Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile

Mohamed Atwa

▶ **To cite this version:**

Mohamed Atwa. Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile. Hydrologie. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996. Français. NNT : . tel-00523305

HAL Id: tel-00523305
https://pastel.hal.science/tel-00523305

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 20291 (5)

THÈSE DE DOCTORAT

présentée à

L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

Spécialité : GÉOTECHNIQUE

par

Mohamed ATWA

Ingénieur de l'Université d'Ain Shams au Caire
Titulaire du DEA de Mécanique des Sols-Structures
(Ecole Centrale des Arts et Manufactures de Paris)

Sur le sujet :

ANALYSE NUMÉRIQUE DES ÉCOULEMENTS D'EAU ET DE LA CONSOLIDATION DES SOLS AUTOUR DES TUNNELS CREUSÉS DANS L'ARGILE

Thèse soutenue le 17 Juillet 1996 devant la commission d'examen composée de :

MM.	J.P. MAGNAN	Président du jury
	R. KASTNER	Rapporteur
	I. SHAHROUR	Rapporteur
	J. BIAREZ	Examinateur
	P. EGGER	Examinateur
	E. LECA	Examinateur
	J. PERA	Invité

E.N.P.C.
INV04184

Remerciements

Ce travail a été réalisé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées sous la direction de Monsieur Jean-Pierre MAGNAN, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Directeur technique au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Je tiens à lui exprimer ma profonde gratitude pour la confiance qu'il m'a accordée, l'appui qu'il a donné à mon travail et d'avoir enfin présidé le jury d'examen.

Des remerciements particuliers s'adressent à Monsieur Eric LECA, Chef de la section Mécanique des Sols et Fondations au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses conseils scientifiques, pour sa disponibilité et pour la confiance qu'il m'a accordée.

Je voudrais également exprimer mes remerciements aux personnalités qui m'ont fait l'honneur de participer au jury :

Monsieur Jean BIAREZ, Professeur à l'Ecole Centrale de Paris,

Monsieur Peter EGGER, Professeur à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne,

Monsieur Richard KASTNER, Professeur à l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon,

Monsieur Jean PERA, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées et Président de l'Association Française des Tunnels et des Travaux Souterrains,

Monsieur Isam SHAHROUR, Professeur à l'Ecole Centrale de Lille.

Mes remerciements s'adressent également à toutes les personnes que j'ai rencontrées au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Je remercie Monsieur le directeur du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ainsi que la direction scientifique.

Je remercie plus spécialement tous les membres de la division Mécanique des Sols et Géologie de l'ingénieur qui m'ont cordialement accueilli parmi eux et m'ont accordé appui et conseils tout le long de mon travail.

Je remercie au même titre tous les membres de la section Modèles Numériques, du service Informatique et du centre de documentation du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Mes remerciements les plus chaleureux s'adressent enfin aux amis que j'ai eu la chance de rencontrer au cours de ma "vie" au laboratoire ; j'espère pouvoir leur témoigner ma reconnaissance pour le précieux soutien dont ils m'ont fait privilégier, et leur présence intentionnée dans les moments difficiles. Je leur exprime tout mon attachement à leur amitié.

RESUME

Cette thèse étudie les écoulements hydrauliques autour des tunnels creusés en terrains aquifères et analyse les déformations induites par la consolidation du massif en présence de sols compressibles.

Le mémoire comporte plusieurs synthèses bibliographiques portant sur les problèmes liés aux écoulements hydrauliques vers un ouvrage souterrain, sur les méthodes de calculs existantes pour l'étude de ces écoulements, sur la réponse hydromécanique des massifs de sols au creusement de tunnel (observations de chantiers), sur les techniques proposées pour simuler la construction d'un tunnel par la méthode des éléments finis et sur les approches de calculs développées pour le traitement de la consolidation d'un massif en présence d'une nappe à surface libre.

Plusieurs études numériques ont été réalisées à l'aide du progiciel CESAR-LCPC.

La méthode des éléments finis a été utilisée pour analyser les écoulements autour de tunnels en conditions bidimensionnelles et tridimensionnelles, en régimes permanent et transitoire. Différentes configurations sont étudiées, considérant un massif indéformable, pour étudier le rôle de l'anisotropie de perméabilité des massifs, leur stratification, et le rôle du revêtement de la paroi du tunnel et de différentes dispositions proposées pour atténuer l'effet des écoulements au front en cours de construction.

La réponse d'un massif de sols compressibles au creusement d'un tunnel a été analysée par des calculs hydromécaniques couplés et un modèle de comportement élastoplastique adapté aux sols anisotropes MELANIE. Les résultats de calcul sont comparés à ceux obtenus par des analyses drainée et non drainée.

L'approche non drainée a, d'autre part, été adoptée pour étudier la réponse des massifs relativement raides à la méthode de creusement par prédécoupage et pour analyser le comportement de la prévoûte au cours des différentes phases de la construction.

La thèse présente, de plus, une contribution au développement du code de calcul CESAR-LCPC.

La programmation du modèle MELANIE dans CESAR-LCPC a été adaptée pour traiter la variation de la contrainte de préconsolidation et des modules d'élasticité avec la profondeur, et pour actualiser le coefficient de perméabilité du sol en fonction de la variation de l'indice des vides.

Une approche est, par ailleurs, proposée pour le traitement de la consolidation en présence d'un niveau piézométrique variable en utilisant les généralisations de Richards (1931) et de Bishop (1960) pour le traitement de l'écoulement et du couplage au-dessus de la surface libre. Cette approche a été programmée dans un nouveau module s'intégrant dans le code CESAR-LCPC et a été appliquée à l'étude de la consolidation d'un massif sous le chargement d'une fondation et suite à la réalisation d'un tunnel.

Ce travail s'achève par la modélisation d'un ouvrage instrumenté : le tunnel de Grimsby, creusé dans un massif argileux compressible. Les calculs ont été réalisés avec différentes lois de comportement (MELANIE, élasticité isotrope et anisotrope et élastoplasticité isotrope), et avec différentes hypothèses pour le traitement du couplage au-dessus du niveau piézométrique ; les résultats ont été comparés aux tassements de surface mesurés sur une période de onze ans après la construction.

Mots clés : *consolidation, couplage, drainage, écoulement, surface libre, niveau piézométrique, sol, perméabilité, argile, loi de comportement, élastoplasticité, anisotropie, stabilité, déformations, tassement, tunnel, modélisation, modèle numérique, éléments finis, CESAR-LCPC (code de calcul).*

ABSTRACT

This work analyses the seepage of ground water towards tunnels excavated in water bearing soils and the induced consolidation in presence of compressible soils.

Several bibliographic syntheses are first presented on the problems induced by ground water seepage towards tunnels, on the existing calculation methods to estimate this seepage, on the field observed hydromechanical response of compressible soil masses to tunneling and on the approaches developped to model soil consolidation for grounds with variable water level.

Several numerical studies were conducted with the finite element code CESAR-LCPC.

The finite element method was used to analyse ground water seepage around tunnels, in permanent and transient flow conditions through two and three dimensional models. Several cases were modeled, considering an undeformable ground, in order to study the influence of soil anisotropy, ground layering, lining permeability and different field measures to reduce seepage effects at the tunnel face during construction.

The response of compressible ground to tunneling was analysed with coupled hydro-mechanical calculations using an anisotropic elastoplastic constitutive law : MELANIE. Results were compared to those obtained by drained and undrained calculations.

The undrained approach was also used to analyse the response of relatively hard ground to the precutting tunneling method and to study the behaviour of the supporting shell throughout the different construction steps.

Furthermore, this thesis contributes to the developement of the finite element code CESAR-LCPC.

The subroutine of the constitutive law MELANIE was adapted to deal with the variation of preconsolidation pressure and soil elastic response with depth, and to update soil permeabilty according to ground deformations.

An approach was proposed to model soil consolidation for ground with a variable water level, making use of Richards (1931) and Bishop (1960) hypotheses to deal with hydro-mechanical coupling above the water table. This approach was integrated into CESAR-LCPC and applied first to a study of soil consolidation under a foundation loading and secondly to tunnel construction.

This method was finally used to analyse a case study : Grimsby tunnel, excavated in soft clayey soil. The study compares the results given by MELANIE with those given by elastic isotropic, elastic anisotropic and isotropic elastoplastic constitutive laws. Different hypotheses were tested for the hydro-mechanical coupling above the water table. Modeling results were compared to eleven year settlement measurements.

Key words : *consolidation, coupling, drainage, seepage, free surface, piezometric level, soil, permeability, clay, constitutive law, elastoplasticity, anisotropy, stability, deformations, settlement, tunnel, modeling, numerical model, finite element, CESAR-LCPC (finite element code).*

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

PREMIERE PARTIE

CHAPITRE I
ANALYSE DES ECOULEMENTS VERS LES TUNNELS - ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction **9**
I.2 Effets du creusement d'un tunnel en présence d'une nappe phréatique **10**
I.2.1 L'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage - Caractéristique majeure 10
I.2.2 Problèmes liés à l'écoulement des eaux vers les tunnels - Observations de chantiers 10
I.2.3 Analyse des observations - Conclusions 19
I.3 Modélisation des écoulements hydrauliques dans les sols en présence de surface libre **22**
I.3.1 L'eau dans les sols 22
I.3.2 Modélisations usuelles des problèmes pratiques d'écoulement en présence de surface libre 23
I.3.2.1 Préliminaires 23
I.3.2.2 L'approche analytique 25
I.3.2.3 Les approches expérimentales 26
I.3.2.4 Les approches numériques 28
I.4. Calcul des écoulements vers les tunnels - Revue des travaux antérieurs **33**
I.4.1 Introduction **33**
I.4.2 Description des méthodes de calcul 33
I.4.2.1 Ecoulements en régime permanent 36
I.4.2.2 Ecoulements en régime transitoire 47
I.4.3 Commentaires 53
I.5 Conclusions **54**

CHAPITRE II
ANALYSE DES ECOULEMENTS AUTOUR D'UN TUNNEL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS A L'AIDE DU LOGICIEL CESAR-LCPC

II.1 Introduction **57**
II.2 Le progiciel CESAR-LCPC et ses sous-programmes de diffusion **58**
II.3 Traitement numérique de l'écoulement avec surface libre dans CESAR-LCPC par l'approche monophasique **60**
II.4 Analyse des écoulements autour d'un tunnel en régime permanent **63**
II.4.1 Buts de l'étude 63
II.4.2 Modélisation des écoulements vers un tunnel perméable en conditions bidimensionnelles 64
II.4.3 Comparaison des résultats numériques à ceux des méthodes approchées 70
II.4.4 Influence de l'écoulement au-dessus du niveau piézométrique 73
II.4.5 Influence de l'anisotropie de perméabilité et de l'hétérogénéité du terrain 74
II.4.6 Influence de la présence d'un revêtement 82
II.4.7 Analyse des écoulements vers un tunnel en conditions tridimensionnelles 85
II.4.8 Apport du calcul tridimensionnel par rapport au calcul plan 88
II.5 Analyse des écoulements hydrauliques autour d'un tunnel en régime transitoire **96**
II.5.1 Evolution dans le temps du régime hydraulique en conditions bidimensionnelles 96
II.5.2 Comparaison des résultats numériques à ceux donnés par les méthodes approchées 100
II.5.3 Rôle de l'anisotropie et de l'hétérogénéité du terrain 103
II.5.4 Influence du revêtement du tunnel 105
II.5.5 Evolution de l'écoulement vers un tunnel en conditions tridimensionnelles 105
II.6 Conclusions **111**

CHAPITRE III
ANALYSE DE TECHNIQUES DE CHANTIER DESTINEES A REDUIRE L'EFFET DES ECOULEMENTS AU FRONT

III.1 Introduction **115**
III.2 Techniques adoptées sur chantiers pour atténuer l'impact de l'écoulement au front **116**
III.3 Modélisation de quelques techniques de chantier et comparaison de leur efficacité à réduire l'effet des écoulements au front **117**
III.3.1 Cas étudié 117
III.3.2 Etude préliminaire de l'évolution du régime hydraulique vers le front de taille dans les conditions du massif considéré 117
III.3.3 Drainage à l'avancement par un système de drains horizontaux 119
III.3.4 Drainage par un système auréolaire en voûte 134
III.3.5 Réalisation d'un diaphragme étanche 138
III.4 Modélisation des écoulements vers un tunnel au cours de l'avancement du front **140**
III.4.1 Modèle considéré, hypothèses et phasage des calculs 140
III.4.2 Analyse des résultats 142
III.5 Conclusions **150**

DEUXIEME PARTIE

CHAPITRE IV
LA CONSOLIDATION DES SOLS AUTOUR DE TUNNELS - COMPORTEMENT IN SITU ET MODELISATION - SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

IV.1 Introduction 155

IV.2 Phénoménologie de la consolidation des sols 156

IV.3 Consolidation du sol autour des tunnels - Observations de chantiers 157

IV.3.1 Réponse d'un massif de sol au creusement d'un tunnel 157

IV.3.2 Rôle de la consolidation dans les tassements observés autour des tunnels 162

IV.4 Modélisation de la réponse des massifs au creusement de tunnels par la méthode des éléments finis 165

IV.4.1 Généralités 165

IV.4.2 Modélisation du creusement de tunnels par la méthode des éléments finis 165

IV.4.3 Techniques développées pour modéliser les phases de réalisation d'un tunnel 172

IV.4.3.1 Simulation du creusement 173

IV.4.3.2 Simulation d'une éventuelle pression interne au tunnel 176

IV.4.3.3 Simulation du remplissage du vide annulaire 176

IV.5 Modélisation de la consolidation des sols autour des tunnels - Travaux antérieurs 179

IV.5.1 Traitement courant de la présence d'eau dans la modélisation des tunnels 179

IV.5.2 Travaux consacrés à la modélisation du creusement de tunnels dans l'argile en conditions non drainées 179

IV.5.3 Analyse couplée par consolidation du creusement de tunnels 184

IV.5.3.1 Approches semi-empiriques 184

IV.5.3.2 Approches par couplage hydromécanique en consolidation 188

IV.6 Conclusions 193

CHAPITRE V
MODELISATION DU CREUSEMENT DE TROIS TUNNELS PAR LA METHODE DU PREDECOUPAGE EN ANALYSE NON-DRAINEE - COMPARAISON DES CALCULS COUPLES, DRAINES ET NON DRAINES

V.1 Introduction 195

V.2 Modélisation du creusement de trois tunnels par la méthode de prédécoupage 196

V.2.1 Contexte de l'étude 196

V.2.2 Description du phasage de la méthode de construction proposée 196

V.2.3 Description des modèles, hypothèses et phasages de calculs 199

V.2.3.1 Les modèles de calcul 200

V.2.3.2 Simulation du phasage de la construction et chargements considérés 205

V.2.3.3 Limites des modélisations réalisées 209

V.2.4 Analyse des résultats des calculs 210

V.2.4.1 Impact du creusement sur le massif 212

V.2.4.2 Comportement de la prévoûte 217

V.2.4.3 Résultats des calculs à long terme 220

V.2.5 Adéquation de l'approche - Critiques 222

V.3 Comparaison sur un cas simple des résultats des calculs couplés, drainés et non drainés 223
V.3.1 Description du modèle 223
V.3.2 Analyse des déformations du massif 225
V.3.3 Analyse de l'évolution des pressions interstitielles 230
V.3.4 Chargement appliqué sur le revêtement 232
V.4 Conclusions 235

TROISIEME PARTIE

CHAPITRE VI
MODELISATION DE LA CONSOLIDATION DES SOLS ARGILEUX SATURES
ET EN PRESENCE D'UNE SURFACE LIBRE - SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

VI.1 Introduction 239
VI.2 Modélisation théorique et numérique de la consolidation des sols saturés 240
VI.2.1 Bases théoriques de la consolidation des sols 240
VI.2.2 Evolution récente du traitement des problèmes géotechniques en consolidation 245
VI.2.3 Résolution du problème de consolidation des sols par la méthode des éléments finis 249
VI.3 Modélisation de la consolidation des sols en présence de surface libre 251
VI.3.1 Généralités 251
VI.3.2 Problèmes posés par la présence d'une surface libre 252
VI.3.3 Traitement de la consolidation avec surface libre dans CESAR-LCPC 256
VI.3.3.1 Généralités 256
VI.3.3.2 Description de l'approche suivie dans CESAR-LCPC 256
VI.3.3.3 Analyse et commentaires 259
VI.3.4 Traitement de la consolidation avec surface libre - Synthèse bibliographique 260
VI.3.4.1 Généralités 260
VI.3.4.2 Description des travaux 260
VI.3.4.3 Commentaire et comparaison 269
VI.3.5 Comportement des sols argileux dans le domaine des pressions négatives 271
VI.3.6 Approche retenue pour le traitement de la consolidation avec surface libre 274
VI.4 Conclusions 277

CHAPITRE VII
CONTRIBUTION AU DEVELOPPEMENT DU MODELE MELANIE
DANS LE PROGICIEL CESAR-LCPC

VII.1 Introduction 279
VII.2 Description du modèle MELANIE 280
VII.3 Nouveau traitement numérique du modèle 283
VII.3.1 Nouvelle approche 284
VII.3.2 Programmation 288
VII.4 Application du modèle à des cas pratiques 290
VII.4.1 Modélisation du chargement d'une fondation superficielle 292
VII.4.2 Modélisation du creusement d'un tunnel 297
VII.5 Conclusions 301

CHAPITRE VIII
CONTRIBUTION AU DEVELOPPEMENT DE LA MODELISATION DE LA CONSOLIDATION AVEC SURFACE LIBRE DANS CESAR-LCPC

VIII.1 Introduction 303
VIII.2 Développement d'une nouvelle approche pour le traitement de la consolidation avec surface libre 304
VIII.2.1 Equation de conservation de la masse d'eau 305
VIII.2.2 Notion de contrainte effective modifiée selon les principes de Bishop 311
VIII.3 Formulation du modèle pour une résolution numérique 314
VIII.3.1 Formulation variationnelle 314
VIII.3.2 Prise en compte d'un comportement de sol non-linéaire 318
VIII.3.3 Transcription du problème en équations matricielles 320
VIII.3.4 Intégration du problème dans le temps 322
VIII.4 Description du module de calcul programmé 324
VIII.4.1 Programmation 324
VIII.4.2 Algorithme adopté pour gérer l'aspect non-linéaire du problème 325
VIII.4.3 Organigramme fonctionnel du module développé 327
VIII.4.4 Calculs de vérifications 331
VIII.5 Application du programme à quelques cas pratiques 336
VIII.5.1 Modélisation du chargement d'une fondation superficielle 336
VIII.5.2 Modélisation du creusement d'un tunnel 341
VIII.6 Développements futurs 347
VIII.7 Conclusions 351

CHAPITRE IX
MODELISATION COUPLEE D'UN OUVRAGE REEL INSTRUMENTE - LE TUNNEL DE GRIMSBY

IX.1 Introduction 355
IX.2 Présentation du projet 356
IX.3 Synthèse des mesures réalisées 359
IX.4 Caractéristiques géotechniques du massif 362
IX.5 Modélisation numérique du tunnel de Grimsby 365
IX.5.1 Section de l'ouvrage considérée et modèle d'éléments finis correspondant 365
IX.5.2 Détermination des paramètres de calcul 365
IX.5.3 Description des calculs réalisés 376
IX.5.4 Phasages des calculs 377
IX.5.5 Interprétation des résultats 380
IX.5.5.1 Confrontation des résultats aux mesures de tassements 380
IX.5.5.2 Analyse des résultats complémentaires 392
IX.6 Limites des modélisations réalisées 413
IX.7 Conclusions 415

CONCLUSIONS GENERALES 417

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES (en 5 parties) **423**

PREMIERE PARTIE : MODELISATION DES ECOULEMENTS SOUTERRAINS 423
DEUXIEME PARTIE : MODELISATION DES ECOULEMENTS AUTOUR DES TUNNELS 426
TROISIEME PARTIE : COMPORTEMENT DES SOLS - RESULTATS EXPERIMENTAUX ET MODELISATION 429
QUATRIEME PARTIE : MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS AUTOUR DES TUNNELS 438
CINQUIEME PARTIE : ANONYMES 443

ANNEXES **445**

ANNEXES AUX CHAPITRES II ET III 446
ANNEXES AU CHAPITRE VII 452
ANNEXES AU CHAPITRE VIII 463

INTRODUCTION GENERALE

Le creusement d'ouvrages souterrains constitue de nos jours une des solutions les mieux adaptées pour la construction des infrastructures de transports routiers et ferroviaires, et des réseaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement dont les grandes villes du monde ont un besoin croissant.

L'un des problèmes majeurs lié à ces ouvrages est constitué par les mouvements du sol induits par les travaux. Ces ouvrages étant, pour des raisons tant économiques que fonctionnelles, généralement construits à faible profondeur, les mouvements qu'ils provoquent, peuvent endommager les structures existant en surface.

Ce problème est d'autant plus important en présence de sols compressibles. Les tassements dus à la construction de l'ouvrage sont dans ce cas plus importants et ils se développent au cours du temps, parfois pendant de longues périodes après la fin des travaux. Ces déformations différées proviennent notamment de la consolidation des sols fins qui se produit au cours du temps par expulsion des excès d'eaux interstitielles occupant les vides du massif.

Dans les terrains plus consistants, la présence d'une nappe phréatique peut induire d'autres problèmes liés à l'écoulement de l'eau vers l'ouvrage et le drainage consécutif du massif.

Cette thèse vise à approfondir les connaissances dans ces domaines.

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été réalisés au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, principalement, au cours de la période d'octobre 1992 à décembre 1995 ; ils s'appuient sur deux outils : l'analyse bibliographique et la modélisation numérique.

L'étude a porté, dans un premier temps, sur l'analyse de la réponse hydraulique des massifs de sol au creusement de tunnels. Ce travail a comporté une recherche bibliographique et des analyses numériques à l'aide du progiciel CESAR-LCPC.

La recherche bibliographique a visé à cerner les problèmes liés aux écoulements induits par le creusement d'un tunnel dans un terrain aquifère et à analyser les méthodes de calcul existantes pour évaluer leur ampleur et mesurer leurs conséquences.

La modélisation des écoulements autour d'un tunnel à l'aide de CESAR-LCPC a été réalisée en conditions bidimensionnelles et tridimensionnelles en considérant un massif indéformable. Cette étude a visé à comparer les caractéristiques de l'écoulement obtenues par le calcul, en régimes permanent et transitoire, avec les phénomènes généralement observés sur site, et à comparer les résultats de calculs numériques à ceux donnés par les méthodes de calcul issues de la recherche bibliographique. L'étude a également comporté une analyse numérique de l'influence de certaines conditions usuelles des massifs naturels (anisotropie de perméabilité, stratification du terrain).

Les calculs tridimensionnels considèrent les conditions d'un tunnel à front ouvert en cours de construction ; des modélisations ont également été réalisées pour étudier l'impact de trois techniques proposées pour atténuer l'effet des écoulements au front de taille. Une modélisation numérique a par ailleurs permis d'étudier l'influence de la vitesse d'avancement du front de taille sur le régime hydraulique du massif.

Dans un second temps, nous nous sommes intéressés à la modélisation du creusement de tunnels en milieux déformables.

Nous avons d'abord étudié l'expérience acquise sur les chantiers en termes de réponse des massifs au creusement de tunnels et notamment de réponse induite par la consolidation du sol autour de l'ouvrage (déformations différées, surpressions interstitielles). Nous avons également étudié les techniques proposées pour simuler la construction d'un tunnel sur un modèle d'éléments finis, et nous avons passé en revue les travaux antérieurs traitant la modélisation des tunnels en analyses hydromécaniques couplées.

L'approche non drainée a été, dans un premier temps, adoptée pour l'étude de faisabilité de trois tunnels pour lesquels la méthode de creusement par prédécoupage mécanique a été proposée. Ces tunnels étaient projetés près de Marseille, dans le cadre des travaux d'aménagement de la ligne nouvelle du T.G.V Méditerranée ; les terrains encaissants étant

relativement consistants, une loi élastique plastique parfaite avec critère de Mohr-Coulomb a été adoptée. Différentes modélisations ont été réalisées en simulant le phasage des travaux pour prévoir la réaction du massif vis-à-vis de la méthode de creusement proposée et le comportement de la structure de soutènement provisoire.

Des calculs hydromécaniques couplés ont ensuite été réalisés à l'aide du code CESAR-LCPC, pour un tunnel creusé dans un massif d'argile molle. Les calculs ont adopté le modèle MELANIE, un modèle élastoplastique développé pour décrire le comportement des argiles naturelles anisotropes. Les résultats des calculs couplés ont été comparés à ceux donnés, pour la même configuration, par des approches drainées et non-drainées.

Ces premiers calculs à l'aide du modèle MELANIE ont montré la nécessité d'adapter sa programmation dans CESAR pour gérer un profil de préconsolidation variable avec la profondeur. Cette adaptation a été réalisée dans un nouveau sous-programme qui permet de gérer cette variation et où nous avons, de plus, intégré la variation des modules d'élasticité avec la profondeur (variation de E'_h, E'_v et/ou G'_{vh}). On a également programmé à l'actualisation du coefficient de perméabilité du sol en fonction de l'évolution des déformations du massif.

En parallèle, nous nous sommes intéressés à la modélisation de la consolidation des sols en présence d'un niveau piézométrique variable dans le massif.

Une recherche bibliographique a permis d'analyser les principales approches développées pour traiter ce problème et d'étudier les principales observations expérimentales sur le comportement des sols argileux soumis à des pressions interstitielles négatives.

La synthèse de ces travaux nous a permis de proposer une nouvelle approche basée sur un traitement monophasique, adoptant les hypothèses de Richards (1931) pour le traitement de l'écoulement au-dessus de la surface libre et la généralisation de la notion des contraintes effectives proposée par Bishop (1960). Cette nouvelle approche a été programmée dans un nouveau module s'intégrant dans le progiciel CESAR-LCPC et a été appliquée au calcul de deux ouvrages : une fondation superficielle et un tunnel.

Enfin, le nouveau module a été appliqué au calcul d'un ouvrage instrumenté construit dans un massif d'argile où des tassements de surface ont été enregistrés onze ans après la construction. Les calculs ont été réalisés avec différentes lois de comportement (MELANIE, élasticité isotrope et anisotrope et élastoplasticité isotrope) et suivant différentes hypothèses pour le traitement de l'écoulement et du couplage au-dessus du niveau piézométrique. Les résultats des calculs ont été comparés aux mesures sur site.

Ce mémoire est divisé en trois parties. **La première partie comprend trois chapitres.**

Le chapitre I présente une synthèse des problèmes liés aux écoulements induits par le creusement de tunnels dans des terrains aquifères et des méthodes de calcul existantes pour l'étude de ces écoulements.

Le chapitre II présente les analyses numériques réalisées à l'aide du progiciel CESAR-LCPC pour étudier les écoulements hydrauliques autour de tunnels.

Le chapitre III présente la modélisation de trois techniques proposées pour atténuer l'effet des écoulements d'eau vers le front de taille d'un tunnel en cours de construction et l'analyse des phénomènes transitoires qui se développent à l'avancement du tunnel dans le massif.

La deuxième partie comporte deux chapitres.

Le chapitre IV est consacré à la description de la réponse des massifs de sols meubles au creusement de tunnels, des techniques numériques développées pour simuler les différentes phases de la construction. Il comporte également une synthèse des travaux antérieurs analysant le creusement de tunnels par des analyses hydromécaniques couplées.

Le chapitre V décrit les analyses non-drainées adoptées pour l'étude de la réponse de massifs relativement raides à la méthode de creusement par prédécoupage et prévoûte. Il comporte, également, l'étude comparative entre les résultats des analyses drainées, non-drainées et hydromécaniques couplées dans le cas d'un tunnel circulaire creusé dans une argile compressible.

La troisième partie comporte quatre chapitres.

Le chapitre VI est consacré à la description physique et théorique du phénomène de consolidation des sols fins saturés et à l'analyse des différentes approches proposées pour la modélisation de la consolidation en présence d'une surface libre.

Le chapitre VII décrit les fondements du modèle MELANIE et les développements réalisés pour étendre ses capacités de calcul. Il présente les résultats obtenus avec la nouvelle version programmée pour deux cas pratiques : le cas d'une fondation superficielle et le cas d'un tunnel.

Le chapitre VIII est consacré au développement de l'approche proposée pour le traitement de la consolidation des sols argileux en présence d'une surface libre et son adaptation à un traitement numérique pour un matériau élastoplastique écrouissable. Le chapitre décrit, aussi, la programmation de l'approche dans CESAR-LCPC et la démarche adoptée pour la vérification du bon fonctionnement du programme. Une étude d'influence est présentée pour les deux cas précédemment traités : une fondation superficielle et un tunnel.

Le chapitre IX présente les modélisations réalisées pour le tunnel de Grimsby et compare les résultats obtenus aux mesures de tassements de surface et à leur évolution dans le temps.

PREMIERE PARTIE

CHAPITRE I

ANALYSE DES ECOULEMENTS VERS LES TUNNELS - ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Les ouvrages souterrains sont, le plus souvent, creusés dans des terrains situés sous le niveau de la nappe phréatique. Le creusement de la galerie a pour conséquence de perturber le régime hydraulique initial et de provoquer l'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage. Cet écoulement peut entraîner diverses conséquences ; l'ingénieur doit pouvoir estimer leur amplitude et mesurer leur impact sur l'ouvrage et le massif encaissant.

Ce chapitre présente les résultats d'une étude bibliographique visant trois objectifs :

- cerner les problèmes liés à l'écoulement des eaux souterraines autour des tunnels,

- grouper les méthodes existantes développées pour l'étude de ces écoulements,

- analyser les limites de ces méthodes, et appréhender leurs domaines d'application.

Pour exposer les résultats de cette recherche, ce chapitre a été divisé en trois parties. La première partie analyse les observations faites sur les chantiers de tunnels creusés sous la nappe, résume les principaux problèmes rencontrés et les moyens mis en oeuvre pour éviter leurs conséquences. Cette analyse nous permettra de mieux appréhender les phénomènes impliqués et de cerner les différents facteurs qui interviennent dans le comportement hydraulique autour des tunnels.

Dans un deuxième temps, nous présentons les différentes approches dont dispose l'ingénieur pour modéliser les écoulements hydrauliques dans les sols. L'analyse des hypothèses de base de ces approches et de leurs limites d'application nous permettra de mieux situer les travaux antérieurs développant des méthodes pour le calcul des écoulements vers les tunnels.

Ces méthodes sont décrites dans la troisième et dernière partie du chapitre.

I.2 Effets du creusement d'un tunnel en présence d'une nappe phréatique

I.2.1 L'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage - Caractéristique majeure

Le creusement d'un tunnel sous la nappe affecte l'équilibre hydraulique initial du massif. La chute de pressions engendrée dans le terrain entraîne l'écoulement des eaux souterraines vers la galerie et l'intrusion d'un certain débit d'eau dans la partie excavée de l'ouvrage. Ce phénomène est illustré sur la figure I.1 dans le cas d'une galerie à paroi imperméable, pour laquelle l'écoulement s'effectue uniquement par le front de taille.

La quantité d'eau entrant dans le tunnel est la caractéristique la plus fréquemment analysée dans les publications antérieures pour mesurer l'impact des écoulements vers un ouvrage en construction ; elle dépend de nombreux facteurs, dont les plus importants sont la perméabilité du terrain, la profondeur du tunnel sous le niveau piézométrique et le taux de réalimentation de l'aquifère. Elle dépend en fait de l'ensemble des conditions hydrogéologiques rencontrées par le tunnel.

Le débit d'entrée dans une galerie se caractérise notamment par une diminution dans le temps. La figure I.2 illustre ce phénomène. Résultat des observations de Sato (1983) pour différents tunnels exécutés au Japon, cette figure considère deux configurations de nappes : le cas d'une nappe rechargée continuellement en surface, d'une part, et celui d'une nappe à surface libre, d'autre part. La figure I.2b montre que la rencontre, en cours de creusement, d'une zone de perméabilité plus importante k_1 provoque, par rapport à des conditions homogènes (figure I.2a), une augmentation sensible du débit dans le tunnel. Cette augmentation est suivie d'une diminution rapide du débit, plus importante dans le cas d'une nappe à surface libre.

Par ailleurs, l'écoulement des eaux vers un tunnel peut entraîner des conséquences de natures diverses. De nombreux auteurs ont rapporté et analysé les problèmes créés par la présence de l'eau sur les chantiers de tunnels ; certains ont, par ailleurs, effectué des mesures sur site.

I.2.2 Problèmes liés à l'écoulement des eaux vers les tunnels - Observations de chantiers

L'analyse des travaux consacrés à la construction de tunnels sous la nappe permet de mettre en évidence les différents problèmes liés à l'écoulement des eaux souterraines vers un tunnel, ainsi que les principales dispositions qui peuvent être mises en oeuvre sur les chantiers pour réduire, voire éviter, les conséquences de ces écoulements. Le tableau I.1 récapitule les problèmes observés sur différents chantiers. Il est divisé en sept colonnes : les cinq premières colonnes décrivent les caractéristiques de l'ouvrage, la sixième résume les problèmes causés par la présence de l'eau sur le chantier et la septième et dernière colonne présente les mesures palliatives adoptées durant la construction.

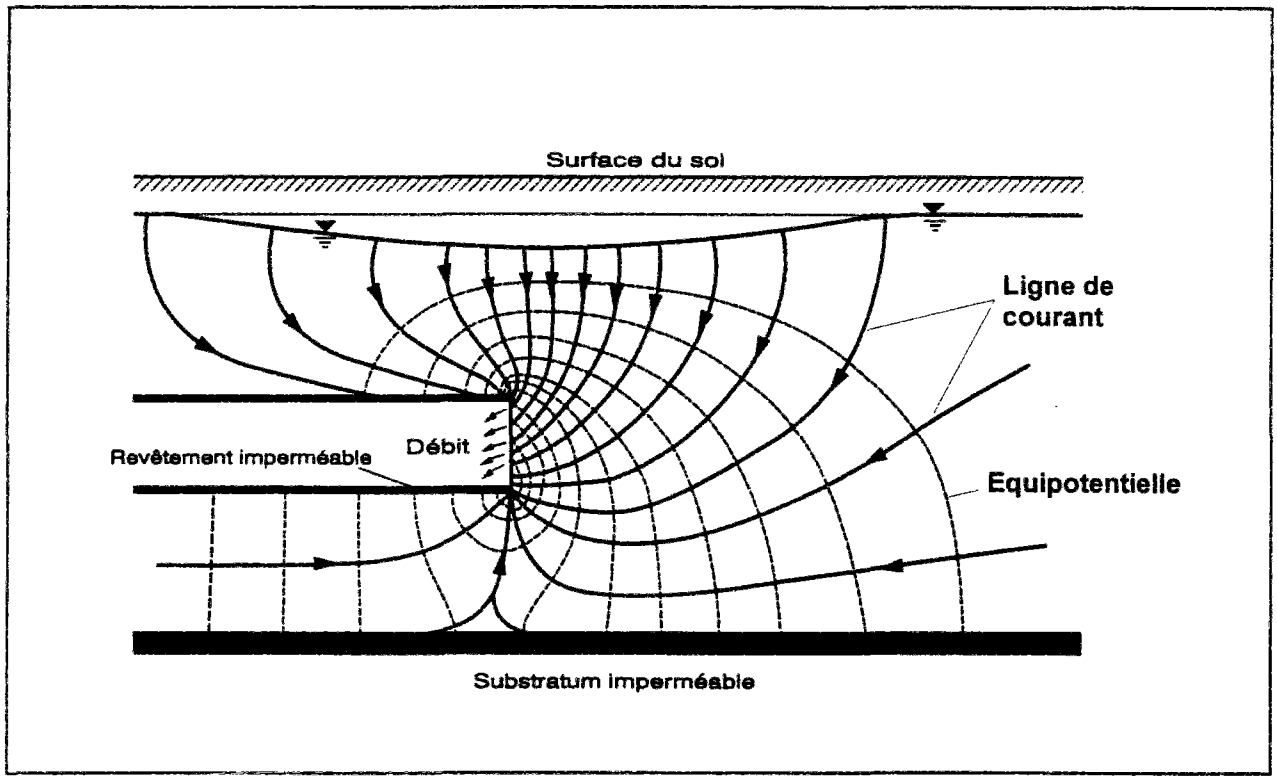


Figure I.1 : Réseau d'écoulement vers un tunnel à front ouvert.

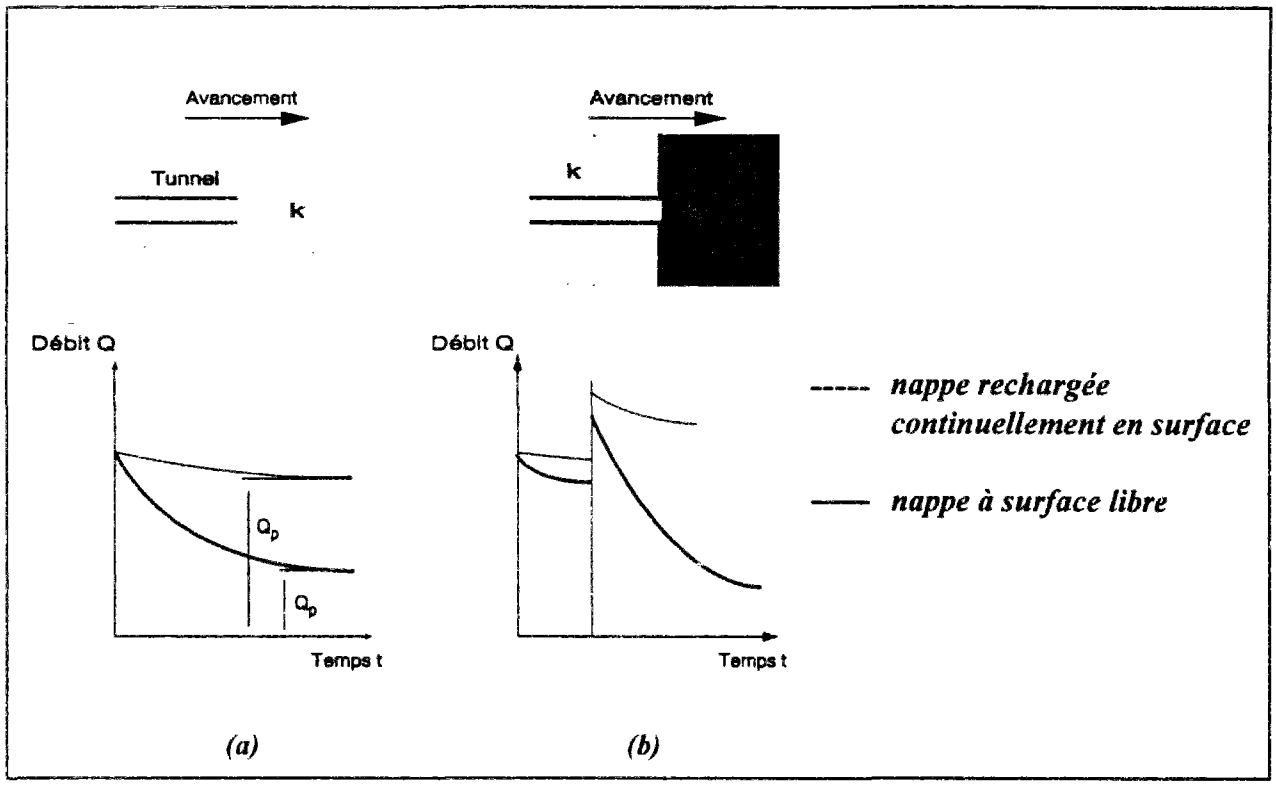


Figure I.2 : Evolution au cours du temps du débit entrant dans un tunnel selon les conditions hydrogéologiques rencontrées.

Tableau I.1 : Problèmes rencontrés sur les chantiers de tunnels

Projet	Référence	Nature du terrain	Position du tunnel et dimensions	Méthode de construction	Problèmes rencontrés	Dispositions mises en oeuvre
Tunnel de Tsugaru (Japon)	Akama et al. (1988)	Couches de grès non consolidé du Pliocène.	C = 100 m D = 10 m h_w = 60 m	Méthode traditionnelle avec puits profonds et drains horizontaux.	Venues d'eau avec érosion du front et des parois, rabattement progressif de la nappe.	Puits plus profonds et plus nombreux (nombre multiplié par deux).
Collecteur principal de Mexico	Jorge et Mouxaux (1978)	Roches fracturées, marnes, argiles.	C = 120 m D = 10 m	Méthode conventionnelle.	Ruptures du front et fortes venues d'eau.	Tunnel pilote pour reconnaissance et injection des zones très fracturées.
Tunnel du Daishaka (Japon)	Suzuki et Nakayama (1984)	Différentes couches de grès, fins à grossiers.	C = 30 m D = 4,5 m h_w = 10 m	Nouvelle méthode autrichienne (NATM) en section divisée (deux demi-sections).	Débits excessifs à la rencontre des zones plus perméables.	Injection du front et drainage à l'avancement.
Tunnel de Guavio (Colombie)	Egger (1988) Eslava et al. (1989)	Grès non cimenté, friable.	C = 300 m D = 8,8 m h_w = 220 m	Méthode traditionnelle.	Rupture du front. Débits par les forages d'exploration avec venue de sables et de vases. Débits atteignant 250 m^3/h.	Injection du terrain avec drainage auréolaire.
Tunnel sous la Manche	Pellerin (1993)	Craie blanche et grise, craie bleue	C = 40 m D = 8,4 m h_w = 100 m	Tunneliers mixtes.	Venues d'eau à la rencontre des zones de calcaire. Débits sous pression atteignant 432 m^3/h	Système d'évacuation prévu en tête du bouclier et pompage.
Tunnel de Onogami (Japon)	Yokoyama (1978)	Roches pyroclastiques non consolidées.	C = 300 m	Méthode traditionnelle.	Rupture du front à la rencontre de zones moins perméables avec débits excessifs.	Drain pilote parallèle au tunnel pour drainage à l'avancement.
Tunnel de Samulada (Chine)	Xun (1988)	Roches fissurées.	Tunnel profond en montagne	Méthode traditionnelle.	Débits excessifs à la rencontre des zones fissurées, ruptures du front.	Diminution de la section excavée et drainage à l'avancement.
Tunnel Météor de la RATP à Bercy	Zidouh (1993)	Alluvions modernes et anciennes, calcaire grossier	C = 20 m D = 7 m h_w = 8 m	Méthode traditionnelle.	Débits excessifs avec chute de blocs à la rencontre des zones fissurées.	Drainage horizontal.
Tunnel LEP du C.E.R.N.	Laporte (1988)	Formation calcaire du Jura	C = 150 m D = 4,4 m h_w = 150 m	Tunnel pilote, injections, creusement à l'explosif et pose de voussoirs.	Deux ruptures en radier avec débits excessifs d'eau contenant des particules fines.	Avancement par volées courtes, radiers bétonnés, injections systématiques.
Tunnels routiers à Seattle (E.U.)	Cristchfield & Mc Donald (1990)	Argile raide limoneuse, couches de sables limoneux.	C = 13 m D = 6,5 m h_w variable	Bouclier à front ouvert, puits profonds et injections.	Rupture en radier avec débit d'eau emportant du sable.	Drainage de la couche de sable par pointes filtrantes.

C : couverture du terrain - D : diamètre du tunnel ou sa dimension verticale - h_w : hauteur de la nappe par rapport à l'axe du tunnel.

Tableau I.1 (suite) : Problèmes rencontrés sur les chantiers de tunnels

Projet	Référence	Nature du terrain	Position du tunnel et dimensions	Méthode de construction	Problèmes rencontrés	Dispositions mises en oeuvre
Souterrain de Milan- ligne 3 lot B (Italie)	Colombo et al. (1988)	Sols alluvionnaires avec faible fraction limoneuse.	C=20 m D = 13,6 m h_w = 6 m	Injection du terrain et creusement à la pelle mécanique.	4 ruptures en radier avec débits excessifs (360 m^3/h).	Congélation de la couche de limons argileux.
Tunnel de Nadachi (Japon)	Saotome (1988)	Couches de grès, de sables et de conglomérats.	C = 150m D = 15 m h_w = 150 m	Nouvelle méthode autrichienne (NATM).	Ruptures du front avec débits sous pression.	Pointes filtrantes radiales au tunnel
Tunnel de la Tamise (Royaume-Uni)	Skempton et Chrimes (1993)	Couches d'argiles, de limons et de graviers sous la Tamise.	C = 10 m D = 20 m h_w = 30 m	Bouclier constitué en bois (tunnel exécuté entre 1825-1843).	5 ruptures du front avec flux excessifs d'eau et de sables, cuvette de tassement au fond du fleuve.	Dépôt de sacs d'argiles sur le fond du fleuve pour comprimer le terrain et armement latéral des parois.
Tunnel de Atocha-Laguna (Espagne)	Oteo et al. (1988)	Argile carbonatée sous couches d'argiles limoneuses et limons sableux	C =17 m D = 8 m h_w = 16 m	Excavation semi-mécanisée au bouclier .	Rupture en clé sur 17 m de hauteur, débits violents d'eau, fissurations dans les bâtiments en surface.	Injections sous pressions à partir de la surface du sol.
Tunnel de San-Francisco (E.U.)	Clough et al. (1985)	Argiles molles	C = 20 m D = 7 m h_w = 8 m	Bouclier à pression de terre.	Surpressions interstitielles à l'avant du front, tassements différés.	
Drain collecteur à Singapour	Lo et al. (1984)	Argiles marines avec couches de sables.	C = 5,3 m D = 2,1 m h_w = 5 m	Tubes foncés ; front renforcé par des poutres en bois.	Surpressions interstitielles à l'avant du front se dissipant dans le temps.	
Micro- tunnel expérimental de l'EPFL (Suisse)	Pellet et al. (1993)	Couches de limons sableux et limons argileux.	C = 2,5 m D = 0,95 m h_w = 0,97 m	3 tubes foncés avec plaque perforée au front.	La pression sur le front diminue dans le temps, rabattement du niveau piézométrique.	
Tunnel de Higo (Japon)	Fujita et al. (1988)	Roches calcaires.	C = 300 m D = 10 m	Nouvelle méthode autrichienne (NATM).	Débits atteignant 1200 m^3/h, mauvaise adhérence entre le béton projeté et la roche, lessivage du mortier d'injection des boulons.	Drainage à l'avancement, utilisation d'additifs chimiques dans le béton.
Tunnel piétons du métro de Lyon	Talichet (1988)	Sables et graviers très perméables.	C = 11 m D = 3,9 m h_w = 5 m	Congélation du sol autour de la zone à excaver.	La circulation de la nappe empêche la baisse de température du côté amont de l'écoulement.	Injections pour imperméabiliser le sol et dévier le cheminement de l'eau.

C : couverture du terrain - D : diamètre du tunnel ou sa dimension verticale - h_w : hauteur de la nappe par rapport à l'axe du tunnel.

L'étude des observations reportées dans la littérature a permis de mettre en évidence l'influence majeure du mode d'exécution adopté sur la nature des phénomènes rencontrés en présence d'eau. L'impact du creusement sur l'aquifère diffère selon que la méthode d'excavation utilise une technique avec front ouvert ou fermé, pressurisé ou non pressurisé.

Dans le cas d'un tunnel à front ouvert et non pressurisé, les problèmes sont particulièrement importants, notamment du point de vue des débits. Jansson (1978) a rassemblé les débits observés dans plusieurs tunnels durant leur construction ; les quantités d'eau mesurées varient entre 20 à 500m^3/h pour les différents cas étudiés ; les débits augmentent avec la perméabilité du terrain, la profondeur du tunnel et l'étendue de sa paroi perméable.

De faibles venues d'eau peuvent suffire à perturber les différentes étapes de la construction. Des moyens de pompage adaptés doivent être prévus pour évacuer en permanence les débits entrants et assurer le bon déroulement des travaux.

Pour de fortes venues d'eau, il peut y avoir inondation du site, ce qui constitue un danger pour le matériel de construction et la sécurité du personnel. Dans de telles conditions, des dispositions préventives doivent être envisagées.

Par ailleurs, l'écoulement vers le tunnel peut provoquer un rabattement de la nappe. Ceci intervient dans les terrains perméables et/ou quand la réalimentation de l'aquifère n'est pas suffisante pour maintenir le niveau de la nappe phréatique. Ce phénomène a notamment été mis en évidence sur le tunnel de Tsugaru au Japon (figure I.3 d'après Akama et al., 1988).

Dans les terrains rocheux, généralement peu perméables, les débits d'écoulement augmentent à la rencontre des zones fissurées (Jorge et Mouxaux, 1978 ; Susuki et Nakayama, 1984 ; Egger, 1988 ; Pellerin, 1993). Ces débits sont souvent accompagnés de chutes de blocs solides (Zidouh, 1993), et peuvent parfois provoquer la rupture totale du front de taille (Yokoyama, 1978 ; Xun, 1988).

Par ailleurs l'écoulement peut provoquer des instabilités en radier. Laporte (1988) décrit un accident de ce type survenu lors du creusement d'un tunnel dans les calcaires du Jura (figure I.4). Le creusement du tunnel était effectué à l'explosif avec pose de voussoirs en acier. Un tunnel pilote précédait la galerie principale dans le but de reconnaître les terrains et d'injecter les fissures rencontrées. Toutefois, alors que la galerie progressait dans une zone compacte, une venue d'eau importante s'est brusquement déclarée au niveau du radier à 14 m en arrière du front de taille. L'écoulement a été accompagné d'importants débourrages de sables fins très argileux. Le débit s'est rapidement élevé de 36 m^3/h en moyenne à 360 m^3/h. La couverture d'eau dans cette zone étant de 150 m, les débits étaient sous une pression de 1,5 MPa.

En présence de terrains meubles, les phénomènes hydrauliques sont notamment influencés par l'hétérogénéité des matériaux présents au front de taille. La rencontre de zones plus perméables

peut provoquer des phénomènes de renard (érosion interne) si les vitesses d'écoulement deviennent supérieures à celles auxquelles peuvent résister les particules les plus fines du sol.

Ce phénomène a été observé lors du creusement de deux tunnels routiers à Seattle (Critchfield et McDonald, 1990). Ces tunnels étaient creusés à l'aide de boucliers à front semi-ouvert dans un sol argileux, avec drainage à l'avancement, ce dernier étant assuré par un groupe de puits profonds situés le long du tracé de l'ouvrage. Par mesure de sécurité vis-à-vis des bâtiments avoisinants en surface, des injections de silicate de sodium ont été exécutées sous les fondations ainsi qu'à l'intérieur du tunnel en voûte. Toutefois, un problème s'est déclaré à la rencontre d'une couche de sable à la base du bouclier. On a alors observé une forte venue d'eau derrière la jupe, emportant du sable fin et provoquant le tassement du bord arrière de la jupe et la détérioration de la queue du bouclier (figure I.5).

Par ailleurs, les écoulements peuvent provoquer des ruptures locales, similaires au phénomène de rupture de fond de fouille. Colombo et al. (1988) décrivent un accident de ce type survenu lors du creusement d'un tunnel à Milan. L'ouvrage, creusé à 26 m de profondeur, se situe dans un terrain alluvionnaire, à 6 m sous le niveau piézométrique. Une méthode de creusement mécanisé était utilisée après consolidation et imperméabilisation du terrain par injection de ciment et d'additifs chimiques pour assurer des conditions de creusement relativement sèches. Toutefois, une rupture en radier s'est produite, suivie d'un flux excessif d'eau accompagné de matières fines (sables et limons). Des sondages complémentaires ont été effectués. Ils ont révélé une couche de limon argileux d'un mètre d'épaisseur située à quelques mètres en dessous du radier (figure I.6). La présence de cette couche peu perméable a réduit l'épaisseur de la zone injectée (le coulis d'injection n'étant pas adapté aux sols fins) ; cette couche a cédé, sous l'effet des surpressions interstitielles sous-jacentes.

Les écoulements hydrauliques peuvent aussi provoquer des ruptures en voûte (Oteo et al., 1988) ou des ruptures complètes du front de taille (Saotome, 1988 ; Skempton et Chrimes, 1993).

Le tunnel de Nadashi (Saotome, 1988) a été creusé dans un terrain très stratifié, à l'aide de la nouvelle méthode autrichienne (NATM). Le sous-sol est constitué d'une alternance de couches de grès et de sables inclinées sur l'axe longitudinal du tunnel. La rencontre des couches de sables a provoqué à plusieurs reprises la rupture du front de taille. Celle-ci a été à chaque fois accompagnée d'un important flux d'eau dans le tunnel. Un système de pointes filtrantes a alors été installé sur le pourtour du tunnel pour drainer les couches de sable ; il s'est avéré très efficace pour la suite des travaux.

Dans le cas de tunnels creusés en terrain meuble en site urbain, les conséquences d'une rupture sont encore plus graves. Les observations effectuées lors du creusement du tunnel d'Atocha-Laguna à Madrid sont très instructives (Oteo et al., 1988) : la rupture s'est produite en voûte en cours de creusement du fait de l'écoulement des eaux vers l'ouvrage. La masse en déplacement a

atteint 17 m de hauteur ; elle a provoqué des fissurations dans les bâtiments situés en surface. Cette rupture a été accompagnée de fortes venues d'eau et les travaux ont été totalement interrompus, jusqu'à ce que des injections sous pression aient été effectuées depuis la surface du sol.

D'autre part, le creusement d'un tunnel peut affecter la distribution des pressions interstitielles dans le terrain encaissant.

Dans le cas d'un tunnel à front ouvert et non-pressurisé, le creusement de la galerie provoque en général une diminution des pressions interstitielles autour du tunnel dans la zone d'influence du front de taille. Après le passage du front et la réalisation des travaux d'étanchéité des parois du tunnel, les pressions interstitielles peuvent se rétablir à leur niveau initial, si l'ouvrage est parfaitement étanche. Les mesures piézométriques effectuées sur le chantier Météor de la RATP confirment ce phénomène (Zidouh, 1993).

Dans le cas de l'utilisation d'une technique à front pressurisé, en revanche, la pression appliquée au front peut provoquer des surpressions interstitielles qui se développent progressivement à l'approche du bouclier. La distribution des surpressions mesurées durant la construction d'un tunnel à San Francisco est représentée sur la figure I.7, d'après Clough et al. (1985). Ces surpressions tendent ensuite à se dissiper après le passage de la machine par écoulement des eaux des zones de hautes pressions vers celles de pressions moindres.

Ce phénomène a également été mis en évidence par les mesures effectuées par Lo et al. (1984), pendant la construction d'un tunnel, par fonçage, dans l'argile molle de Singapour. L'évolution des pressions interstitielles mesurées est présentée sur la figure I.8. Des constatations analogues ont été faite pendant la construction d'un micro-tunnel expérimental à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Pellet et al., 1993).

Les écoulements peuvent également affecter l'efficacité de certaines dispositions de la construction. La qualité du béton projeté et son adhérence avec le sol peuvent être influencées par la présence de l'eau. Ceci a été observé sur le tunnel de Higo au Japon où l'écoulement vers l'ouvrage a, de plus, provoqué le lessivage du mortier de scellement des boulons (Fujita et al., 1988).

Talichet (1988) rapporte, par ailleurs, un deuxième type de perturbation rencontré sur le chantier d'un tunnel pour piétons du métro de Lyon. Le souterrain étant creusé dans un sol constitué de sables et de graviers très perméables, une enceinte étanche a été exécutée par congélation d'un mur de sol autour de l'emplacement de l'ouvrage. L'écoulement des eaux vers une galerie existante a empêché le maintien d'un partie de l'enceinte à la température requise (figure I.9a). Après plusieurs tentatives, il a été décidé de dévier la circulation de la nappe au moyen d'un batardeau étanche ; ceci a permis d'arriver à épaissir localement le mur de glace (figure I.9b).

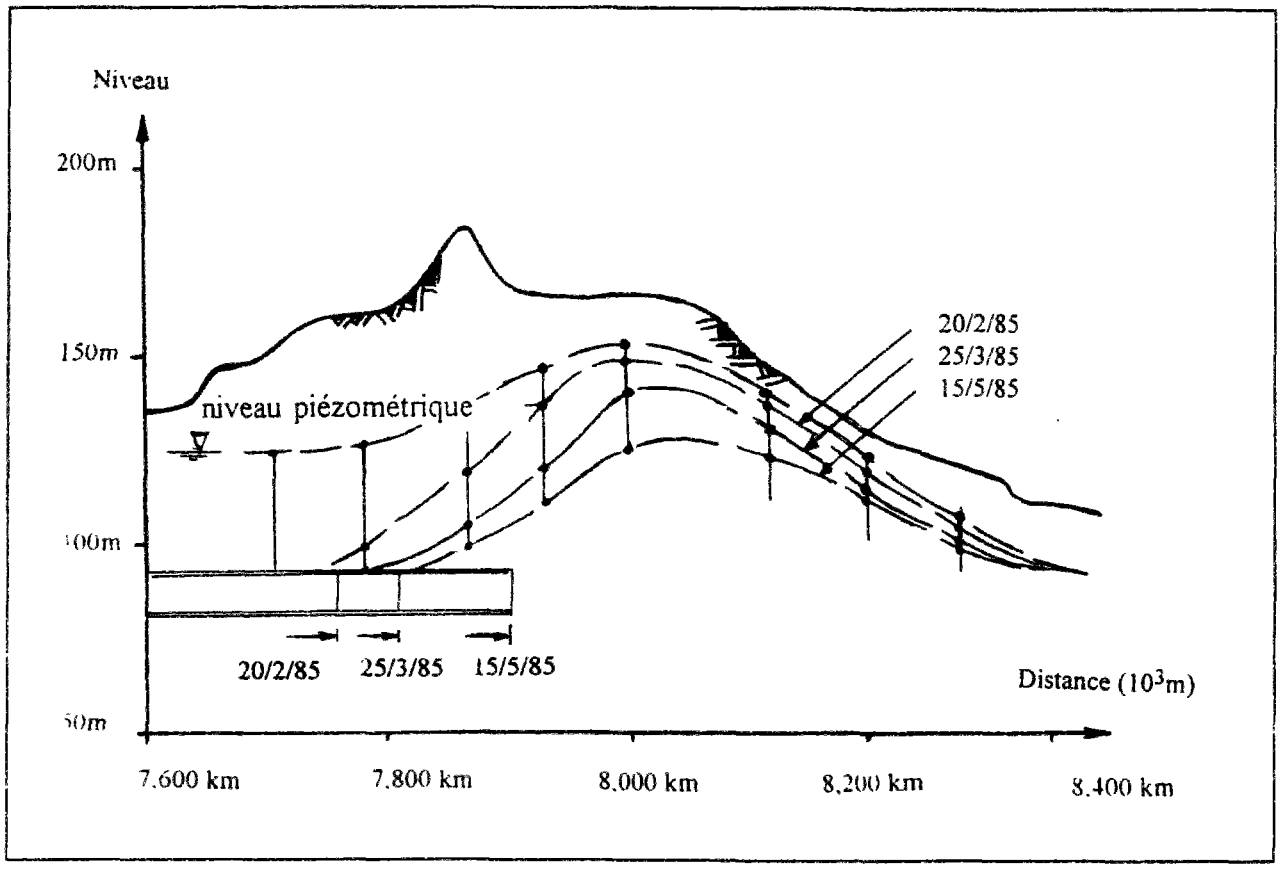


Figure I.3 : Rabattement du niveau piézométrique observé sur le site de Tsugaru (Akama et al., 1988).

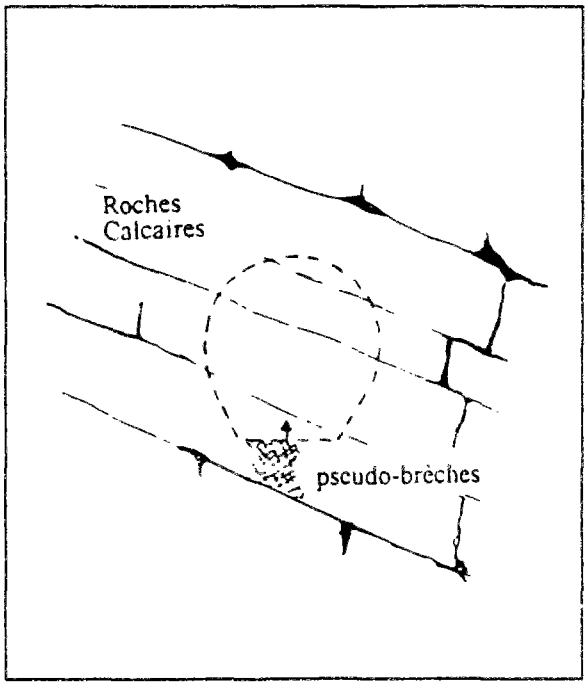


Figure I.4 : Rupture en radier observée dans un tunnel creusé dans les calcaires du Jura (Laporte, 1988).

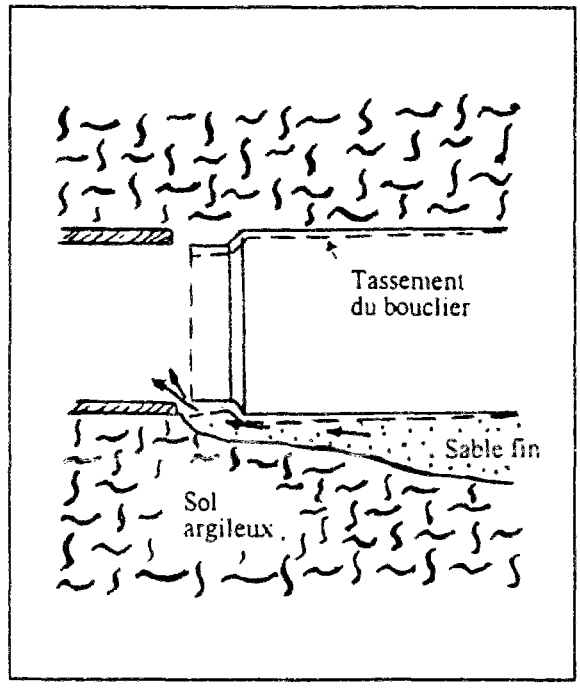


Figure I.5 : Erosion d'une couche de sable fin rencontrée en radier d'un tunnel (Critchfield et McDonald, 1990).

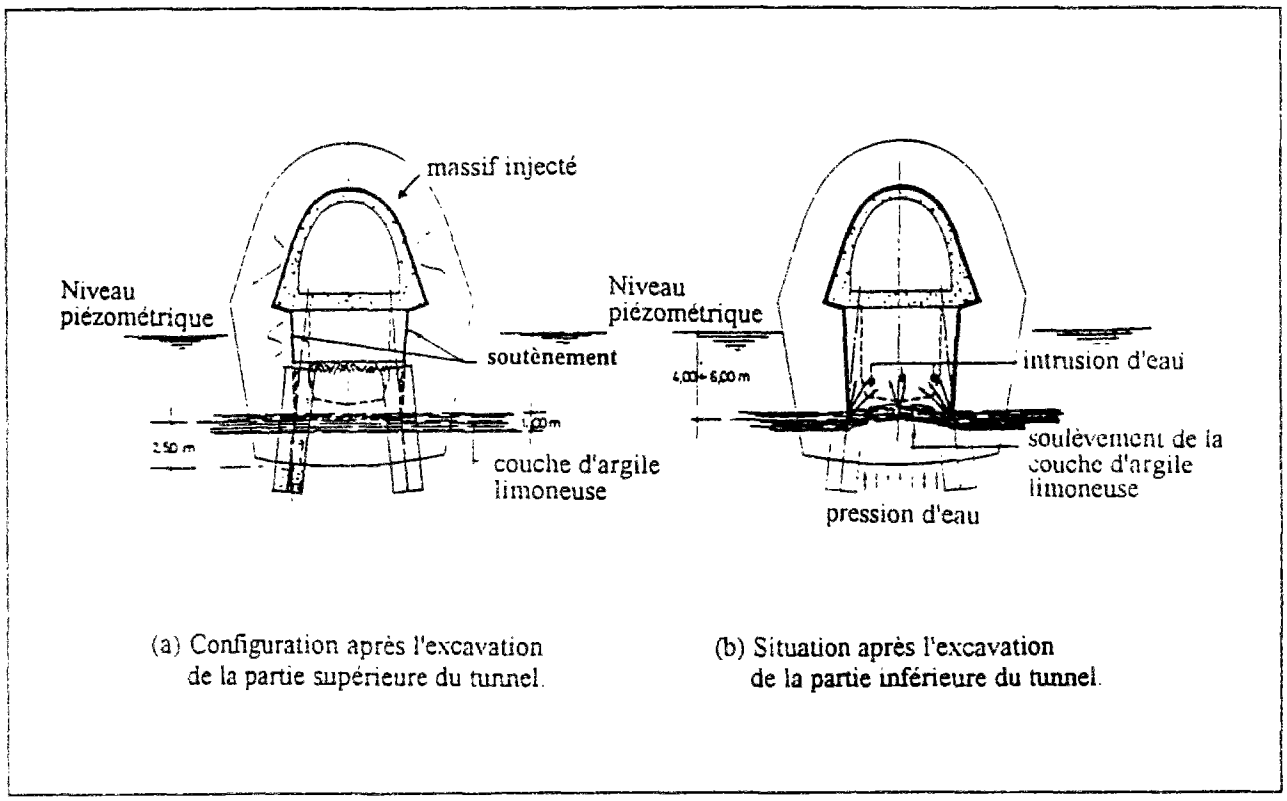


Figure I.6 : Rupture en radier provoquée par les pressions hydrauliques (Colombo et al., 1988).

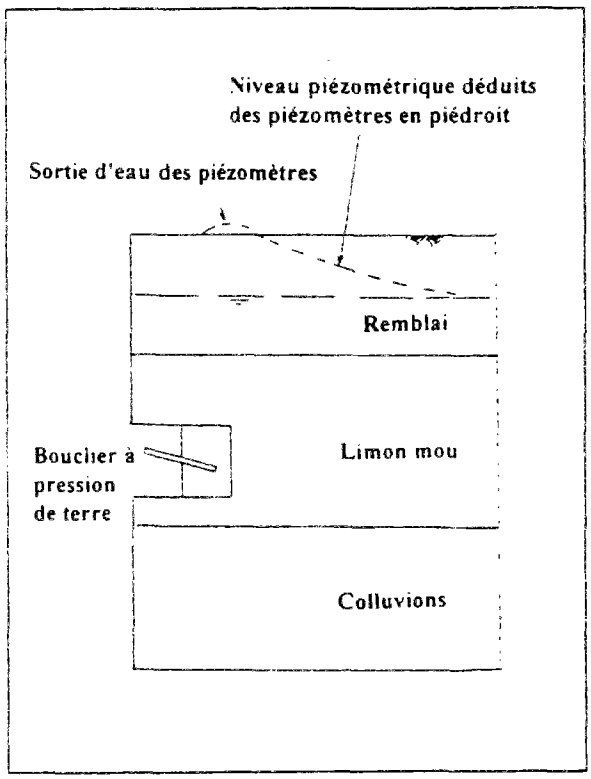


Figure I.7 : Surpressions interstitielles mesurées lors du creusement d'un tunnel dans les limons de San Francisco par un bouclier à pression de terre (Clough et al., 1985).

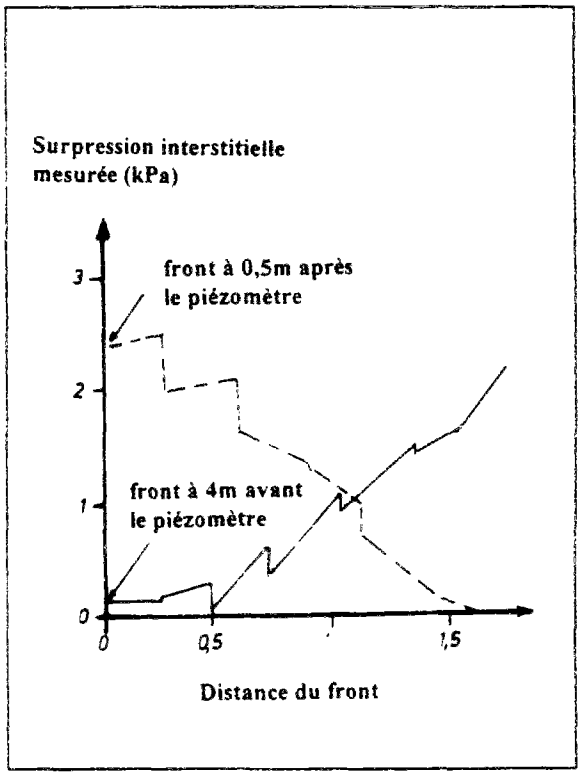


Figure I.8 : Evolution des pressions lors de la construction d'un micro-tunnel dans l'argile molle de Singapour (Lo et al., 1984).

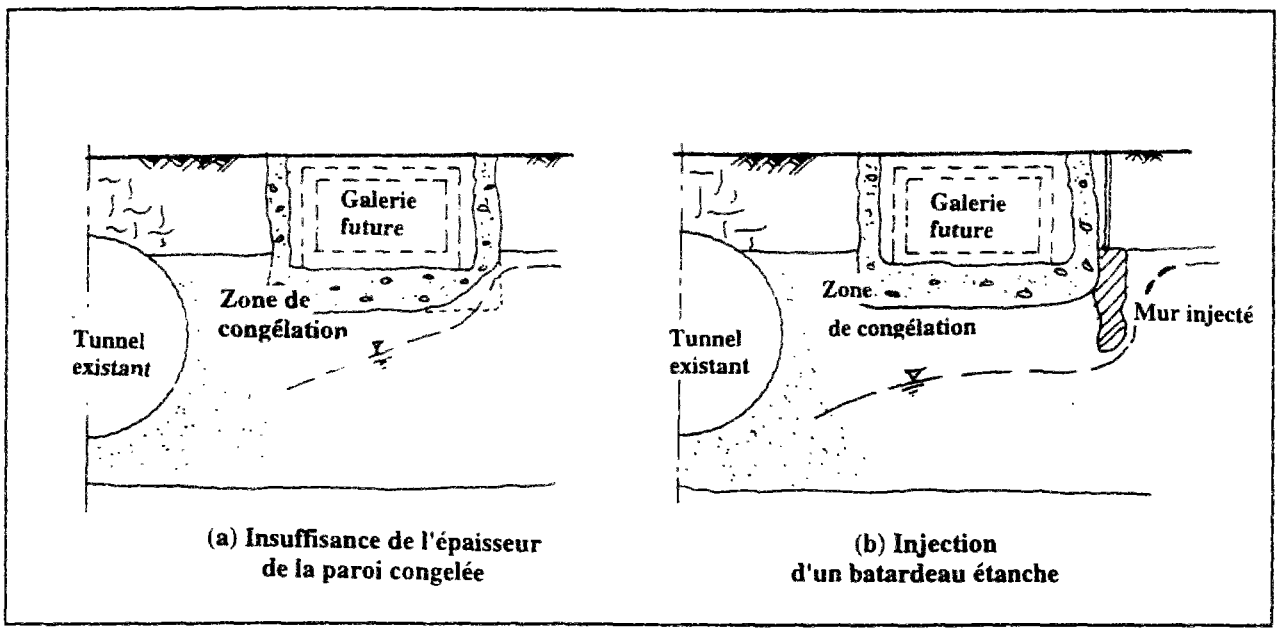


Figure I.9 : Ecoulement vers une galerie existante ; l'écoulement empêche la congélation d'un mur destiné à un nouveau projet (Talichet, 1988).

I.2.3 Analyse des observations - Conclusions

Les observations faites sur des chantiers de tunnels construits sous la nappe montrent que la nature et l'ampleur des conséquences liées aux écoulements hydrauliques dépendent de facteurs qui peuvent être regroupés en quatre catégories principales :

- la méthode d'exécution adoptée,
- la nature des terrains rencontrés,
- la position du tunnel et ses dimensions,
- les conditions hydrogéologiques du site.

Dans le cas d'un tunnel creusé avec un front de taille ouvert, le creusement entraîne une perturbation du régime hydraulique dans le massif encaissant et provoque l'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage. Cet écoulement peut avoir diverses conséquences tant sur le plan hydraulique que sur le plan mécanique.

Sur le plan hydraulique, l'écoulement provoque l'infiltration des eaux dans le tunnel et, dans certains cas, le rabattement du niveau piézométrique de la nappe. Le débit hydraulique augmente avec la perméabilité du terrain et la profondeur du tunnel par rapport au niveau piézométrique de la nappe. Ce débit peut fortement varier selon les différentes conditions hydrogéologiques rencontrées le long du tracé de l'ouvrage.

Dans les roches fissurées, l'écoulement peut provoquer le lessivage des joints, induisant des ruptures de blocs, voire la rupture complète du front sous l'effet des forces hydrodynamiques.

Dans les terrains meubles, l'écoulement des eaux entraîne une redistribution de la charge hydraulique dans le terrain et la variation des pressions interstitielles (figure I.10). La modification de l'état des contraintes effectives qui en résulte peut induire des tassements quasi-instantanés ou à plus long terme (figure I.10a). L'estimation de ces tassements et de leur extension dans le massif est nécessaire pour prévoir les précautions à prendre afin de préserver la sécurité des ouvrages situés en surface dans la zone d'influence du tunnel.

D'autre part, la redistribution de la charge hydraulique conduit à l'apparition de gradients d'autant plus importants qu'on se trouve près de la zone excavée (figure I.10b). Les forces hydrodynamiques induites par ces gradients peuvent être préjudiciables à la stabilité du front de taille en terrains meubles ou rocheux.

Par ailleurs, la rencontre de couches de perméabilités différentes peut provoquer d'autres types d'instabilités : la rencontre d'une couche moins perméable peut entraîner des ruptures similaires à celles observées classiquement en fond de fouille ; une couche plus perméable augmente les débits entrants, qui peuvent y produire des phénomènes d'érosion interne et des tassements locaux autour de la galerie.

Dans le cas d'un tunnel creusé avec une pression au front, les problèmes sont beaucoup moins importants. Toutefois, la pression appliquée peut créer des surpressions interstitielles autour du front de taille (figure I.11). La dissipation de cette pression peut induire à posteriori des tassements de consolidation qui, dans le cas de sols compressibles, peuvent affecter la stabilité des structures avoisinantes en surface.

D'autres phénomènes moins graves, mais contraignants, peuvent être créés par la présence de l'eau sur les chantiers de tunnels. Parmi ceux-ci, on peut citer la détérioration de la qualité du béton projeté, son manque d'adhérence avec les parois de sol et la difficulté de fixation des éléments de soutènement.

Enfin, une des caractéristiques prédominantes des écoulements vers les tunnels est liée à l'évolution dans le temps du régime hydraulique. Cette évolution peut être observée dans la diminution progressive de la quantité d'eau recueillie dans le tunnel : le débit diminue avec le temps jusqu'à atteindre un régime permanent. Il en est de même pour les différentes caractéristiques de l'écoulement : charges hydrauliques, gradients, pressions interstitielles et niveau piézométrique.

A court et moyen terme, l'écoulement est généralement en régime transitoire et il évolue dans le temps selon les propriétés physiques du terrain et les conditions aux limites de l'aquifère. L'importance de ce phénomène est encore plus prononcée dans le cas d'une galerie en cours de construction. L'avancement perpétuel du tunnel dans le massif et la succession des étapes de sa construction font que le régime permanent peut ne jamais être atteint en cours de travaux.

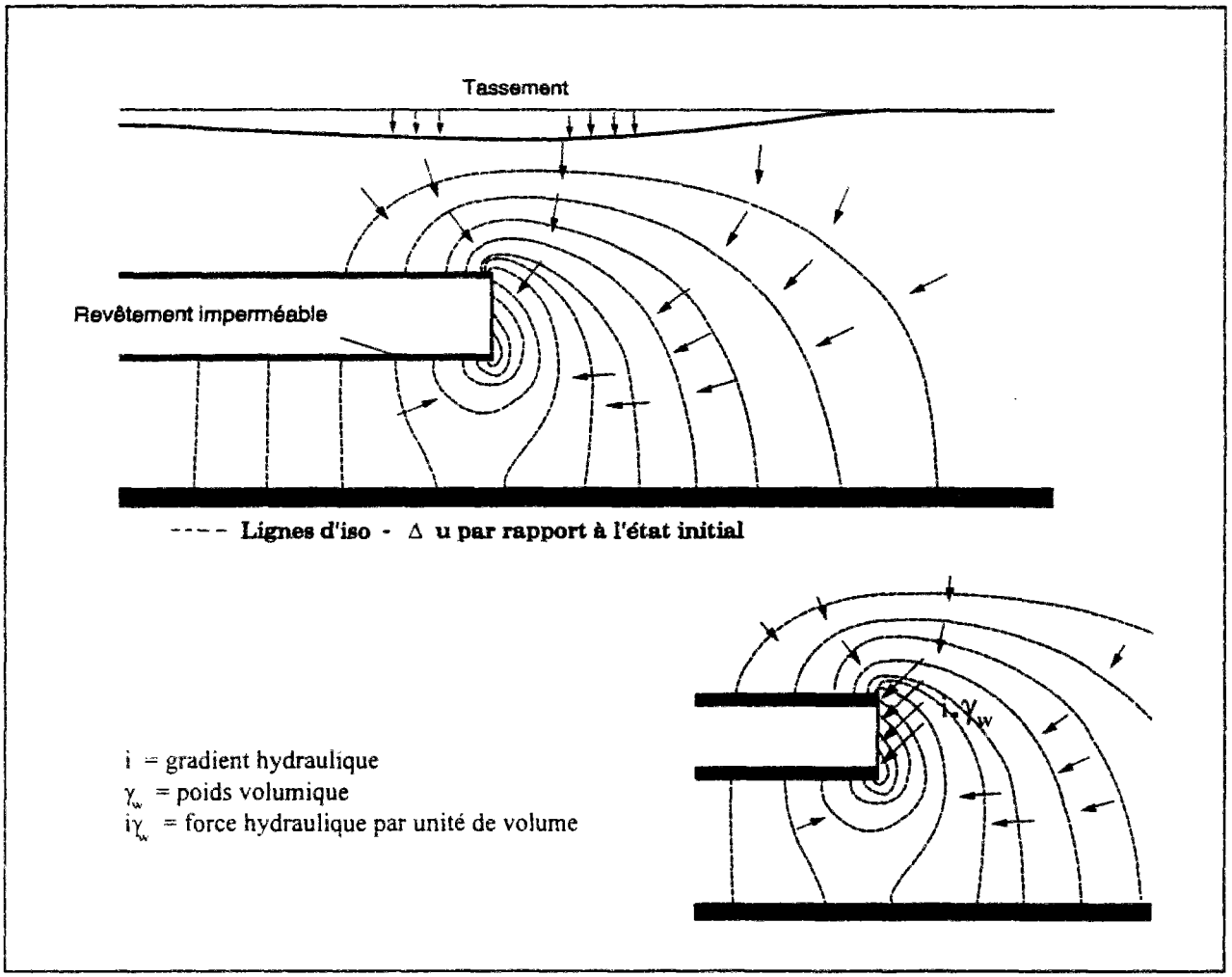


Figure I.10 : Conséquences mécaniques des écoulements vers un tunnel creusé par un bouclier à front ouvert (schéma descriptif obtenu par un calcul CESAR-LCPC).

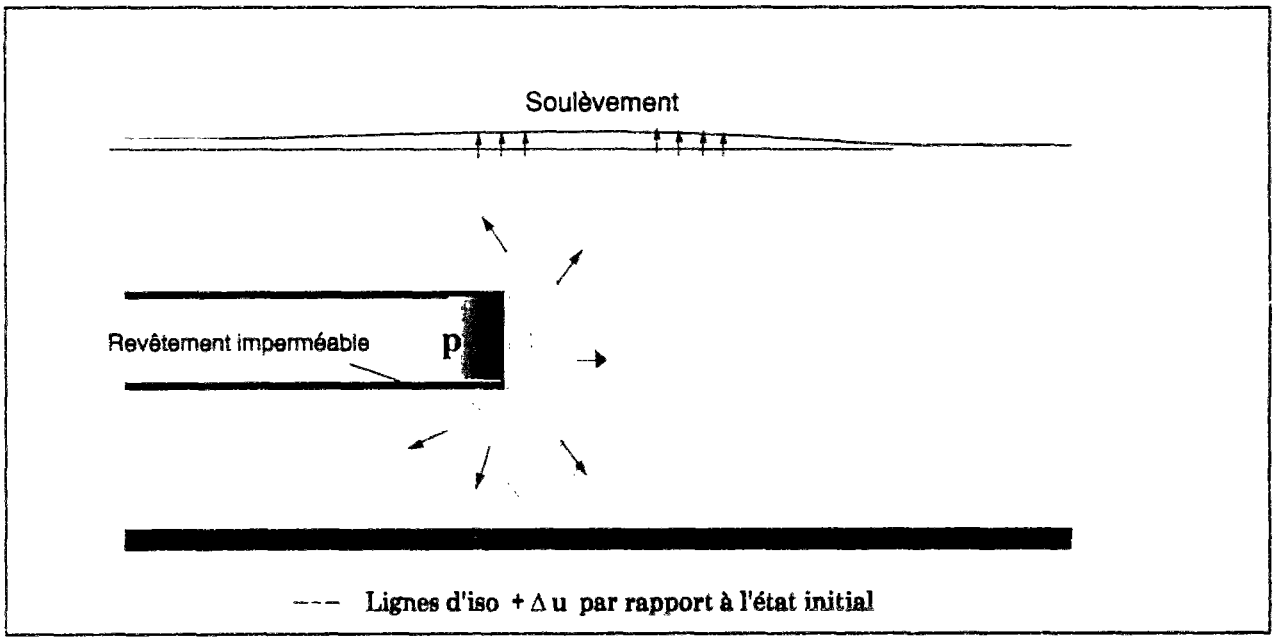


Figure I.11 : Conséquences mécaniques des écoulements autour d'un tunnel creusé avec une pression au front (schéma descriptif obtenu par un calcul CESAR-LCPC).

I.3 Modélisation des écoulements hydrauliques dans les sols en présence de surface libre

I.3.1 L'eau dans les sols

La distribution de l'eau dans les sols dépend des conditions hydrogéologiques du site considéré. La figure I.12 représente les principales particularités hydrauliques d'un massif où évolue une nappe phréatique.

L'aquifère comprend d'une part une zone saturée, où les pores sont entièrement remplis d'eau, et d'autre part une zone non saturée. La partie saturée de l'aquifère, qui s'étend jusqu'au substratum imperméable, est limitée vers le haut par la surface libre, définie comme le lieu des points où la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique : c'est le niveau piézométrique.

Au-delà de la surface libre, des pressions interstitielles négatives (succions) existent dans l'aquifère et l'expérience montre que, plus on s'éloigne de la surface libre, plus le degré de saturation des pores S_r (ou la teneur en eau volumique du sol θ) diminue. Le profil hydrique courant d'un massif est donné sur la figure I.12. On peut remarquer une zone quasi-saturée située au proche voisinage de la surface libre : c'est la frange capillaire.

Dans la frange capillaire, l'eau est en équilibre sous l'effet des pressions interstitielles négatives et des forces capillaires induites par la tension superficielle du fluide entre les grains. La hauteur capillaire dépend des propriétés du sol, de son homogénéité et de la dimension de ses pores (figure I.12). Elle varie de quelques centimètres dans le cas des sols granulaires à 2 ou 3 mètres, voire plus, dans les sols fins (argiles). Dans ce dernier cas, des phénomènes autres que les forces capillaires interviennent, notamment l'adsorption de l'eau sur les particules d'argile.

Par ailleurs, des teneurs en eau plus importantes peuvent exister dans la couche superficielle du terrain. Dans cette partie, le degré de saturation est fortement influencé par les conditions hydrologiques en surface (pluie, écoulement de surface, évapo-transpiration, ...) ; l'eau y est en mouvement continu entre l'aquifère et la surface du sol.

En fait, toute l'eau souterraine est en mouvement continu. La figure I.13 montre la distribution verticale des pressions interstitielles u_w. La différence de pressions par rapport aux conditions hydrostatiques (à l'équilibre) régit les mouvements des eaux : en période d'alimentation faible, l'eau a tendance à remonter dans le massif (Wesley, 1994), provoquant l'abaissement du niveau de saturation (la surface libre) ; lors de la période de réalimentation suffisante, l'eau se déplace vers l'intérieur du massif et le niveau piézométrique augmente.

L'écoulement dans la partie saturée peut être en général décrit par la loi de Darcy et l'équation de conservation de la masse du fluide. Dans la partie non-saturée de l'aquifère, la description des phénomènes de transfert de l'eau est plus complexe. Elle fait intervenir plusieurs phénomènes.

L'eau contenue dans le sol est caractérisée non seulement par le volume qu'elle occupe dans les vides, mais aussi par son état énergétique. La tension superficielle de l'eau au contact de l'air et, dans le cas des sols fins, l'adsorption d'eau sur les particules solides jouent un rôle déterminant dans l'évolution hydrodynamique du domaine non-saturé de l'aquifère.

Par ailleurs, ces phénomènes sont à l'origine de la rétention d'une certaine quantité d'eau dans le sol qui ne participe pas aux phénomènes de l'écoulement. De ce fait, on définit, pour l'étude des écoulements dans le sol, la notion de porosité effective n_e , qui représente la porosité à travers laquelle l'eau peut circuler librement. Le rapport entre la porosité effective et la porosité totale du sol est plus réduit dans le cas des sols fins.

I.3.2 Modélisations usuelles des problèmes pratiques d'écoulement en présence de surface libre

I.3.2.1 Préliminaires

La résolution des problèmes d'écoulement en présence de surface libre a, depuis longtemps, suscité un grand intérêt aussi bien en géotechnique que dans d'autres domaines des sciences de l'ingénieur tels que l'hydrologie, l'hydrogéologie, le génie agricole.

Cependant, la présence d'une surface libre pose certaines difficultés dans la modélisation des écoulements dans les sols. Ceci est principalement dû à l'existence de la zone non-saturée de l'aquifère au-dessus de la surface libre. En outre, cette surface est douée d'un mouvement permanent ; elle évolue selon les caractéristiques de l'écoulement et les conditions hydrologiques en surface.

Depuis la première approche de J. Dupuit (1863), de nombreux travaux ont été effectués dans ce domaine et différentes méthodes ont été élaborées pour l'étude des écoulements en présence de surface libre. Ces travaux ont suivi trois approches : analytique, expérimentale et numérique.

Dans un premier temps, l'intérêt s'est essentiellement porté sur des résolutions analytiques des problèmes rencontrés dans la pratique. Les travaux de Forchheimer, et Boussinesq sont à la base des différents développements effectués dans ce domaine. Parallèlement en URSS, une deuxième école se fondait sur les travaux de Zjoukovsky et Pavlovsky, qui ont jeté les bases de la théorie des transformations conformes et de l'utilisation du potentiel complexe (cités par Polubarinova-Kochina, 1962).

Un progrès considérable a été accompli avec l'idée de Theis (1935) de comparer l'écoulement à la propagation de la chaleur et d'en appliquer les lois aux écoulements en régime transitoire. Ceci a donné naissance au formalisme théorique du calcul transitoire ainsi qu'à plusieurs types d'analogies expérimentales.

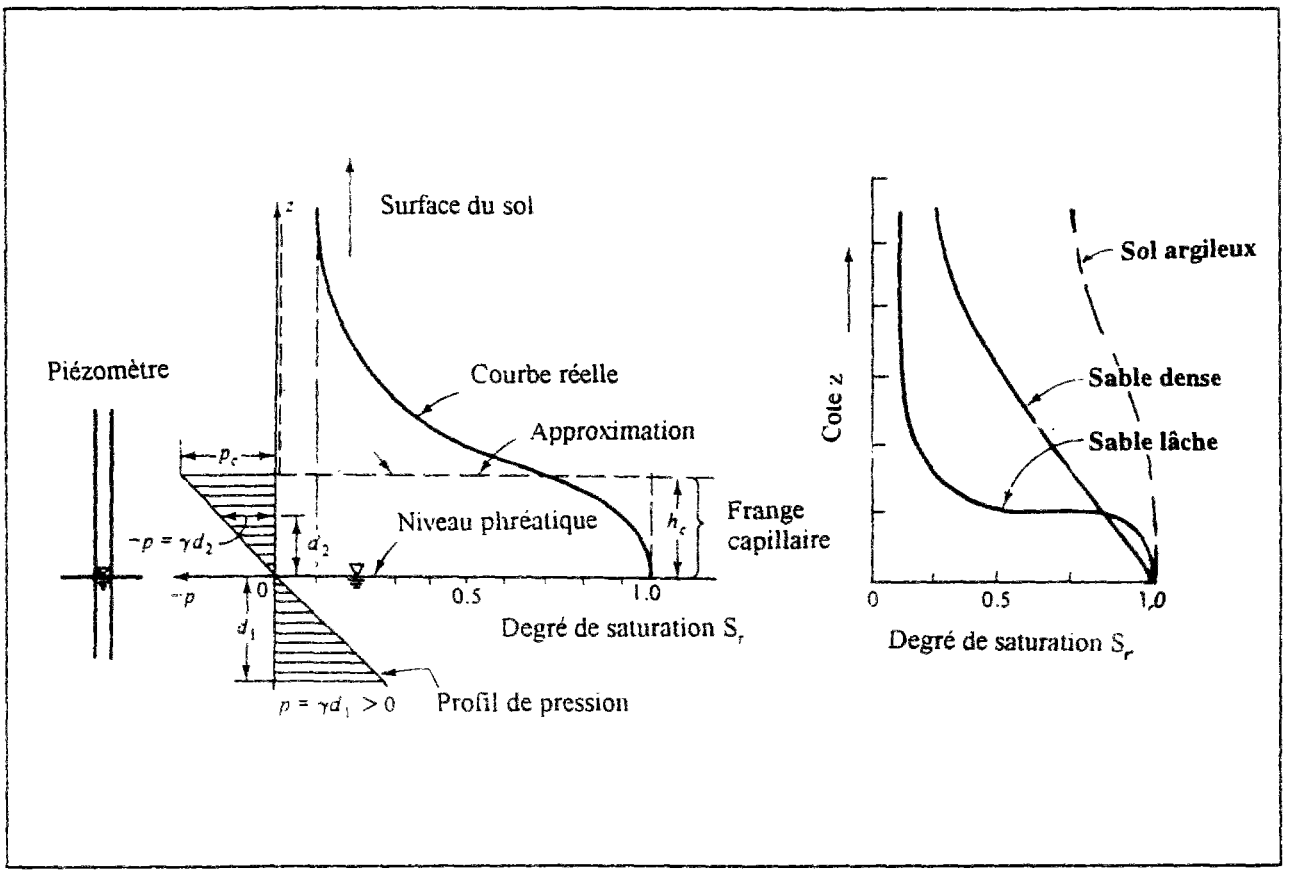


Figure I.12 : Profil hydraulique dans différents massifs naturels (Bear, 1979).

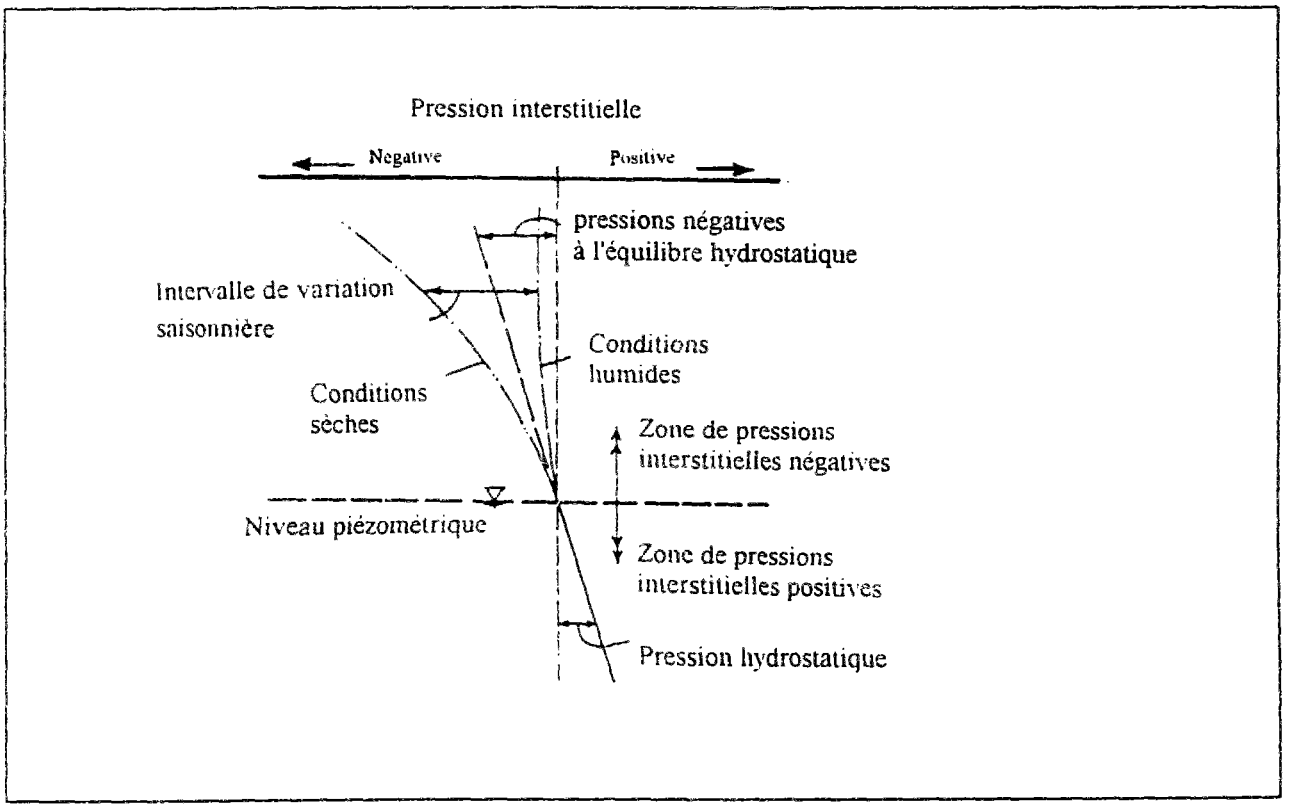


Figure I.13 : Distribution des pressions interstitielles dans un massif naturel (Wesley, 1994).

Le domaine expérimental a dès lors connu un essor important. Certaines applications, introduites vers 1900 (premier modèle réduit présenté par Forchheimer en 1903 ; première modélisation par analogie visqueuse effectuée par Hele-Shaw en 1897, cités par Harr, 1962), sont devenues d'un emploi systématique au milieu de notre siècle.

Toutefois, l'augmentation du coût des études expérimentales (matériels, effort, temps...), ainsi que les difficultés posées par une reproduction fine des conditions réelles de l'écoulement dans un modèle ont réduit l'intérêt de ce type d'approche. Cette tendance s'est accentuée au cours des deux dernières décennies, du fait des progrès considérables accomplis en matière de modélisation numérique.

I.3.2.2 L'approche analytique

Les approches analytiques limitent en général la description de l'écoulement à la zone saturée de l'aquifère (Todd, 1959 ; Schneebeli, 1967). Il découle de cette approximation que la surface libre est non seulement l'isobare où règne la pression atmosphérique mais aussi la limite supérieure du domaine de l'écoulement. Cette limite est a priori une inconnue du problème, d'où le nom de "problème à surface (ou frontière) libre".

Par ailleurs, la majorité des approches analytiques simulent l'évolution transitoire de l'écoulement comme étant une succession d'états d'équilibre en régime permanent. En appliquant cette hypothèse au domaine saturé de l'aquifère, l'équation de conservation de la masse d'eau et la loi de Darcy permettent d'écrire, pour un instant donné, l'équation générale qui décrit l'écoulement (pour un fluide incompressible et un squelette indéformable saturé), sous la forme:

$$\text{div}\,[k\,.\,\text{grad}\,(h)] = 0 \qquad (I.1)$$

où k est le coefficient de perméabilité du sol et h la charge hydraulique définie comme $h=u_w/\gamma_w+z$, u_w désignant la pression interstitielle, γ_w le poids volumique de l'eau et z la cote du point considéré.

Dans le cas d'une nappe à surface libre, une deuxième équation est nécessaire pour définir la cinématique de cette surface (une limite inconnue du problème) ; elle est en général déterminée à partir des conditions de pression nulle et de continuité du débit appliquées en tout point de cette surface (figure I.14). On obtient dans le cas d'un terrain isotrope :

$$n_e.d\eta/dt = k\,.\,[\,dh/dx\,.\,d\eta/dx + dh/dz\,.\,d\eta/dz\,] \qquad (I.2)$$

η étant la cote de la surface libre, n_e la porosité effective du sol et t le temps.

La résolution mathématique du problème d'écoulement consiste à résoudre ces équations (I.1 et I.2) complétées par les conditions initiales et les conditions aux limites. Le comportement de l'aquifère est complètement défini par deux paramètres physiques : la perméabilité et la porosité effective.

Cependant, la difficulté de la résolution des problèmes pratiques par cette approche (la charge hydraulique dépend des variations de la position de la surface libre, cette position dépendant elle-même de la charge hydraulique) a conduit à admettre certaines hypothèses simplificatrices, notamment celle de Dupuit-Forchheimer concernant la distribution de la charge hydraulique (charge hydraulique constante et égale à la cote de la surface libre dans les plans verticaux normaux à l'écoulement).

Toutefois, en régime transitoire, des difficultés ont toujours été rencontrées dans la résolution mathématique des équations de l'écoulement et la plupart des approches de calcul proposées concernent plus particulièrement les écoulements en régime permanent, pour lequel la position de cette surface reste stationnaire (Harr, 1962 ; Castany, 1962).

Par ailleurs, d'autres approches ont été développées pour traiter du régime permanent. Parmi les plus classiques, on peut citer celles basées sur les transformations conformes et l'utilisation des potentiels complexes. Cette méthode consiste à définir une fonction transformant la géométrie du problème en une géométrie plus simple où la solution est soit connue, soit plus facilement calculable. Ces principes sont largement décrits dans les ouvrages de Aravin et Numerov (1965) et Polubarinova-Kochina (1962).

Cette approche est à la base de l'interprétation théorique des propriétés géométriques des réseaux d'écoulement (réseaux orthogonaux de lignes de courant et de lignes équipotentielles), propriétés qui permettent à l'ingénieur, par un procédé graphique facile à mettre en oeuvre, de déterminer approximativement les caractéristiques de l'écoulement (Cedergren, 1977).

Toutefois, les approches analytiques n'ont pu fournir de solutions que pour quelques problèmes d'écoulement simples, monodimensionnels ou bidimensionnels à géométrie idéale ou idéalisée ; le milieu aquifère est supposé, dans la plupart des cas, isotrope et homogène. Mais le formalisme mathématique du problème a surtout servi de bases aux modèles expérimentaux, aussi bien pour l'élaboration des méthodes d'essais que pour l'interprétation des mesures.

I.3.2.3 Les approches expérimentales

La résolution expérimentale des problèmes d'écoulement à surface libre repose sur la reproduction des conditions d'écoulement propres au problème étudié (prototype), sur un modèle réalisé en laboratoire à échelle réduite. Ce modèle doit vérifier les principes de la similitude géométrique et physique par rapport au problème initial.

L'écoulement étant, dans le cas d'un milieu homogène isotrope saturé, régi en régime permanent par l'équation $\Delta h = 0$, la similitude est obtenue à travers les échelles des longueurs uniquement (rapports géométriques). Par contre, en régime transitoire, les rapports de perméabilités, de coefficients d'emmagasinement et de temps devront également intervenir.

Il existe principalement trois types de modèles expérimentaux : les modèles de sols reconstitués, le modèle à fluide visqueux (Hele-Shaw) et les modèles rhéo-électriques ; ces derniers n'ont, à notre connaissance, jamais été appliqués aux problèmes d'écoulement vers les tunnels.

Les modèles de sols reconstitués sont, généralement, constitués de trois réservoirs : un réservoir médian où l'on place le matériau, un réservoir latéral d'alimentation et un dernier qui reçoit le débit sortant (figure I.15). Le modèle est rempli usuellement de sable compacté à la porosité requise et alimenté en eau filtrée pour éviter autant que possible le colmatage du dispositif. Le remplissage du modèle doit être effectué de façon à vérifier les conditions de validité de la loi de Darcy. Ceci peut inciter à utiliser un sable très fin pour limiter les vitesses et réduire le nombre de Reynolds. Mais la remontée capillaire dans ce type de sol est trop importante et risque de fausser les résultats. La tendance est à l'utilisation d'un gros sable avec, comme fluide, un liquide visqueux (un mélange d'eau et de glycérine). Ceci assure la validité de la loi de Darcy et réduit l'erreur due à la capillarité.

Le modèle de Hele-Shaw (appelé aussi modèle des plaques rapprochées) est basé sur le fait que l'écoulement d'un liquide visqueux entre deux plaques de faible écartement suit une loi analogue à la loi de Darcy. Un dispositif modélisant l'écoulement vers un tunnel semi-circulaire est représenté sur la figure I.16. Il est constitué de deux plaques parallèles dont l'une est en verre ou en Plexiglas pour permettre la visualisation de l'écoulement. L'écartement entre les plaques est en général de l'ordre de 1,5 à 2,5 mm. Le liquide employé peut être de l'huile minérale ou un mélange d'eau et de glycérine. La charge hydraulique peut être mesurée par des prises de pression fixées à l'une des plaques et reliées à des tubes manométriques.

Les modèles visqueux sont plus rapides et plus maniables que les modèles de sable. Ils conviennent bien à l'étude des écoulements plans en présence de surface libre. L'ascension capillaire y est beaucoup moins marquée que dans les modèles de sable. Toutefois, ces modèles négligent l'écoulement dans la partie non saturée de l'aquifère. Vauclin et al. (1976) ont effectué une comparaison des résultats obtenus par des modèles de sable et des modèles visqueux, utilisés pour simuler le drainage d'une colonne de sol : le modèle visqueux surestime le volume d'eau drainée et sous-estime le rabattement de la nappe ainsi que la durée du régime transitoire. Ceci est dû au fait que le modèle ne permet pas de prendre en compte le volume d'eau qui évolue au-dessus de la surface libre (Vauclin et al., 1976).

Par ailleurs, les modèles de sol présentent l'avantage de suivre les mêmes lois physiques que les écoulements en terrain aquifère : les gradients peuvent provoquer des zones de rupture aussi bien sur le modèle qu'en vraie grandeur. Ces modèles permettent, en outre, de simuler des conditions d'écoulements tridimensionnels. Les phénomènes liés aux écoulements peuvent notamment être étudiés sur modèles centrifugés. Des expériences de ce type sont actuellement menées au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées : le dispositif expérimental utilisé est illustré sur la figure I.17 (Skiker, 1995).

I.3.2.4 Les approches numériques

Il existe principalement deux méthodes numériques largement appliquées aux problèmes d'écoulement en milieux poreux : la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis. La méthode des différences finies a connu dans ses débuts un grand intérêt. En effet, c'est à travers celle-ci que les plus grands développements ont été réalisés en matière de résolution des problèmes d'écoulements. Toutefois, cette méthode semble, à l'heure actuelle, moins utilisée par comparaison avec la méthode des éléments finis.

Les premières applications de la méthode des éléments finis aux écoulements souterrains sont dues à Witherspoon et al. (1968), Javandel et Witherspoon (1968, 1969), Sandhu et Wilson (1969), Neuman et Witherspoon (1969) (cités par Neuman et Witherspoon, 1971a). Ces premiers travaux considéraient l'écoulement dans un milieu poreux saturé aux limites bien définies (absence de surface libre), la problématique de la prise en compte d'une surface libre ayant été abordée pour la première fois par Taylor et Brown (1967).

L'application de la méthode des éléments finis aux problèmes d'écoulement en présence de surface libre a été introduite par Finn (1967), par Neuman et Witherspoon (1970) en régime permanent, et par Neuman et Witherspoon (1971a, 1971b) en régime transitoire. Ces travaux ont donné naissance à une première école de résolution des problèmes d'écoulement à surface libre.

Cette approche assimile la surface libre à un front de saturation, qui constitue une limite mobile du domaine de l'écoulement. L'approche consiste à résoudre, dans le domaine saturé, l'équation générale qui régit l'écoulement en régime transitoire :

$$- \mathrm{div}\,[k.\mathrm{grad}(h)] + S.dh/dt = 0 \qquad (I.3)$$

où S désigne le coefficient d'emmagasinement, qui détermine physiquement la surface libre.

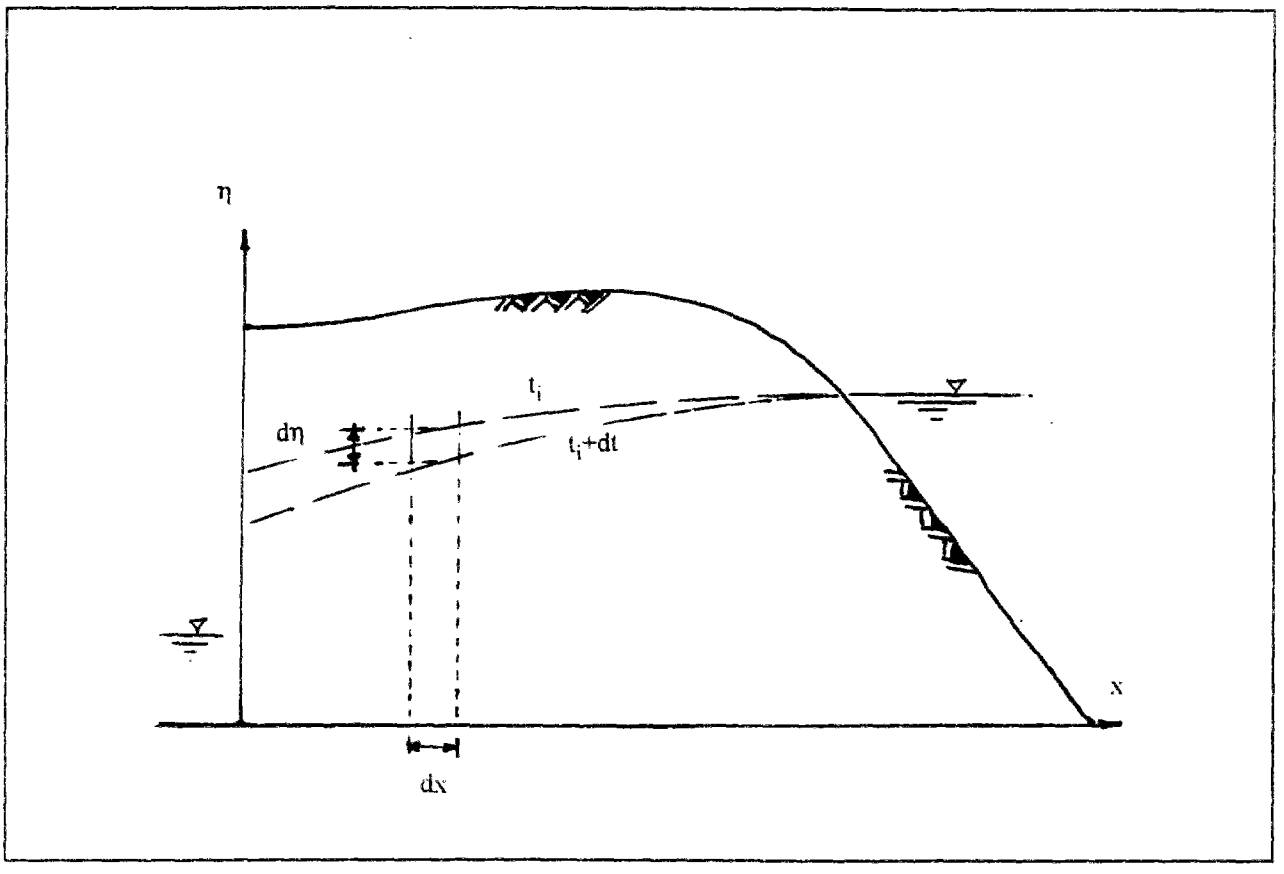


Figure I.14 : Schéma de la surface libre pour un traitement analytique simplifié (Todd, 1959).

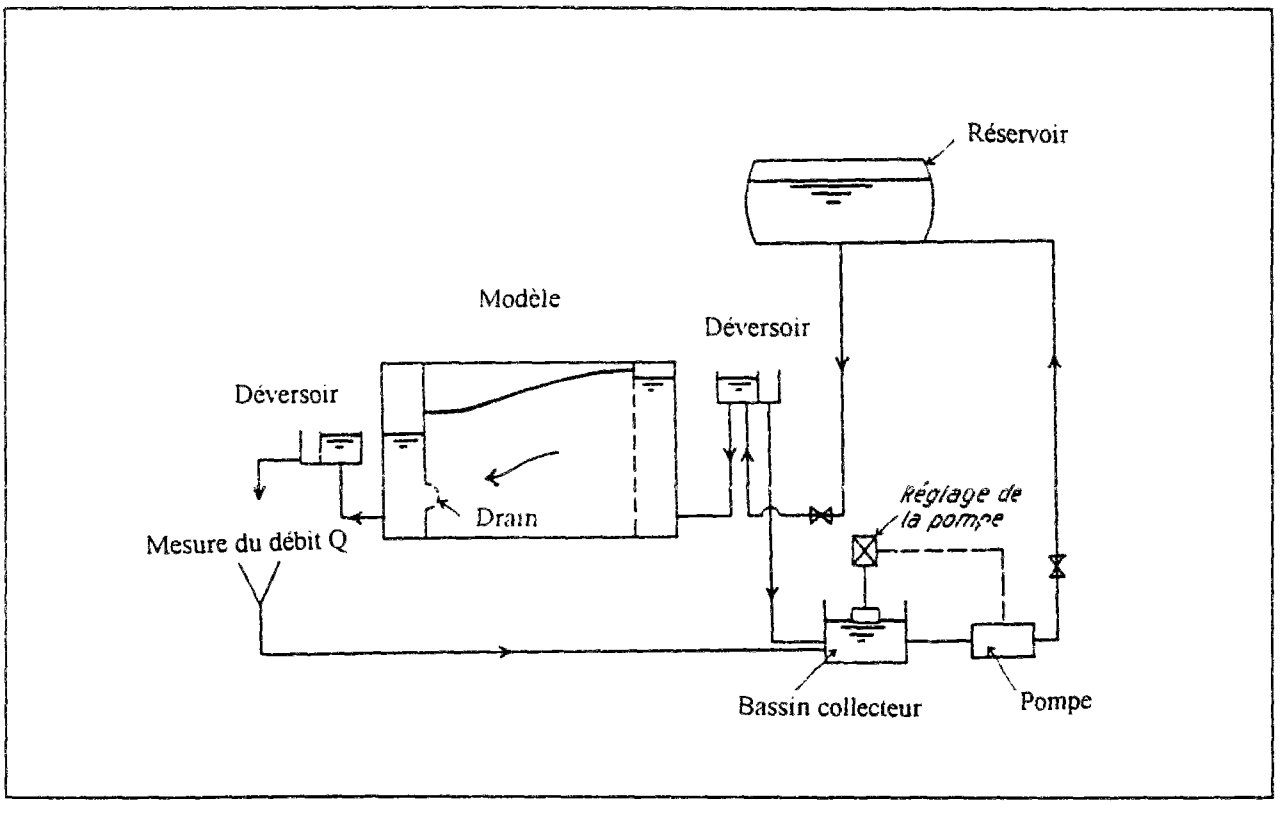


Figure I.15 : Modèle de sol reconstitué pour l'étude des écoulements vers un drain (Zeller, 1954).

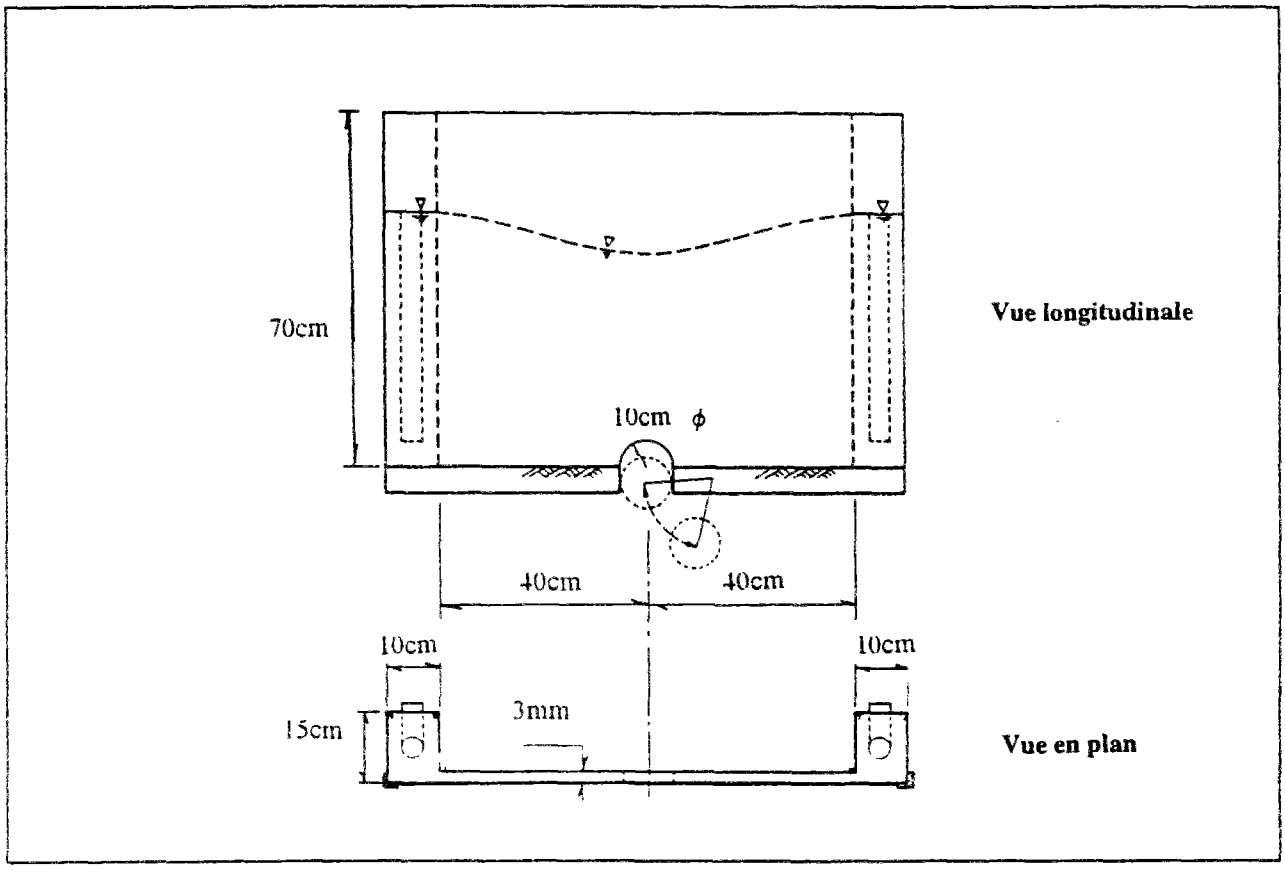


Figure I.16 : Modèle de Hele-Shaw appliqué à l'étude des écoulements vers un tunnel (Chishaki et al., 1978).

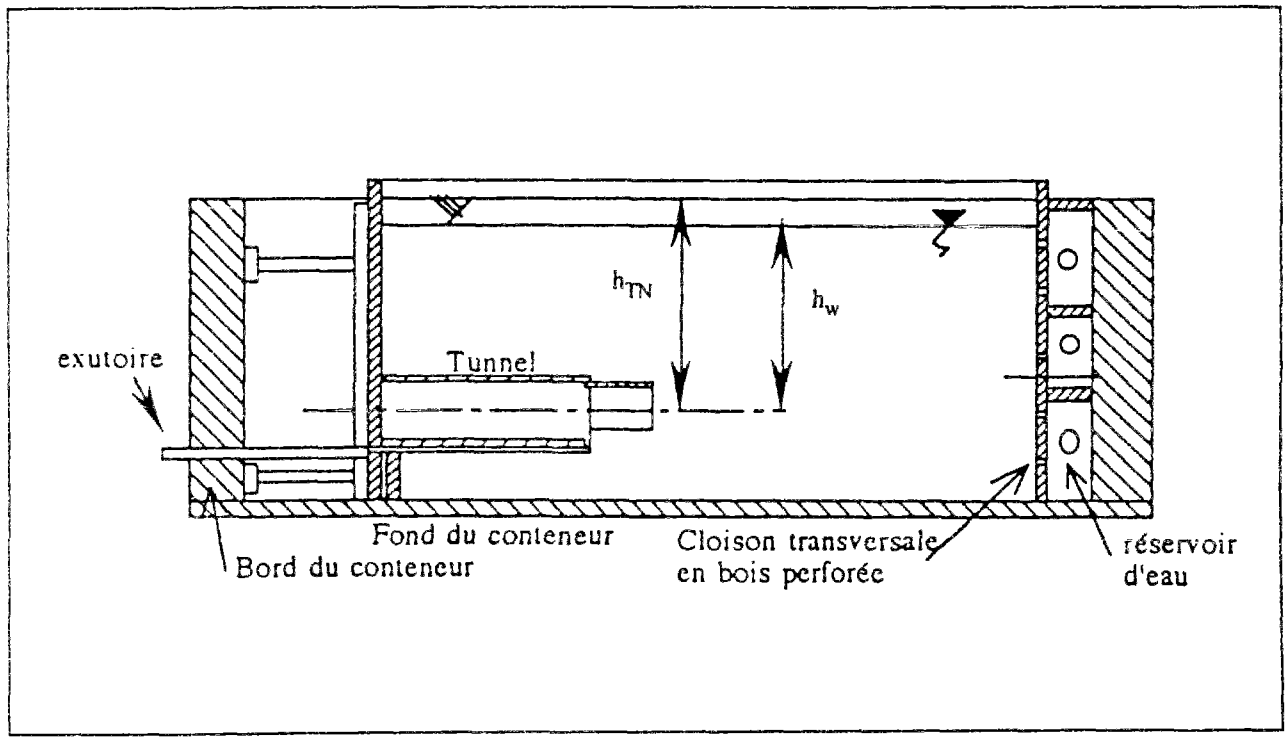


Figure I.17 : Dispositif expérimental développé au LCPC pour l'étude des écoulements vers les tunnels sur modèles centrifugés (Skiker, 1995).

La résolution de cette dernière équation est délicate, dans la mesure où l'une des limites du domaine de résolution n'est pas connue au départ. La surface libre pose de plus le problème d'être le lieu d'une double condition aux limites : charge hydraulique égale à la cote (i.e. u_w=0) et flux normal à la surface nul (surface de courant). Cette double condition ne constitue pas une surdétermination mathématique, puisque cette frontière est une inconnue du problème.

Le traitement numérique consiste à se fixer au départ de façon arbitraire la position de la surface libre, à lui imposer la condition de flux nul et à ajuster sa position à chaque itération de calcul (vérification de l'équation I.3), en cherchant à satisfaire la condition de charge ($h = \eta$, η étant la cote de la surface libre). A chaque itération, le maillage est réadapté. Deux méthodes peuvent être employées. La première consiste à retirer du maillage les éléments situés au dessus de la surface libre (figure I.18a). La deuxième méthode utilise un maillage déformable : le maillage se déforme pour pouvoir représenter, à chaque itération (ou pas de temps), le domaine saturé de l'écoulement (figure I.18b).

Malgré les inconvénients qu'elles présentent, ces méthodes ont été largement utilisées (Cividini et Gioda, 1984 ; Cheng et Tsui, 1993). En milieu non-homogène, l'hétérogénéité de perméabilité a souvent pour conséquence d'entraîner des perturbations de la surface libre au voisinage des interfaces ; de plus, les techniques de déformation du maillage sont d'un emploi délicat en régime transitoire, quand il faut traiter des mouvements importants de la surface libre (Humbert, 1984).

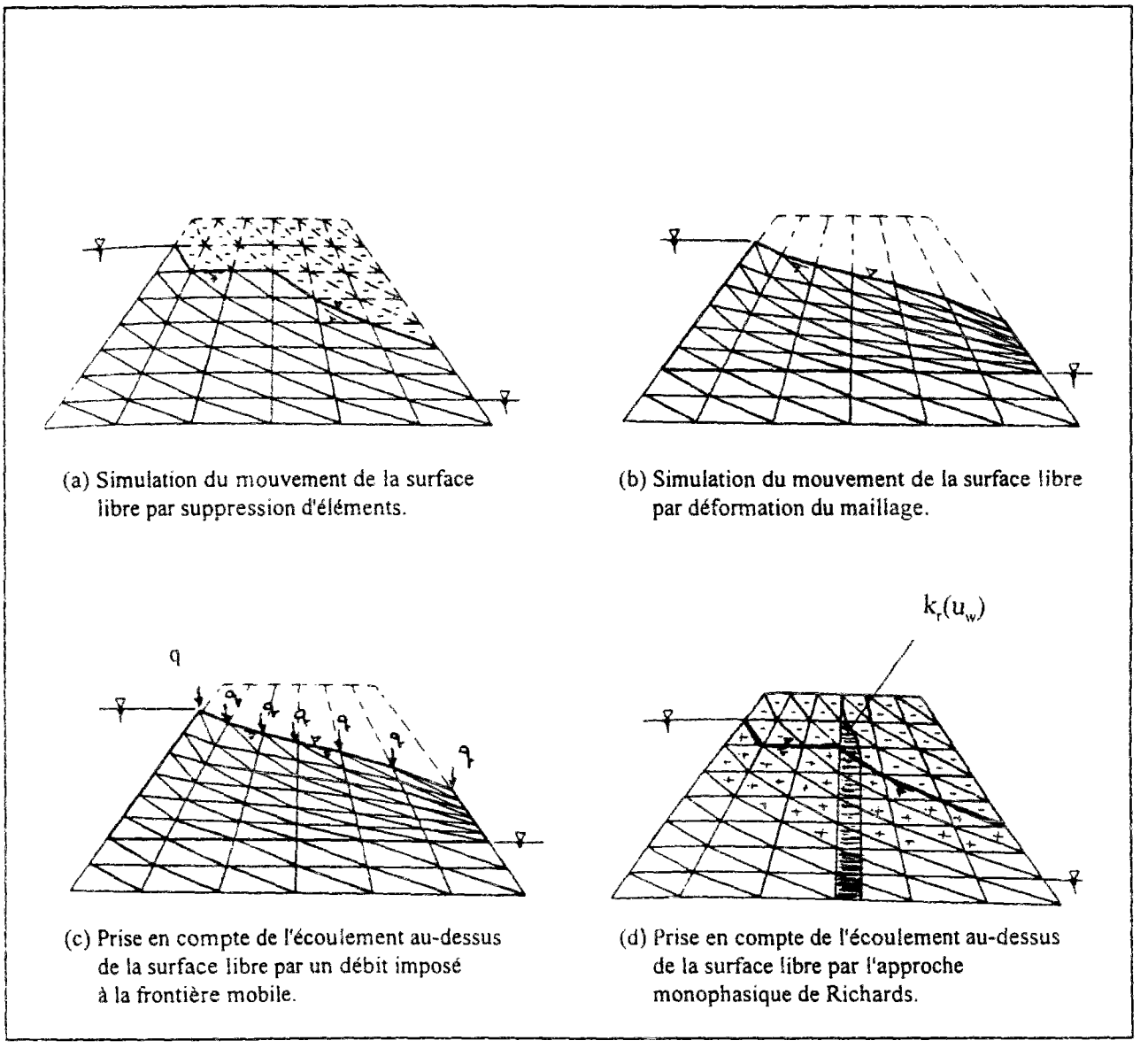
Du point de vue physique, ces méthodes négligent les écoulements de la partie non-saturée de l'aquifère au-dessus du front de saturation. Ces écoulements tendent à réalimenter la nappe. Pour pallier cet inconvénient, Neuman et Witherspoon (1971b) ont présenté un modèle dans lequel l'écoulement de la zone non-saturée est simulé par un débit surfacique imposé au niveau de la surface libre (figure I.18c). Cette approche a été initialement proposée par Boulton (1954).

Mais l'approche qui est sans doute la plus rigoureuse consiste à considérer la continuité de l'écoulement entre les zones saturée et non saturée de l'aquifère. Les premiers travaux dans ce domaine sont dus à Rubin (1968), à Taylor et Luthin (1969) et à Freeze (1967, 1969), qui ont utilisé la méthode des différences finies. La première application de la méthode des éléments finis à ce problème est due à Neuman (1973). Ces travaux ont constitué les bases du calcul par l'approche dite "saturé - non saturé".

Dans le cadre de cette approche, la plupart des schémas numériques utilisent l'équation monophasique de Richards (1931) pour le traitement des écoulements en présence de surface libre. Cette équation permet de préserver la continuité de l'écoulement entre les zones saturées et non-saturées, et de gérer le mouvement de la surface libre à travers des fonctions mathématiques bien établies dans l'hydraulique des sols (figure I.18d).

C'est cette approche qui a été suivie pour modéliser les écoulements en milieux poreux en présence de surface libre dans le code de calcul par éléments finis du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées CESAR-LCPC (Chapitre II). Toutefois, elle ne sera pas abordée dans le présent chapitre, dans la mesure où elle n'a fait, à ce jour, l'objet d'aucune application aux ouvrages souterrains.

Enfin, ce bref exposé des approches numériques, expérimentales ou analytiques dont dispose l'ingénieur pour étudier l'écoulement vers un ouvrage souterrain nous permet d'appréhender les avantages et les limites des méthodes de calcul recueillies dans la littérature que nous présentons dans la troisième partie de ce chapitre.



(a) Simulation du mouvement de la surface libre par suppression d'éléments.

(b) Simulation du mouvement de la surface libre par déformation du maillage.

(c) Prise en compte de l'écoulement au-dessus de la surface libre par un débit imposé à la frontière mobile.

(d) Prise en compte de l'écoulement au-dessus de la surface libre par l'approche monophasique de Richards.

Figure I.18 : Traitement numérique de la présence d'une surface libre.

I.4. Calcul des écoulements vers les tunnels - Revue des travaux antérieurs

I.4.1 Introduction

Un certain nombre de travaux ont été consacrés à l'étude des écoulements vers les tunnels. Différentes approches sont utilisées pour proposer des méthodes de calcul pour l'estimation des conséquences des écoulements vers une galerie souterraine. Les principales caractéristiques de ces méthodes sont données dans le tableau I.2. Elles considèrent pratiquement toutes le problème de l'écoulement des eaux vers une galerie circulaire d'axe horizontal, supposée perméable. Compte tenu des similitudes entre ce problème et celui de l'écoulement vers un drain horizontal, nous avons étendu notre recherche bibliographique aux travaux effectués pour les drains agricoles.

Les conditions de calcul et les paramètres sont rappelés sur la figure I.19 : la galerie, de diamètre D, se situe dans un massif de perméabilité k, sous une couverture de terrain C, la profondeur du substratum imperméable par rapport à l'axe de l'ouvrage étant égale à B ; la charge hydraulique initiale (avant la réalisation de la galerie) est égale à H_o par rapport au niveau de l'axe du tunnel, soit :

$h_o = H_o + B$

par rapport au niveau du substratum.

La plupart de ces méthodes sont basées sur des travaux analytiques, s'appuyant sur des hypothèses de calcul simplificatrices ; quelques-unes, toutefois, se présentent sous la forme d'abaques de calcul, obtenus à partir de travaux expérimentaux sur modèles réduits, ou d'études paramétriques issues de calculs par éléments finis. Ces méthodes sont surtout destinées à estimer le débit entrant dans la galerie et le rabattement de la nappe en régime permanent. Certains travaux ont également été consacrés à l'étude des phénomènes transitoires pour caractériser l'évolution des écoulements dans le temps.

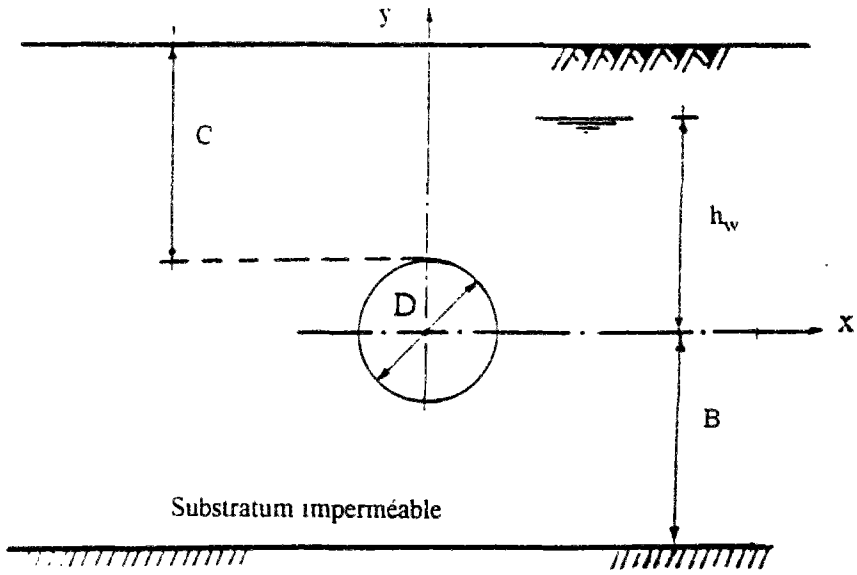
I.4.2 Description des méthodes de calcul

Cette section est divisée en deux parties. La première partie concerne les méthodes traitant des écoulements en régime permanent, qui correspond à l'équilibre hydraulique du massif entre le flux sortant (par la paroi perméable du tunnel) et le flux rentrant par réalimentation de l'aquifère. Cette condition caractérise les écoulements à long terme.

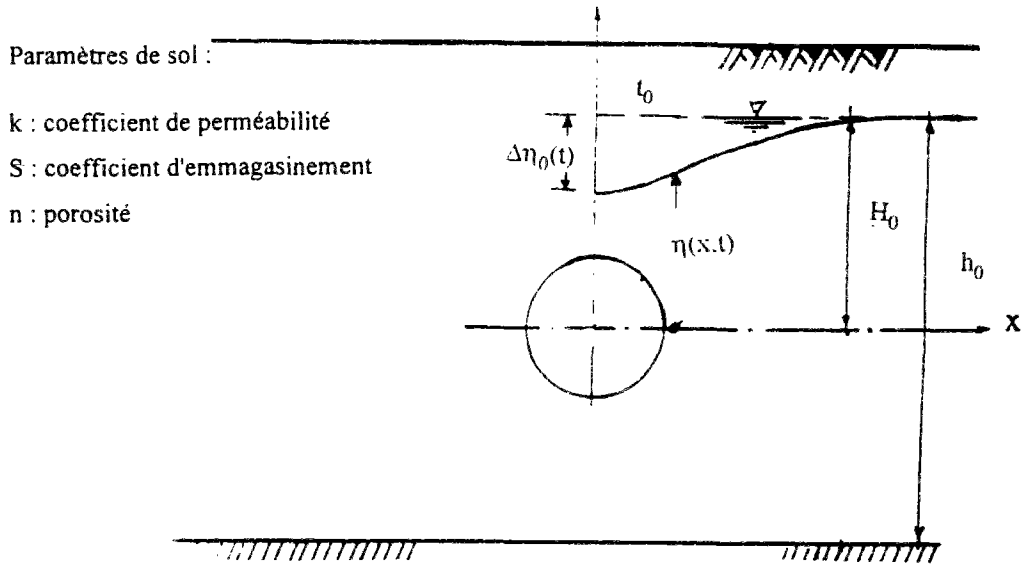
La deuxième partie, quant à elle, décrit les travaux consacrés à l'étude du régime transitoire, qui caractérise à court et moyen termes l'évolution des écoulements vers le tunnel dans le temps et notamment pendant la construction de l'ouvrage.

Tableau I.2 : Caractéristiques des méthodes de calcul

Méthode	Type de méthode	Condition de nappe	Paramètres estimés en régime permanent		Etude du régime transitoire	Commentaires
			débit	rabattement		
Dupuit (1863)	analytique	surface libre	x	x		Ecoulement vers une tranchée.
Bear (1979)	analytique	surface libre	x			Basé sur les hypothèses de Dupuit.
Averjanov (1949)	analytique	surface libre	x	x		Ecoulement vers un drain, basé sur les hypothèses de Dupuit.
Romanova (1956)	analytique	surface libre	x			Basé sur les hypothèses de Dupuit ; drain situé entre deux bassins.
Romanov (1959)	analytique	surface libre	x			Basé sur les hypothèses de Dupuit.
Shimogami et al. (1989)	analytique	surface libre	x			Proposent également une équation pour le débit rentrant par le front.
Keller- Robinson (1959)	expérim-entale	surface libre	x			Modèles de sol pour étudier le débit vers les drains agricoles ; ne tient pas compte de l'influence du diamètre des drains.
Zeller (1954)	expérim-entale	surface libre	x	x		Abaques construits à partir de résultats sur modèles de sable pour un drain peu profond, et également solution analytique.
Chishaki et Yang (1977)	numérique	surface libre	x	x		Abaques pour un demi-tunnel circulaire de diamètre D=10 m ; calculs validés par expérimentations sur modèle de Hele - Shaw ; prise en compte de l'influence de l'anisotropie de perméabilité du terrain ; calcul en coupe longitudinale également.
Chishaki et al. (1978)	numérique	surface libre			x	
Chishaki (1984)	numérique	en charge	x		x	
Sato (1983)	analytique	surface libre	x	x		Prise en compte du taux d'infiltration en surface ; validation par rapport à des résultats numériques et expérimentaux par analogie visqueuse.
Sato et Iizawa (1983)	numérique	surface libre			x	
Descoeudres et Rybisar (1987)	numérique	surface libre	x	x		Etudient également l'écoulement vers le front de taille en conditions tridimensionnelles.
Polubarinova- Kochina (1962)	analytique	en charge, surface libre	x		x	Estimation du débit dans un drain ; massif semi-infini, tunnel reposant sur un substratum imperméable.
Goodman et al. (1965)	analytique	surface libre			x	Modélisent expérimentalement l'avancement du front de taille ; ils proposent une méthode graphique pour le calcul du débit à l'avancement.
		en charge	x			
Carosso et Giani (1989)	analytique	en charge	x			Prise en compte d'une zone injectée autour du tunnel.
Zhang et Franklin (1993)	analytique	en charge	x			Perméabilité du sol variable avec la profondeur ; solution vérifiée par calculs numériques.
Fitzpatrick et al. (1981)	numérique	en charge	x			Etudient également le rayon d'influence du tunnel, l'effet d'un revêtement semi-perméable ou d'une pression interne au tunnel.
Rat (1968, 1973)	analytique	en charge	x		x	Cas traités : massif semi-infini, substratum situé à une distance finie, bicouche ; également calculs au front de taille d'un tunnel perméable.
Cassan (1979)	analytique	en charge	x			Cas traités: massif semi-infini constitué de 1, 2 ou 3 couches, massif semi-indéfini, extension au cas de galeries multiples.
Thunvik et Braster (1977)	numérique	surface libre			x	Abaques permettant le calcul du débit et du rabattement en fonction du temps pour un tunnel carré.



(a) Conditions géométriques du massif



(b) Paramètres de calcul

Figure I.19 : Conditions géométriques du tunnel (a) et paramètres de calcul (b).

Deux cas de figure ont été considérés : une nappe à surface libre (nappe dont le niveau piézométrique peut varier dans le temps ou dans l'espace) et une nappe à niveau constant, due à une réalimentation continue du toit de l'aquifère ; cette dernière peut correspondre au cas d'une traversée sous-marine ou sous-fluviale.

I.4.2.1 Ecoulements en régime permanent

Cas d'une nappe à surface libre

Comme le montre le tableau I.2, le cas d'une nappe à surface libre a fait l'objet d'un nombre important de travaux. Les méthodes basées sur l'approche analytique utilisent, pour la plupart, les hypothèses de Dupuit (1863), qui correspondent en toute rigueur (figure I.20) à un écoulement plan vers une tranchée drainante de rayon d'action L, et maintenue à un niveau de charge h_p, par rapport au substratum. Dans le cas d'une nappe s'étendant de part et d'autre de la tranchée, ces hypothèses permettent d'obtenir, de manière immédiate, une estimation du débit recueilli dans la galerie :

$$Q = k (h_o^2 - h_p^2) / L \qquad (I.4)$$

Cette expression a été proposée par Bear (1979). Le calcul permet aussi de donner l'équation de la surface libre :

$$\eta^2 = h_p^2 + (h_o^2 - h_p^2)\, x / L \quad , \qquad (I.5)$$

η représentant le niveau de la surface libre par rapport au substratum et x la distance au plan médian du tunnel.

Cette méthode de calcul approchée a été reprise pour mieux tenir compte des conditions réelles de l'écoulement aux abords de la galerie et permettre de traiter des configurations particulières, susceptibles d'être rencontrées dans la pratique. Par exemple, Averjanov (1949) s'est intéressé au cas d'un tunnel drainant, situé à proximité d'une rivière ; Romanova (1956) a traité le problème d'un tunnel construit entre deux rivières maintenues à des niveaux de charge différents.

La méthode de Romanov (1959), qui s'applique également au cas d'un tunnel compris entre une nappe de charge h_1, située à une distance L_1, et une nappe de charge h_2, située à une distance L_2, décompose le massif où se produit l'écoulement en trois secteurs (figure I.21) : les deux premiers secteurs correspondent aux deux parties de chaque nappe situées au-dessus du niveau de l'axe du tunnel et le troisième secteur au massif compris entre l'axe du tunnel et le substratum imperméable.

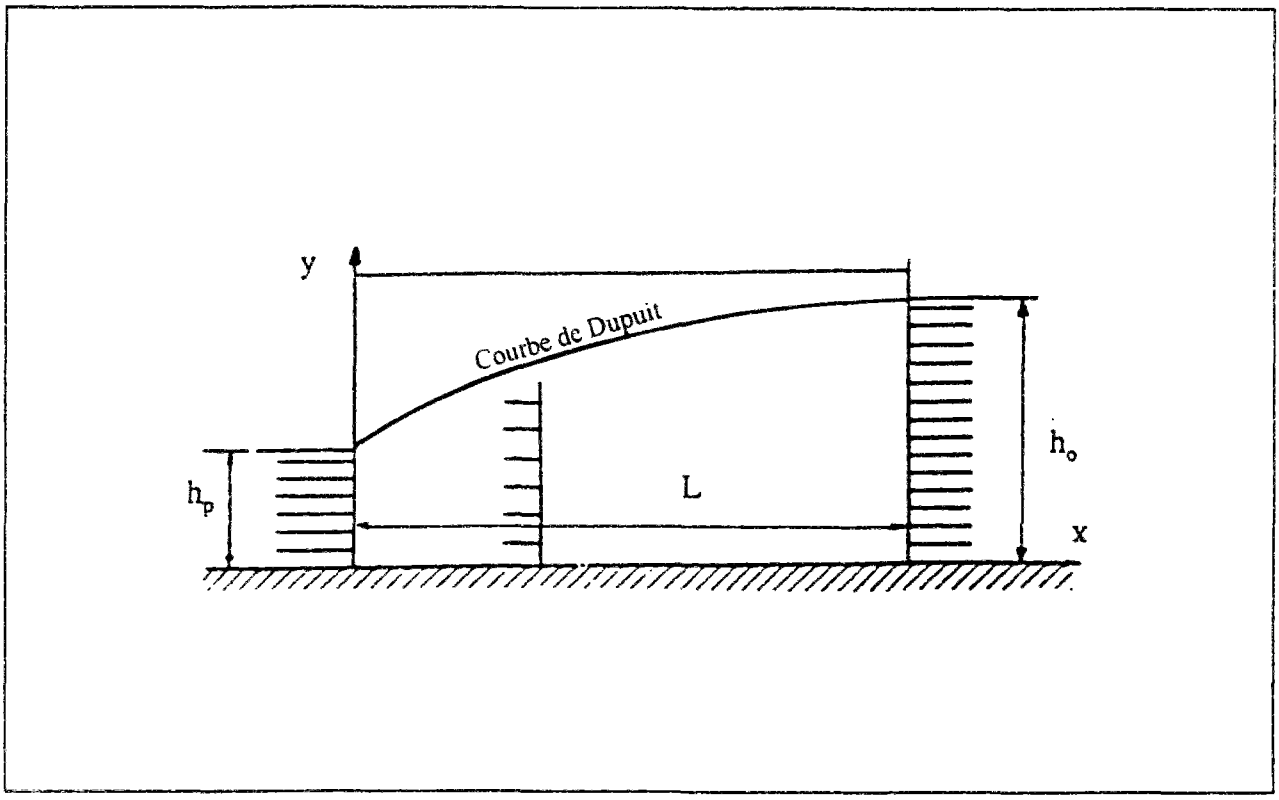


Figure I.20 : Hypothèses de Dupuit.

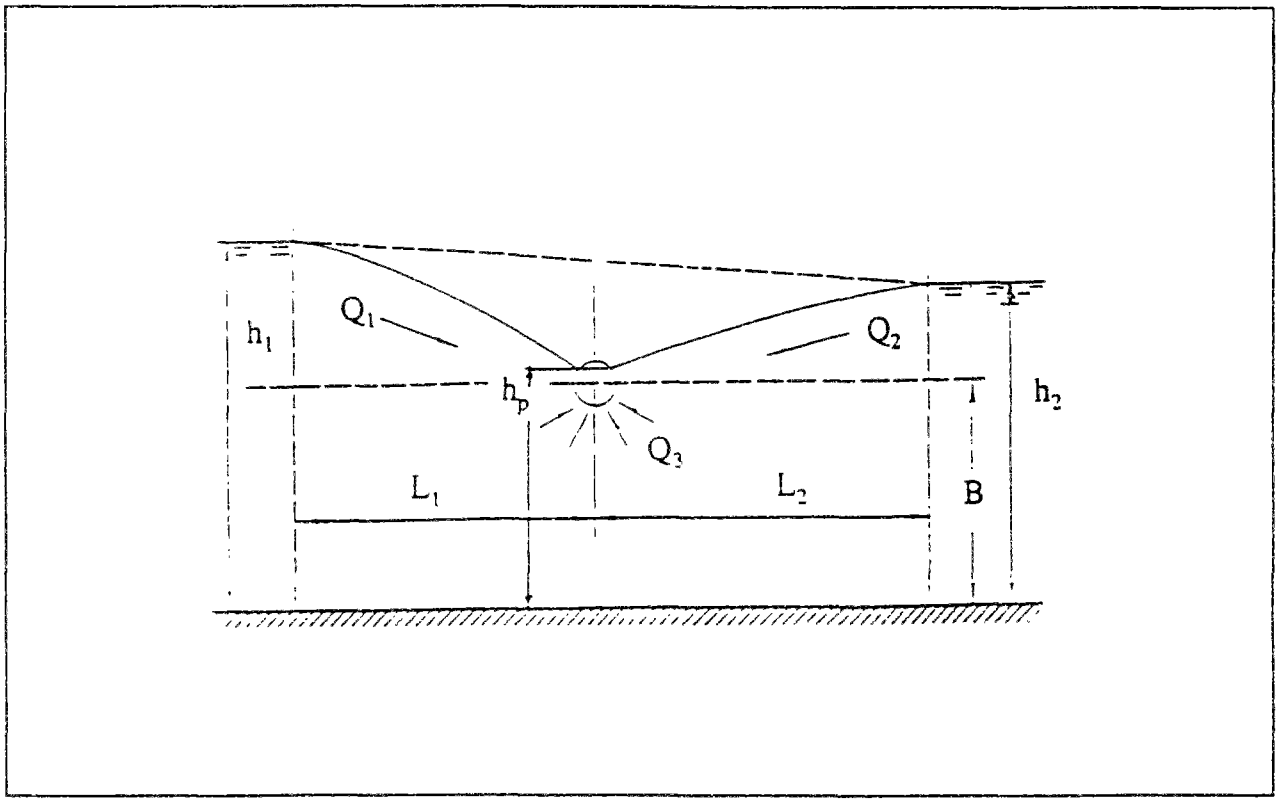


Figure I.21 : Conditions considérées par Romanov (1959).

Le débit recueilli par le tunnel est égal à la somme des débits provenant de chacun des trois secteurs :

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \qquad (I.6)$$

Les expressions suivantes sont obtenues pour les trois contributions au débit :

$$Q_1 = k\,[(h_1 - h_p)^2 - (h_p - B)^2] / 2L_1 \qquad (I.7)$$

$$Q_2 = k\,[(h_2 - h_p)^2 - (h_p - B)^2] / 2L_2 \qquad (I.8)$$

$$Q_3 = \pi\, k\,[(h_1 + h_2)/2 - h_p] / [\,\lg(2B/\pi D) + \pi L_1 L_2 / B(L_1+L_2)] \qquad (I.9)$$

Cette méthode peut être utilisée pour estimer le débit dans un tunnel situé dans une nappe de charge initiale h_0 par rapport au substratum, une fois donnés la distance d'influence L du tunnel et le niveau de nappe h_p dans le tunnel :

$$Q = k[(h_0-h_p)^2-(h_p-B)^2]/L + \pi k(h_0 - h_p)/[\lg(2B/\pi D)+\pi L/2B] \qquad (I.10)$$

Par ailleurs, Shimogami et al. (1989) proposent une méthode pour le calcul du débit d'écoulement vers un tunnel en cours de construction à l'aide de deux expressions. La première expression fournit une estimation du débit d'écoulement vers les parois perméables du tunnel en coupe transversale (figure I.22a) ; celle-ci se met sous la forme :

$$Q = 2\pi k\,(H_0-\Delta\eta_p) / \ln\,[4(H_0-\Delta\eta_p)/D] \qquad (I.11)$$

$\Delta\eta_p$ représentant le rabattement de la nappe en régime permanent.

La deuxième expression concerne l'écoulement en coupe longitudinale (figure I.22b), le débit drainé par le front de taille étant donné par l'expression :

$$Q = 0{,}5\pi k.H_0.\Delta\eta_p / \ln\,[L_a/D] \qquad (I.12)$$

où L_a désigne le rayon d'action de l'écoulement à l'avant du front de taille.

De nombreux travaux ont, par ailleurs, été réalisés dans le domaine agricole pour étudier le débit intercepté par des drains horizontaux et l'incidence du drainage sur la nappe : analogie électrique (Childs, 1946), analogie visqueuse de Hele-Shaw (Curtet et Ruby, 1960, Curtet et al., 1964), études expérimentales sur des massifs de sol reconstitués ; cette approche a été utilisée par Zeller (1954), Donnan (1959), Keller et Robinson (1959). Ces derniers ont établi, à partir d'une série d'expériences effectuées sur des modèles de sols reconstitués, une méthode empirique de calcul permettant de déterminer le débit Q recueilli par le drain. La méthode se présente sous la

forme d'abaques donnant le rapport Q/kh_0 en fonction de L/h_0 et B/h_0 (figure I.23) ; elle permet également de tenir compte de l'inclinaison éventuelle du substratum imperméable par rapport à l'horizontale.

Par ailleurs, les expériences sur modèles de sable de Zeller (1954) ont permis d'établir des abaques pour le calcul du débit Q et du niveau piézométrique de la nappe η_0 au niveau de l'axe du drain, en fonction de la charge h_d imposée au niveau du drain. Ces abaques sont présentés sous forme adimensionnelle sur la figure I.24.

D'autre part, Zeller (1954) a développé une expression pour le calcul du débit d'écoulement dans le cas d'une faible dépression du niveau piézométrique. Cette expression se met sous la forme :

$$Q = k.[\eta_0-h_d] / \{\ln [tg (2\pi B/4\eta_0)] + \ln [\pi D/8\eta_0]\} \qquad (I.13)$$

Toutefois, les méthodes de Zeller (1954) et Keller-Robinson (1959) ne considèrent pas l'influence du diamètre du drain, ce qui peut présenter quelques inconvénients pour des applications à des calculs d'écoulements vers des tunnels.

Dans le domaine numérique, différents travaux ont conduit à proposer des méthodes pour le calcul des écoulements vers les tunnels en régime permanent. Ces approches sont dues à Chishaki et Yang (1977), Sato (1983) et Descoeudres et Rybisar (1987).

La méthode de Chishaki et Yang (1977) repose sur une étude paramétrique effectuée à partir de calculs par éléments finis, pour un demi-tunnel circulaire de 10 m de diamètre. Le débit Q recueilli dans le tunnel et le rabattement $\Delta\eta$ de la nappe sont déterminés à partir d'abaques donnant Q/k en fonction de H_0^2/L et $\Delta\eta$ en fonction de H_0/L, des corrections étant appliquées pour tenir compte de la distance B entre l'axe du tunnel et le substratum (figure I.25).

La méthode de Sato (1983) est basée sur une analyse de l'équilibre hydraulique autour d'un tunnel drainant, tenant compte d'un taux d'infiltration de surface f. Elle permet de calculer le débit Q, ainsi que le niveau moyen η_e de la nappe après rabattement à partir d'abaques donnant $Q/2kL$ et η_e/B en fonction de f/k et L/B (figure I.26). Les prévisions de calculs sont proches des résultats d'essais sur modèles de Hele-Shaw (Sato et Iizawa, 1983).

Descoeudres et Rybisar (1987) ont utilisé la méthode des relaxations de Southwell pour proposer un abaque donnant la position de la nappe en fonction des rapports adimensionnels B/D, H_0/D et H_d/D, où H_d représente la charge appliquée au niveau du tunnel (figure I.27). Dans le cas où cette charge est égale à la cote (tunnel maintenu à la pression atmosphérique), le niveau de la nappe peut être défini par la relation :

$$\eta (0) = 1{,}43.(H_0-5D) + B \qquad (I.14)$$

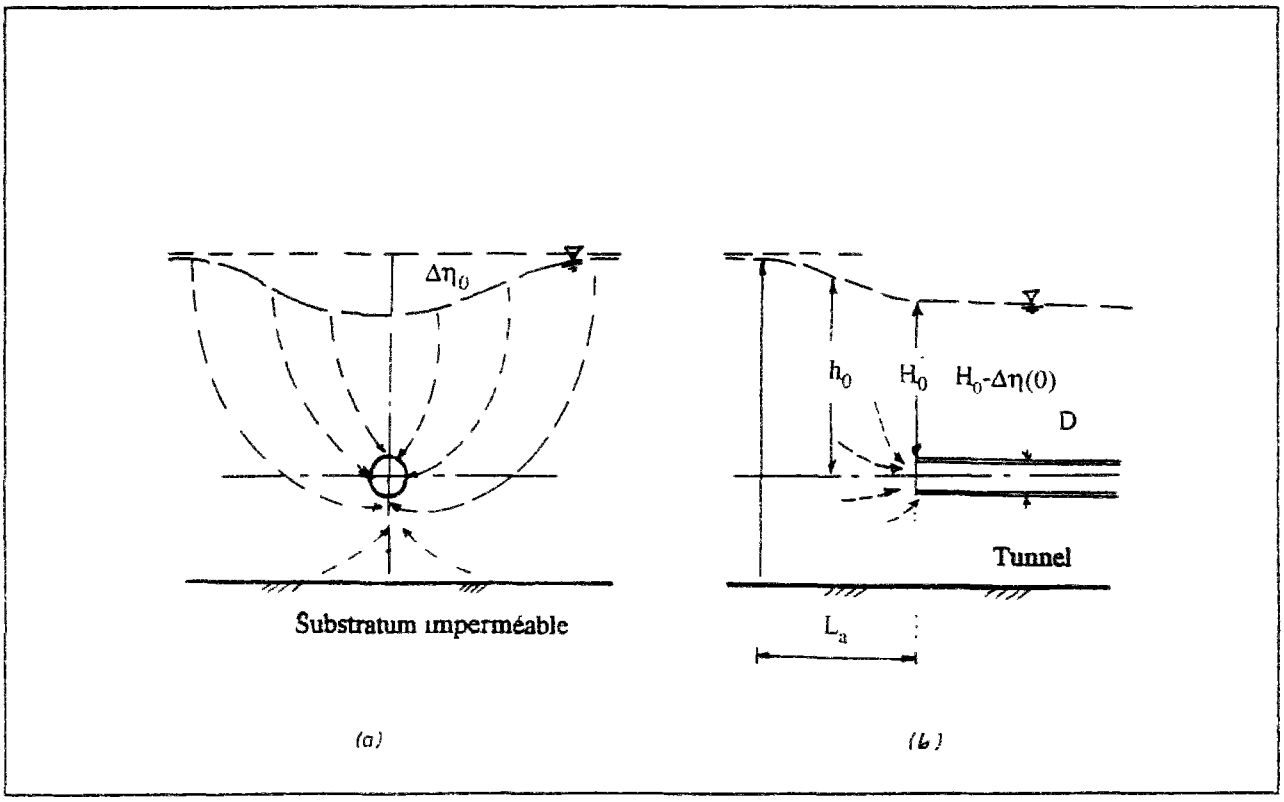


Figure I.22 : Schémas d'écoulements transversal et longitudinal considérés par Shimogami et al. (1989).

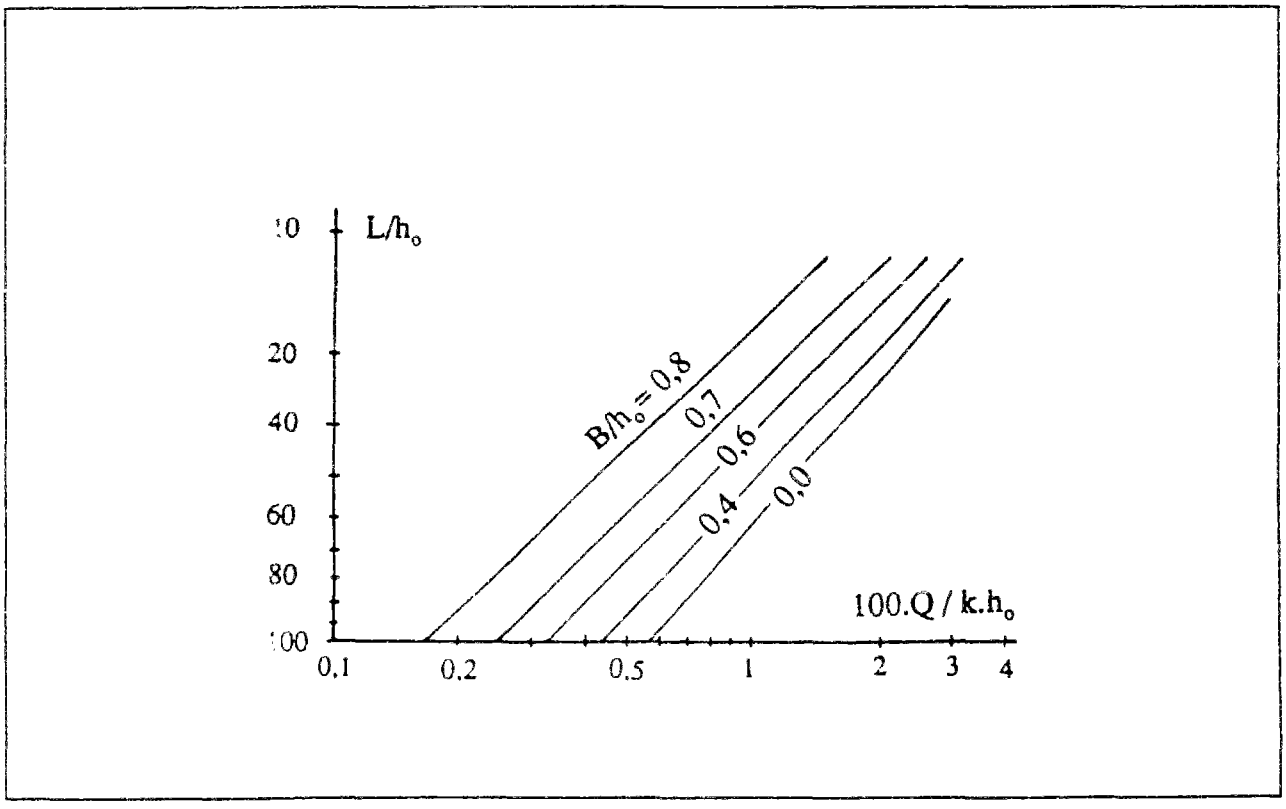


Figure I.23 : Méthode de Keller-Robinson (1959).

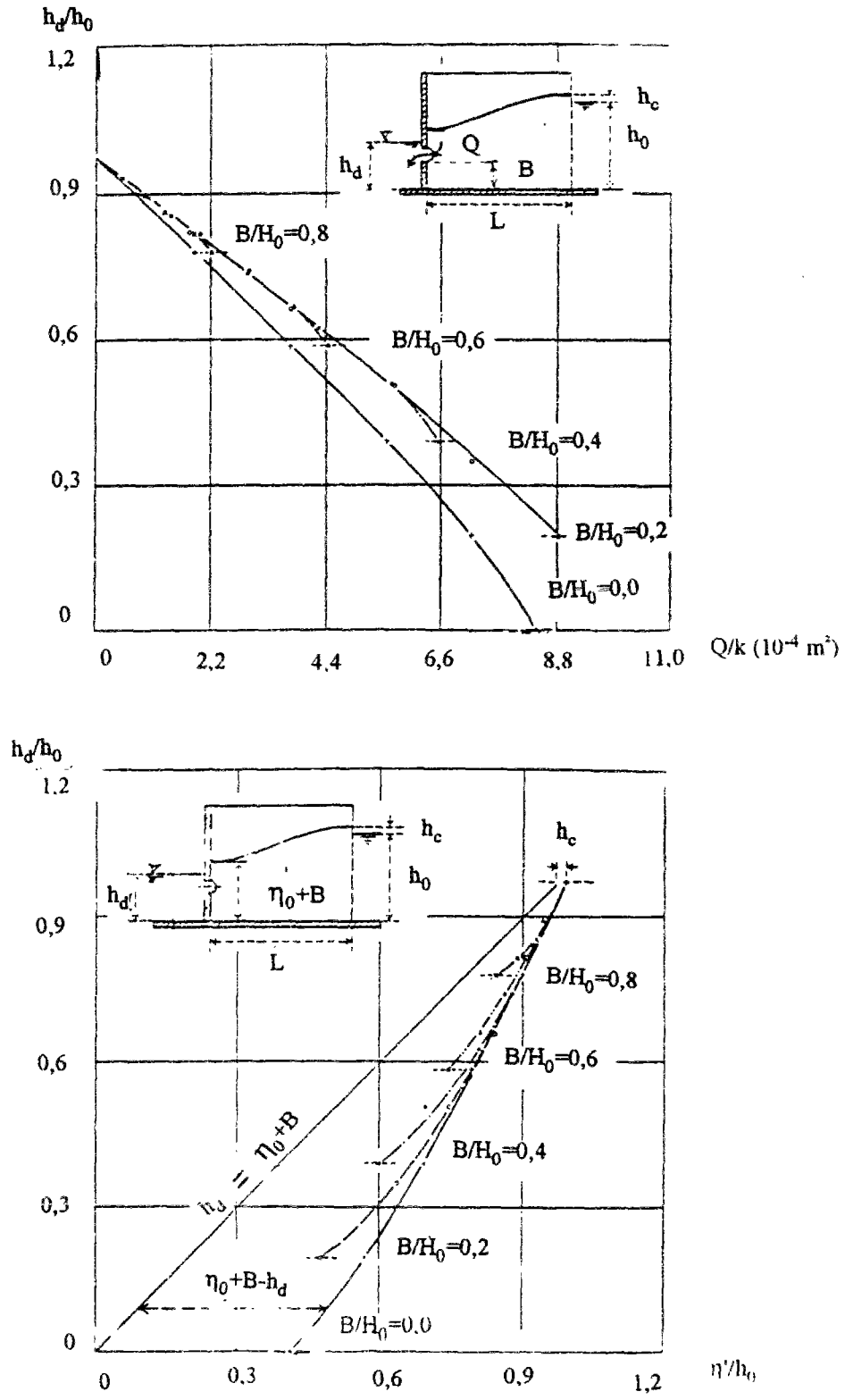


Figure I.24 : Méthode de Zeller (1954).

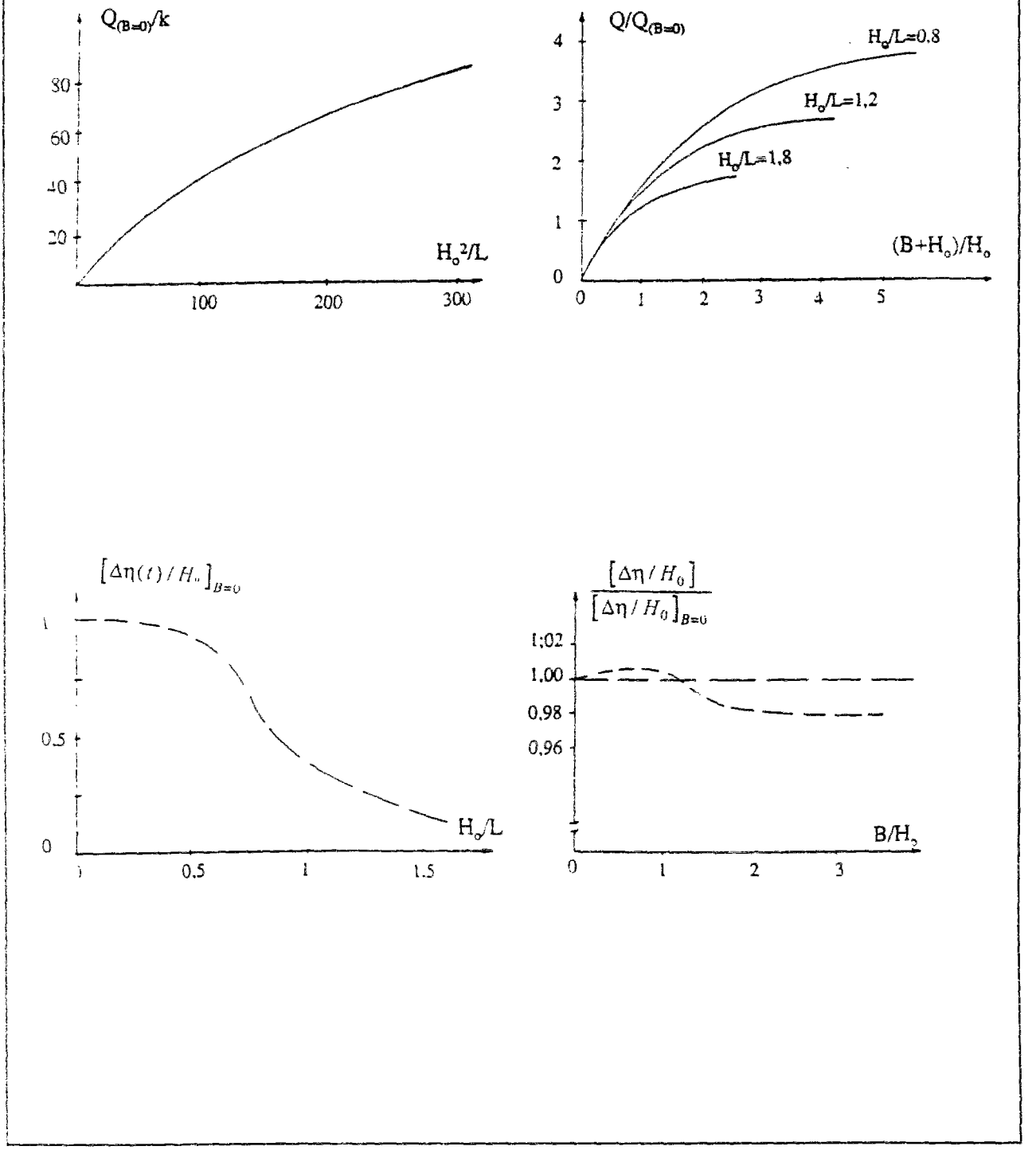


Figure I.25 : Méthode de Chishaki et Yang (1977).

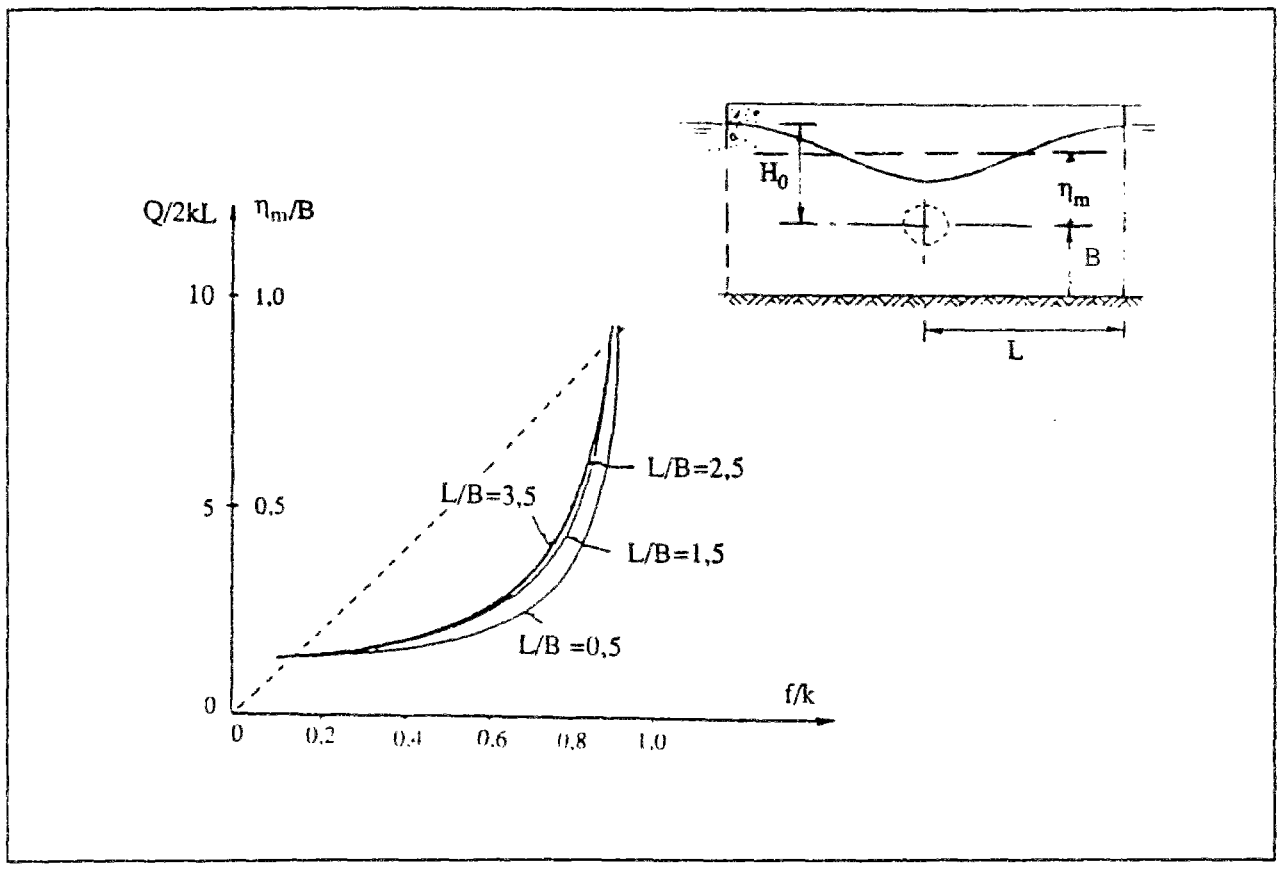


Figure I.26 : Méthode de Sato (1983).

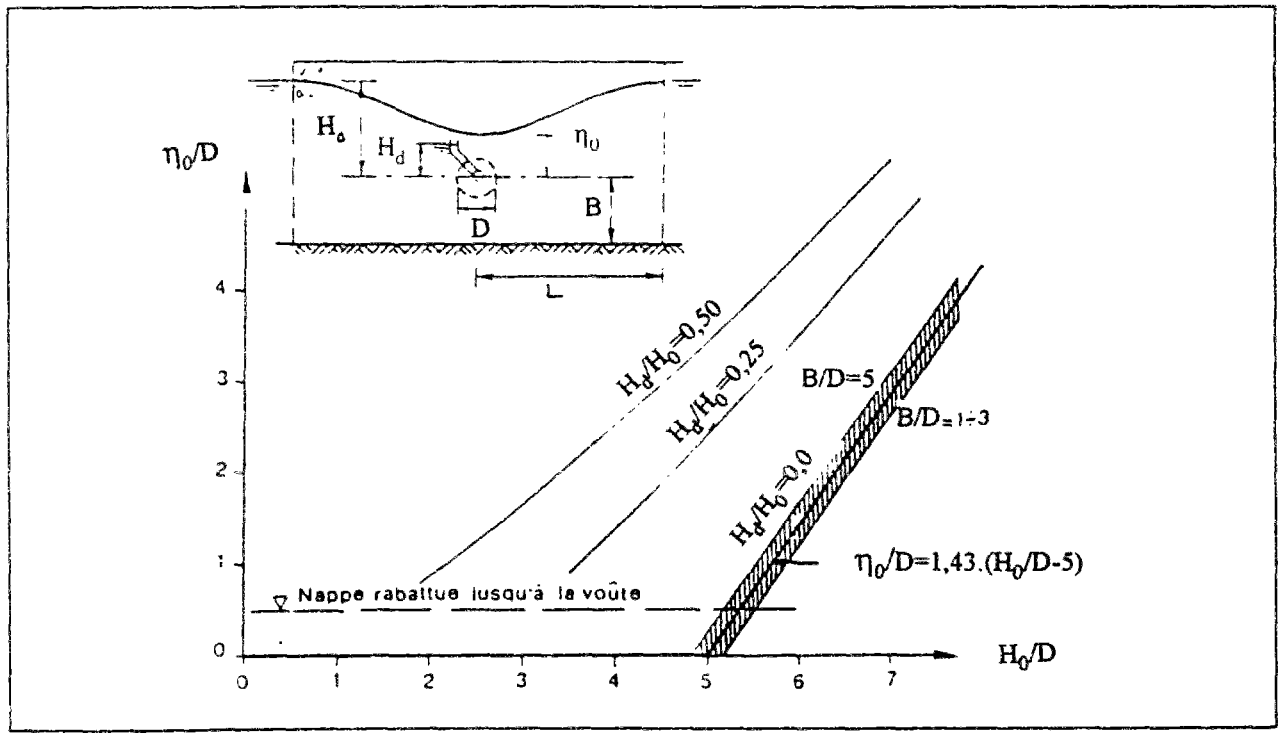


Figure I.27 : Méthode de Descoeudres et Rybisar (1987).

Par ailleurs, Descoeudres et Rybisar (1987) ont pu obtenir, à partir de résultats numériques, une expression du débit qui s'écrit :

$$Q = k.(H_0-H_d).(1+ 3B/(H_0+B)). H_0/L \qquad (I.15)$$

Parallèlement, ils ont étudié l'influence de la profondeur du substratum, d'une part, et d'autre part, celle d'un anneau autour du tunnel de faible perméabilité par rapport au sol ; ils ont étudié leur influence sur le débit d'écoulement vers l'ouvrage et le niveau piézométrique de la nappe. Les travaux de Descoeudres et Rybisar (1987) abordent également l'écoulement vers le front de taille d'un tunnel en conditions tridimensionnelles par la méthode des éléments finis.

Cas d'une nappe à niveau piézométrique constant

Dans ce domaine, un certain nombre de méthodes ont été développées pour l'estimation du débit entrant dans une galerie souterraine. En particulier, l'expression du débit donnée par la méthode de Polubarinova-Kochina (1962) a été établie pour un drain, placé dans un massif homogène ; la nappe se situe à une hauteur H' au-dessus de la surface du terrain naturel, ce qui signifie que la charge hydraulique initiale par rapport au niveau de l'axe du drain est égale à :

$$H_o = C + D/2 + H' \qquad (I.16)$$

Le débit obtenu se met sous la forme :

$$Q = 2\pi k\, H_o / \ln[\, 4(H_o-H') / D\,] \qquad (I.17)$$

pour un demi-espace homogène, et :

$$Q = \pi k\, H_o / \ln[\, 4(H_o-H') / \pi D\,] \qquad (I.18)$$

dans le cas d'un drain semi-circulaire, reposant sur un substratum imperméable (B=0).

Dans le domaine des tunnels, Goodman et al. (1965) proposent l'équation suivante du débit d'écoulement vers un tunnel situé dans un massif limité par le bas par un substratum imperméable :

$$Q = 2\pi k\, H_o / \ln (4C/D + 2) \qquad (I.19)$$

Carosso et Giani (1989) ont proposé une relation similaire mais pour un tunnel situé dans un massif semi-infini et recouvert d'un anneau de revêtement de perméabilité différente de celle du terrain. Cette relation s'écrit :

$$Q = 2\pi k\, H_o / (\ln R_1 + k/k_1 \ln L) \qquad (I.20)$$

où R_1 et k_1 représentent respectivement le rayon du tunnel et la perméabilité du revêtement et L, le rayon d'action du tunnel.

Par ailleurs, Zhang et Franklin (1993) ont établi une expression du débit qui tient compte de la variation de la perméabilité du sol avec la profondeur. Elle est issue de transformations par séries de Fourrier et basée sur une relation exponentielle entre la variation du coefficient de perméabilité et la profondeur ; elle s'écrit :

$$Q = \frac{2\pi k_s . \gamma / \gamma_w . \exp [\gamma / \gamma' . A.(C - D/2)] \, . \, [\exp (\gamma_w / \gamma' . A.H_o) - 1]}{A.[\, Be_0\{AD/4\} \, - \, Be_0\{A(C - D/2)\} \,]} \qquad (I.21)$$

avec :

γ_m = poids volumique du sol saturé,
γ' = poids volumique du sol déjaugé,
γ_w = poids volumique de l'eau,
k_s = coefficient de perméabilité du sol au niveau de la surface,
A = taux de variation du logarithme népérien de la perméabilité en fonction de la profondeur,
Be_0 = fonction de Bessel d'ordre 0, du second degré.

Chishaki (1984) a étudié, à l'aide de calculs par éléments finis, le cas d'un demi-tunnel circulaire, de 10m de diamètre, reposant sur un substratum imperméable. Ses résultats sont présentés sous forme d'abaques donnant le débit dans la galerie en fonction de la charge H_o et de la hauteur de la nappe au-dessus de la surface du sol H' (figure I.28).

L'étude de Fitzpatrick et al. (1981) est également basée sur la méthode des éléments finis. Elle repose sur une analyse du réseau d'écoulement autour du tunnel. Ce calcul permet de déduire le débit recueilli dans le tunnel et le rayon d'action de l'écoulement. Les résultats sont présentés sous forme adimensionnelle sur la figure I.29.

Les travaux de Rat (1968, 1973) ont été développés dans le cadre d'études effectuées pour le tunnel sous la Manche. Ils sont basés sur l'application de la théorie des transformations conformes et de la théorie des images. Cette approche permet de donner une estimation du débit dans la galerie et de la répartition des charges hydrauliques dans le terrain. Plusieurs cas de figures ont été étudiés : demi-espace infini, distance finie au substratum imperméable, massif bi-couche de perméabilités différentes. Les calculs ont également été effectués pour un niveau piézométrique se situant à une hauteur H' par rapport au sommet de la couche aquifère. Pour le cas d'un massif limité par un substratum imperméable, le débit dans la galerie se met sous la forme :

$$Q = 2\pi k H_o / \ln\{[8(C+D/2+B)/\pi D].tg\,[\pi(H_o - H')/\,2(C+D/2+B)]\} \qquad (I.22)$$

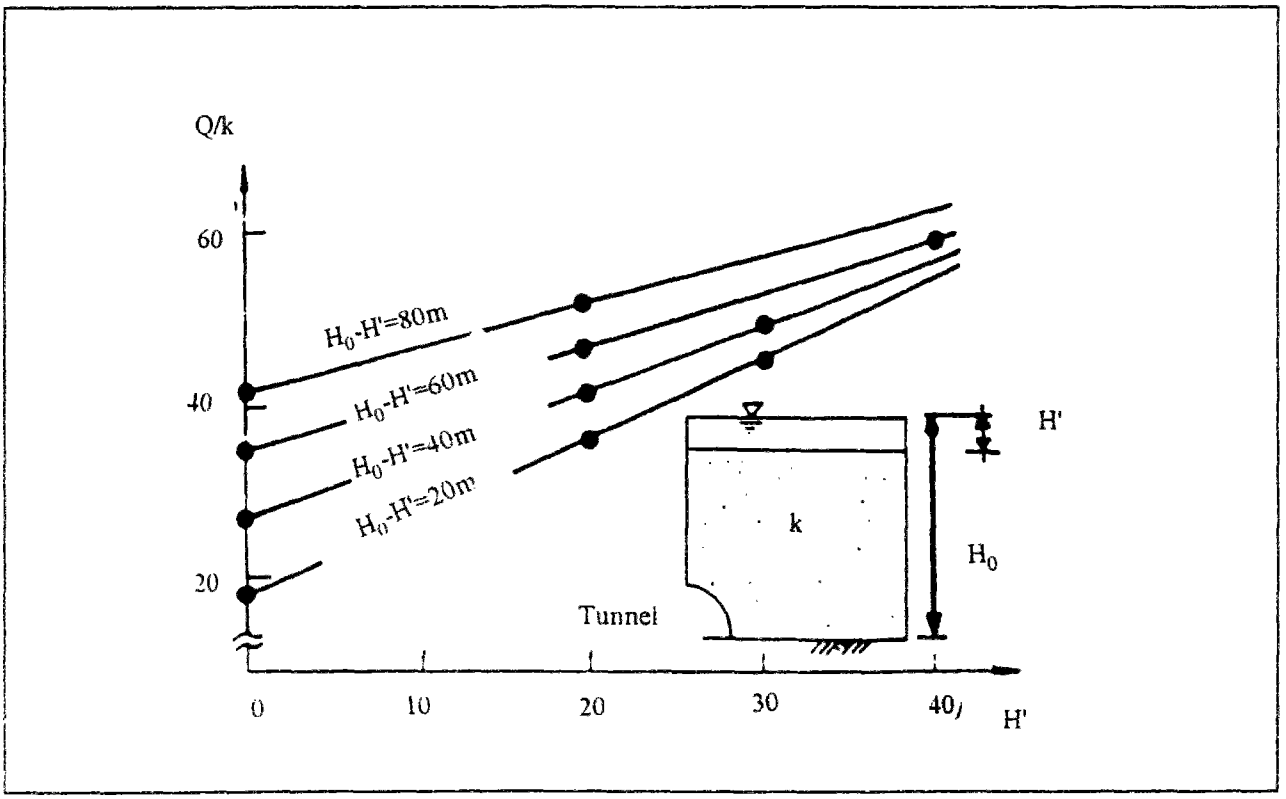


Figure I.28 : Méthode de Chishaki (1984).

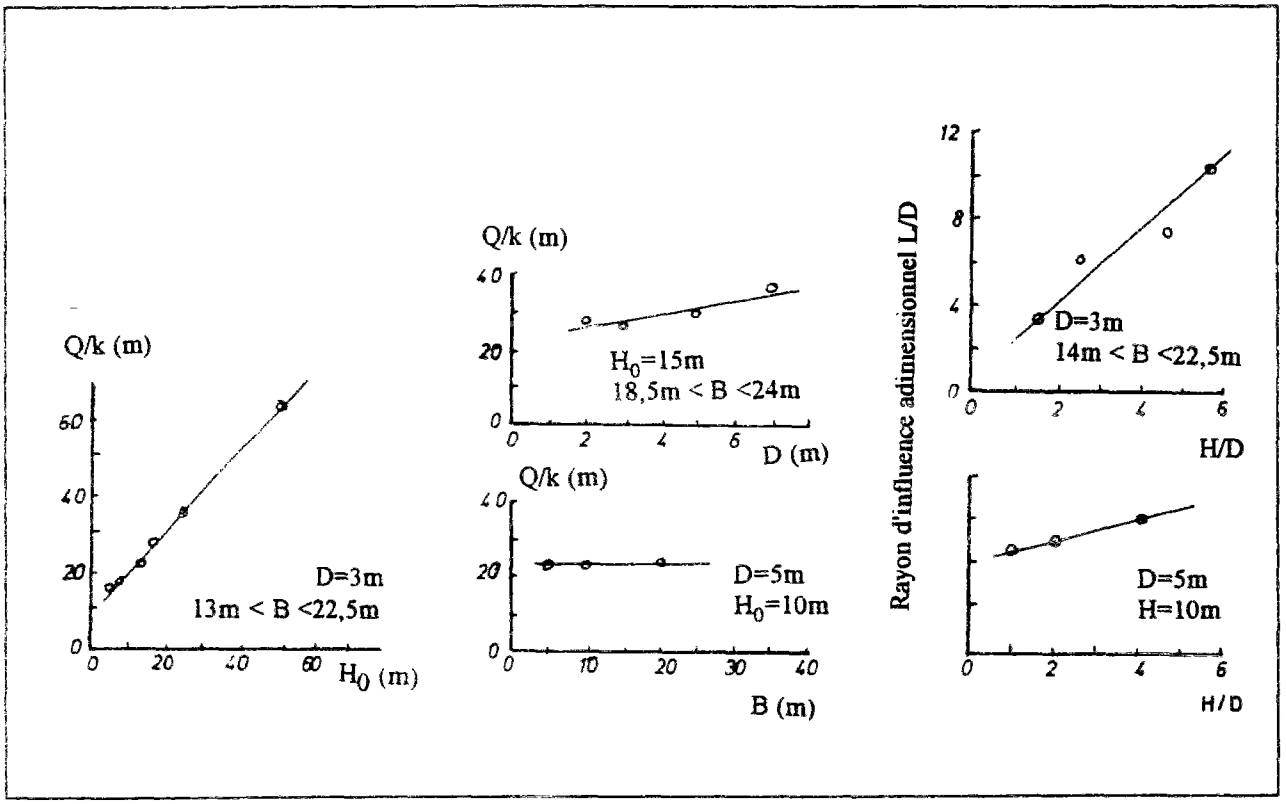


Figure I.29 : Méthode de Fitzpatrick et al. (1981).

Rat (1973) s'est également intéressé au problème des conditions aux limites à prendre en compte au niveau du tunnel dans les calculs d'écoulement, les méthodes approchées faisant généralement une hypothèse de charge constante ou nulle alors que c'est en réalité la pression interstitielle qui est imposée sur le bord du tunnel. Rat (1973) a proposé plusieurs solutions permettant d'approcher cette condition ; la précision de ces solutions est d'autant meilleure que le tunnel est profond.

Rat (1973) a aussi étudié le problème de l'écoulement au front de taille d'un tunnel en cours de construction. Les calculs permettent d'obtenir une distribution approchée des lignes équipotentielles (figure I.30). Cette méthode a également été utilisée pour évaluer les incidences sur les écoulements, de la rencontre d'une faille en cours de creusement. Des calculs de ce type ont également été effectués par Chishaki et Yang (1977), mais pour une nappe à surface libre.

L'approche de Rat en coupe transversale a, par ailleurs, été étendue par Cassan (1979), aux cas de cavités multiples (figure I.31). Deux conditions ont été analysées : toit de la nappe à l'intérieur du massif et toit de la nappe au-dessus du terrain encaissant. Il a étudié aussi le cas d'un tunnel situé dans un massif constitué de trois couches. L'étude a été conduite selon deux méthodes : intégration de l'équation de Laplace et théorie des images ; les deux approches conduisent à la même solution pour l'expression du débit en régime permanent.

Toutefois, et comme nous avons pu le voir dans l'analyse des observations in situ, le régime permanent n'est presque jamais obtenu, notamment dans le cas des sols fins. Une étude plus adaptée des écoulements hydrauliques vers les tunnels consisterait à considérer leur évolution transitoire.

I.4.2.2 Ecoulements en régime transitoire

Le tableau I.2 montre que certains travaux ont été consacrés à l'étude du régime transitoire des écoulements. Dans le cas d'une nappe en charge, les seuls travaux sont dus à Rat (1973).

Rat (1973) a effectué une étude détaillée, destinée à caractériser le temps de stabilisation du débit vers un tunnel creusé dans un massif homogène en présence d'une nappe captive. Le temps de stabilisation est estimé à partir de calculs en conditions simplifiées, dans le cas d'un cylindre circulaire infini d'axe parallèle au toit de la nappe, d'une part, et dans le cas d'une sphère, d'autre part. Les temps de stabilisation obtenus varient entre $t_p=1,27.H_0^2\ (\alpha+n\beta)/k$ et $t_p=2.H_0^2(\alpha+n\beta)/k$, où α représente la compressibilité du squelette solide du sol, β la compressibilité de l'eau et n la porosité du massif (H_0 désignant la distance entre le toit de la nappe et le centre du tunnel).

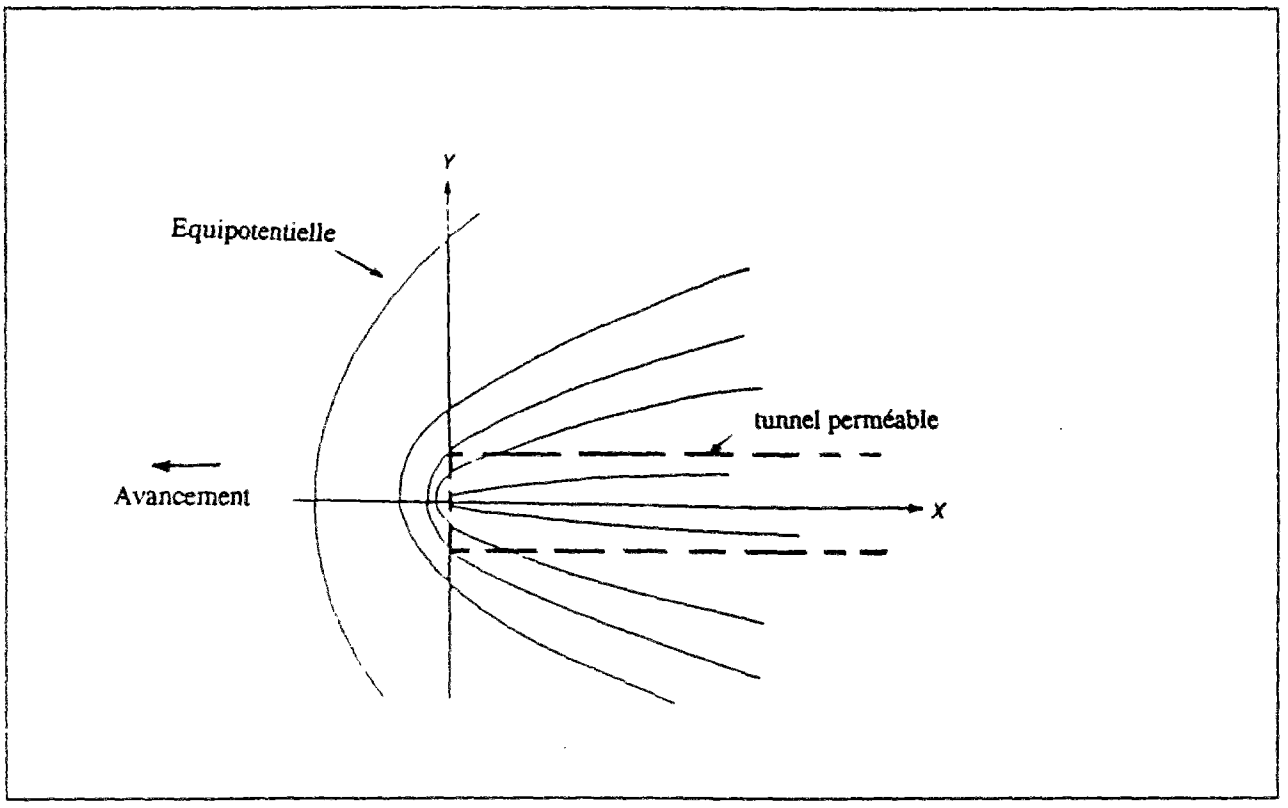


Figure I.30 : Equipotentielles autour d'un tunnel perméable (Rat, 1973).

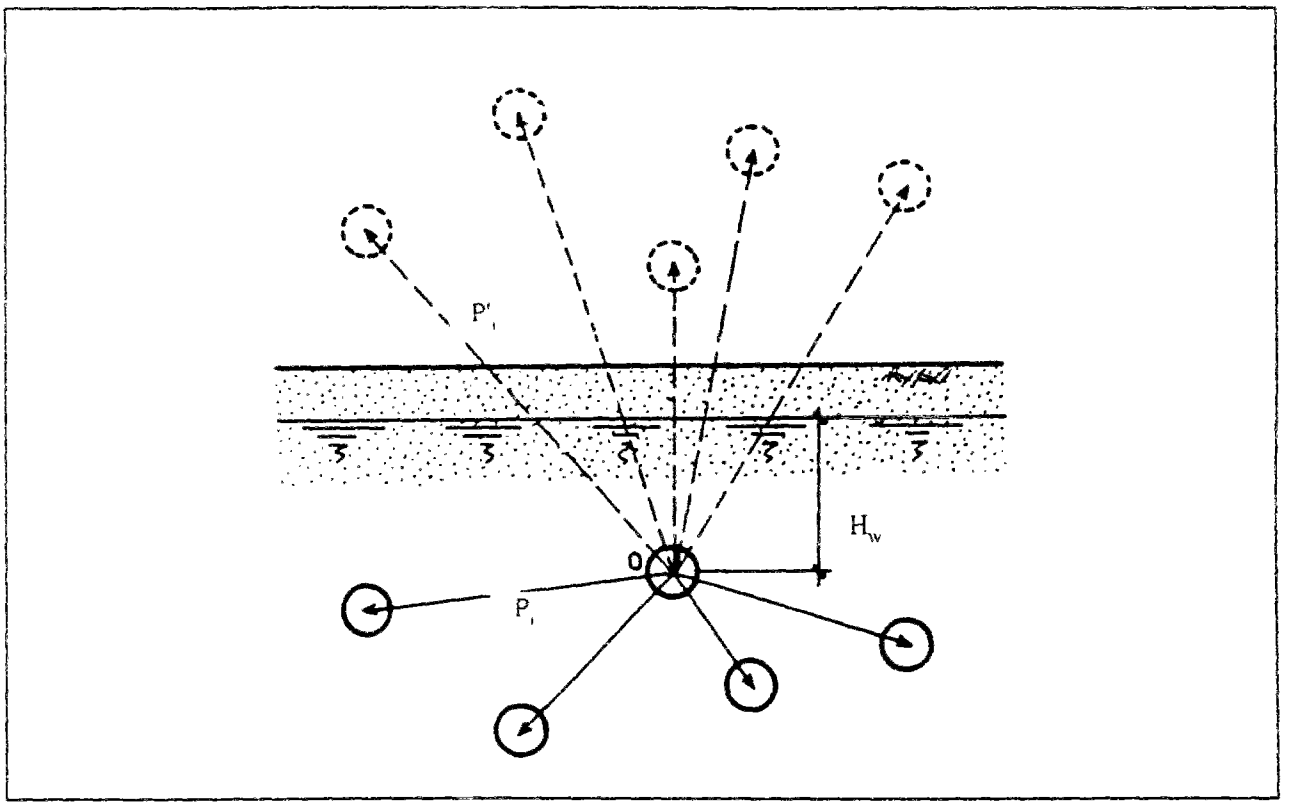


Figure I.31 : Théorie des images appliquée au cas de tunnels multiples (Cassan, 1979).

Cas d'une nappe à surface libre

De nombreux auteurs ont considéré l'évolution des écoulements dans le cas d'une nappe à surface libre. En particulier, Sato (1983) a proposé l'expression suivante du débit Q(t) recueilli par unité de longueur de tunnel :

$$Q(t) = Q_0.e^{-kt/2L} + 2Lf \qquad (I.23)$$

où Q_0 représente le débit initial dans la galerie, en l'absence d'infiltrations et f le taux d'infiltration en surface. Cette expression s'appuie sur une analyse de l'équilibre hydraulique du massif encaissant. Elle correspond au cas d'une nappe à surface libre mais tient compte d'un éventuel taux de réalimentation en surface f.

Cette étude a été complétée par une analyse du problème d'écoulement par la méthode des différences finies et des essais sur modèles réduits de Hele-Shaw (Sato et Iizawa, 1983). Les deux approches (numérique et expérimentale) conduisent à des résultats en cohérence avec la fonction exponentielle décroissante donnée par l'analyse d'équilibre hydraulique. La figure I.32 représente l'évolution du débit dans le temps.

On peut remarquer une rupture de pente dans la courbe d'évolution du débit dans le temps (figure I.32) : cette cassure se produit à l'instant où le niveau de la nappe atteint la clé du tunnel, ce qui provoque une diminution importante du débit descendant vers la galerie (Sato et Iizawa, 1983).

La forme exponentielle décroissante de l'évolution dans le temps du débit vers le tunnel est confirmée par les travaux de Chishaki et al. (1978). Leurs conclusions s'appuient sur une modélisation numérique de l'écoulement vers un demi-tunnel circulaire, pour une nappe à surface libre. L'expression obtenue pour le débit Q(t) traversant la galerie à l'instant t peut se mettre sous la forme :

$$Q(t) = (Q_0 - Q_p).e^{-akt} + Q_p \qquad (I.24)$$

où Q_0 et Q_p représentent respectivement les débits initial et d'équilibre, a étant un paramètre homogène à l'inverse d'une longueur.

Chishaki et al. (1978) donnent également une expression du rabattement de la nappe :

$$\Delta\eta(t) = -\Delta\eta_p.e^{-bkt} + \Delta\eta_p \qquad (I.25)$$

où $\Delta\eta_p$ est le rabattement à l'équilibre et b un paramètre homogène à l'inverse d'une longueur.

Tout comme Sato (1983), Chishaki et al. (1978) ont confronté leurs solutions aux résultats obtenus à partir d'essais sur modèles de Hele-Shaw. La figure I.33 présente un abaque donnant les évolutions dans le temps du débit et du rabattement de nappe pour un tunnel semi-circulaire de 10m de diamètre, en fonction de la hauteur initiale de la nappe et du rayon d'action du tunnel. Un troisième abaque permet la prise en compte de la profondeur du substratum imperméable.

Chishaki et al. (1978) ont, par ailleurs, étudié l'influence de l'anisotropie de perméabilité du terrain et de la présence d'une zone injectée autour du tunnel sur l'évolution des écoulements vers la galerie.

Thunvik et Braester (1977) ont effectué une étude similaire pour un tunnel de forme rectangulaire (rapport hauteur-largeur égal à 1,5). Les résultats des calculs ont permis d'établir des abaques pour caractériser l'évolution du débit et du rabattement dans le temps en fonction de la position du tunnel dans l'aquifère (figure I.34).

Par ailleurs, Goodman et al. (1965) ont proposé une méthode analytique approchée pour déterminer pas à pas l'évolution du débit en fonction du temps et de l'avancement du tunnel. Il en découle une expression de l'évolution du débit et du rayon d'action du tunnel, qui se mettent respectivement sous la forme

$$Q(t) = \sqrt{2n_e k H_0^3 / 3t\varphi_t} \qquad (I.26)$$

et

$$L(t) = \sqrt{6kH_0 t / n\varphi_t} \qquad (I.27)$$

où n_e est la porosité effective du sol et φ_t un facteur de forme, fonction de la partie du tunnel située sous le niveau de la nappe, à chaque pas de temps.

Goodman et al. (1965) se sont également intéressés à l'influence de la vitesse de progression d'un tunnel dans une zone perméable sur les débits recueillis dans la galerie. Leur étude comprend notamment des essais sur modèles réduits, l'avancement du tunnel étant simulé par le fonçage d'un tube métallique perforé dans un massif de sable. La figure I.35, où sont représentés les débits cumulés recueillis dans le tunnel pour deux essais différents, permet de mettre en évidence l'influence de la vitesse d'avancement du tunnel sur l'évolution des débits.

Goodman et al. (1967) ont, par ailleurs, étudié numériquement le problème des venues d'eau vers le front de taille d'un tunnel pénétrant dans une zone de forte perméabilité.

Enfin, il est utile de signaler l'étude de Polubarinova-Kochina (1962), consacrée à l'écoulement vers des drains et basée sur la méthode des transformations conformes ; cette étude a conduit à une estimation de l'évolution dans le temps du débit recueilli dans le cas d'une nappe à surface libre.

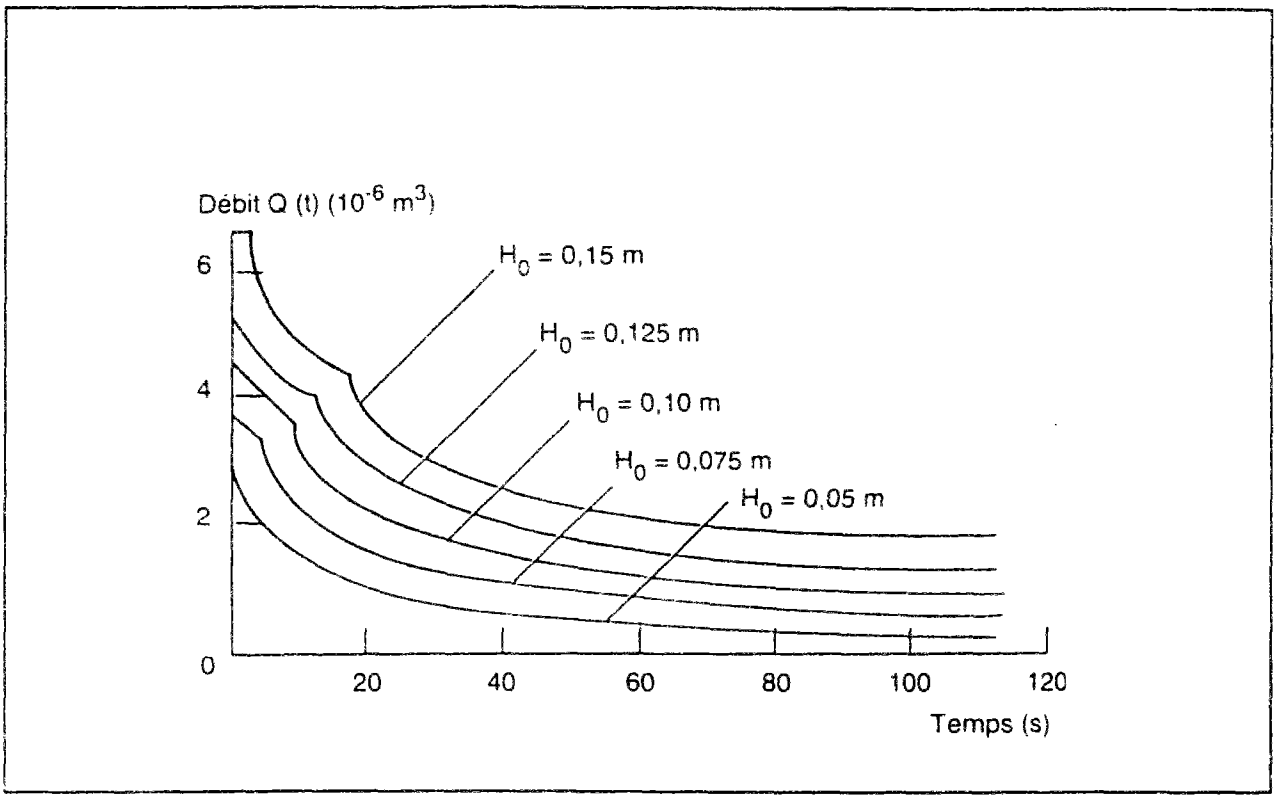


Figure I.32 : Evolution du débit dans un tunnel (Sato et Iizawa, 1983).

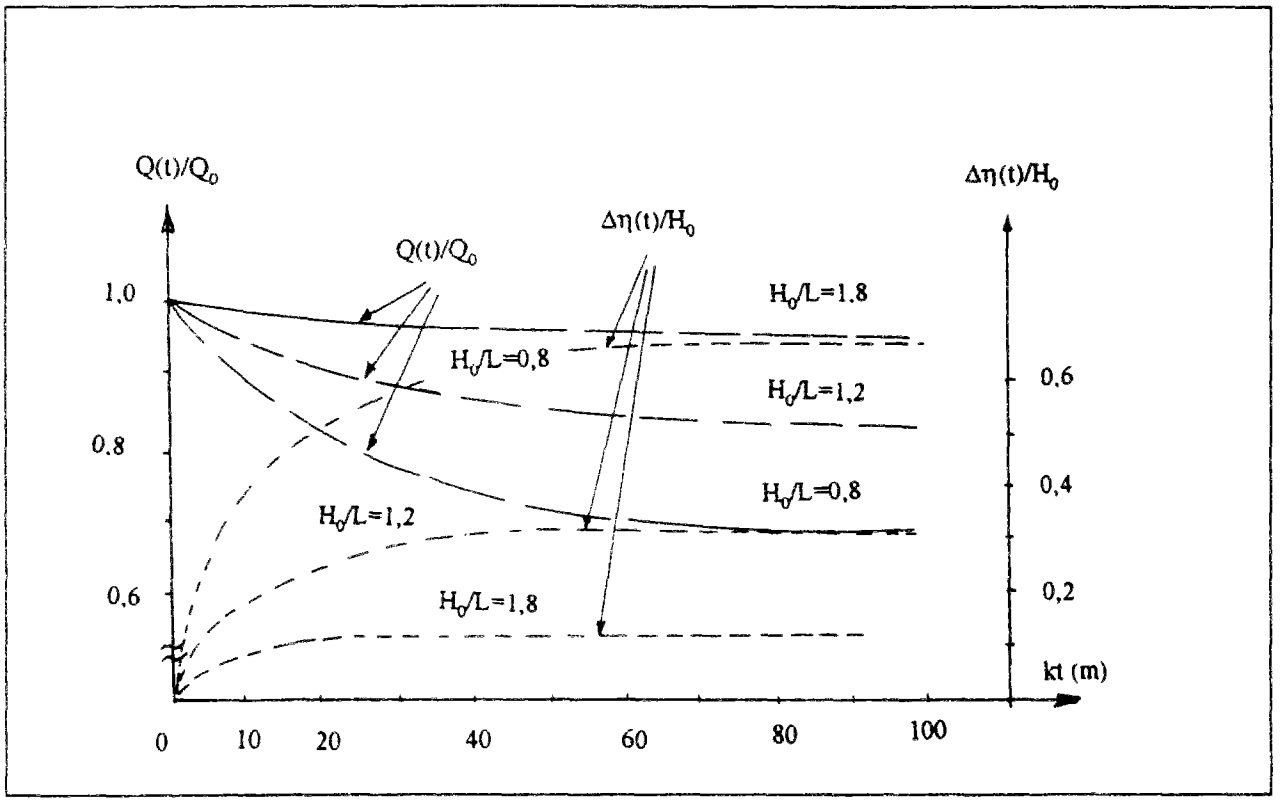


Figure I.33 : Méthode de Chishaki et al. (1978).

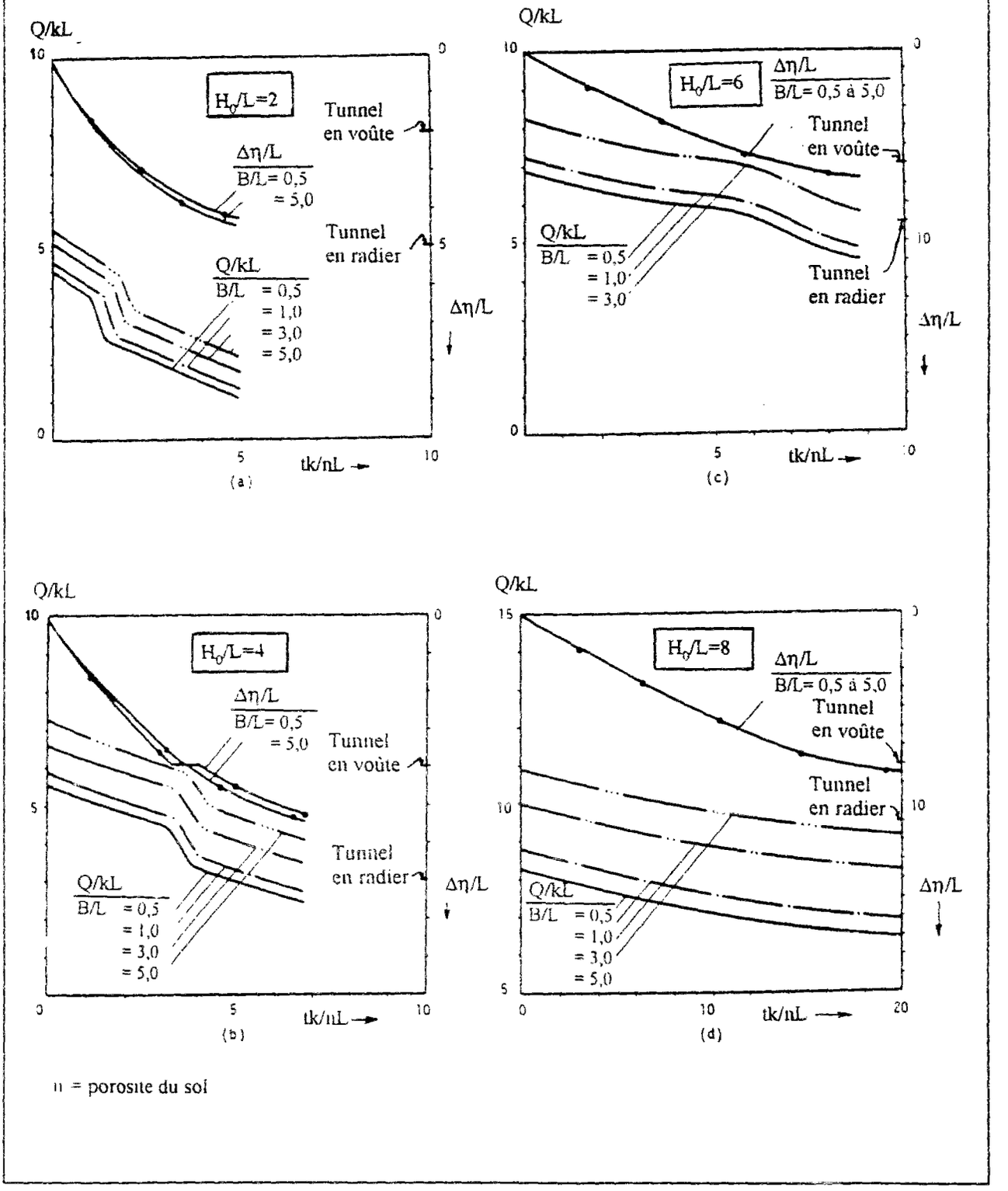


Figure I.34 : Evolution des écoulements vers un tunnel de forme rectangulaire (Thunvik et Braester, 1977)

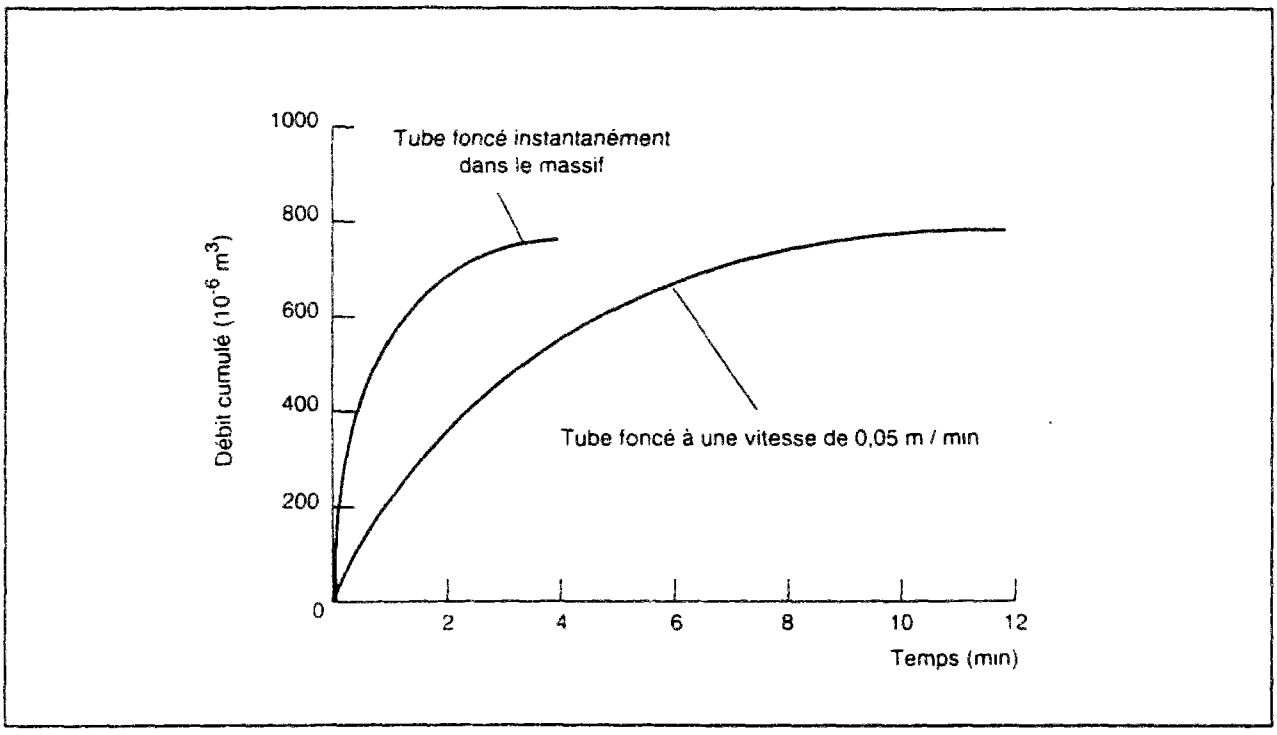


Figure I.35 : Evolution du débit entrant dans le tunnel pour deux vitesses d'avancement différentes (issue des résultats expérimentaux de Goodman et al., 1965).

I.4.3 Commentaires

Les méthodes de calcul présentées dans la section précédente peuvent permettre à l'ingénieur de réaliser une première étude des écoulements susceptibles de se produire autour d'un tunnel. Ces méthodes ont toutefois des limites, qui doivent être prises en compte aussi bien dans le choix de la méthode de calcul adapté au problème que dans l'interprétation des résultats qu'elle présente.

En effet, chacune des méthodes de calcul a été développée sur la base :

- d'un certain nombre d'hypothèses (massif isotrope, écoulement plan, régime permanent ou transitoire, etc.),

- pour certaines conditions (nappe en charge nappe à surface libre, tunnel profond ou peu profond, etc.), et

- sur la base de différentes modélisations (numériques, expérimentales ou analytiques).

Ces méthodes peuvent être plus ou moins représentatives du problème posé selon les conditions du site étudié et la situation des travaux dans l'ouvrage.

Par ailleurs, les approches analytiques font appel à un certain nombre d'approximations, notamment dans le cas de l'existence d'une surface libre. Les modélisations expérimentales ne

permettent pas forcément une reproduction fine du problème ; toutes les règles de similitude ne peuvent être simultanément vérifiées dans l'expérience. Les modélisations numériques ont également des limites liées à la représentativité du modèle d'éléments finis par rapport aux conditions réelles d'un site et à la représentativité des équations introduites par rapport à la physique du problème.

A cause de ces limites, l'ingénieur doit considérer aussi bien les bases et les hypothèses de chaque méthode de calcul que les conditions in situ de l'ouvrage, pour pouvoir choisir la méthode adaptée à son problème.

I.5 Conclusions

Ce chapitre a permis de cerner les problèmes liés aux écoulements induits par le creusement d'un tunnel dans un terrain aquifère et d'exposer les méthodes de calcul existantes dans la littérature pour l'étude de ces écoulements.

L'analyse des observations de chantiers publiés dans la littérature a montré que la nature des problèmes pouvant être engendrés par la présence de l'eau dépend de la méthode d'exécution adoptée, de la position du tunnel dans le massif et des conditions hydrogéologiques qu'il rencontre.

Dans le cas d'un creusement à front ouvert et non pressurisé, l'écoulement des eaux vers la galerie peut induire des débits excessifs recueillis dans la zone de travail, l'instabilité du front de taille et/ou la chute des pressions interstitielles dans le massif ; l'écoulement peut également provoquer le rabattement du niveau piézométrique de la nappe selon les conditions hydrogéologiques du site.

Dans le cas d'une méthode d'exécution avec pressurisation du front, généralement utilisée dans les terrains meubles, ce sont des surpressions d'eau qui peuvent se développer dans le massif ; la dissipation de ces pressions dans le temps peut induire des tassements importants de consolidation.

L'écoulement des eaux vers une galerie peut aussi induire des problèmes au niveau local : rupture en radier, érosion de la structure de certaines couches meubles, lessivage de joints dans le cas des roches fracturées ; les éléments de soutènement en béton ou en acier peuvent également être affectés par l'eau.

Les dispositions adoptées sur les chantiers de tunnels pour atténuer, voire éviter, les problèmes induits par l'écoulement d'eau peuvent être classées, selon le principe sur lequel ces dispositions sont basées, en deux catégories :

- des dispositions de drainage qui visent à dévier le cheminement de l'eau pour la collecter dans des ouvrages annexes (drainage au front de taille à l'avancement, tunnel pilote , drainage par puits, etc.) ;

- des dispositions d'imperméabilisation qui visent à réduire l'impact du creusement sur le régime hydraulique du massif (pose rapide du soutènement, utilisation de géosynthétiques étanches, injections des pores ou des fissures, congélation du massif, etc.).

Le choix d'une disposition adaptée dépend de la profondeur du tunnel sous la nappe et de la perméabilité des terrains en place et de leur stratification ; l'efficacité d'une disposition particulière dépend de l'ampleur des écoulements pouvant se développer autour de l'ouvrage.

Pour évaluer l'amplitude de ces écoulements, l'ingénieur dispose d'un certain nombre de méthodes qui peuvent être directement mises en oeuvre ; ces méthodes ont été présentés dans la seconde partie de ce chapitre. Ces méthodes permettent d'évaluer le débit convergeant vers la galerie et l'éventuel rabattement du niveau de la nappe ; certaines étudient le problème en régime permanent, d'autres en régime transitoire.

Ces méthodes ont toutefois des limites, qui doivent être prises en compte dans l'interprétation des résultats qu'elles peuvent présenter pour un cas pratique. En effet, ces méthodes étudient, dans leur majorité, le problème en conditions bidimensionnelles en supposant un terrain homogène, de perméabilité isotrope ; elles ne permettent pas de considérer ni l'hétérogénéité d'un massif ni l'aspect tridimensionnel que présente l'écoulement autour d'un tunnel en cours de creusement.

De plus, ces méthodes sont basées sur différentes approches analytiques expérimentales ou numériques qui sont limitées de par leurs hypothèses de bases (approches analytiques) et de par le degré de représentativité que présente le modèle par rapport aux conditions réelles des écoulements dans un massif (approches expérimentales ou numériques) ; elles ne permettent notamment pas de considérer l'écoulement qui se produit au-dessus du niveau piézométrique.

D'un autre côté, ces méthodes ne peuvent pas donner d'indications sur la distribution des pressions interstitielles autour de l'ouvrage ni sur l'ampleur des gradients à la sortie. L'application de la méthode des éléments finis permet une étude plus fine.

De ce fait, la première partie de notre travail a visé d'analyser, à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, les écoulements hydrauliques autour d'un tunnel situé dans différentes configurations particulières afin de mieux appréhender l'impact du creusement d'un tunnel dans un massif aquifère et d'évaluer le rôle des différents aspects du massif et celui des éléments de la construction sur les caractéristiques des écoulements autour de l'ouvrage.

CHAPITRE II

ANALYSE DES ECOULEMENTS AUTOUR D'UN TUNNEL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS A L'AIDE DU LOGICIEL CESAR-LCPC

II.1 Introduction

Le chapitre précédent a permis de mettre en évidence l'importance des effets hydrauliques dans le creusement de tunnels en terrains aquifères et d'exposer les méthodes de calculs développées pour l'étude de ces phénomènes.

Le présent chapitre est consacré à l'application de la méthode des éléments finis à l'étude de ces écoulements en conditions bidimensionnelles, d'une part, et en conditions tridimensionnelles pour le cas d'un tunnel peu profond creusé à front de taille ouvert, d'autre part. Les calculs ont été réalisés à l'aide du code CESAR-LCPC, en utilisant le module NSAT qui permet de traiter les écoulements en présence d'une surface libre.

L'étude présentée dans ce chapitre visait à comparer les caractéristiques de l'écoulement obtenues par le calcul avec les phénomènes généralement observés sur les sites de tunnels. Les résultats obtenus en conditions bidimensionnelles sont comparés à ceux donnés par les méthodes de calcul approchées issues de la recherche bibliographique. Les calculs tridimensionnels considèrent les caractéristiques de l'écoulement vers un tunnel en cours de construction.

L'étude a porté aussi sur l'influence de certaines conditions usuelles des massifs naturels (anisotropie de perméabilité, hétérogénéité du terrain), et le rôle de la perméabilité du revêtement dans l'écoulement autour d'un tunnel.

Les premiers calculs sont réalisés en considérant le régime permanent de l'écoulement. Dans un second temps, des modélisations en régime transitoire ont permis d'étudier l'évolution des phénomènes dans le temps.

Certains résultats du travail présenté dans ce chapitre ont déjà été publiés par ailleurs (Leca et al., 1993 ; Atwa et Leca, 1994 ; Atwa et al., 1994).

II.2 Le progiciel CESAR-LCPC et ses sous-programmes de diffusion

Le progiciel CESAR-LCPC permet de modéliser un grand nombre de problèmes du génie civil. Il se compose de trois programmes : CESAR, code général de calcul par la méthode des éléments finis ; MAX, pré-processeur qui prépare le maillage et crée les fichiers des données ; et PEGGY, post-processeur qui permet l'interprétation des résultats de CESAR et la réalisation de documents graphiques (figure II.1).

Le code de calcul CESAR est constitué de deux séries de sous-programmes appelés communément : modules. La première série de modules permet de constituer les bases d'un calcul par éléments finis à savoir les tableaux des coordonnées de noeuds (module COOR), des éléments (ELEM), des conditions aux limites (COND) et des chargements (CHAR).

La résolution numérique du problème posé est, quant à elle, effectuée à l'aide de l'un des modules dits "d'exécution" qui constituent la deuxième série des sous-programmes de CESAR. Ces modules d'exécution peuvent être classés selon la nature physique du problème traité en quatre familles principales : problèmes mécaniques en statique, problèmes mécaniques en dynamique, problèmes de diffusion et problèmes couplés mécanique-diffusion.

Pour la résolution de ces différents types de problèmes, CESAR possède une bibliothèque complète d'éléments finis, qui sont classés en famille, en fonction du caractère bidimensionnel ou tridimensionnel du problème, de sa nature (mécanique, diffusion....) et des hypothèses locales du comportement (linéaire ou non-linéaire). Différents modules permettent de traiter les problèmes de diffusion dans CESAR ; ceux-ci sont rappelés dans le tableau II.1.

Les modules DTLI et DTNL permettent de résoudre un problème d'écoulement à travers un milieu poreux avec limites fixes. Un écoulement avec surface variable peut être simulé à l'aide des modules SURF et NSAT.

Le module SURF permet de déterminer les caractéristiques d'un écoulement à surface libre à l'état stationnaire en milieu poreux plan. Il est basé sur un maillage d'éléments finis triangulaires spéciaux, conçus pour être partagés en deux régions : la première, où la pression d'eau est positive, est considérée comme saturée et de perméabilité finie, et la deuxième, où la pression d'eau est négative, est considérée sans eau et sans écoulement.

Tableau II.1 : Les modules de diffusion de CESAR-LCPC

Module	Fonction
DTLI	Résolution d'un problème de diffusion transitoire linéaire
DTNL	Résolution d'un problème de diffusion transitoire non linéaire.
SURF	Résolution d'un problème d'écoulement plan en milieux poreux avec surfaces libres dans le cas stationnaire.
NSAT	Résolution d'un problème d'écoulement en milieux poreux saturés et non-saturés en régime permanent et transitoire.

Toutefois, le module NSAT est mieux adapté à l'analyse des problèmes d'écoulements souterrains avec surface libre. Ce module permet notamment de décrire les écoulements dans l'ensemble du massif tout en considérant la continuité entre les zones saturées et non-saturées. Il permet par ailleurs d'étudier aussi bien l'évolution des caractéristiques de l'écoulement dans le temps en régime transitoire que la résolution du problème en régime permanent. La formulation théorique du module est basée sur l'approche monophasique de Richards (1931) qui généralise l'équation de l'écoulement aux zones de pressions d'eau positives et négatives. Les éléments de discrétisation adaptés à NSAT constituent la famille 25 des éléments de CESAR ; elle comporte des éléments bidimensionnels (triangulaires et quadrilatères) et tridimensionnels (pentaèdres et hexaèdres).

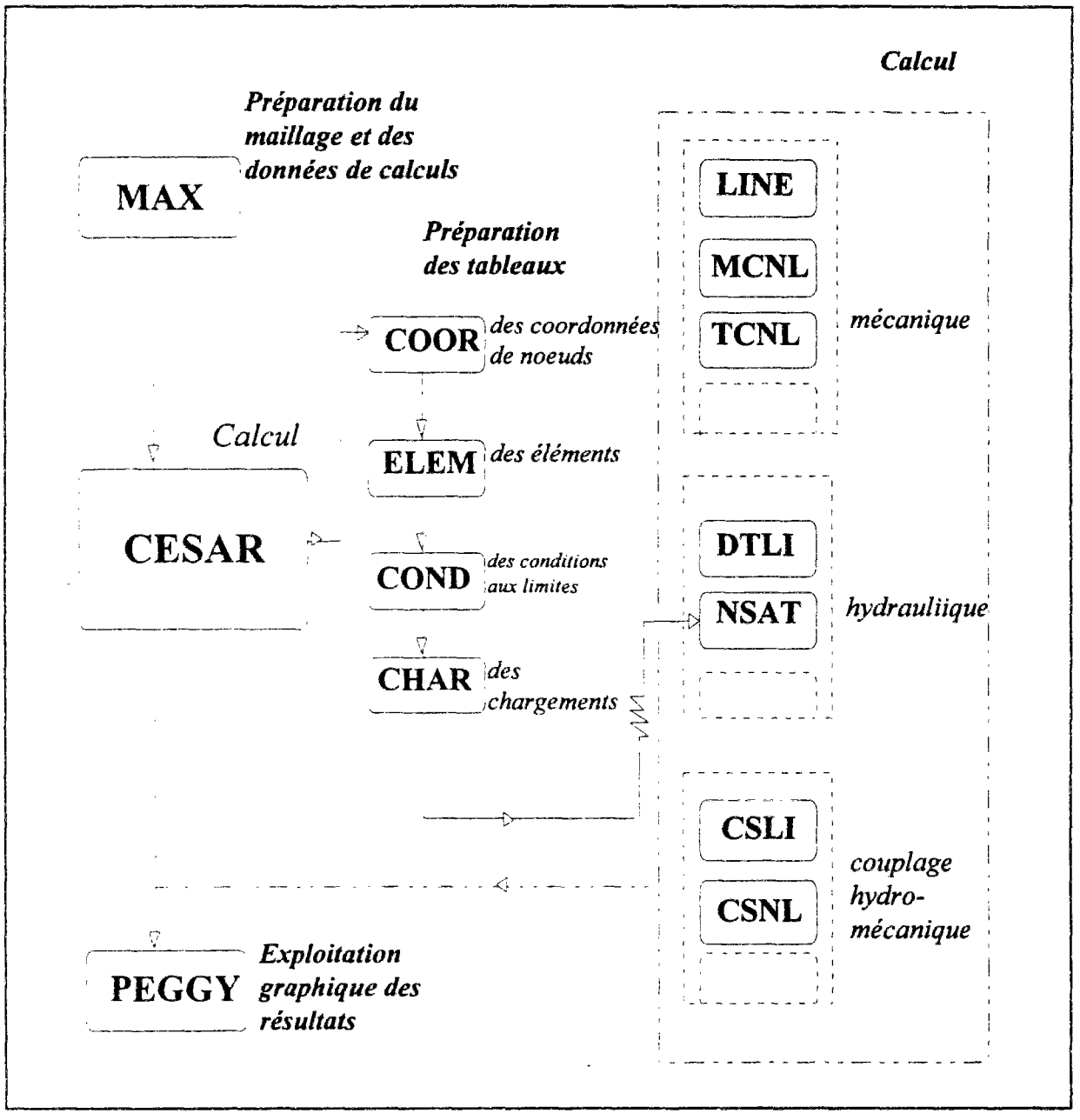


Figure II.1 : Organisation de CESAR-LCPC.

II.3 Traitement numérique de l'écoulement avec surface libre dans CESAR-LCPC par l'approche monophasique

L'approche monophasique (Richards, 1931) repose sur une description phénoménologique simple des écoulements en milieux saturés et non-saturés ; elle est fondée sur la généralisation du concept d'écoulement en milieu saturé au cas des sols non-saturés. Cette généralisation est issue de constatations expérimentales bien établies en hydraulique des sols non-saturés, qui vérifient la relation entre la teneur en eau et la pression négative, d'une part, et entre la pression négative et la perméabilité du sol, d'autre part.

L'approche considère que les pores d'un sol non-saturé sont occupés par une certaine quantité d'eau et par l'air qui forme une phase continue avec l'atmosphère. L'air est, de ce fait, continuellement soumis à la pression atmosphérique et le problème se résume à l'étude de l'écoulement d'une seule phase : l'eau.

De ce dernier principe, découle la généralisation de l'équation de conservation de la masse d'eau pour représenter la continuité de l'écoulement dans un milieu à teneur en eau variable ; cette équation s'écrit :

$$- \operatorname{div}\left[\bar{v}\right] + \frac{d\theta}{dt} = Q \qquad \text{(II.1)}$$

où $\bar{v}$ est le vecteur vitesse d'écoulement, θ la teneur en eau volumique, et Q un débit volumique provenant d'une éventuelle alimentation extérieure ou éventuelle perte d'eau.

Richards (1931) a également montré expérimentalement qu'il était possible de décrire l'écoulement en milieu non-saturé par une généralisation de la loi de Darcy de la forme :

$$\vec{v} = k_r(u_w).\underline{\underline{k}}.\vec{grad}(h) \qquad \text{(II.2)}$$

où h est la charge hydraulique, $\underline{\underline{k}}$ le tenseur de perméabilité du sol saturé et $k_r(u_w)$ la perméabilité relative de la partie non saturée du massif (rapport entre la perméabilité du sol non saturé soumis à une certaine pression négative u_w et la perméabilité du sol saturé).

En supposant le fluide incompressible et le squelette solide indéformable, la combinaison des relations (II.1) et (II.2) et l'hypothèse d'une relation univoque entre la teneur en eau et la pression négative du sol permettent d'écrire l'équation générale qui décrit l'écoulement dans un massif à degré de saturation variable :

$$- \operatorname{div}\left[k_r(u_w).k.\vec{grad}(h)\right] + \frac{d\theta_r}{du_w}.\theta_{sat}.\frac{du_w}{dt} = Q \qquad \text{(II.3)}$$

où θ_r est une fonction donnant la teneur en eau volumique θ en fonction de la pression interstitielle par rapport à sa valeur à l'état saturé θ_{sat} [$\theta(u_w) = \theta_r(u_w).\theta_{sat}$].

Cette dernière équation permet de décrire l'écoulement aussi bien dans les zones saturées d'un massif que dans les zones non saturées. Le mouvement de la surface libre et l'influence du degré de saturation évoluant au-delà de cette surface interviennent à travers les fonctions $\theta_r(u_w)$ et $k_r(u_w)$; des courbes de variations typiques de θ_r et k_r en fonction de u_w sont données sur la figure II.2. Les caractéristiques de ces fonctions peuvent être déterminées expérimentalement ; quelques résultats représentatifs de différents types de sols sont donnés dans l'annexe A1 de ce rapport.

En appliquant le principe variationnel à l'équation générale II.3, et en adoptant comme variable de calcul la charge hydraulique définie par $h_w = u_w/\gamma_w + z$, on obtient le système d'équations non-linéaires suivant :

$$K(H).H + C(H).\dot{H} = Q(H) \qquad \text{(II.4)}$$

où H représente le vecteur des charges hydrauliques, $\dot{H}$ le vecteur des dérivées de H par rapport au temps, Q le vecteur des apports extérieurs, C(H) la matrice d'emmagasinement et K(H) la matrice des perméabilités.

Le module NSAT permet de trouver la solution H de cette équation pour différents pas de temps préalablement définis. Les matrices K et C permettent de prendre en compte la position de la surface libre dans le massif et l'interaction entre les zones saturée et non-saturée à travers

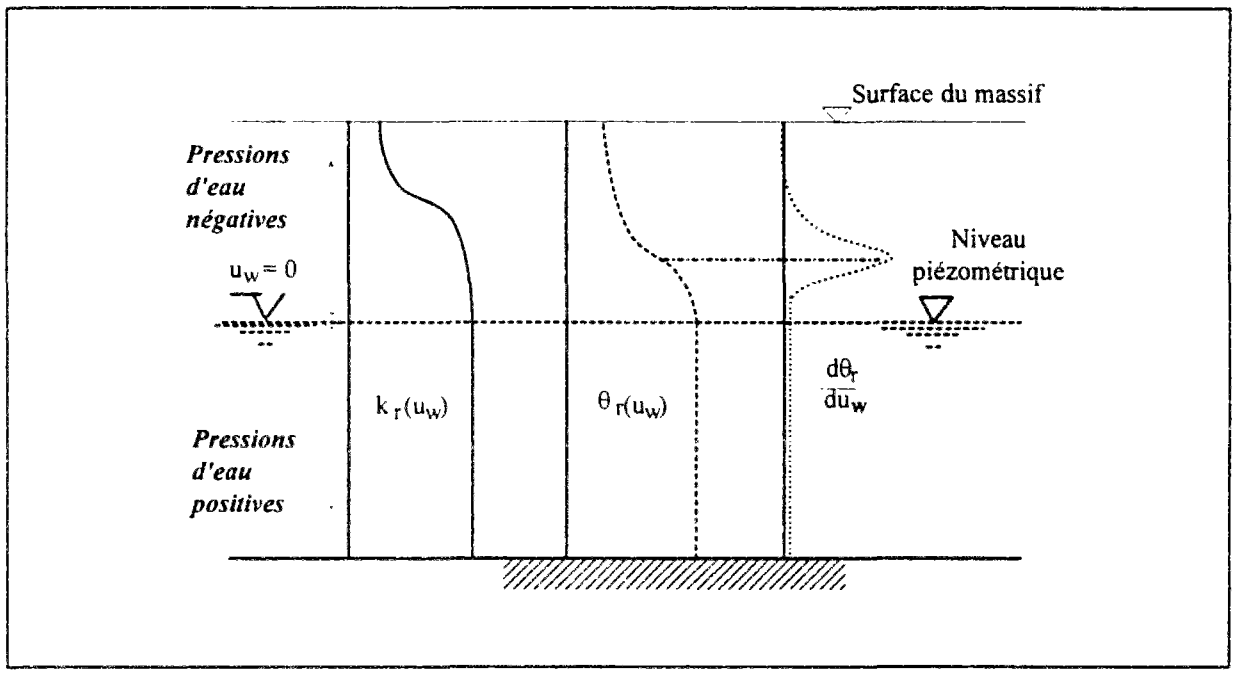


Figure II.2 : Principes de la description de l'écoulement par l'approche monophasique.

les relations $k_r(u_w)$ et $\theta_r(u_w)$ qui peuvent être introduites dans le calcul point par point (série de couples u_w- f, f étant le paramètre k_r ou θ_r) ou à travers deux fonctions de la forme :

$$f(u_w) = \frac{A_f}{A_f + (u_w)^{B_f}} \qquad \text{(II.5)}$$

où A_f et B_f sont les paramètres adimensionnels de k_r ou θ_r.

La dépendance des matrices K et C par rapport à la charge hydraulique rend le problème non-linéaire. A chaque pas de temps, NSAT recherche, à partir d'un processus itératif, la position de la surface libre définie comme le niveau de pression hydraulique nulle. A chaque itération, les matrices K et C sont réactualisées en fonction du résultat (en termes de charge hydraulique) obtenu à l'itération précédente. L'algorithme général du module est présenté sur la figure II.3. La non-linéarité de K et C est traitée par la méthode du point fixe combinée avec la méthode de Newton.

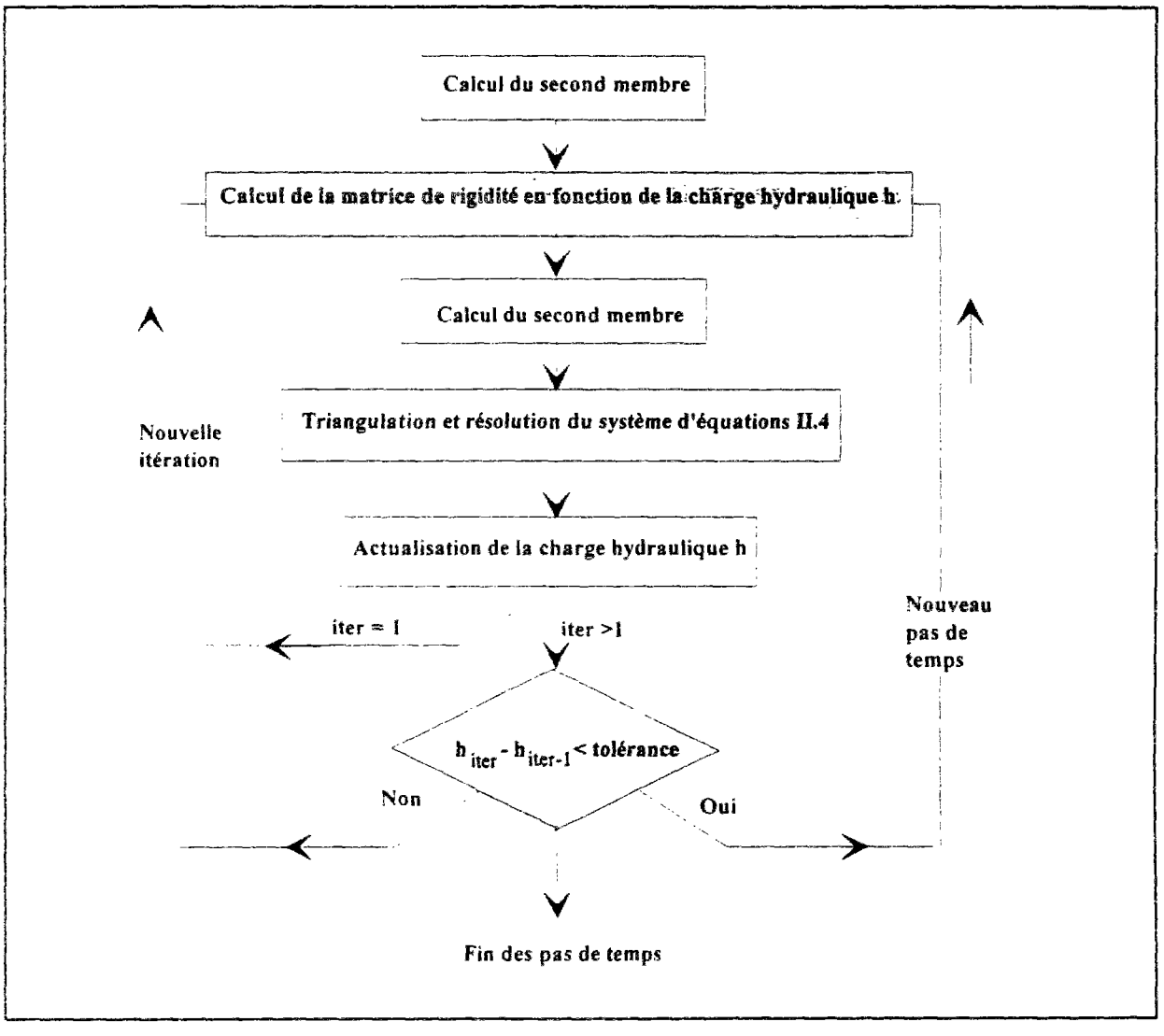


Figure II.3 : Algorithme d'un calcul NSAT

Deux types de conditions aux limites peuvent être imposées aux bornes du domaine de l'écoulement : charge hydraulique imposée ou condition de suintement. Le premier type de conditions aux limites permet de simuler une limite de réalimentation continue à charge hydraulique constante ou une limite de pression nulle (niveau piézométrique imposé) si la charge est fixée égale à la cote du point matériel.

La condition de suintement permet de caractériser une limite traversée par un flux sortant du domaine qui peut être interceptée par un niveau piézométrique variable ; elle induit une deuxième source de non-linéarité, dans la mesure où les conditions hydrauliques aux noeuds situés sur les surfaces de suintement doivent être adaptées à chaque itération pour vérifier que le flux rentrant est nul (cas de pression hydraulique négative) ou que la charge hydraulique est égale à la cote du point matériel (pression d'eau positive).

Le module NSAT a été utilisé dans le cadre des études présentées dans ce chapitre ainsi que dans le chapitre qui le succède. La durée des temps de calculs est très variable ; elle dépend du nombre de pas de temps à traiter et du nombre d'itérations nécessaires à la convergence du calcul pour chaque pas de temps. Dans notre étude, les temps de calculs, sur serveur SPARC-SUN-390, ont varié de quelques minutes, pour les calculs les plus simples, à 24 heures dans les cas tridimensionnels fortement non-linéaires.

II.4 Analyse des écoulements autour d'un tunnel en régime permanent

II.4.1 Buts de l'étude

Cette section est consacrée à l'application du module NSAT de CESAR-LCPC à un cas de tunnel peu profond réalisé sous le niveau de la nappe ; elle est destinée à analyser les principales caractéristiques des écoulements hydrauliques autour de l'ouvrage en conditions bidimensionnelles et tridimensionnelles. L'étude considère le cas d'une nappe en charge, d'une part, et le cas d'une nappe à surface libre, d'autre part.

Les calculs bidimensionnels ont été réalisés selon une coupe transversale perpendiculaire à l'axe du tunnel. Ils considèrent, dans un premier temps, le cas d'un tunnel perméable qui correspond à la situation considérée par les méthodes de calcul approchées décrites précédemment. Cette configuration permet de comparer les résultats obtenus avec CESAR et avec ces différentes approches.

Elle nous a, par ailleurs, permis d'étudier l'influence de certaines conditions rencontrées dans les terrains naturels : l'écoulement dans la partie désaturée du massif au-dessus de la surface libre ; le rôle de l'anisotropie et d'une éventuelle hétérogénéité du terrain ; l'influence de la perméabilité du revêtement dans l'écoulement autour de l'ouvrage.

Les calculs en conditions tridimensionnelles considèrent le cas d'un tunnel en cours de construction pour lequel la présence du front de taille modifie considérablement les caractéristiques des écoulements ; ceux-ci sont étudiés dans le cas d'un tunnel à parois perméables et dans celui d'un tunnel à parois imperméables. Des comparaisons entre les résultats tridimensionnels et ceux obtenus par des modélisations bidimensionnelles sont également présentées.

Le problème le plus délicat rencontré au cours de cette étude, et qui se pose généralement dans toute modélisation de problème hydraulique, est le choix de la taille du modèle et celui des conditions aux limites qui peuvent représenter la réalité d'un site. En régime permanent, et en l'absence de toute source de réalimentation à une distance bien définie, une condition de charge hydraulique constante devrait théoriquement être imposée à une distance de l'ouvrage qui tend vers l'infini.

Toutefois, nous avons choisi dans le cadre de cette étude de supposer l'existence d'une réalimentation relativement proche ; ceci nous a permis de construire des modèles de tailles raisonnables tout en considérant le but recherché par les calculs, qui s'intéressent plus particulièrement à l'étude des caractéristiques de l'écoulement à proximité de la galerie.

II.4.2 Modélisation des écoulements vers un tunnel perméable en conditions bidimensionnelles

Le cas de figure considéré pour cette étude est schématisé sur la figure II.4. Il s'agit d'un tunnel de diamètre D = 5 m, construit sous une couverture C = 5m, la profondeur de son axe au substratum imperméable étant égale à B = 10m. Le tunnel se trouve dans un massif homogène de perméabilité k = 10^{-7} m/s ; le niveau initial de la nappe par rapport au substratum est de h_w = 20 m.

Le modèle adopté est représenté sur la figure II.5. Etant donné la symétrie du problème par rapport au plan vertical contenant l'axe de l'ouvrage, seule une moitié du massif a été discrétisée. La limite du maillage a été fixée à 100 m de l'axe vertical du tunnel.

La figure II.5 illustre les conditions imposées aux limites du modèle, dans les deux cas considérés : celui d'une nappe à surface libre et celui d'une nappe en charge. Dans le premier cas, les conditions aux limites comprennent une condition de charge constante sur la limite extrême du modèle $h = h_0 = h_w$ et une condition de suintement sur la paroi du tunnel (h = z). Dans le cas d'une nappe en charge, une troisième condition doit être appliquée : charge hydraulique constante au toit de l'aquifère. Le bord inférieur du modèle, ainsi que le plan de symétrie du tunnel, sont supposés imperméables (condition par défaut d'un problème de diffusion).

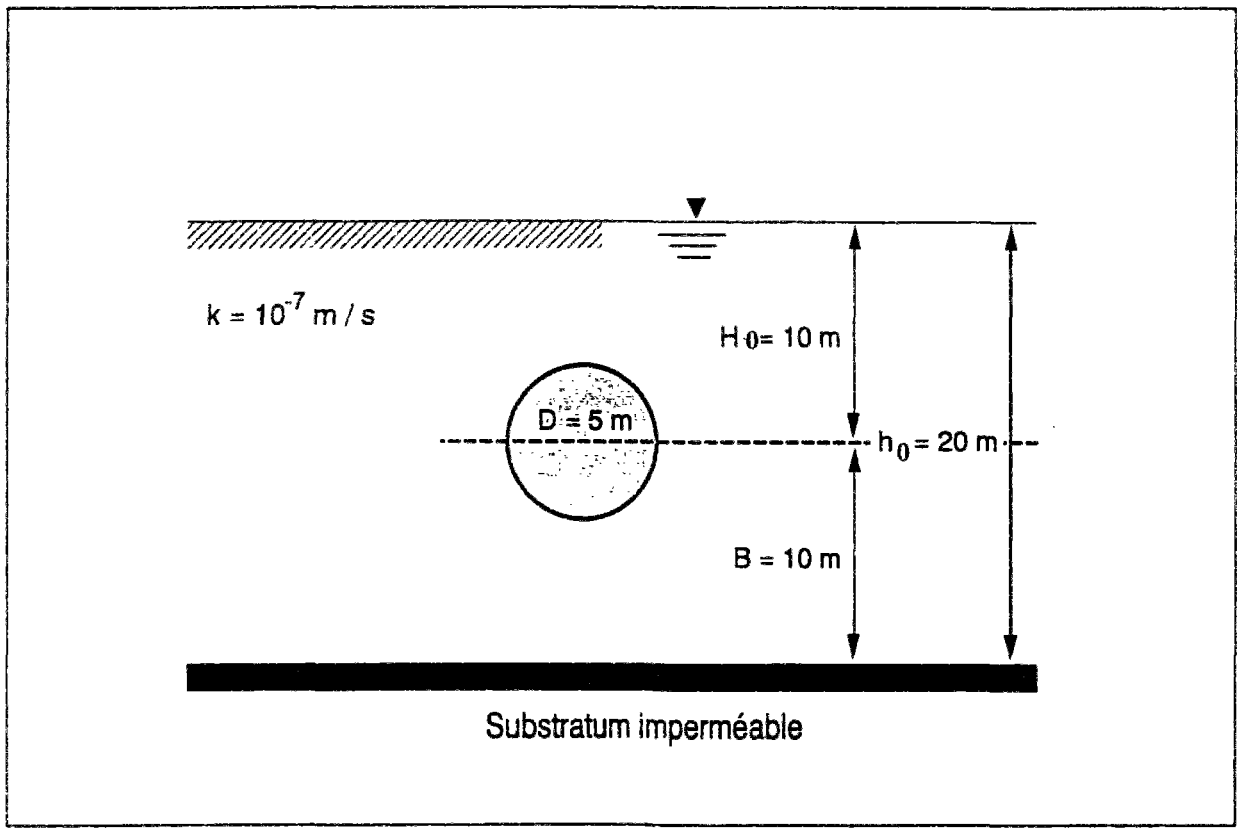


Figure II.4 : Configuration adoptée.

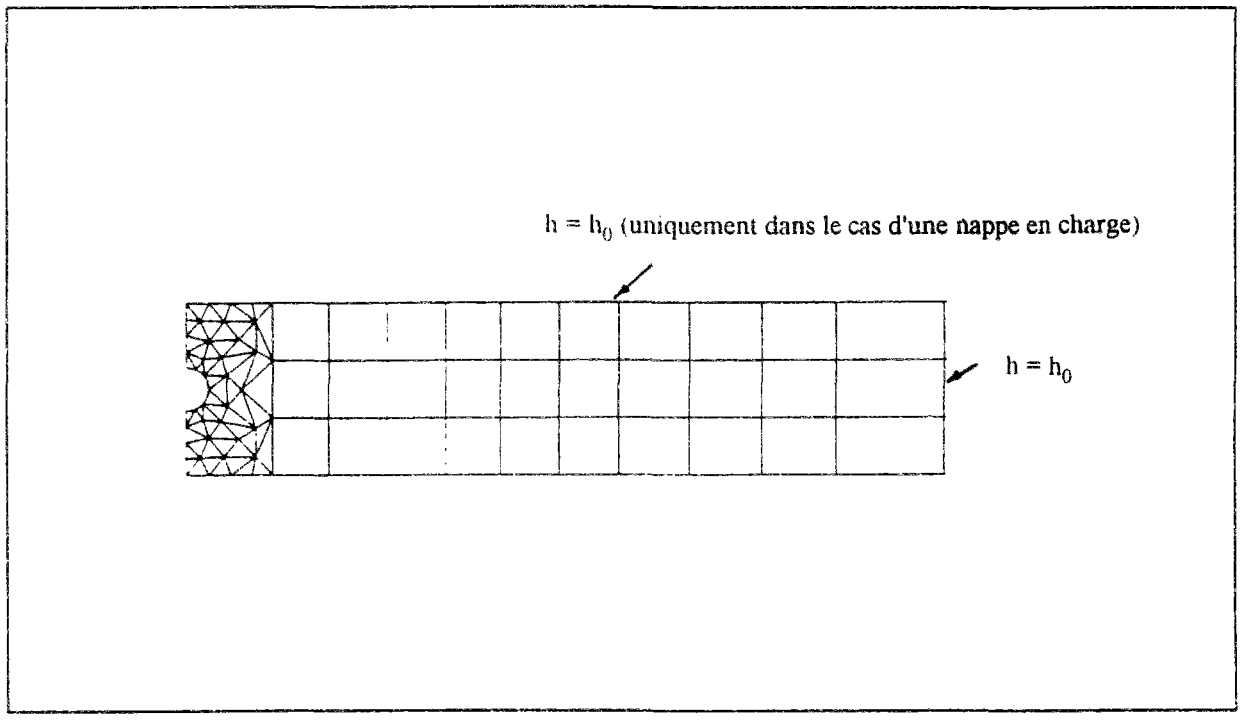


Figure II.5 : Modèle d'éléments finis et conditions aux limites.

Les résultats de calcul par éléments finis fournissent une série d'informations qui peuvent être utiles à l'ingénieur. Les figures II.6 et II.7 donnent les réseaux d'écoulement obtenus respectivement pour une nappe en charge et pour une nappe à surface libre dans le cas décrit plus haut. Ces figures montrent les vecteurs de l'écoulement ainsi que les isovaleurs de charge hydraulique (lignes équipotentielles). Ces courbes représentent, par ailleurs, les isovaleurs de variation de charge hydraulique dh et de la pression du_w par rapport à l'état initial (la charge initiale étant constante dans le massif et dh étant proportionnel à du_w).

Ces figures mettent en évidence une diminution de la charge hydraulique plus importante et plus étendue dans le cas d'une nappe à surface libre. On peut noter la forte concentration des lignes équipotentielles au proche voisinage du tunnel où les gradients hydrauliques sont les plus élevés, notamment dans la partie inférieure de la galerie. Cette concentration de gradients obtenus par les calculs est en cohérence avec les ruptures en radier observées sur différents chantiers (Cristchfield et Mc Donald, 1990 ; Colombo et al., 1988 ; Laporte, 1988).

Les figures II.8 et II.9 montrent la distribution des gradients dans les deux cas traités. Ces gradients sont nettement plus importants dans le cas d'une nappe en charge.

Le calcul en régime permanent permet également de déterminer les distributions des pressions interstitielles à long terme autour du tunnel ; elles sont représentées sur les figures II.10 et II.11, pour le cas d'une nappe en charge et celui d'une nappe à surface libre, respectivement. La diminution des pressions est plus conséquente dans le cas d'une nappe à surface libre, et la zone concernée par cette diminution est plus étendue. Ce phénomène concorde bien avec les observations réalisées in situ (Akama et al., 1988).

Un autre calcul a été effectué pour le cas d'une nappe avec surface libre dans un massif latéralement très étendu (L=1000m). Les résultats obtenus (figure II.12) montrent que, dans ce dernier cas, l'écoulement répond plus particulièrement aux hypothèses de Dupuit ; mis à part au proche voisinage de la galerie, le niveau piézométrique est quasi-horizontal et les équipotentielles sont verticales. La diminution des pressions interstitielles est plus importante que dans le premier cas étudié ; la différence de charge étant distribuée sur une plus grande distance, les gradients hydrauliques sont considérablement réduits autour de la galerie.

Cette comparaison montre la sensibilité bien établie des conditions de l'écoulement autour d'un ouvrage souterrain aux limites du modèle. Elle démontre la spécificité d'une modélisation à un ouvrage et souligne les limites des résultats de calcul présentés dans ce chapitre.

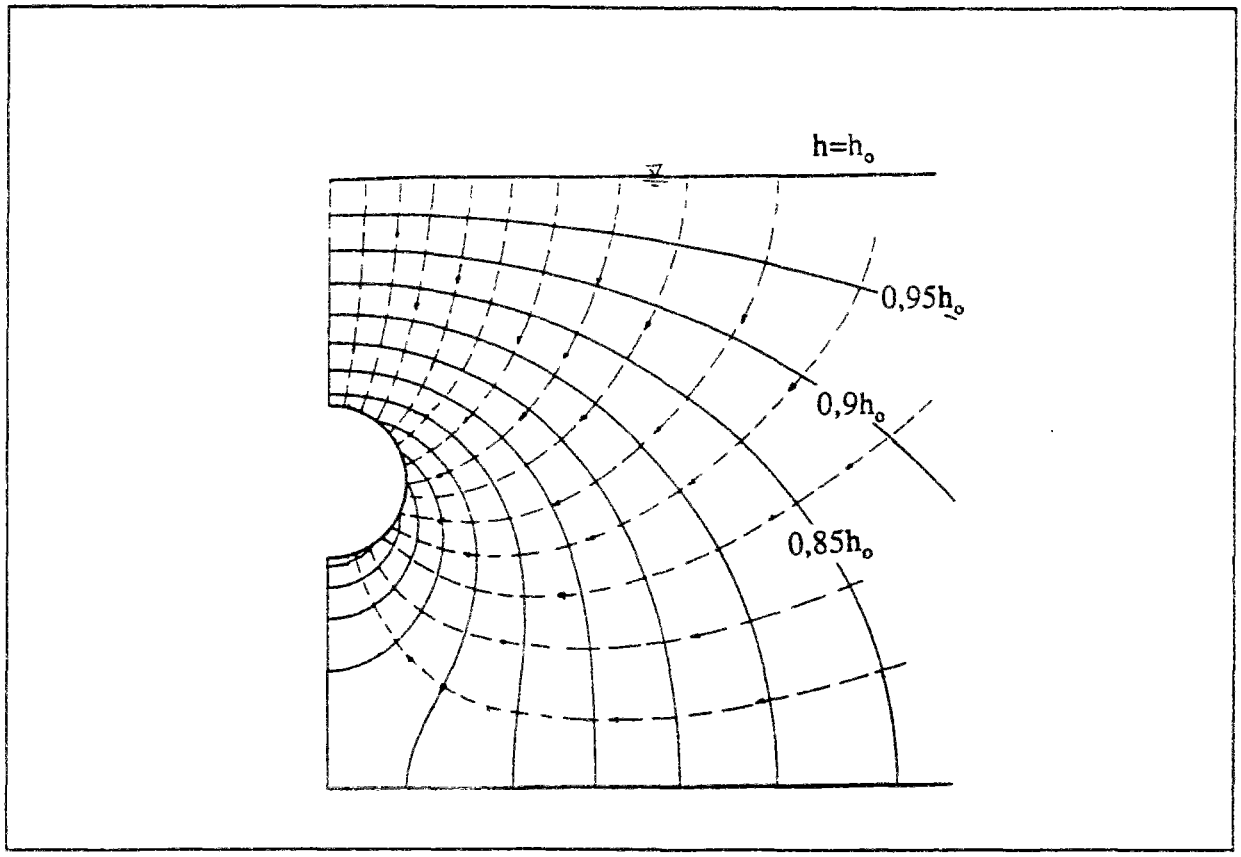


Figure II.6 : Réseau d'écoulement en régime permanent dans le cas d'une nappe en charge.

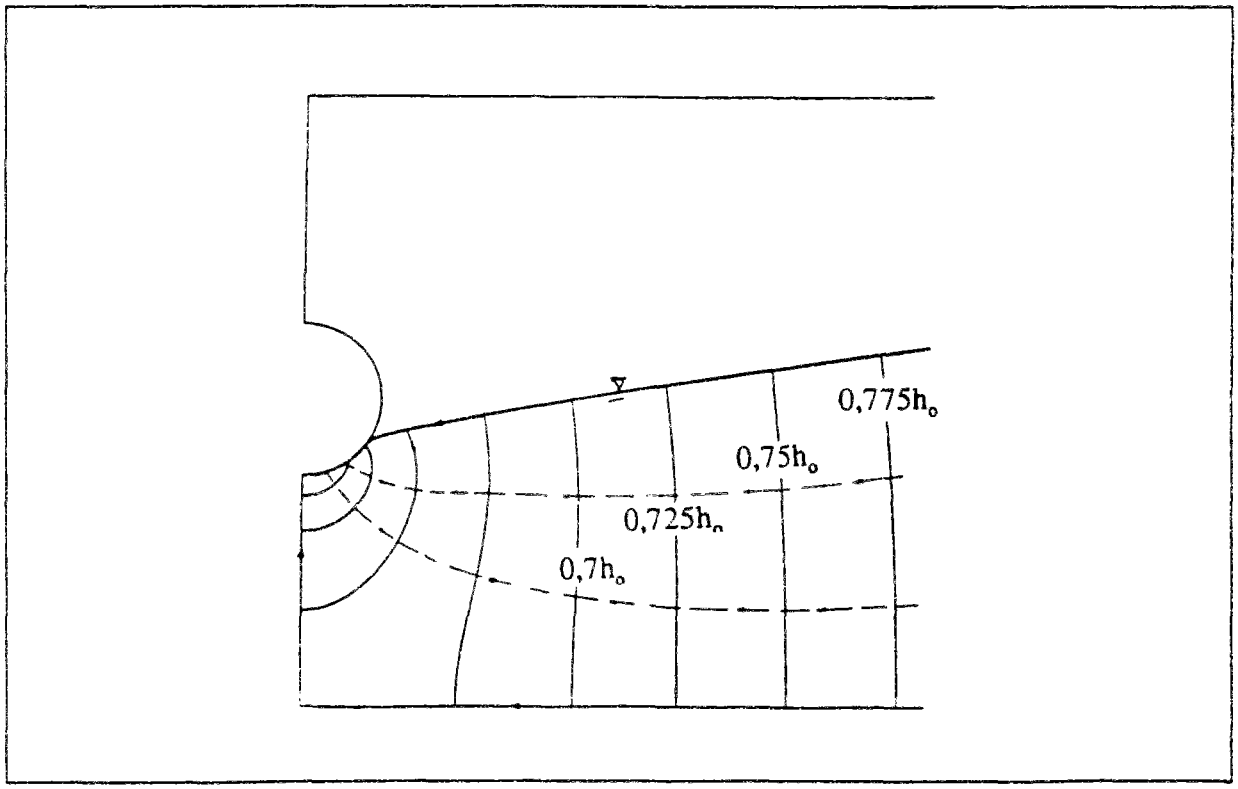


Figure II.7 : Réseau d'écoulement en régime permanent dans le cas d'une nappe à surface libre.

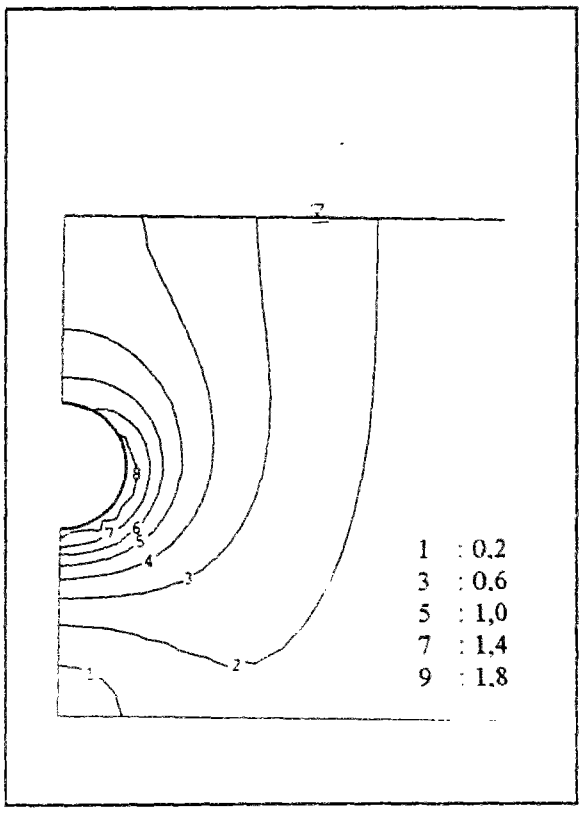


Figure II.8 : Gradients hydrauliques autour de la paroi (nappe en charge).

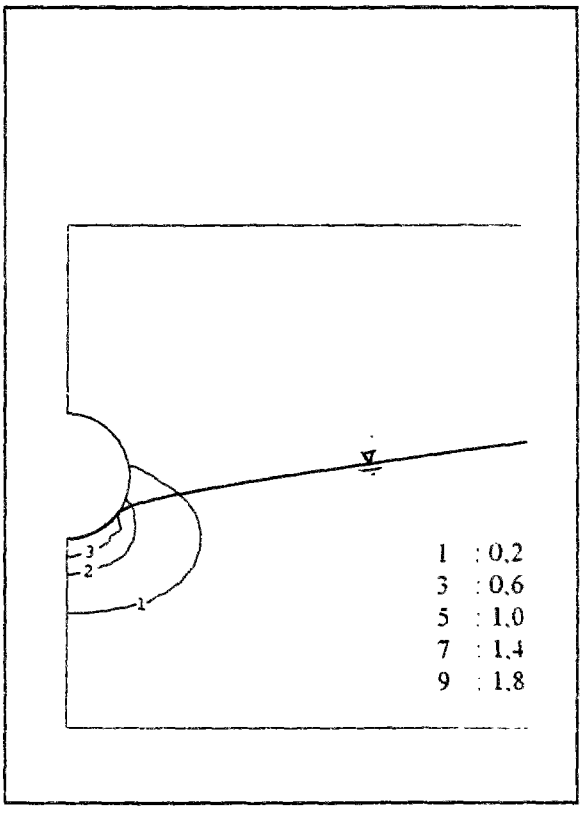


Figure II.9 : Gradients hydrauliques autour de la paroi (nappe à surface libre).

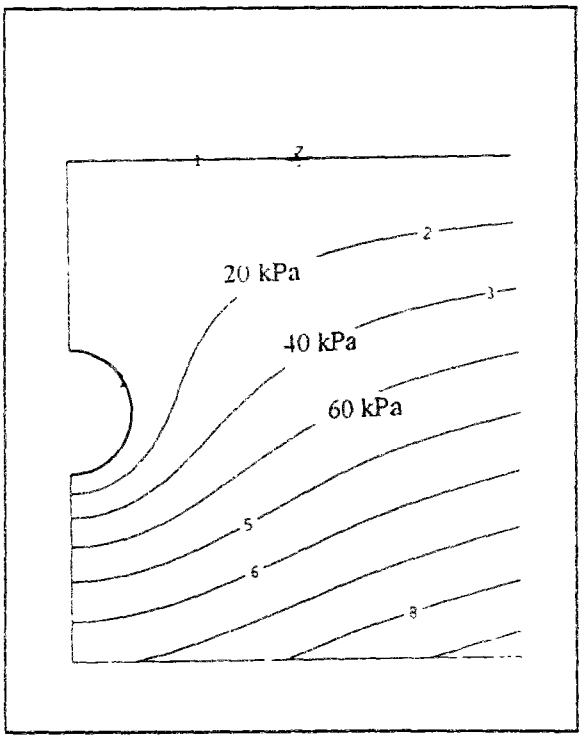


Figure II.10 : Isovaleurs de pressions interstitielles autour du tunnel (nappe en charge).

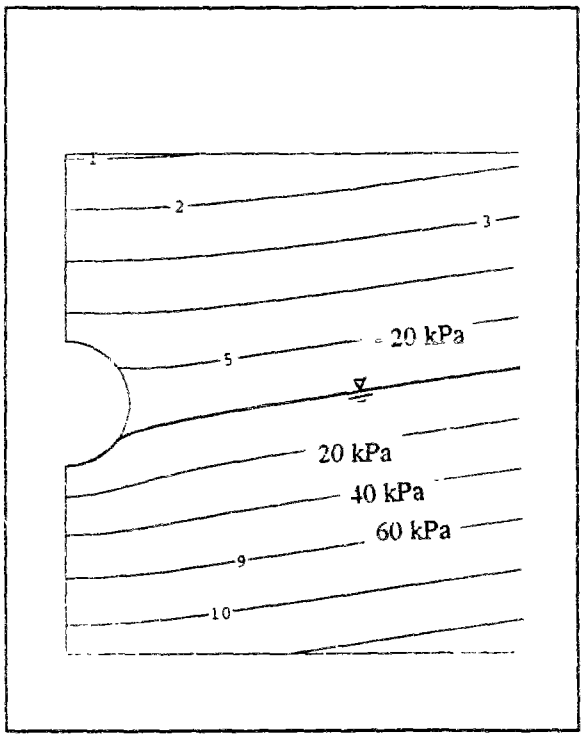


Figure II.11 : Isovaleurs de pressions interstitielles autour du tunnel (nappe à surface libre).

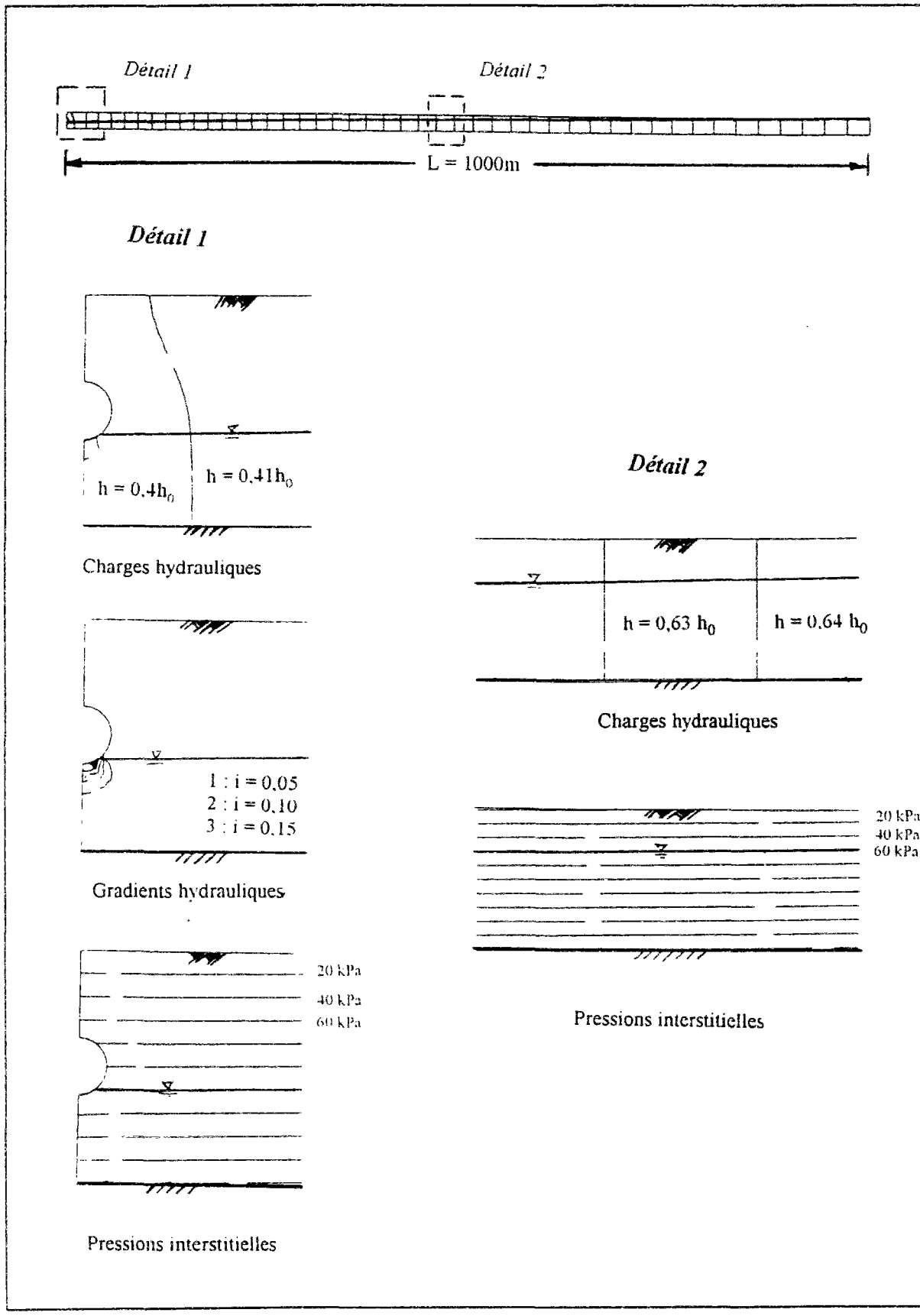


Figure II.12 : Ecoulement en régime permanent vers un tunnel situé dans un massif réalimenté par une source lointaine (L = 1000m).

II.4.3 Comparaison des résultats numériques à ceux des méthodes approchées

Les méthodes issues de la littérature et qui ont été décrites dans le premier chapitre de ce rapport ont été appliquées au problème traité dans la section précédente.

Dans le cas d'une nappe en charge, les résultats de ces méthodes en termes de débits sont présentés dans le tableau II.2 et comparés sur la figure II.13. On constate que les différentes méthodes utilisées conduisent à des résultats cohérents et comparables à ceux obtenus à partir des calculs par éléments finis effectués avec CESAR-LCPC ($Q = 26.10^{-7}$ $m^3/m.s$). On remarque toutefois que les débits obtenus par les méthodes de Polubarinova-Kochina (1962), Zhang et Franklin (1993) et Carosso et Giani (1989) sont plus élevés.

Dans le cas d'une nappe à surface libre, les débits obtenus sont de l'ordre de $3{,}6.10^{-7}$ $m^3/m.s$ (tableau II.3), soit environ dix fois plus faibles que pour une nappe continuellement réalimentée en surface.

Les différentes méthodes conduisent encore une fois à des résultats relativement cohérents (figure II.14), à l'exception de la méthode de Keller et Robinson (1959), qui des débits deux fois plus faibles dans la galerie ; cette différence dans les prévisions obtenues est à rapprocher au fait que cette méthode, développée pour des drains agricoles de faible diamètre, ne prend pas en compte les dimensions du tunnel.

Les niveaux de rabattement de la nappe prédits par les différentes méthodes de calcul sont représentés sur la figure II.15. On constate encore une bonne cohérence des résultats obtenus par les méthodes de Bear (1979), Averjanov (1949) et Chishaki-Yang (1977) ; ces méthodes conduisent toutefois à un rabattement légèrement plus faible que celui donné par CESAR-LCPC.

Enfin, ces comparaisons montrent que les méthodes décrites dans la littérature peuvent constituer un outil pratique pour une première estimation des débits d'eau et du rabattement du niveau piézométrique autour d'un tunnel. Les différences de résultats sont à lier à la différence des hypothèses sur lesquelles ces méthodes sont basées et à la diversité des moyens (théoriques, expérimentaux ou numériques) adoptés pour les obtenir.

Toutefois, les hypothèses de bases de ces méthodes restreignent souvent leur domaine d'application ; en particulier, elles ne permettent pas de rendre compte de la complexité des conditions hydrogéologiques généralement rencontrée in situ : géométrie du site, stratification du massif, anisotropie de la perméabilité de la couche aquifère. Par ailleurs, elles ne permettent pas de décrire l'écoulement qui peut se produire au-dessus du niveau piézométrique de la nappe.

Tableau II.2 : Résultats obtenus par les différentes méthodes dans le cas d'une nappe en charge :

Méthode	**Débit ($m^3/s/m$)**
Carosso et Giani (1989)	36.10^{-7}
Zhang et Franklin (1993)	32.10^{-7}
Polubarinova-Kochina (1962)	30.10^{-7}
Rat (1973)	27.10^{-7}
Cassan (1979)	27.10^{-7}
Chishaki (1984)	25.10^{-7}
Fitzpatrick et al. (1981)	$23,5.10^{-7}$
CESAR-LCPC	26.10^{-7}

Tableau II.3 : Résultats obtenus par les différentes méthodes dans le cas d'une nappe à surface libre :

Méthode	**Débit ($m^3/s/m$)**
Thunvik et Braester (1977)	$4,4.10^{-7}$
Shimogami et al. (1989)	$4,0.10^{-7}$
Chishaki et Yang (1977)	$3,9.10^{-7}$
Zeller (1954)	$3,0.10^{-7}$
Bear (1979)	$3,0.10^{-7}$
Averjanov (1949)	$2,7.10^{-7}$
Romanov (1959)	$2,5.10^{-7}$
Descoeudres et Ribysar (1987)	$2,5.10^{-7}$
Romanova (1956)	$2,2.10^{-7}$
Keller et Robinson (1959)	$1,6.10^{-7}$
CESAR-LCPC	$3,6.10^{-7}$

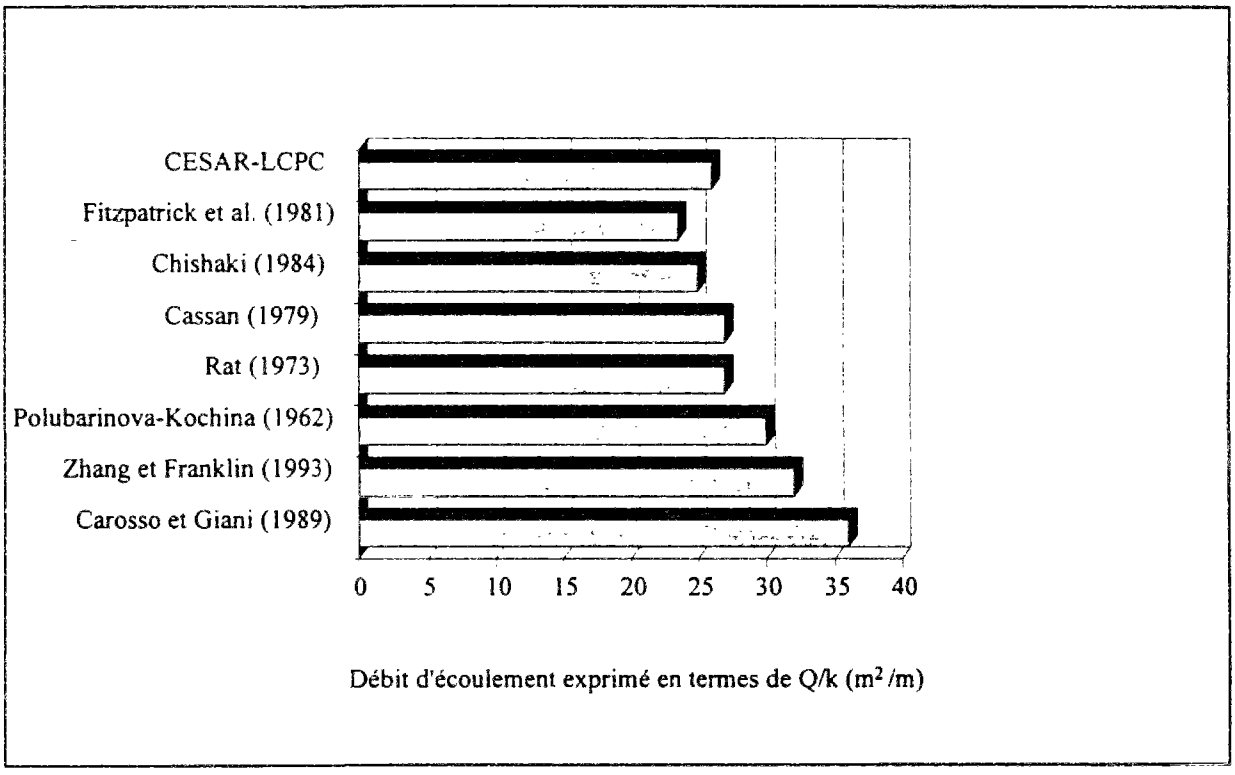


Figure II.13 : Comparaison des débits obtenus par les différentes méthodes traitant le cas d'une nappe en charge.

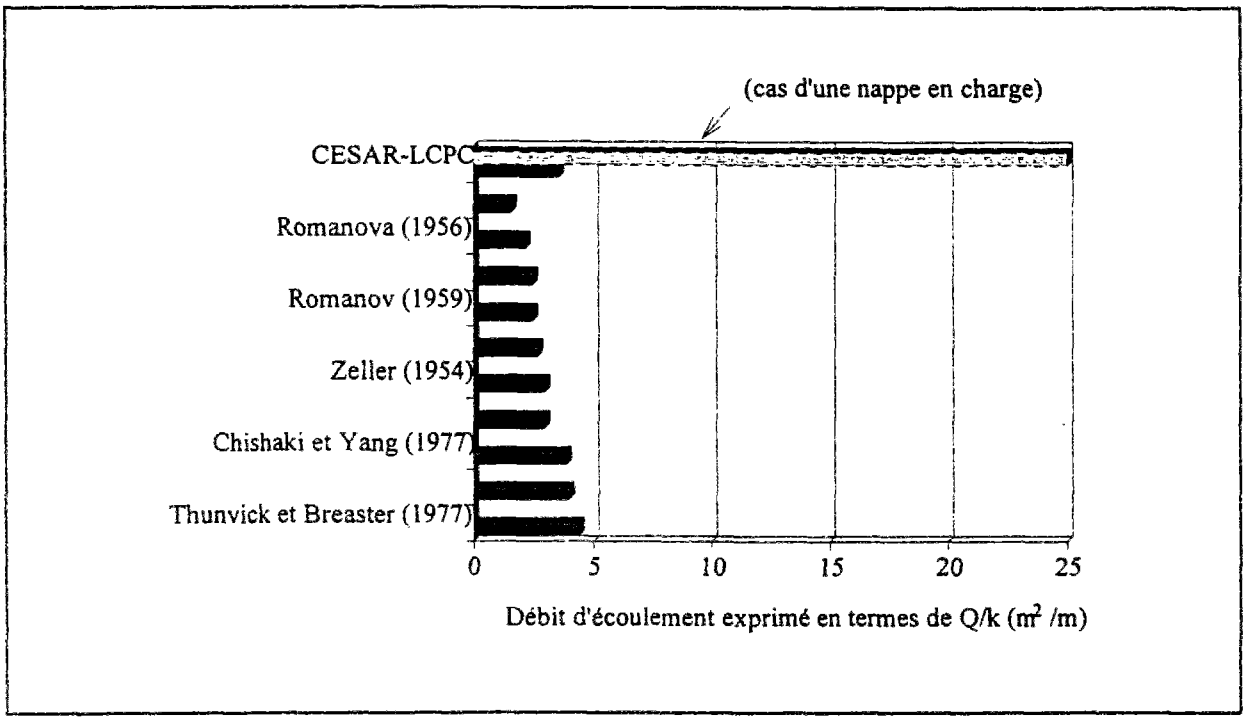


Figure II.14 : Comparaison des débits obtenus par les différentes méthodes traitant le cas d'une nappe à surface libre

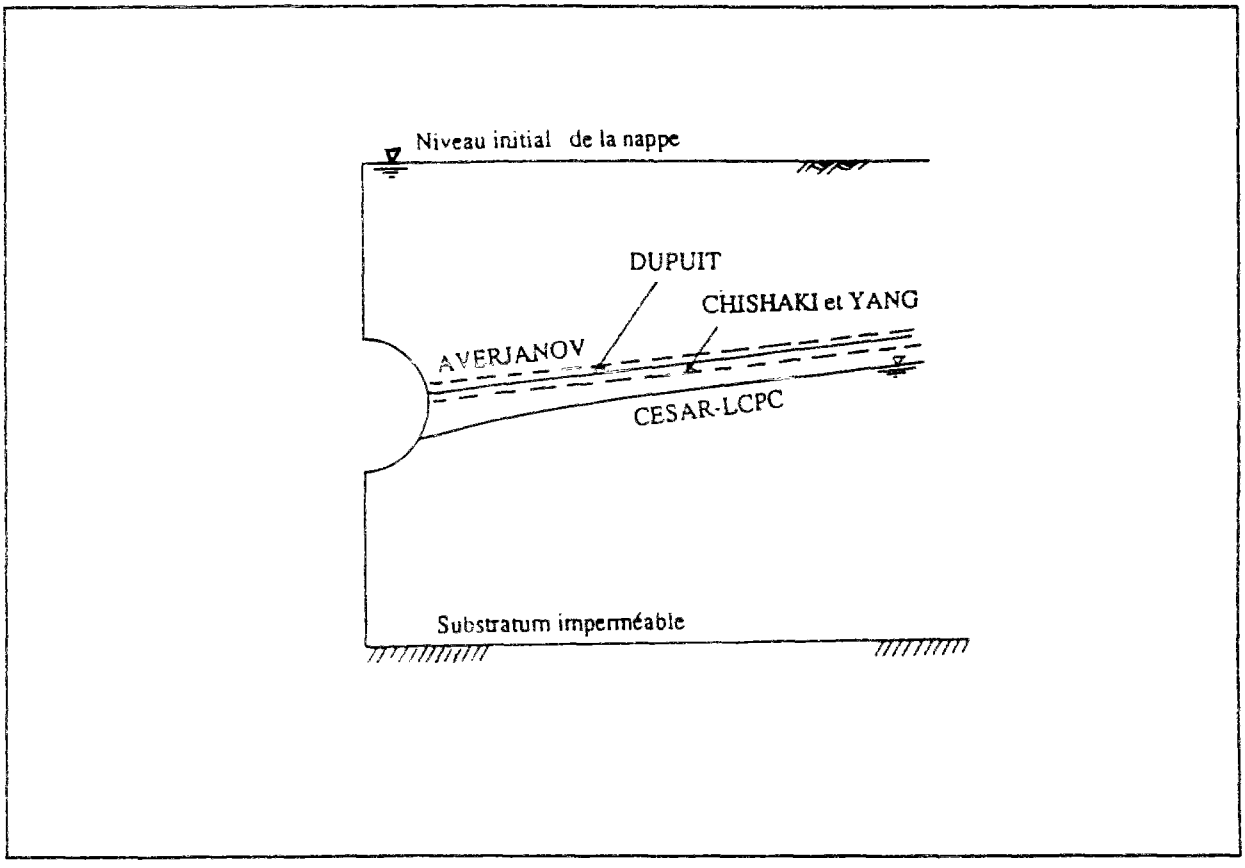


Figure II.15 : Comparaison du niveau de la surface libre obtenu en régime permanent par les différentes méthodes.

II.4.4 Influence de l'écoulement au-dessus du niveau piézométrique

Pour les conditions décrites dans la section précédente, nous avons étudié les conséquences de l'écoulement d'eau au dessus de la surface libre.

L'influence de ces écoulements a été analysée à l'aide d'une série de calculs en régime permanent, correspondant à différentes configurations d'écoulement susceptibles de se développer au dessus du niveau piézométrique de la nappe. La source d'alimentation latérale est supposée être à 50m de l'ouvrage.

Dans le cas d'un écoulement en régime permanent, seul le terme de perméabilité relative $k_r(u_w)$ intervient dans la détermination de l'état d'équilibre hydraulique. Les calculs ont fait varier les valeurs des paramètres A_k et B_k de la fonction $k_r(u_w)$ qui définit la perméabilité du massif au dessus de la surface libre (figure II.2). Dix courbes types ont été considérées pour $k_r(u_w)$, allant du cas extrême que peut représenter un sol saturé au dessus de la surface libre, soumis aux mêmes conditions d'écoulement que la partie du massif sous pressions d'eau positives (cas K1), au cas d'un sol où il n'y aurait aucun écoulement au-dessus de la surface libre (cas K10).

Les différentes lois de variation de perméabilité relative considérées dans cette étude sont présentées sur la figure II.16. Les valeurs correspondantes des coefficients A_k et B_k, ainsi que les résultats de calculs en termes de débits et de rabattements du niveau piézométrique, sont reproduites dans le tableau II.4. Une comparaison des résultats est également présentée sous forme graphique sur la figure II.17.

Les résultats obtenus montrent une influence certaine du régime hydraulique au-dessus du niveau piézométrique sur les écoulements vers l'ouvrage : cet effet peut se caractériser par une

Tableau II.4 : Etude de l'influence de l'écoulement au-dessus du niveau piézométrique - Données de calculs et résultats

Configuration	A_k	B_k	**Débit ($m^3/s/m$)**	**Rabattement maximal (m)**
K1 (écoulement au-dessus de la surface libre indépendant de la pression négative)	10^{+6}	0	$4{,}0.10^{-7}$	10,5
K2	10^{+2}	1	$3{,}99.10^{-7}$	10,55
K3	10^{+2}	2	$3{,}85.10^{-7}$	10,65
K4	10^{+2}	3	$3{,}8.10^{-7}$	10,75
K5	10^{+2}	4	$3{,}75.10^{-7}$	10,85
K6	10	1	$3{,}87.10^{-7}$	10,65
K7	4	1	$3{,}76.10^{-7}$	10,85
K8	1,5	1	$3{,}6.10^{-7}$	11,0
K9	0,1	1	$3{,}4.10^{-7}$	11,2
K10 (pas d'écoulement au-dessus de la surface libre)	10^{-6}	1	$3{,}21.10^{-7}$	11,5

augmentation du débit pouvant aller jusqu'à 20% dans la configuration K1 (complètement saturé au-dessus de la surface libre). Le niveau piézométrique de la nappe est par contre moins sensible ; on observe toutefois +10% de rabattement dans le cas K1.

Par ailleurs, la perméabilité relative du massif désaturé influence la distribution des pressions dans le massif. La figure II.18 montre la distribution des lignes équipotentielles autour de l'ouvrage dans les cas K1, K5 et K9 ; on peut remarquer des différences sensibles de charges hydrauliques, notamment dans la zone située en voûte de l'ouvrage.

II.4.5 Influence de l'anisotropie de perméabilité et de l'hétérogénéité du terrain

Dans la pratique, l'écoulement autour des tunnels peut être influencé par les conditions hydrogéologiques complexes des terrains naturels. Cette section étudie l'effet de deux configurations typiques pouvant être rencontrées sur site : l'anisotropie de perméabilité et la division du terrain en deux couches de perméabilités différentes. Seul le cas général de l'écoulement avec surface libre a été traité. L'écoulement est supposé être en régime permanent pour le cas d'une alimentation latérale à 50m de l'ouvrage.

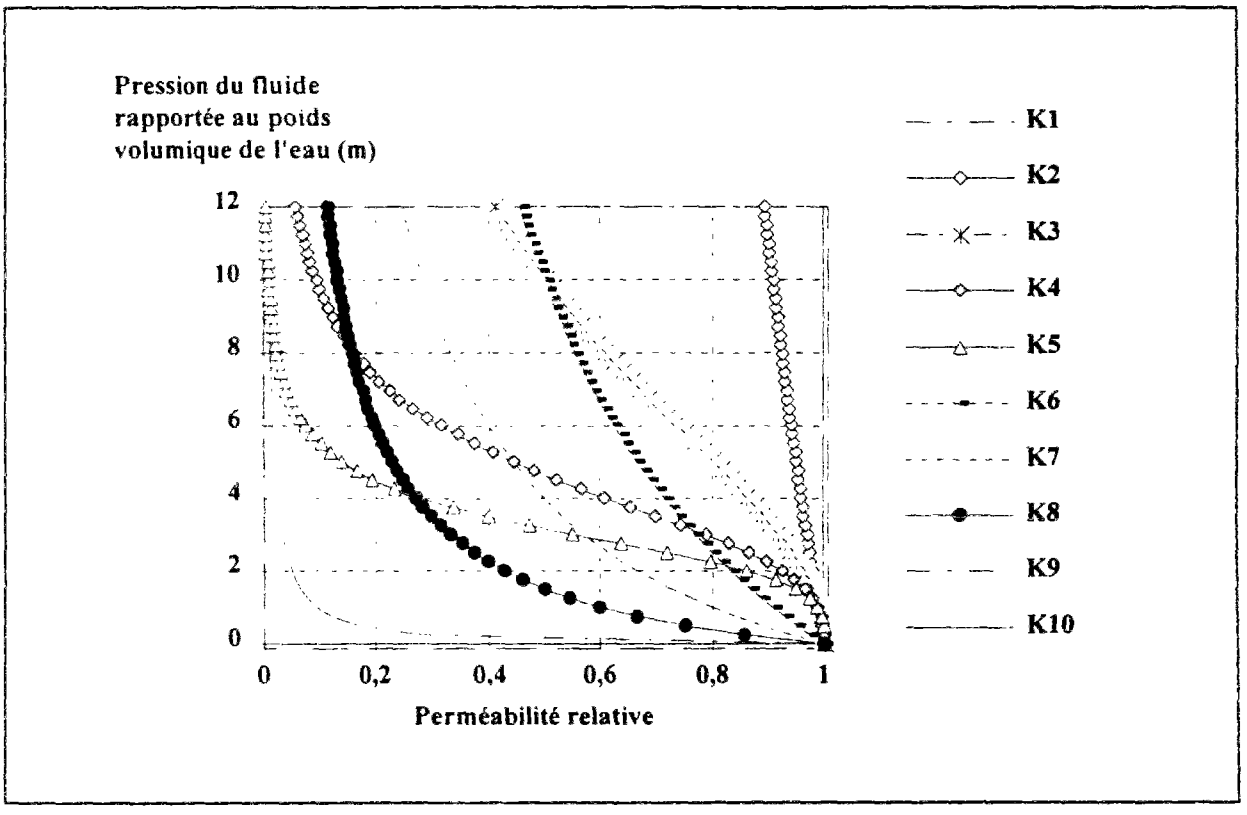


Figure II.16 : Courbes de perméabilité relative $k_r(u_w)$ considérées dans l'étude de l'influence de l'écoulement au dessus de la surface libre.

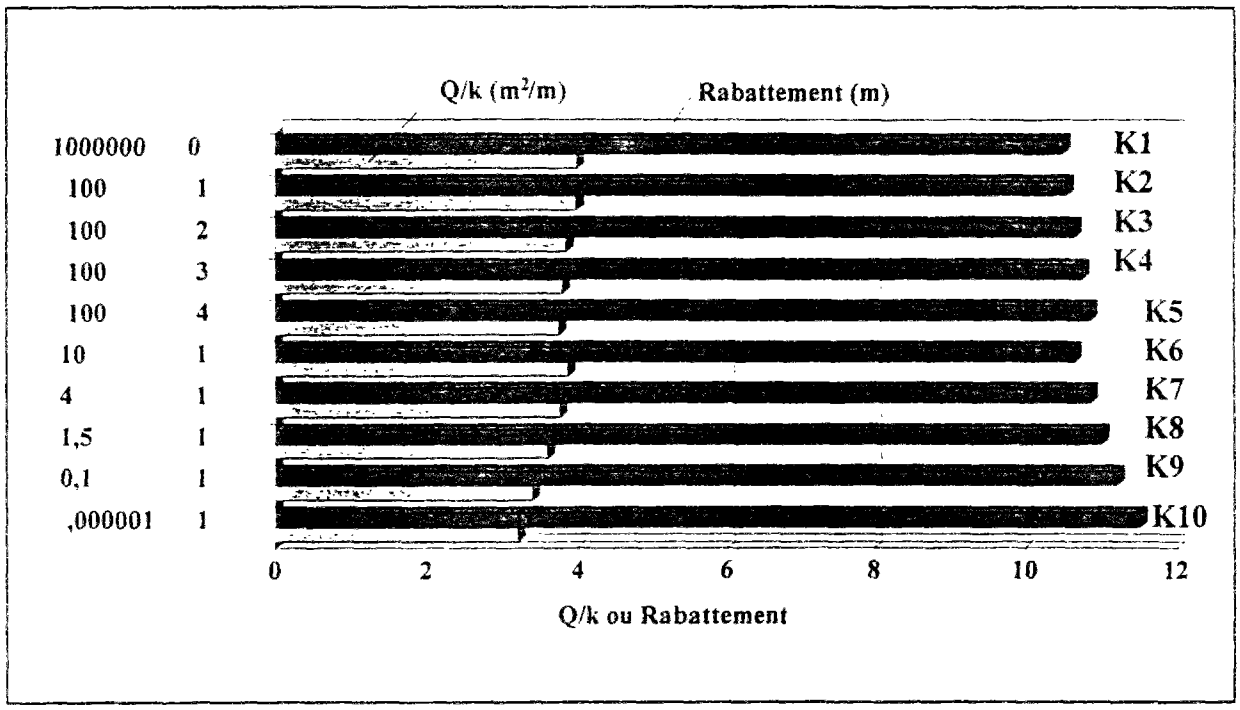


Figure II.17 : Comparaison des débits et du rabattement obtenu avec les différentes courbes types de $k_r(u_w)$.

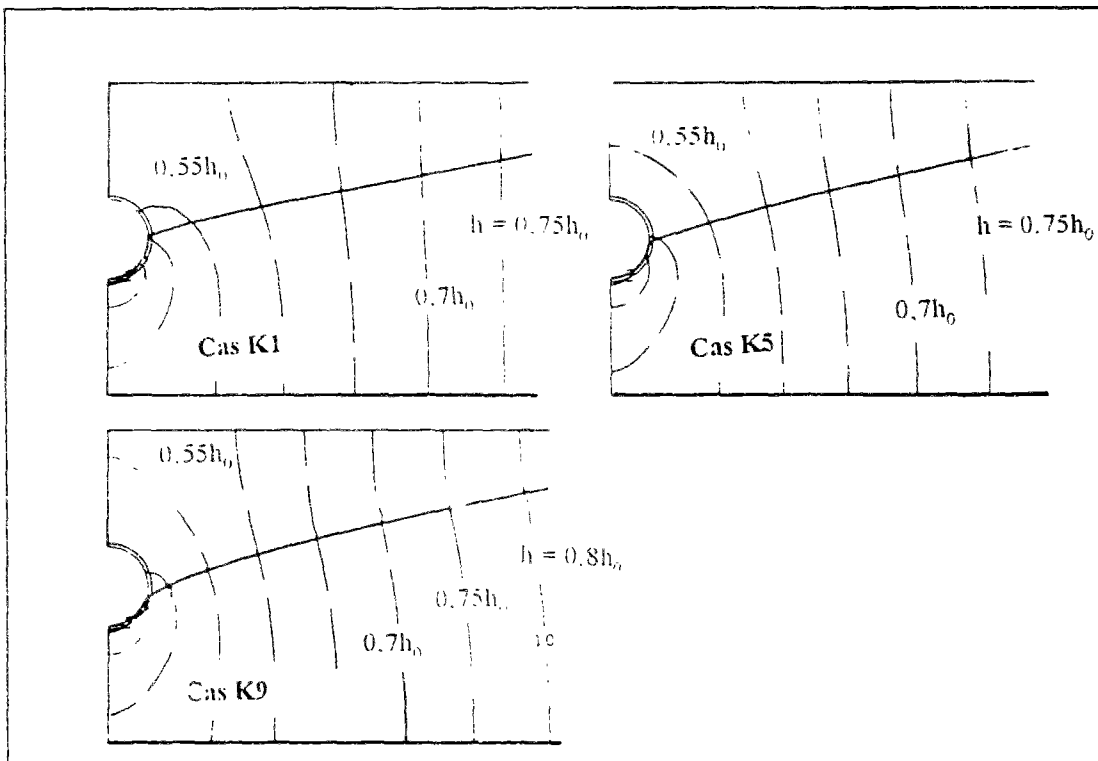


Figure II.18 : Influence de l'écoulement au dessus de la surface libre sur la diminution des pressions interstitielles autour de l'ouvrage.

Différentes configurations ont été analysées pour les conditions décrites précédemment (figure II.19). On s'est intéressé, dans un premier temps, au cas d'un tunnel situé dans un terrain de perméabilité anisotrope et dans, un deuxième temps, au cas d'un tunnel situé dans un massif constitué de deux couches de perméabilités différentes. Dans cette dernière configuration, on a considéré la couche supérieure du massif comme étant de perméabilité soit plus forte, soit plus faible que la couche sous-jacente. Ces deux situations ont également été analysées en conditions de perméabilité anisotrope.

Les principales hypothèses de calculs sont résumées dans le tableau II.5. Dans le cas d'un massif bicouche, l'épaisseur de la couche supérieure est prise égale à 5m et le rapport de sa perméabilité à celle du massif principal où se situe le tunnel est de 10^{-3} (couche de surface moins perméable) ou 10^{+3} (couche de surface plus perméable).

Le tableau II.5 compare les résultats correspondant à ces différents cas à ceux obtenus pour un terrain homogène et isotrope. La comparaison porte sur les débits recueillis dans l'ouvrage Q, le rabattement du niveau piézométrique Δy et le gradient hydraulique maximal autour de l'ouvrage i_{max}.

Influence de l'anisotropie

L'influence de l'anisotropie a été étudiée en considérant un rapport 10 entre les coefficients de perméabilité horizontal k_x et vertical k_y , le coefficient de perméabilité radial équivalent étant égal au coefficient de perméabilité adopté dans les calculs en conditions isotropes : $k_{eq} = \sqrt{k_x.k_y} = 10^{-7}$ m/s.

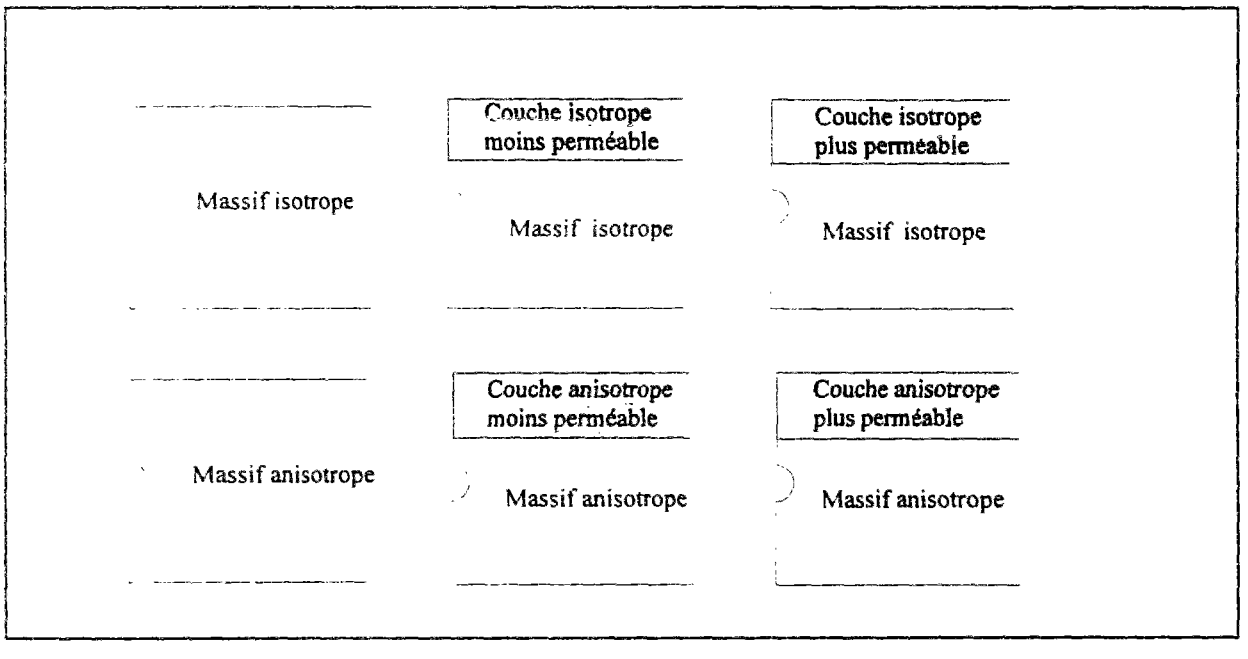


Figure II.19 : Configurations considérées pour l'étude de l'influence de l'anisotropie de perméabilité et de l'hétérogénéité du terrain.

Tableau II.5 : Comparaison des résultats obtenus pour l'étude de l'effet de l'anisotropie et de la division du massif en deux couches.

Configuration du massif	**Coefficient de perméabilité, k**	**Débit entrant Q ($m^3/s/m$)**	**Rabattement maximal (m)**	**Gradient hydraulique maximal**
Homogène, isotrope	$k = 10^{-7}$ m /s	$3{,}6.10^{-7}$	13,0	1,15
Homogène, anisotrope	$k_{eq} = 10^{-7}$ m /s $k_x/k_y = 10$	$9{,}9.10^{-7}$	8,2	3,89
Bi-couche, isotrope	Couche supérieure : $k = 10^{-4}$ m/s (5m d'épaisseur) : Couche inférieure : $k = 10^{-7}$ m/s (15m d'épaisseur)	$1{,}6.10^{-7}$	0,4	3,12
	Couche supérieure : $k = 10^{-10}$ m/s (5m d'épaisseur) : Couche inférieure : $k = 10^{-7}$ m/s (15m d'épaisseur)	$3{,}1.10^{-7}$	11,0	1,05
Bi-couche, anisotrope	Couche supérieure : $k = 10^{-4}$ m/s $k_x/k_y = 10$ (5m d'épaisseur) Couche inférieure : $k = 10^{-7}$ m/s $k_x/k_y = 10$ (15m d'épaisseur)	18.10^{-7}	0,1	3,42
	Couche supérieure : $k = 10^{-10}$ m/s $k_x/k_y = 10$ (5m d'épaisseur) Couche inférieure : $k = 10^{-7}$ m/s $k_x/k_y = 10$ (15m d'épaisseur)	$8{,}8.10^{-7}$	8,8	2,85

La comparaison des charges hydrauliques obtenues en conditions isotropes et anisotropes est donnée sur la figure II.20. On remarque que, dans le cas anisotrope, les lignes équipotentielles sont plus étendues dans la direction latérale et notamment au voisinage de la galerie, signe d'une diminution plus large des pressions interstitielles dans le massif.

On constate une concentration plus importante des lignes équipotentielles à la base du tunnel, ce qui reflète des gradients en radier plus élevés que ceux qui se développent en conditions isotropes.

Le débit d'écoulement est plus important que dans le cas isotrope, et le rabattement du niveau piézométrique beaucoup moins marqué (8,2 m de rabattement au lieu de 11,0 m). Ceci est dû au fait que, dans le cas d'un massif anisotrope, le coefficient de perméabilité est plus grand dans la direction horizontale, ce qui favorise la réalimentation du massif.

Pour mieux appréhender ces phénomènes, nous avons considéré des rapports de perméabilité k_x/k_y compris entre 1 et 100. Les figures II.21, II.22 et II.23 montrent l'influence du rapport d'anisotropie sur le débit entrant, le rabattement et le gradient hydraulique maximum.

Ces figures montrent l'augmentation du débit et du gradient maximal, ainsi que la diminution du rabattement de la nappe, avec le rapport entre les perméabilités horizontale et

verticale du massif. La figure II.24 rassemble ces différents résultats en termes de variations par rapport au cas isotrope ; celle-ci montre que, pour la configuration traitée dans ce calcul (C=7,5m, D=5m, H_w=10m et L=50m), l'évolution du débit et du gradient hydraulique maximal est d'autant plus importante pour des rapports d'anisotropie k_x/k_y variant entre 1 et 20 ; au-delà de cet intervalle, débit et gradient maximal semblent se stabiliser autour d'une valeur constante. Le taux de rabattement de la nappe continue par contre à être influencé par des rapports d'anisotropie plus importants.

Influence de l'hétérogénéité du massif

Les figures II.25 et II.26 montrent l'influence d'une éventuelle hétérogénéité du massif dans les quatre configurations traitées : bi-couches isotropes (figures II.25a et II.26a) et bi-couches anisotropes (figures II.25b et II.26b).

La figure II.25 correspond au cas d'un tunnel creusé dans un massif surmonté par 5m de matériau plus perméable ($k = 10^{-4}$ m/s). La figure II.26 correspond au cas d'un tunnel creusé dans un massif de perméabilité $k = 10^{-7}$ m/s surmonté par une couche moins perméable d'épaisseur 5m ($k = 10^{-10}$ m/s).

La figure II.25 montre que l'existence d'une couche superficielle très perméable induit, dans le massif où se situe le tunnel, un écoulement similaire à celui d'une nappe en charge. La couche de surface agit comme une source de réalimentation dans le massif et la perte de charge est confinée dans le massif de moindre perméabilité. Par ailleurs, le débit et les gradients hydrauliques sont plus importants que dans le cas d'un massif homogène, et le rabattement de la nappe est réduit à quelques centimètres (tableau II.5).

Dans le cas d'un massif situé sous une couche plus perméable, les calculs montrent une faible différence par rapport aux conditions homogènes (figure II.26). Ceci peut se justifier par le fait que ces résultats représentent les conditions de l'écoulement en régime permanent ; la distribution de charge est indépendante de la perméabilité du sol. La faible divergence des résultats est liée à la différence des fonctions de perméabilité relative qui régissent l'écoulement sous pressions négatives dans les deux couches.

Par ailleurs, l'anisotropie d'un massif bi-couche semble avoir une incidence sur les écoulements similaire à celle obtenue dans le cas d'un massif homogène (figures II.25b et II.26b). On observe notamment l'extension de la perturbation hydraulique dans le sens latéral du massif, une réalimentation plus régulière et donc un rabattement plus faible et des débits plus importants (tableau II.5).

Ces résultats sont difficiles à généraliser ; ils montrent toutefois la nette influence de la division du massif en couches horizontales de caractéristiques hydrauliques différentes sur le régime hydraulique autour d'un tunnel. D'autres calculs peuvent venir compléter ce travail, faisant notamment varier la position du tunnel par rapport au niveau piézométrique, la profondeur du substratum imperméable et la distance d'influence de l'écoulement. Ce type

d'étude doit permettre de généraliser les résultats et mieux analyser la sensibilité de l'écoulement autour d'un tunnel aux conditions hydogéologiques du massif où il se trouve. Toutefois, une modélisation plus réaliste du régime hydraulique autour d'un tunnel devrait tenir compte de l'influence de son revêtement.

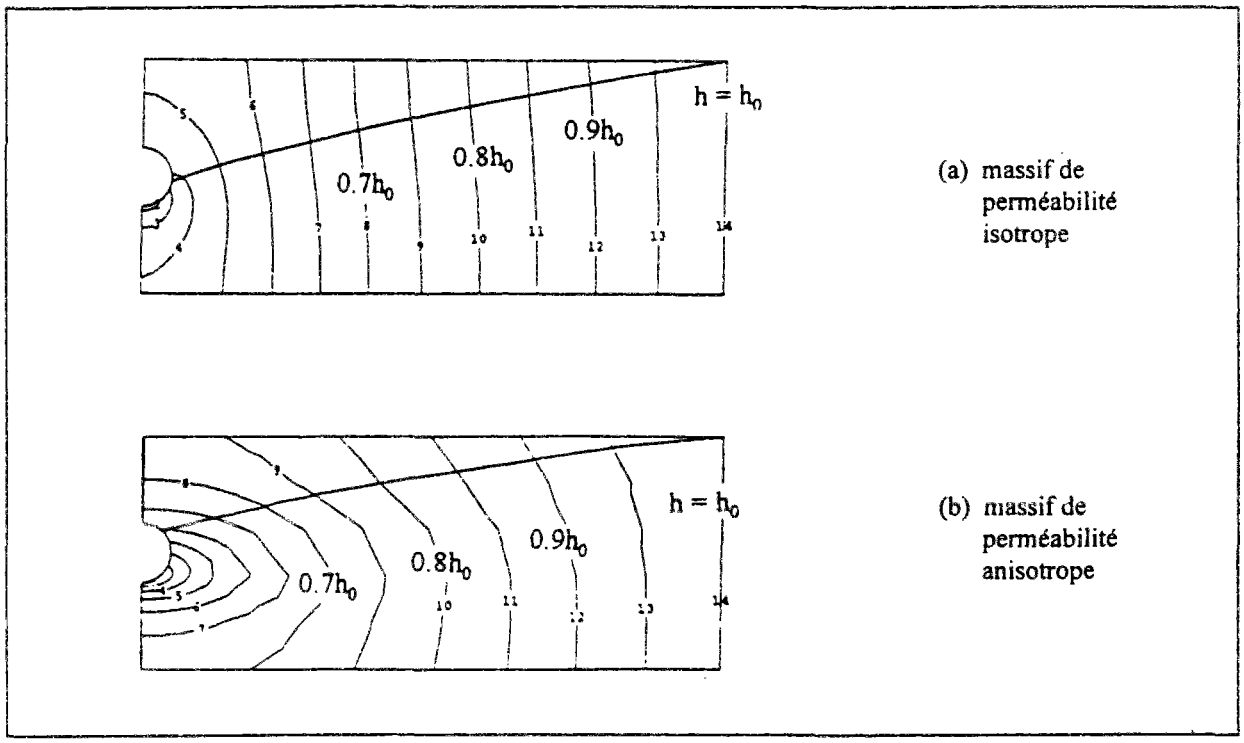


Figure II.20 : Comparaison des lignes équipotentielles en terrain isotope et en terrain anisotrope.

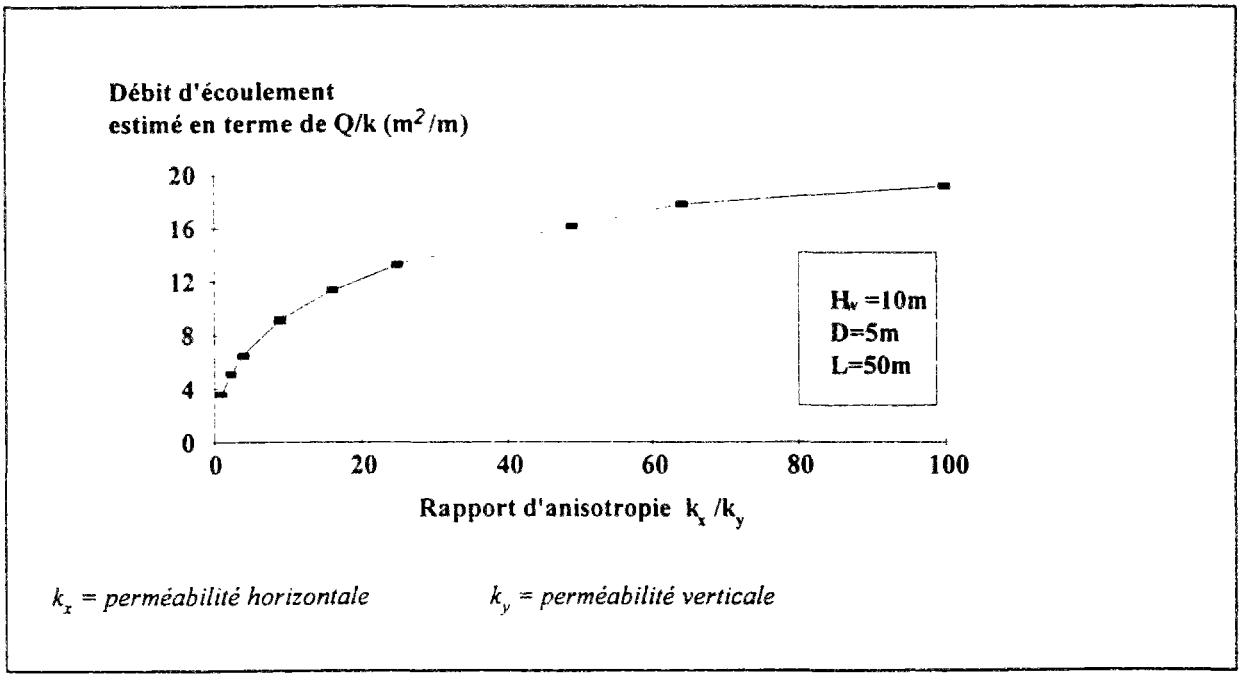


Figure II.21 : Influence du rapport d'anisotropie sur le débit d'eau recueilli dans le tunnel.

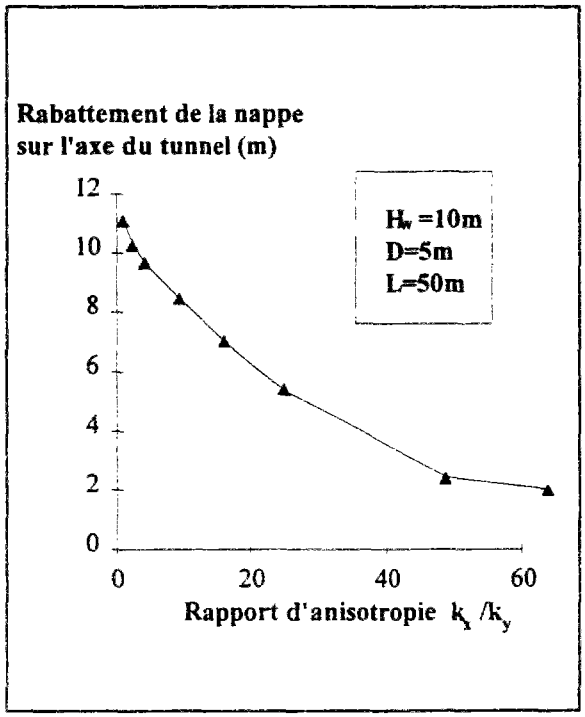


Figure II.22 : Influence du rapport d'anisotropie sur le rabattement de la surface libre.

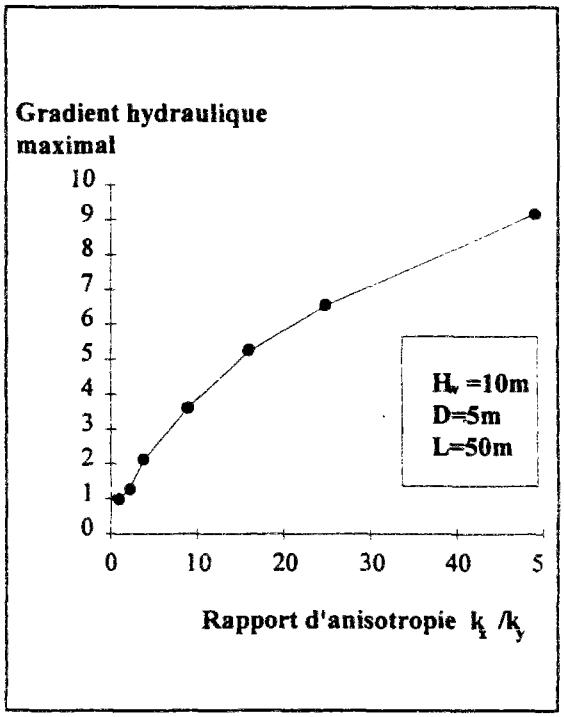


Figure II.23 : Influence du rapport d'anisotropie sur le gradient hydraulique maximal autour du tunnel.

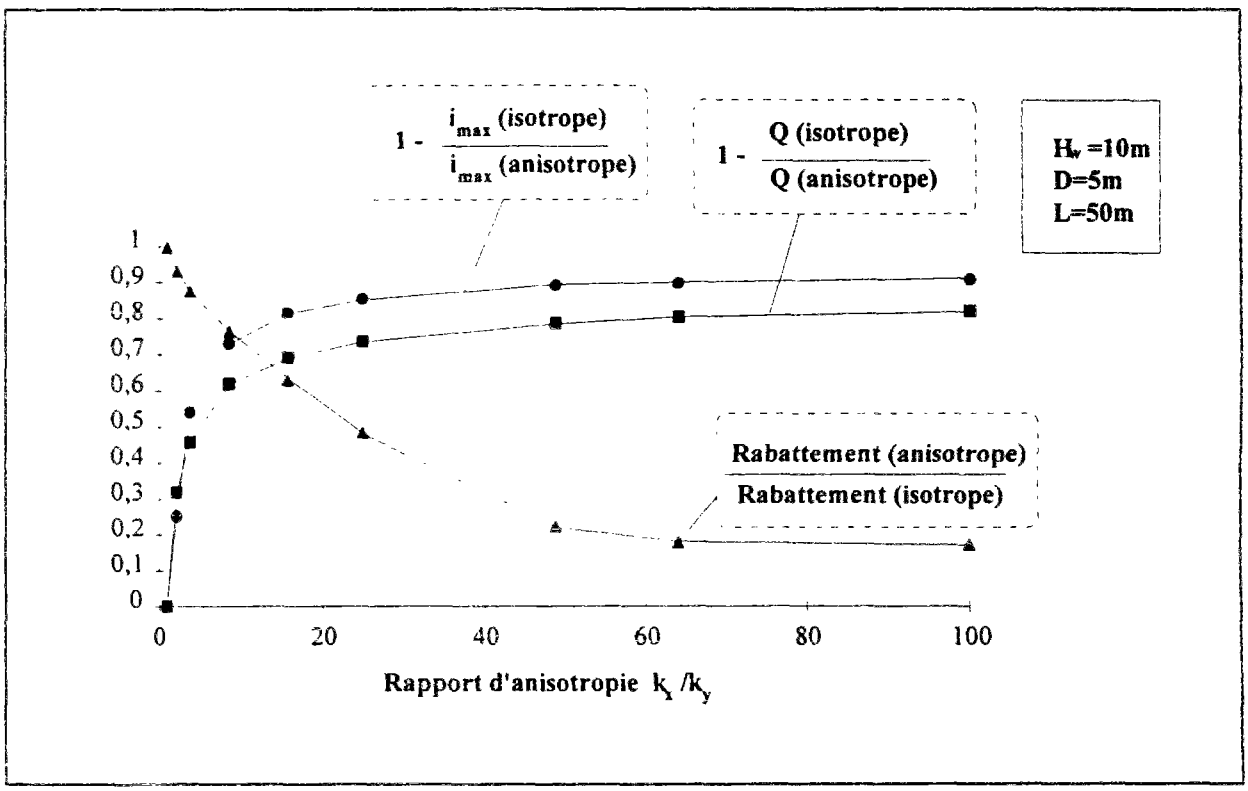


Figure II.24 : Evolution du débit Q, du rabattement et du gradient hydraulique maximal i_{max} avec l'anisotropie de la perméabilité du terrain

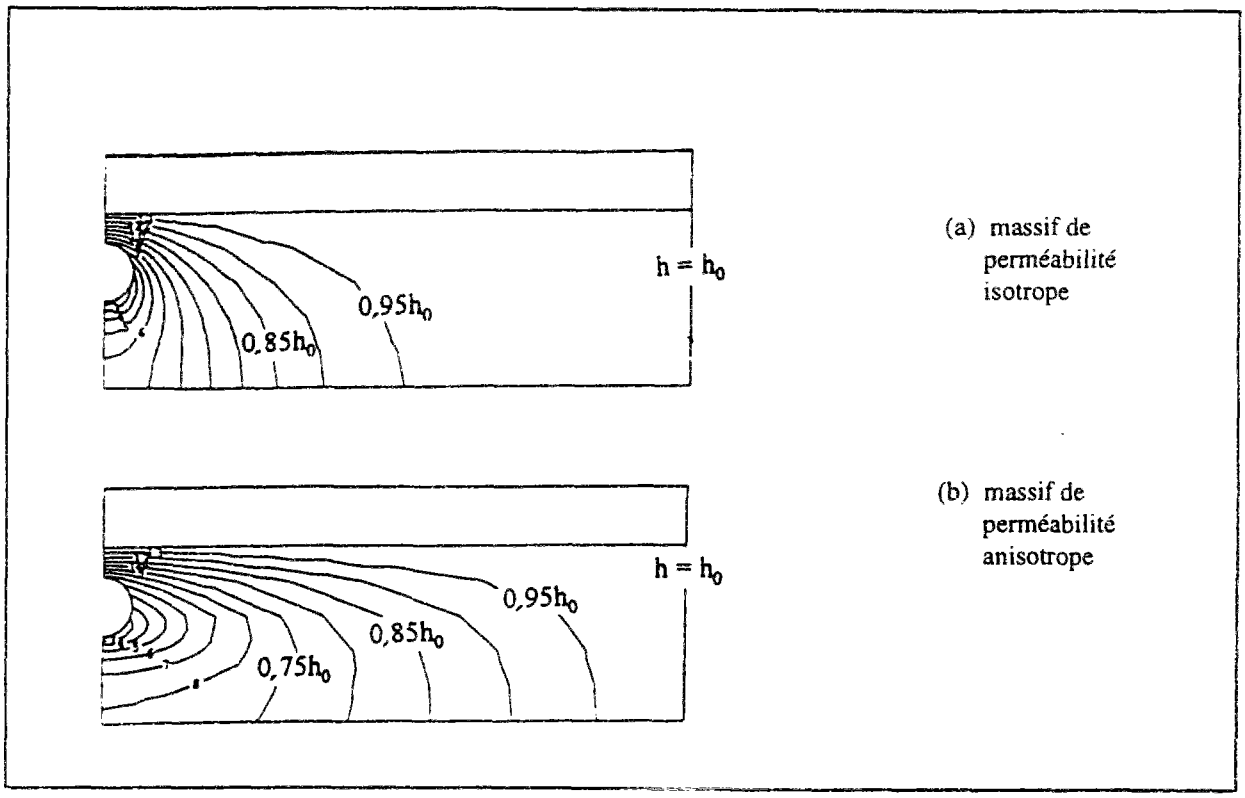


Figure II.25 : Equipotentielles autour d'un tunnel situé dans un massif surmonté par une couche plus perméable.

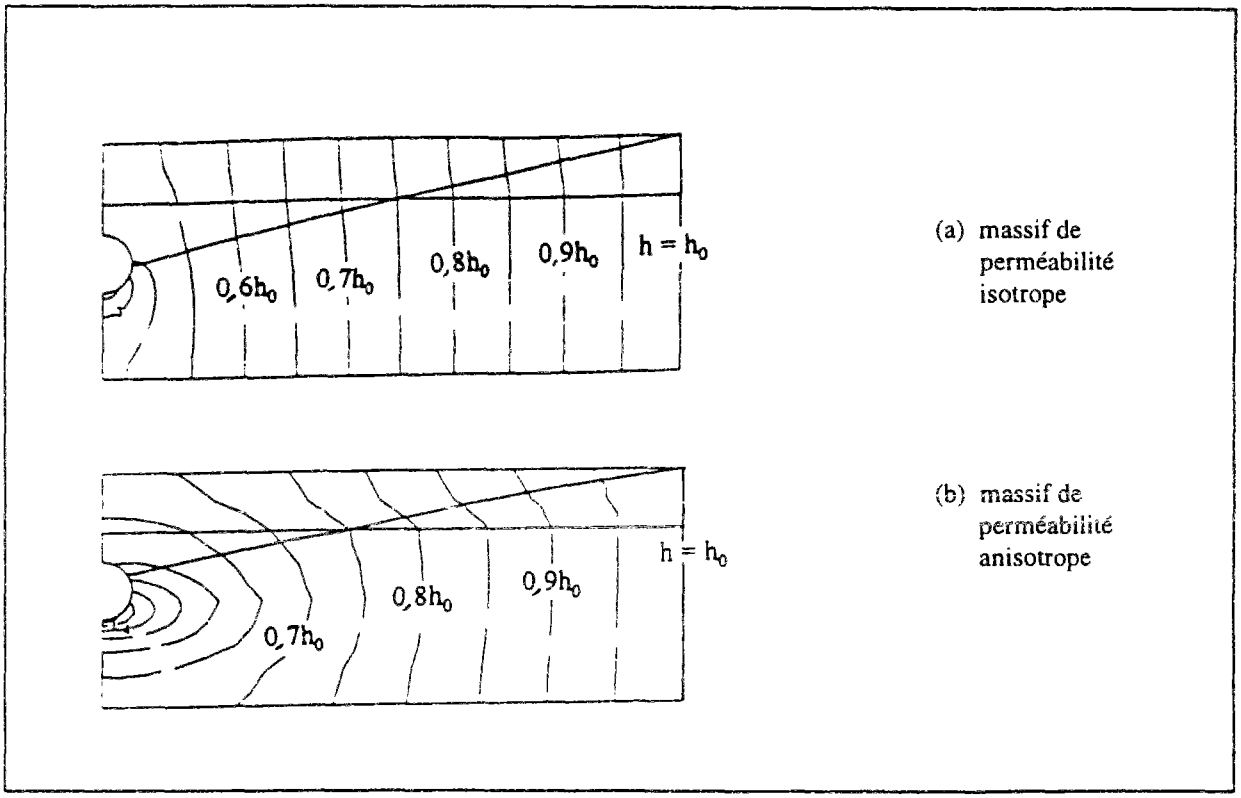


Figure II.26 : Equipotentielles autour d'un tunnel situé dans un massif surmonté par une couche moins perméable.

II.4.6 Influence de la présence d'un revêtement

La présence d'un revêtement a un effet important sur l'écoulement des eaux souterraines vers une galerie. Une application numérique a pu démontrer que, pour un soutènement d'épaisseur e_{rvt} = 40cm et de coefficient de perméabilité k_t au cinquantième de celui du terrain, les perturbations hydrauliques dans le terrain encaissant sont nettement plus faibles que pour un tunnel à paroi perméable (figure II.27). La figure II.27a donne le régime hydraulique permanent correspondant au cas d'un terrain de perméabilité isotrope et la figure II.27b celui obtenu pour un massif anisotrope de caractéristiques identiques à celles considérées dans les cas traités plus haut, la source d'alimentation latérale étant supposée située à 50m de l'ouvrage.

Les résultats montrent que le débit hydraulique, le rabattement et les gradients sont sensiblement réduits par rapport au cas d'une galerie non-revêtue (tableau II.6), la perte de charge étant localisée dans l'épaisseur du revêtement.

Toutefois, la diminution du débit recueilli dans le tunnel est relativement modeste par rapport à ce que l'on pouvait attendre d'une telle perméabilité de revêtement. Ce résultat est lié au maintien des charges hydrauliques du terrain à un niveau plus important, ce qui crée une différence de charge plus grande entre la galerie et le massif encaissant.

Il est, d'autre part, intéressant d'étudier les pressions d'eau induites sur le revêtement et de les comparer à celles correspondant à la distribution hydrostatique que l'on obtiendrait pour un tunnel parfaitement imperméable. La figure II.28 illustre cette comparaison : on peut constater que l'hypothèse d'un tunnel imperméable surestime les pressions d'eau agissant sur la paroi du tunnel, mais que la distribution de ces pressions est plus régulière que pour un revêtement de perméabilité finie.

Une étude de la sensibilité des phénomènes à la perméabilité relative entre le revêtement et le sol a également été réalisée. Les résultats sont représentés sur les figures II.29 et II.30 : on peut constater une influence sensible de la perméabilité du revêtement sur les débits recueillis dans le tunnel et le rabattement du niveau piézométrique de la nappe.

Tableau II.6 : Influence du revêtement du tunnel

Configuration du massif	**Coefficient de perméabilité du sol : k** **Coefficient de perméabilité du revêtement k_t**	**Débit entrant Q (m^3/s.m)**	**Rabattement maximal (m)**
Homogène, isotrope	$k = 10^{-7}$ m /s tunnel perméable	$3{,}6.10^{-7}$	11
	$k = 10^{-7}$ m /s $k_t = 2.10^{-9}$ m /s	$1{,}8.10^{-7}$	4,5
Homogène, anisotrope	$k_{eq} = 10^{-7}$ m /s ; $k_x/k_y = 10$ tunnel perméable	$9{,}9.10^{-7}$	8,2
	$k_{eq} = 10^{-7}$ m /s ; $k_x/k_y = 10$ $k_t = 2.10^{-9}$ m /s	$2{,}6.10^{-7}$	1,4

Dans la configuration considérée par le calcul (C=7,5m, D=5m, H_w=10m, L=50m, e_{rvt}=0,4m), le régime hydraulique autour d'un tunnel peut être fortement influencé par un revêtement de perméabilité 10 à 1000 fois plus faible que le terrain encaissant. Pour des rapports de perméabilités plus faibles, le résultat est très proche des conditions d'un tunnel imperméable tandis qu'au dessus d'un rapport de 10 le revêtement n'a qu'une faible influence sur l'écoulement.

Il faut, toutefois, souligner la forte influence des paramètres géométriques sur le rôle du revêtement, notamment l'épaisseur du revêtement et la profondeur du tunnel par rapport au niveau piézométrique. Ces deux paramètres n'ont pas été modifiés dans nos calculs ; toutefois, l'application des principes de l'écoulement monodimensionnel (linéaire ou radiale) à travers un milieu constitué de deux couches permet de montrer que l'influence du rapport entre l'épaisseur du revêtement et celle du massif aquifère a un rôle inverse (par rapport à celui de la perméabilité relative revêtement-sol) sur le régime de l'écoulement ; en d'autres termes, un revêtement de plus grande épaisseur est équivalent à un matériau moins perméable et donc un rapport de perméabilité revêtement-sol plus faible ; une hauteur de nappe plus importante correspond par contre à un rapport de perméabilité plus grand. L'influence de ces deux paramètres sur l'écoulement vers une galerie ne peut toutefois être quantifiée qu'après une étude paramétrique préalable de l'influence des variations des paramètres géométriques.

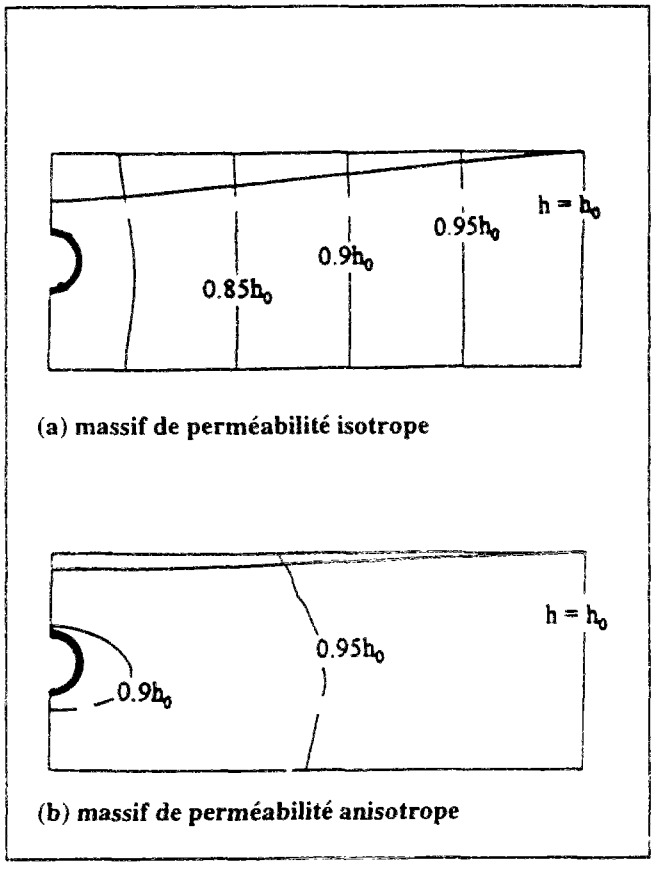


Figure II.27: Equipotentielles autour d'un tunnel revêtu.

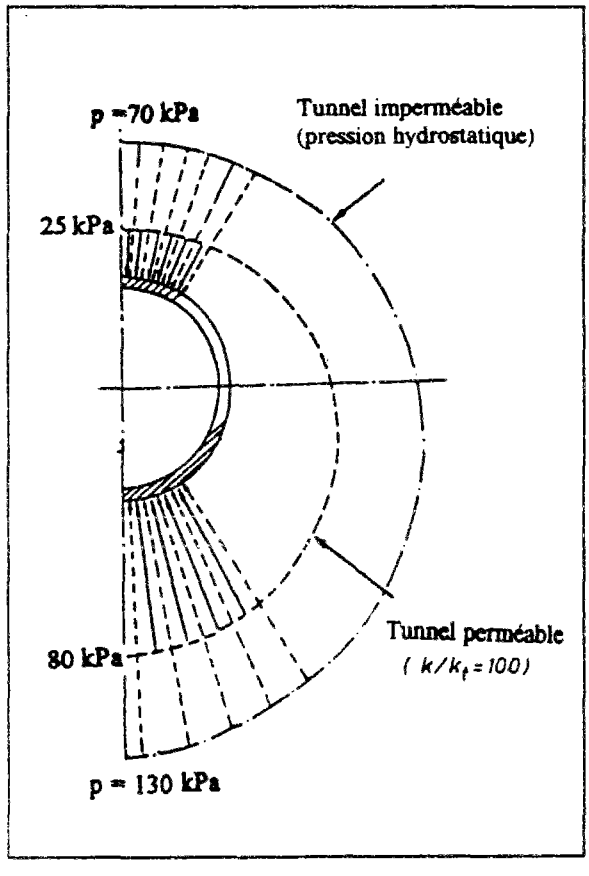


Figure II.28 : Distribution des pressions qui se développent sur le revêtement.

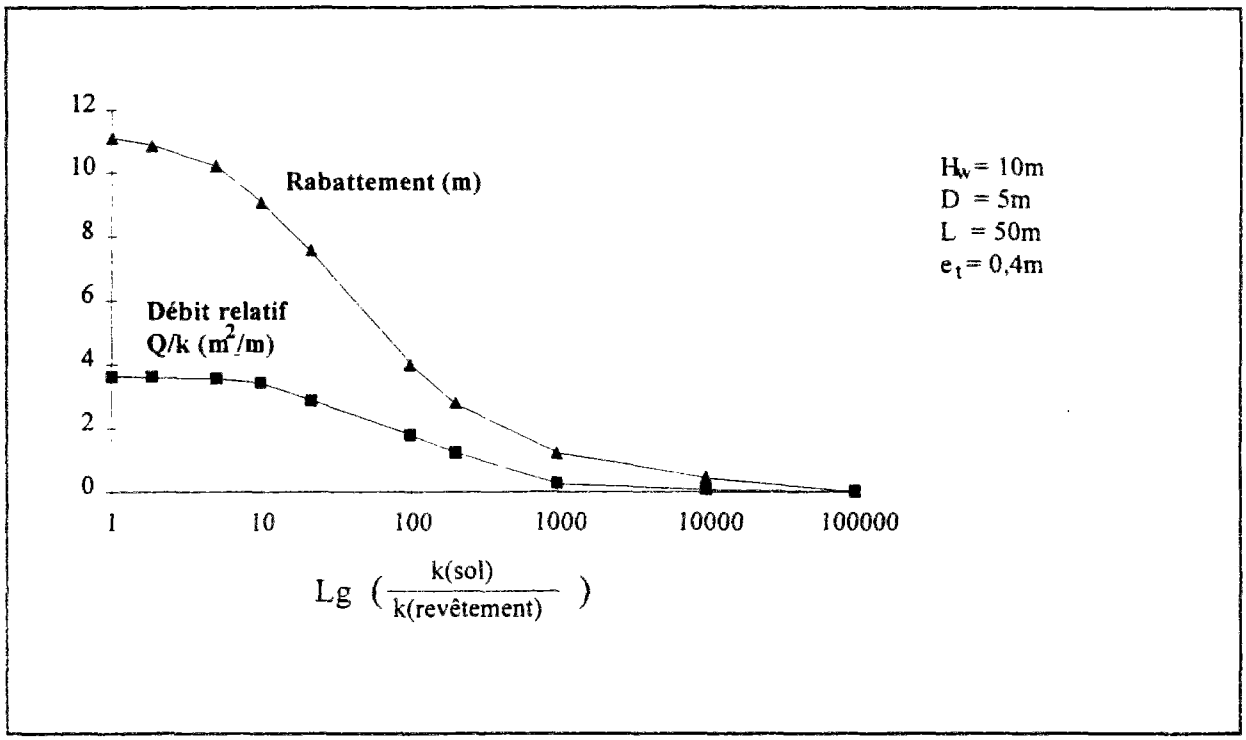


Figure II.29 : Evolution du débit et du rabattement de la nappe en fonction de la perméabilité relative revêtement-sol.

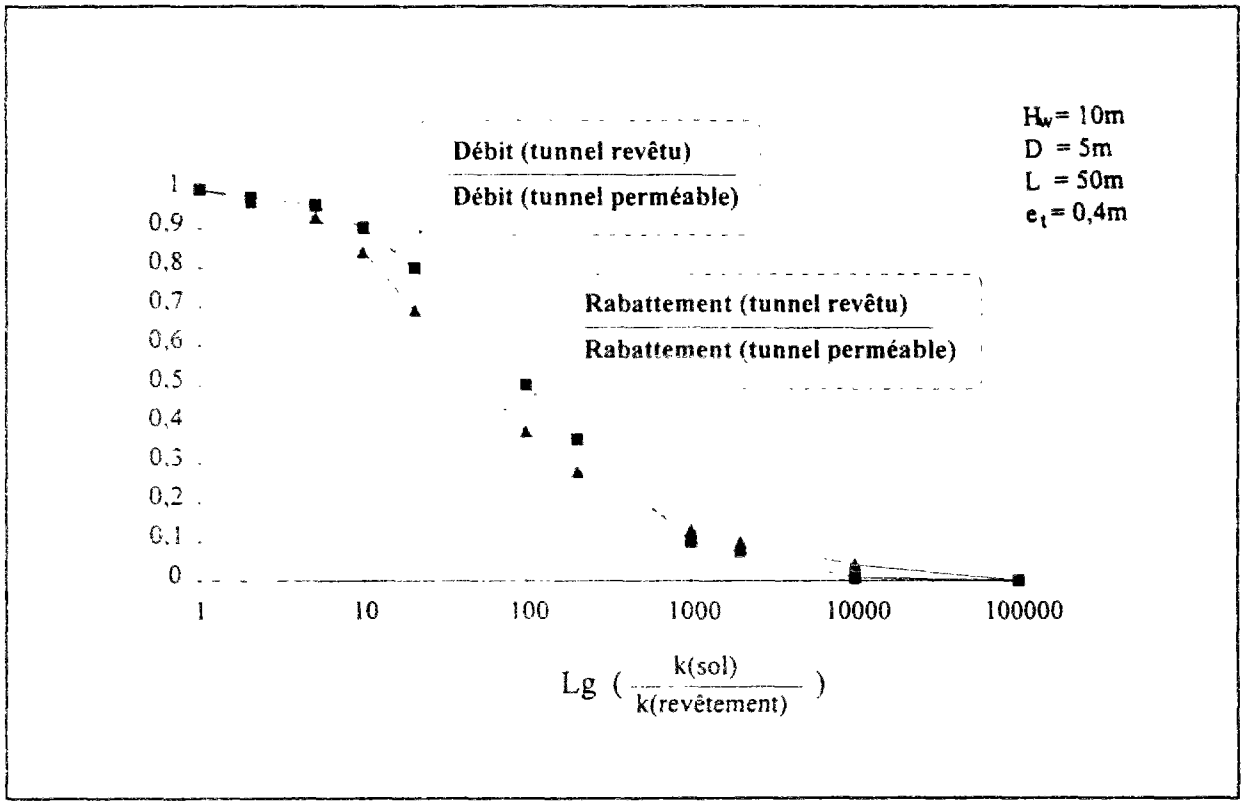


Figure II.30 : Influence de la perméabilité relative revêtement-sol sur le débit et le rabattement de la nappe.

II.4.7 Analyse des écoulements vers un tunnel en conditions tridimensionnelles

Les sections précédentes ont permis d'étudier les différents aspects de l'écoulement autour d'un tunnel, dans les conditions d'analyse (calculs plans) considérées par les principaux travaux antérieurs consacrés aux écoulements hydrauliques autour de tunnels.

L'intérêt d'utiliser un code de calcul par éléments finis est encore plus marqué, lorsqu'il s'agit d'étudier des situations plus complexes telles que celles qui se produisent autour du front de taille d'un tunnel en cours de construction. L'écoulement est alors tridimensionnel et les méthodes existantes, qui ont été décrites au chapitre précédent, ne peuvent s'appliquer directement. Ce problème présente un intérêt accru de nos jours, du fait de la réalisation de nombreux ouvrages souterrains en terrains meubles et aquifères.

Le problème traité dans la première partie de ce chapitre en conditions bidimensionnelles est reconsidéré ci-dessous pour une analyse tridimensionnelle des écoulements vers l'ouvrage au cours de sa réalisation.

La géométrie retenue pour cette analyse est décrite sur la figure II.31 : rappelons qu'il s'agit d'un tunnel de diamètre D = 5m, construit dans un massif homogène de perméabilité $k = 10^{-7}$ m/s, sous une couverture C = 7,5m, le substratum imperméable se trouvant à une profondeur B = 10m sous l'axe de l'ouvrage. La nappe se situe en surface, c'est à dire que la charge hydraulique initiale est égale à $h_0 = 20$ m par rapport au niveau du substratum.

Les bornes du maillage utilisé pour les calculs ont été placées à 100 m en avant du front, derrière le front de taille, ainsi que dans la direction perpendiculaire à l'axe du tunnel. Les calculs ont été effectués pour un tunnel à parois latérales perméables, d'une part, et pour un tunnel revêtu d'un soutènement imperméable, d'autre part. Pour chacune de ces configurations, on a examiné le cas d'une nappe en charge et celui d'une nappe à surface libre.

Dans le cas d'une nappe à surface libre, la figure II.32 montre le réseau des surfaces équipotentielles obtenues pour un tunnel perméable ; il apparaît clairement que la présence du front de taille modifie considérablement le régime hydraulique à l'équilibre, l'état d'écoulement correspondant aux conditions des calculs bidimensionnels n'étant approché qu'à une distance de plusieurs diamètres derrière le front de taille (théoriquement, cet état n'est atteint que sur le plan extrême où sont imposés les conditions aux limites).

Le réseau d'équipotentielles obtenu en régime permanent autour d'un tunnel à paroi imperméable est donné sur la figure II.33 ; comme on pouvait s'y attendre, ce réseau diffère de celui de la figure II.32 par le fait qu'il converge essentiellement vers le front de taille du tunnel. Par ailleurs, on remarque que la diminution des pressions dans le massif est considérablement réduite par rapport au cas d'un tunnel perméable.

Le rayon d'influence du front est plus réduit et les surfaces équipotentielles sont plus concentrées autour de l'ouvrage. Cette concentration induit des gradients hydrauliques plus importants au niveau du front de taille du fait de la convergence de l'écoulement en direction du front.

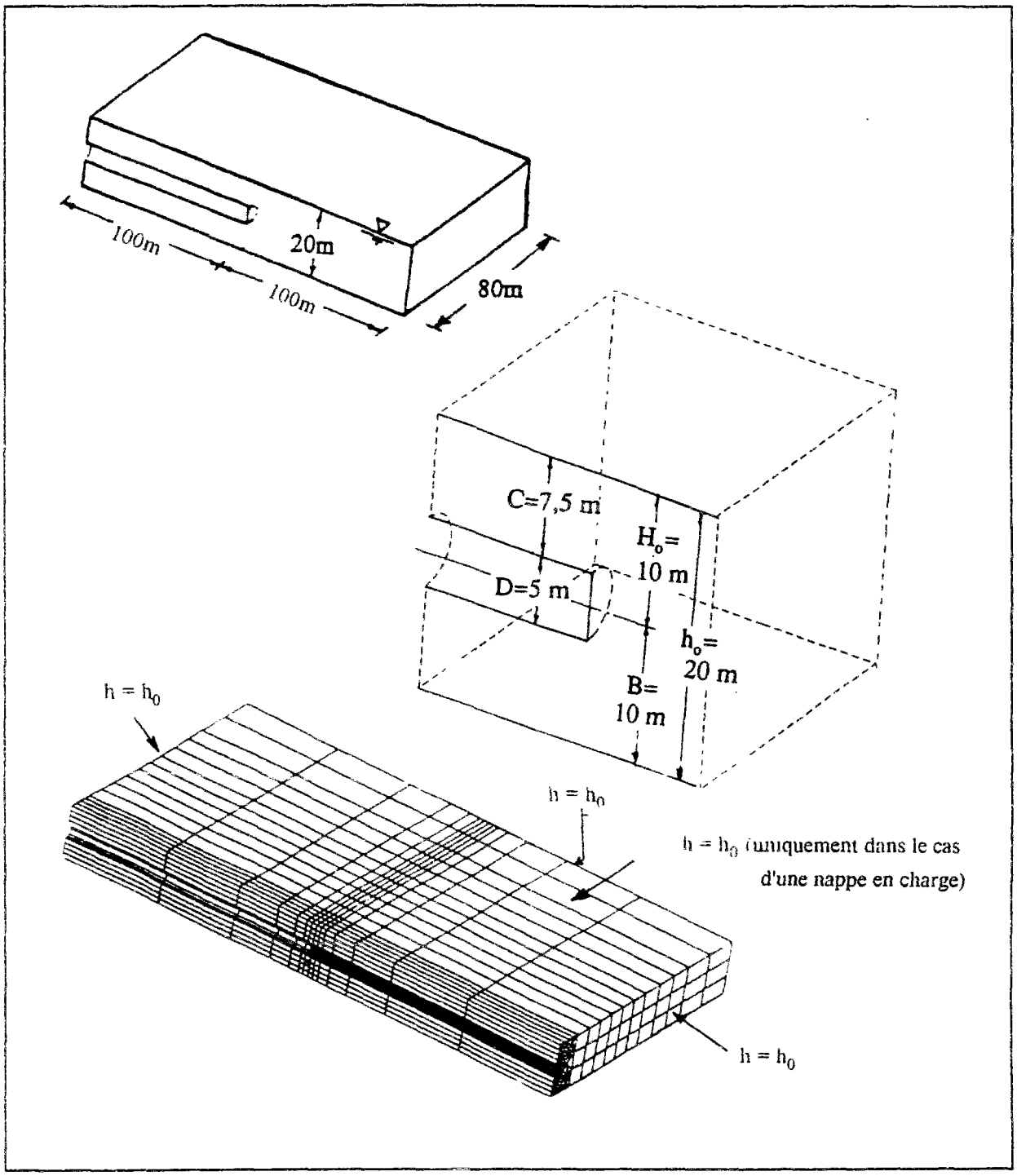


Figure II.31 : Conditions de calcul et modèle tridimensionnels.

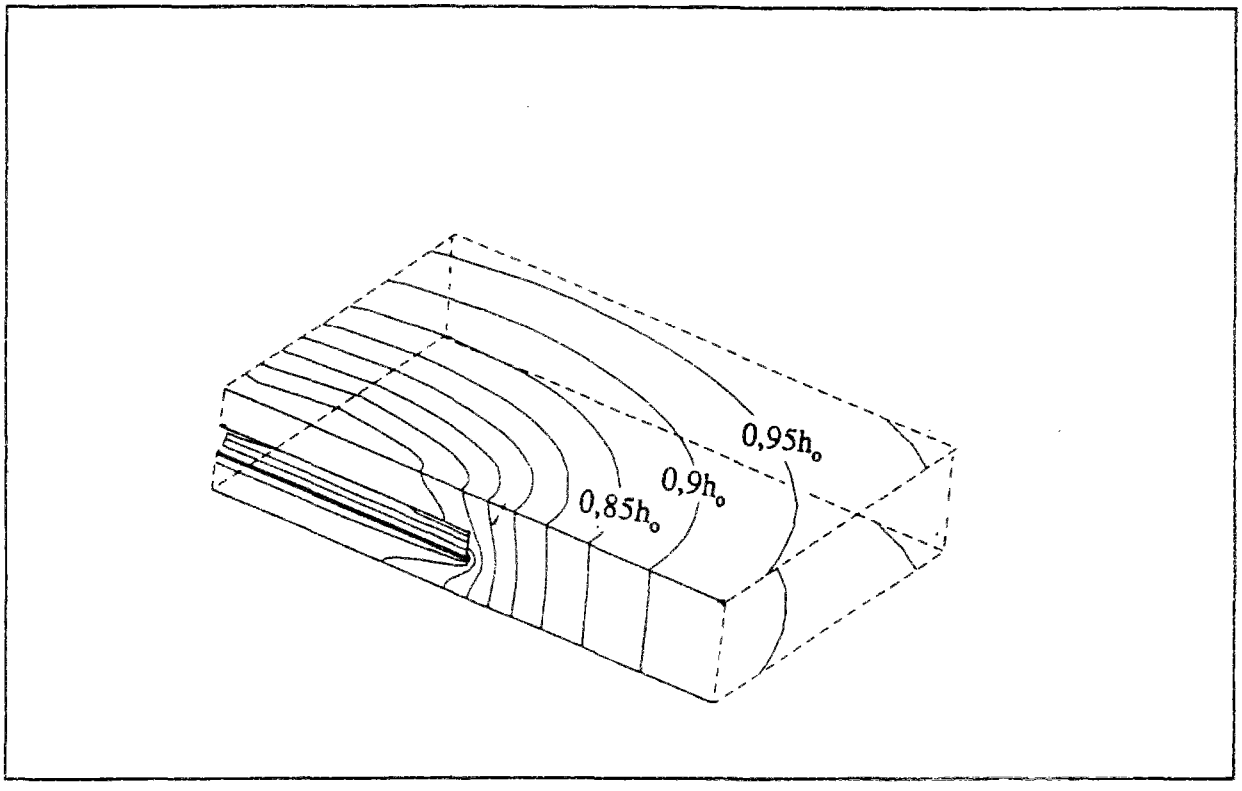


Figure II.32 : Réseau d'équipotentielles obtenu pour un tunnel à paroi perméable (extrait du modèle).

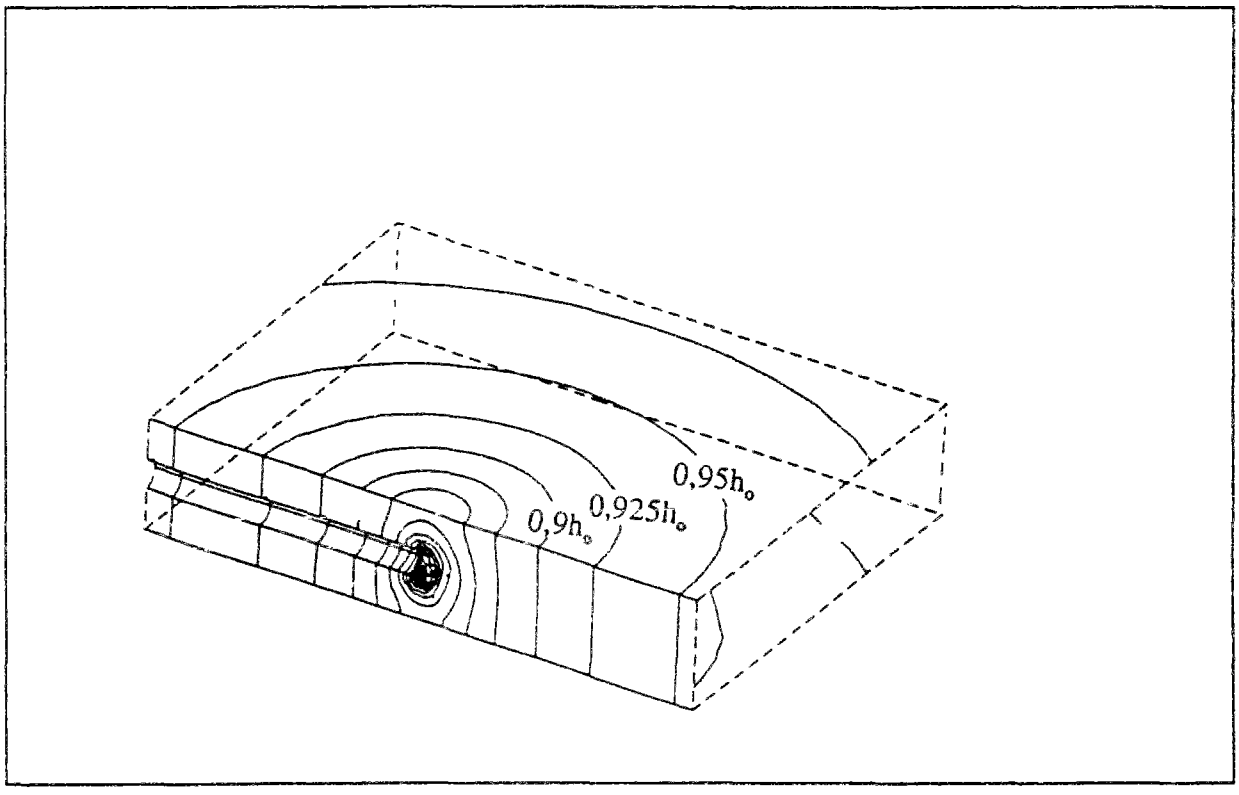


Figure II.33 : Réseau d'équipotentielles obtenu pour un tunnel à paroi imperméable (extrait du modèle).

La configuration d'un tunnel imperméable étant plus adaptée pour décrire les conditions de l'écoulement autour d'un tunnel en cours de réalisation, le revêtement étant habituellement posé immédiatement après le creusement en présence d'eau. Cette configuration a été reprise pour comparer le réseau d'écoulement dans le cas d'une nappe en charge avec celui d'une nappe à surface libre. Les réseaux d'écoulements obtenus dans le plan longitudinal parallèle à l'axe du tunnel sont présentés sur les figures II.34 et II.35.

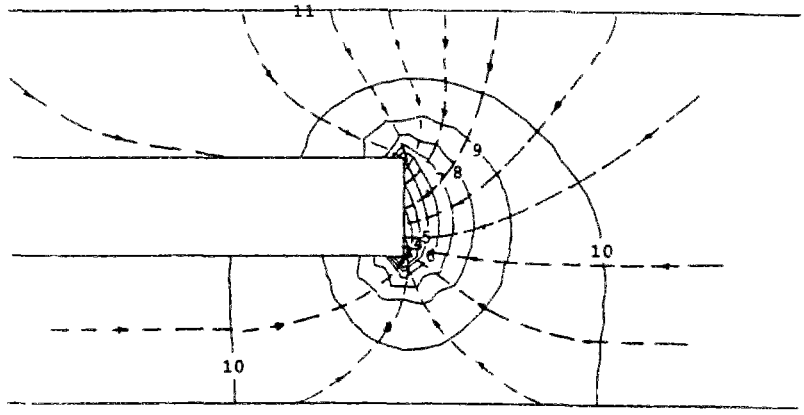
Les isovaleurs des gradients hydrauliques au front de taille sont données sur les figures II.36 et II.37, dans le cas d'une nappe en charge et dans celui d'une nappe à surface libre, respectivement. Ces gradients atteignent des valeurs maximales de l'ordre de 4,76 pour une nappe à surface libre et 5,66 pour une nappe en charge.

Une troisième comparaison peut être réalisée entre l'écoulement tridimensionnel vers le front de taille dans le cas d'un massif isotrope et dans celui d'un massif anisotrope. Dans ce dernier cas, on a considéré un rapport d'anisotropie égal à 4 entre les coefficients de perméabilité horizontal et vertical. Les équipotentielles obtenues, dans ces conditions, sont plus étendues dans le massif situé à l'avant du front de taille et plus concentrées latéralement (figure II.38). Les gradients au front sont moins importants que ceux obtenus dans le cas d'un massif isotrope (figure II.39) à l'exception d'une zone réduite en radier, qui est soumise à des gradients hydrauliques plus élevés.

II.4.8 Apport du calcul tridimensionnel par rapport au calcul plan

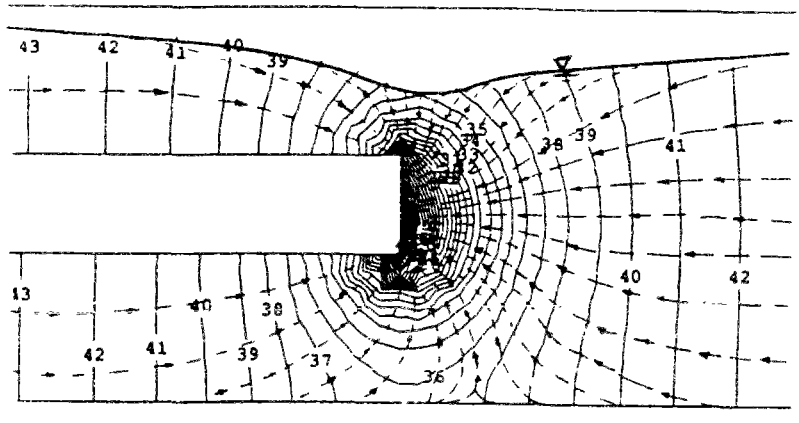
Pour modéliser les écoulements vers un tunnel en construction, l'analyse tridimensionnelle présente un intérêt certain par rapport aux calculs en conditions bidimensionnelles. L'apport de la modélisation tridimensionnelle a pu être mise en évidence en comparant les résultats obtenus à ceux que l'on peut déduire des résultats de calculs bidimensionnels. Ces calculs ont concerné aussi bien le cas d'un tunnel perméable que celui d'un tunnel imperméable (Atwa et Leca, 1992).

Les différences obtenues dans le cas d'un tunnel imperméable sont plus remarquables. Le calcul plan considéré (figures II.40 et II.41) constitue l'approche la plus naturelle pour évaluer la réponse hydraulique au front de taille d'un tunnel lorsqu'on est limité à des moyens de calcul bidimensionnels. Cette approche correspond, en toute rigueur, au cas d'une taille de mine, s'étendant à l'infini dans la direction perpendiculaire au plan du calcul.



1 : h=7,5m 5 : h=12,5m 9 : h=17,5m
3 : h=10m 7 : h=15m 11 : h=20m

Figure II.34 : Réseau d'équipotentielles obtenu dans le plan médian pour un tunnel à paroi imperméable dans le cas d'une nappe en charge (extrait du modèle).



1 : h=7,5m 13 : h=10,5m 25 : h=13,5m 37 : h=16,5m
7 : h=9m 19 : h=12m 31 : h=15m 43 : h=18m

Figure II.35 : Réseau d'équipotentielles obtenu dans le plan médian pour un tunnel à paroi imperméable dans le cas d'une nappe à surface libre (extrait du modèle).

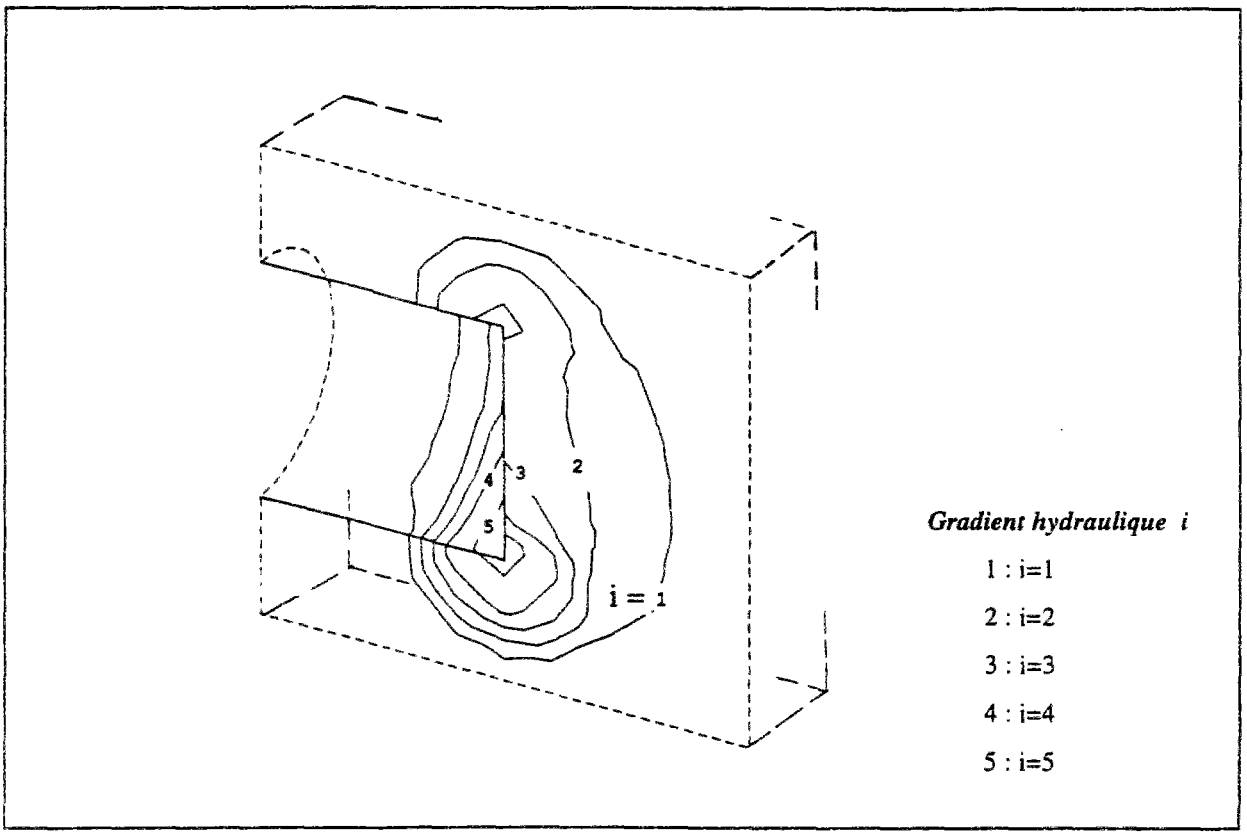


Figure II.36 : Isovaleurs des gradients hydrauliques obtenus pour un tunnel à paroi imperméable dans le cas d'une nappe en charge (extrait du modèle).

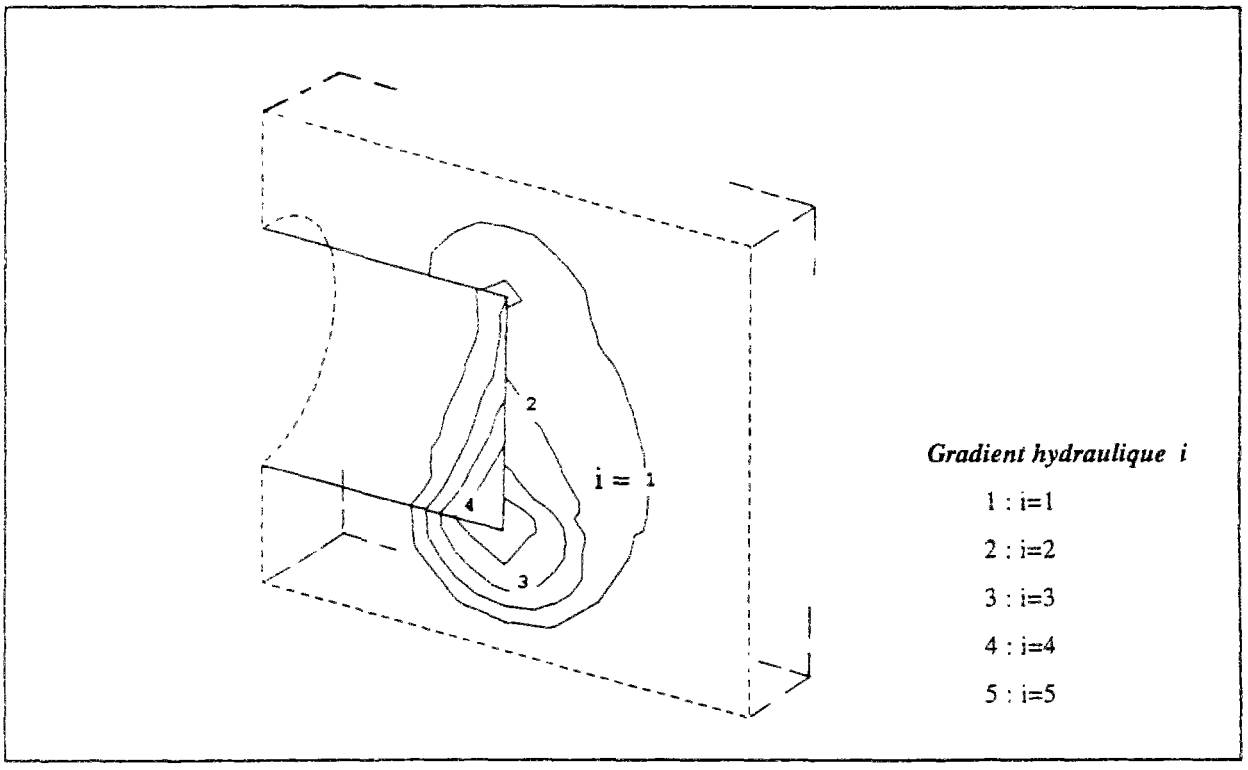


Figure II.37 : Isovaleurs des gradients hydrauliques obtenus pour un tunnel à paroi imperméable dans le cas d'une nappe à surface libre (extrait du modèle).

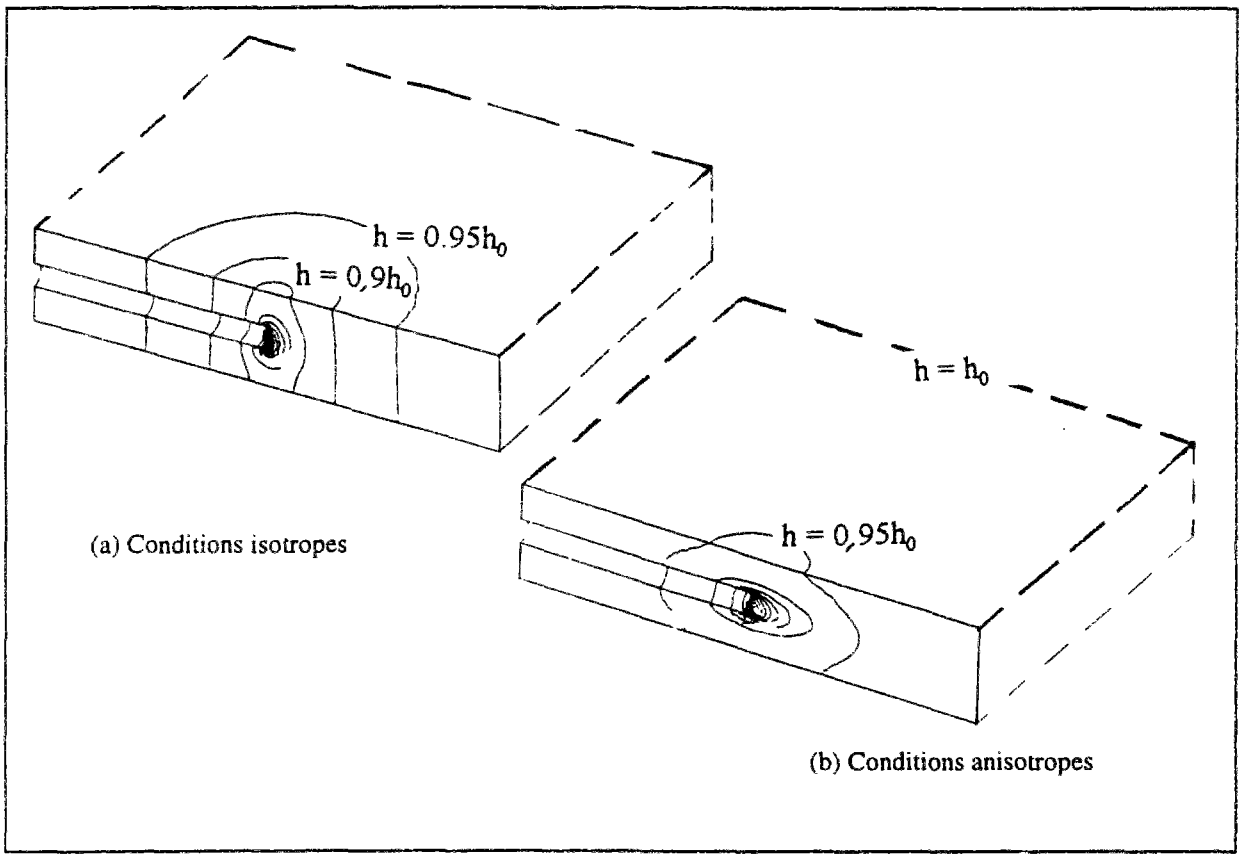


Figure II.38 : Influence de l'anisotropie sur le réseau d'équipotentielles autour du front de taille (extrait du modèle).

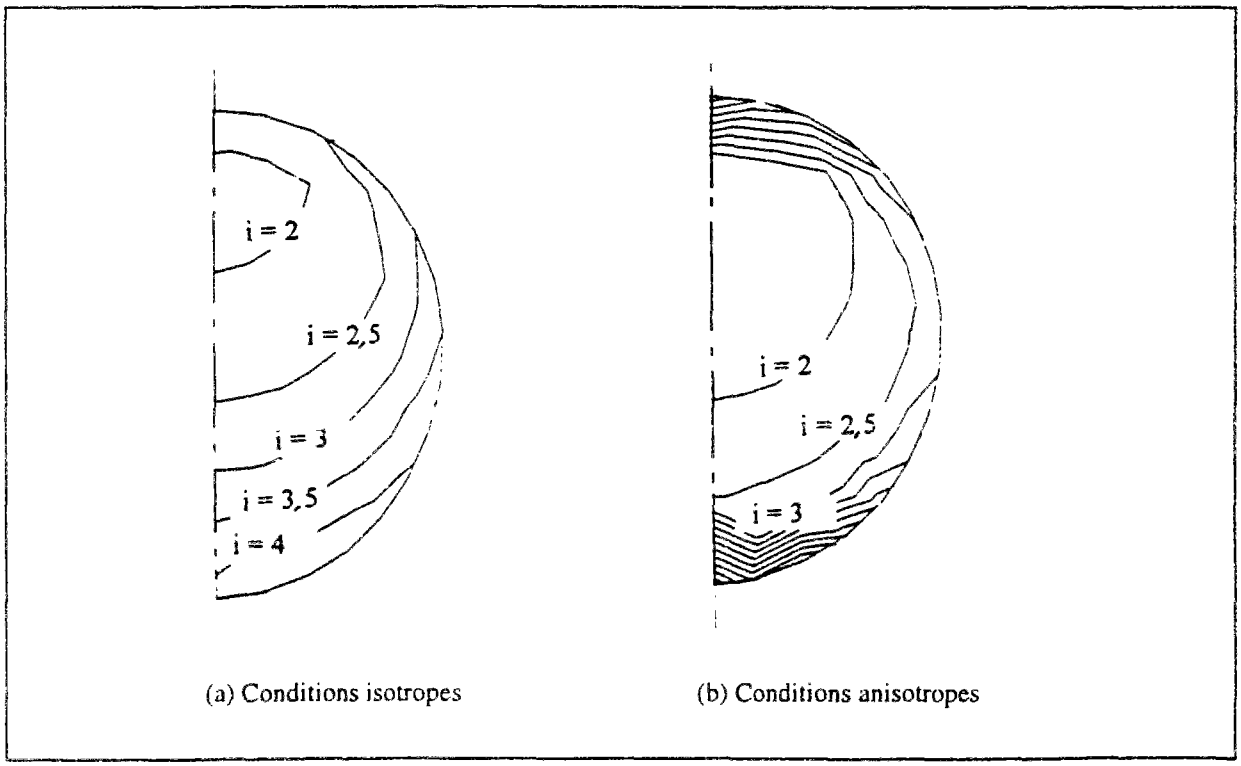


Figure II.39 : Influence de l'anisotropie sur la distribution des gradients qui se développent sur la paroi du front de taille.

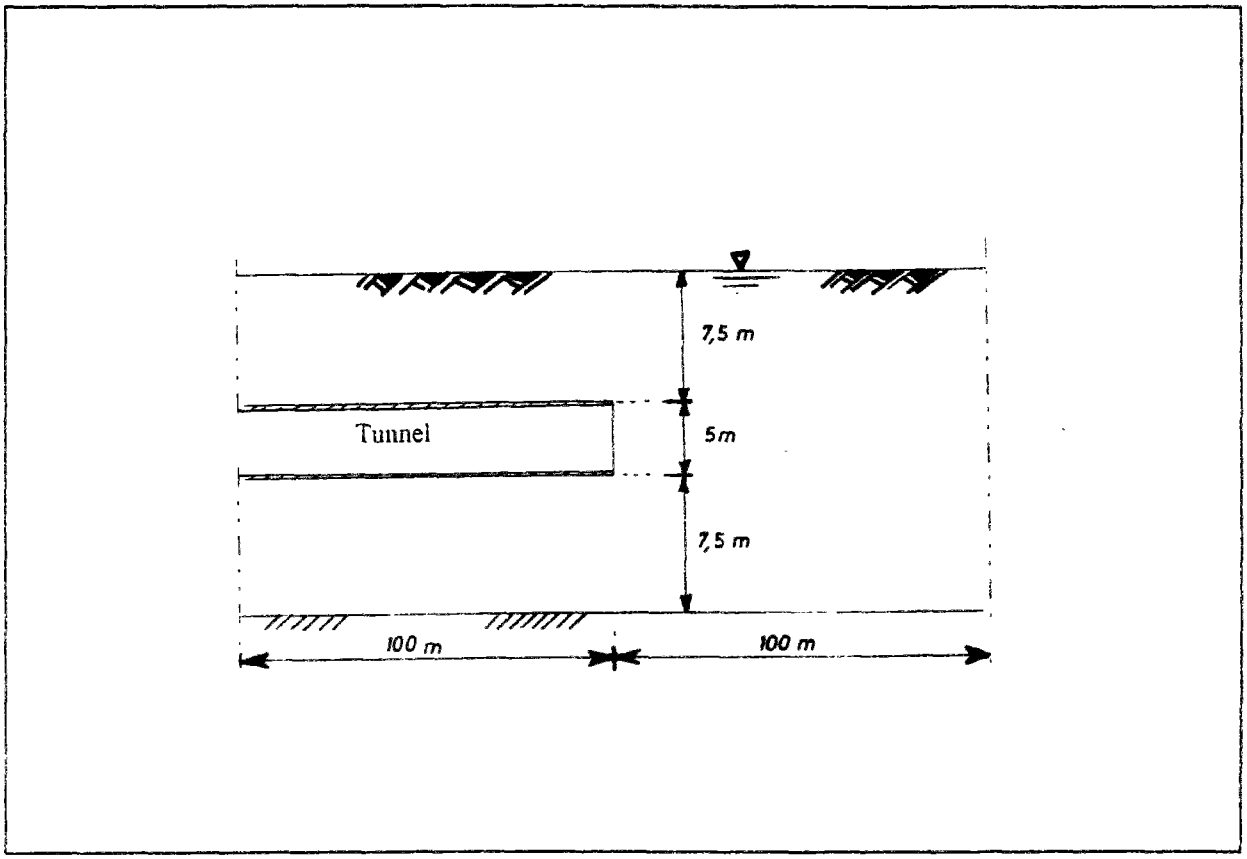


Figure II.40 : Configuration considérée dans l'analyse en coupe longitudinale.

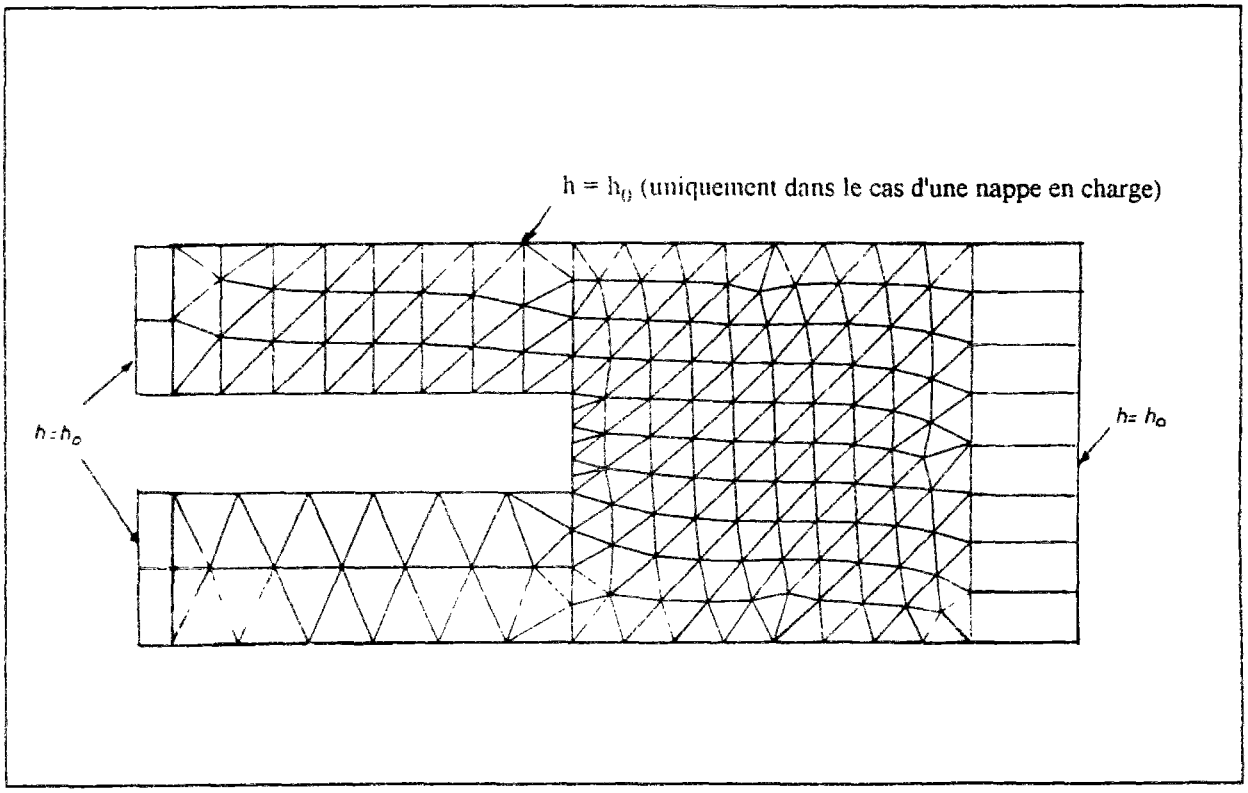


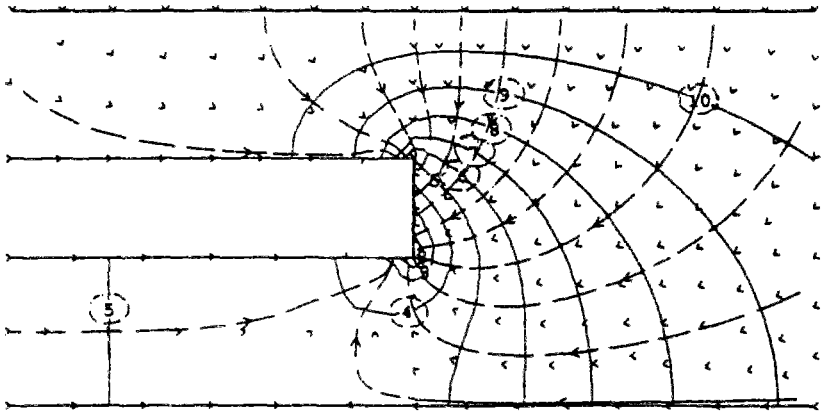
Figure II.41 : Maillage au front de taille (extrait du modèle bidimensionnel longitudinal).

Les réseaux d'équipotentielles obtenus par le calcul bidimensionnel sont représentés sur la figure II.42 pour une nappe en charge et sur la figure II.43 pour une nappe à surface libre. Ces réseaux sont à comparer à ceux représentés sur les figures II.34 et 35 relatives aux calculs tridimensionnels. On remarque que le réseau d'équipotentielles est nettement plus dense devant le front de taille dans le cas des calculs tridimensionnels (figures II.34 et II.35), ce qui fait apparaître des gradients plus élevés par rapport à ceux obtenus par le calcul bidimensionnel. On constate par ailleurs que le calcul bidimensionnel donne des valeurs beaucoup plus faibles des pressions interstitielles engendrées dans le terrain par les écoulements, notamment dans le cas d'une nappe à surface libre.

Les résultats en termes de débit, rabattement, gradient hydraulique maximal et distance d'influence du front obtenus par les calculs tridimensionnels et ceux obtenus par les calculs plans longitudinaux sont donnés dans le tableau II.7 pour le cas d'une nappe en charge et dans le tableau II.8 pour le cas d'une nappe à surface libre. La comparaison des débits dans la galerie a été effectuée en considérant, pour le calcul bidimensionnel, une tranche de tunnel de section égale à la surface du front exposée aux écoulements en conditions tridimensionnelles. Le rayon d'influence du tunnel a été arbitrairement choisi comme étant la distance à laquelle la perte de charge hydraulique est inférieure à 2,5% de la charge initiale du massif.

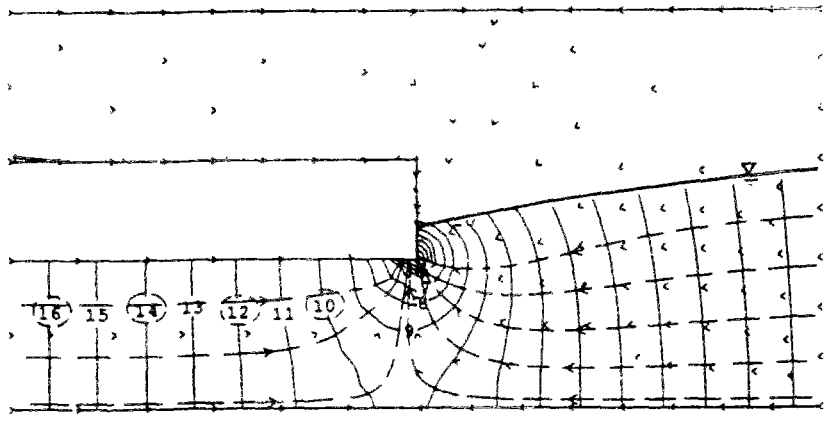
Cette comparaison met en évidence la diminution beaucoup plus forte des pressions donnée par l'approche bidimensionnelle (Δu_{max} = -110 kPa au lieu de -38 kPa en conditions tridimensionnelles). Les débits sont en revanche nettement plus faibles, ainsi que les gradients hydrauliques (dans un rapport variant de 2,5 à 3,5 selon la configuration étudiée). En particulier, dans le cas d'une nappe à surface libre, on note un rapport supérieur à 35 entre les débits donnés par le calcul tridimensionnel et le calcul plan. Cette différence est à attribuer d'une part à la convergence des écoulements vers le front de taille en conditions tridimensionnelles, et d'autre part, à une plus grande différence de charge entre le terrain et le tunnel (le niveau de la nappe à l'équilibre se situant sous la clé du tunnel dans le calcul bidimensionnel). Par ailleurs, la zone influencée par les écoulements est plus importante en conditions planes que pour le calcul tridimensionnel.

Il est, bien entendu, difficile de tirer des conclusions générales de l'examen de ce cas de calcul. Toutefois, cette étude souligne l'intérêt d'effectuer une analyse tridimensionnelle complète pour obtenir une vision satisfaisante des conditions d'écoulement autour du front de taille d'un tunnel en cours de construction.



1 : h=7,5m 5 : h=12,5m 9 : h=17,5m
3 : h=10m 7 : h=15m 11 : h=20m

Figure II.42 : Réseau d'écoulement obtenu à partir d'un calcul bidimensionnel pour un tunnel perméable dans le cas d'une nappe en charge (extrait du modèle).



1 : h=7,5m 13 : h=10,5m 25 : h=13,5m 37 : h=16,5m
7 : h=9m 19 : h=12m 31 : h=15m 43 : h=18m

Figure II.43 : Réseau d'écoulement obtenu à partir d'un calcul bidimensionnel pour un tunnel perméable dans le cas d'une nappe à surface libre (extrait du modèle).

Tableau II.7: Comparaison 3D-2D pour un tunnel imperméable et une nappe en charge.

Caractéristiques de l'écoulement	Calcul tridimensionnel	Calcul bidimensionnel (Coupe longitudinale)
Diminution maximale de la pression interstitielle	85 kPa	105 kPa
Rayon d'influence du tunnel *(à 5% de tolérance)*	-2D < X < 2D -2D < Y < 2D	- 2D < Y < 5D
Débit total dans le tunnel	19 x 10^{-4} m^3/s	2,63 x 10^{-4} m^3/s
Gradient hydraulique maximal	5,66	2,40
Limites de la zone de gradients importants *(à 5% de tolérance)*	-D < x < D -D < Y < D -D < Z < D	-D < Y < 2D -D < Z < D

(D=diamètre du tunnel)

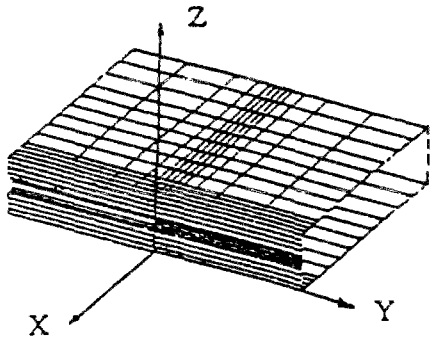


Tableau II.8- : Comparaison 3D-2D pour un tunnel imperméable et une nappe à surface libre

Caractéristiques de l'écoulement	Calcul tridimensionnel	Calcul bidimensionnel (Coupe longitudinale)
Diminution maximale de la pression interstitielle	38 kPa	111 kPa
Rayon d'influence du tunnel *(à 5% de tolérance)*	-4D < X < 4D -6D < Y < 6D	-18D < Y < 18D
Débit total dans le tunnel	15 x 10^{-4} m^3/s	0,4 x 10^{-4} m^3/s
Gradient hydraulique maximal	4.76	1.37
Limites de la zone de gradients importants *(à 5 % de tolérance)*	-D < X < D -D < Y < D -D < Z < D	-D/2 < Y < D/2 -D < Z < 0

II.5 Analyse des écoulements hydrauliques autour d'un tunnel en régime transitoire

II.5.1 Evolution dans le temps du régime hydraulique en conditions bidimensionnelles

Les observations de chantiers présentés dans le premier chapitre ont montré que l'écoulement autour d'un tunnel est en général caractérisé par une évolution du régime hydraulique dans le temps. A court et moyen terme, l'écoulement autour de l'ouvrage doit être analysé en régime transitoire.

L'analyse des écoulements en régime transitoire est notamment importante parce que la principale part de la perturbation hydraulique se développe principalement à court terme pendant la construction de l'ouvrage. La pose d'un revêtement relativement imperméable avec l'avancement du front et l'achèvement de la construction du tunnel permettent au massif de rétablir son régime hydraulique initial ou d'atteindre un nouvel état d'équilibre, qui répond aux nouvelles conditions du site et/ou à des éventuels suintements d'eau sur la paroi de l'ouvrage (revêtement de perméabilité trop proche de la perméabilité du massif avoisinant).

Les calculs transitoires présentés dans cette partie de notre travail considèrent le cas d'un tunnel construit dans un massif comportant une nappe à surface libre et dans une configuration similaire à celle précédemment traitée en régime permanent, la source d'alimentation latérale étant supposée située à 100m du tunnel.

En régime transitoire, le coefficient de perméabilité du sol détermine l'échelle de temps sur laquelle évoluent les phénomènes hydrauliques. Cette évolution est, par ailleurs, entièrement régie par le coefficient d'emmagasinement du sol, qui représente la capacité du sol à emmagasiner ou à libérer l'eau qu'il contient. Dans le cas d'un massif incompressible, indéformable et continuellement saturé, ce coefficient dépend de la compressibilité du fluide interstitiel induite par les variations de pressions qu'il subit. Pour un écoulement avec surface libre, l'emmagasinement est régi non seulement par le coefficient d'emmagasinement du sol mais aussi par l'évolution du niveau piézométrique de la nappe ; cette évolution est caractérisée par la courbe de désaturation du sol $\theta(u_w)$ en fonction de la pression interstitielle u_w.

La compréhension de ces principes permet d'appréhender la spécificité des résultats de calculs présentés dans cette section, l'échelle de temps étant directement liée au coefficient de perméabilité du sol et l'évolution des phénomènes hydrauliques au rapport entre l'emmagasinement et la perméabilité du sol. Ces calculs ont été effectués en considérant un coefficient de perméabilité du massif égal à 10^{-7} m/s et un coefficient d'emmagasinement égal à 10^{-5}, l'évolution de la surface libre étant régie par les fonctions k_r et θ définies sur la figure II.44.

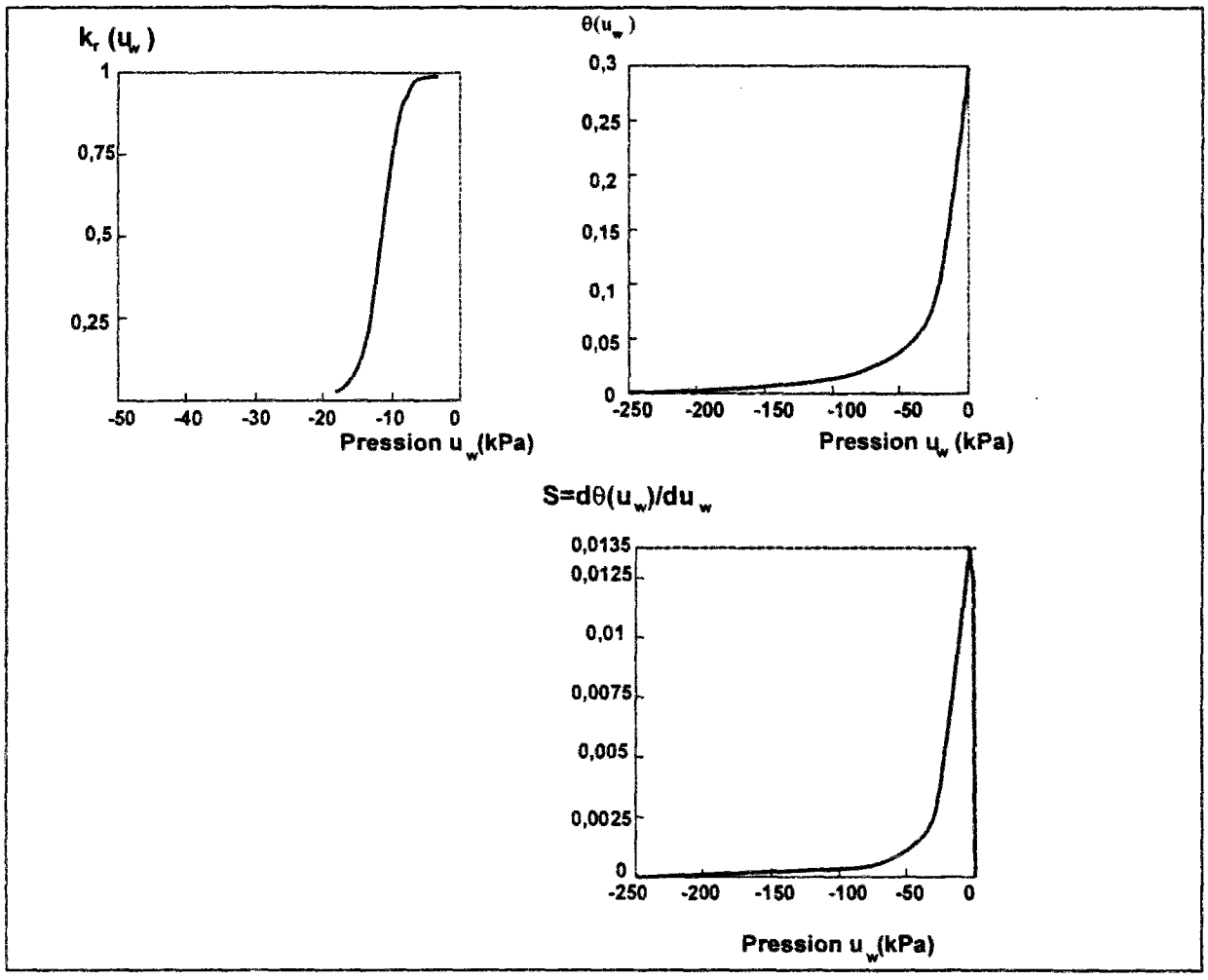


Figure II.44 : Variations de la perméabilité relative k_r, de la teneur en eau θ et du coefficient d'emmagasinement S en fonction de la pression interstitielle u_w considérées dans le calcul .

Les figure II.45a et II.45b montrent l'évolution dans le temps de la distribution des charges hydrauliques (lignes équipotentielles) dans le terrain au voisinage du tunnel : la figure II.45a illustre l'évolution des charges hydrauliques à court terme, immédiatement après le creusement de l'ouvrage ; la figure II.45b montre l'évolution à moyen terme où l'on observe le rabattement progressif du niveau piézométrique de la nappe jusqu'à stabilisation définitive des phénomènes lorsque le régime permanent est atteint.

On remarque que la perturbation hydraulique (la perte de charge et donc la diminution de pressions) se développent, dans un premier temps, radialement autour de l'ouvrage. Cette perturbation s'amplifie dans le temps et s'étend progressivement dans le massif, induisant un rabattement progressif du niveau piézométrique.

La modification des pressions interstitielles dans le temps est donnée sur la figure II.46, qui décrit la variation des pressions selon une coupe verticale située à 10m de l'axe du tunnel. Les pressions se dissipent beaucoup moins rapidement dans les couches superficielles qu'en

Sur la paroi du tunnel, les gradients hydrauliques (figure II.48) diminuent progressivement jusqu'à ce qu'un régime d'équilibre soit atteint ; ce résultat est en accord avec la diminution, observée sur de nombreux chantiers, du débit entrant dans le tunnel avec le temps.

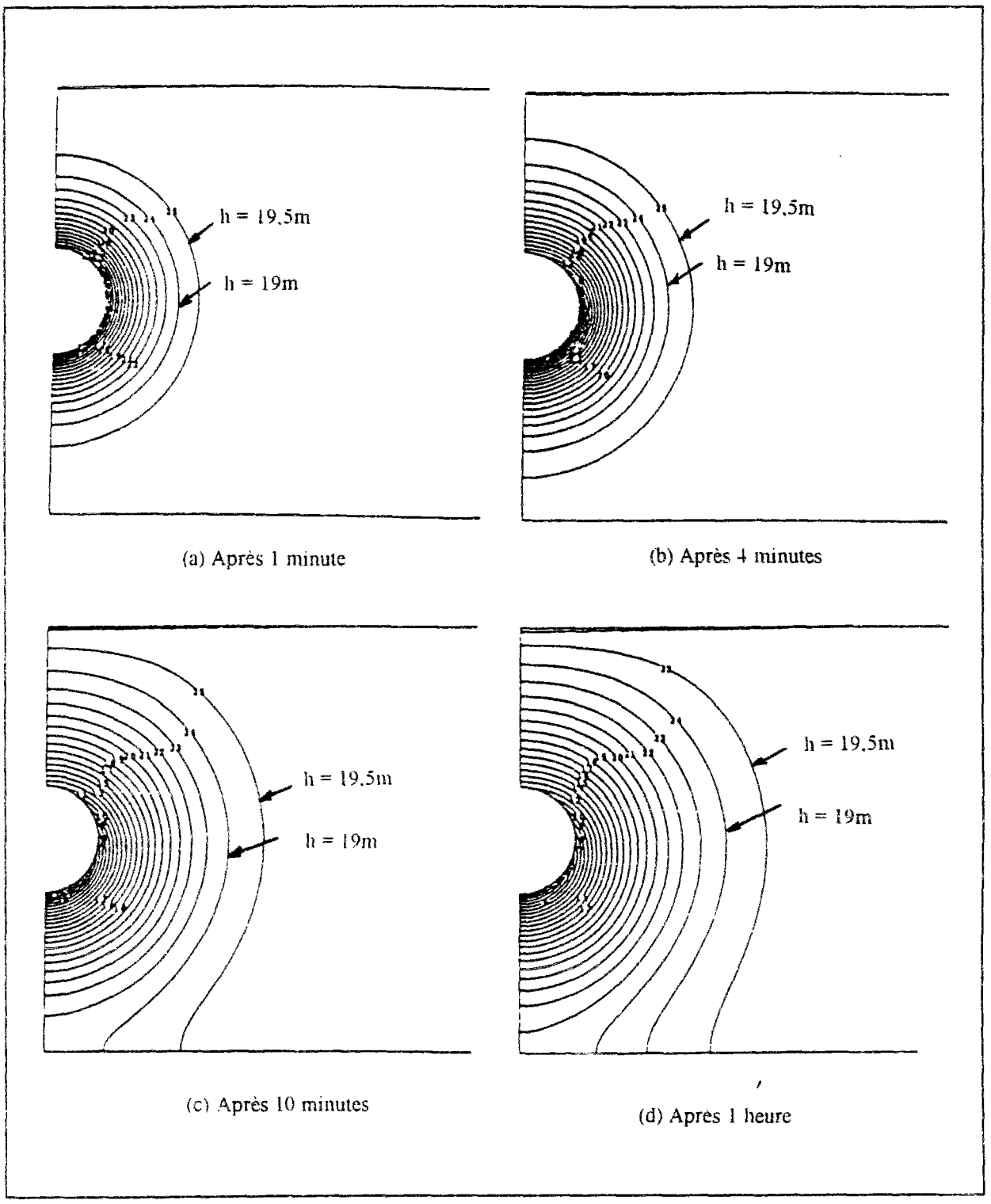


Figure II.45a : Evolution à court terme du réseau d'équipotentielles autour d'un tunnel perméable (extrait du modèle).

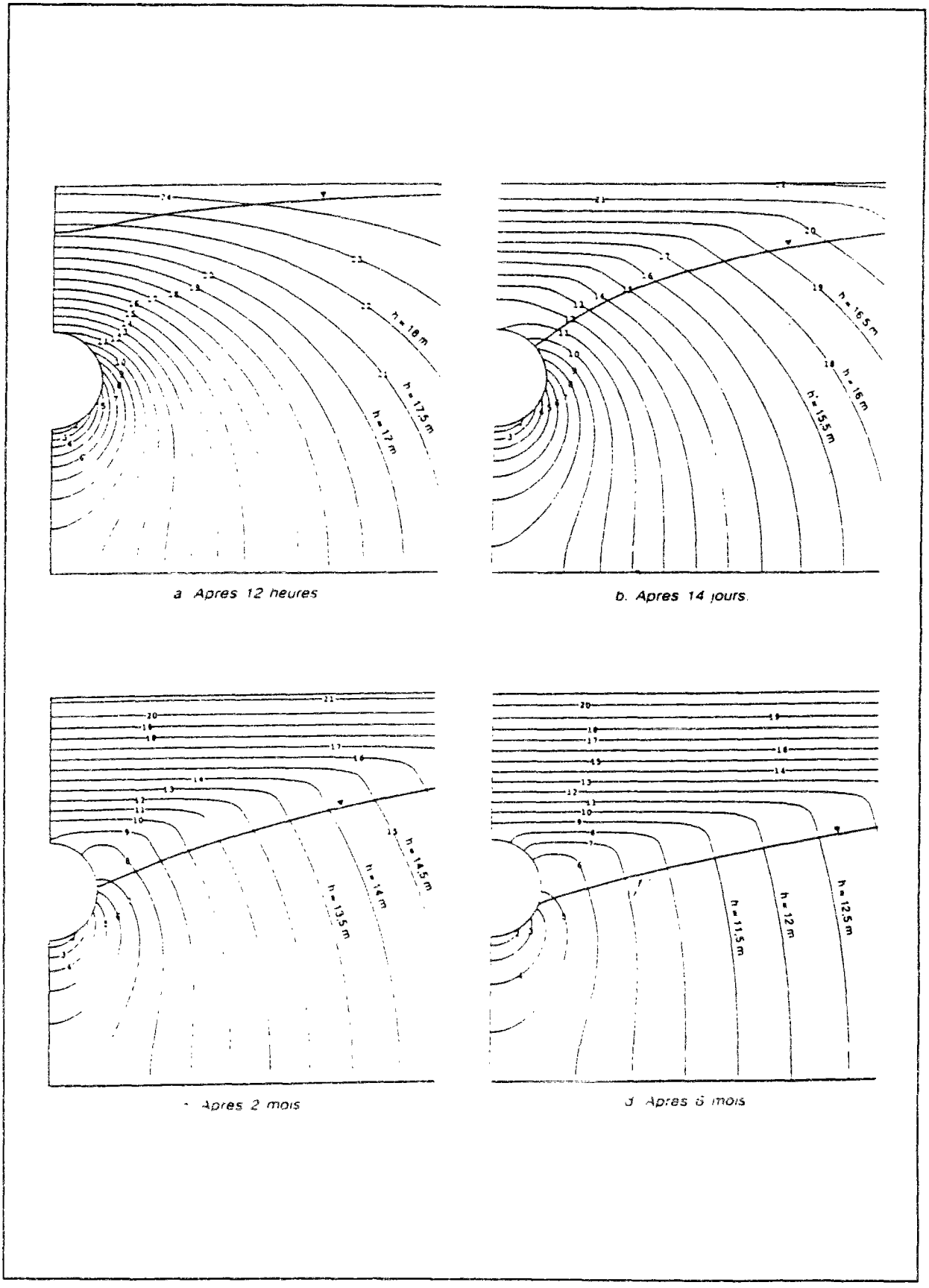


Figure II.45b : Evolution à long terme du réseau d'équipotentielles autour d'un tunnel perméable (extrait du modèle).

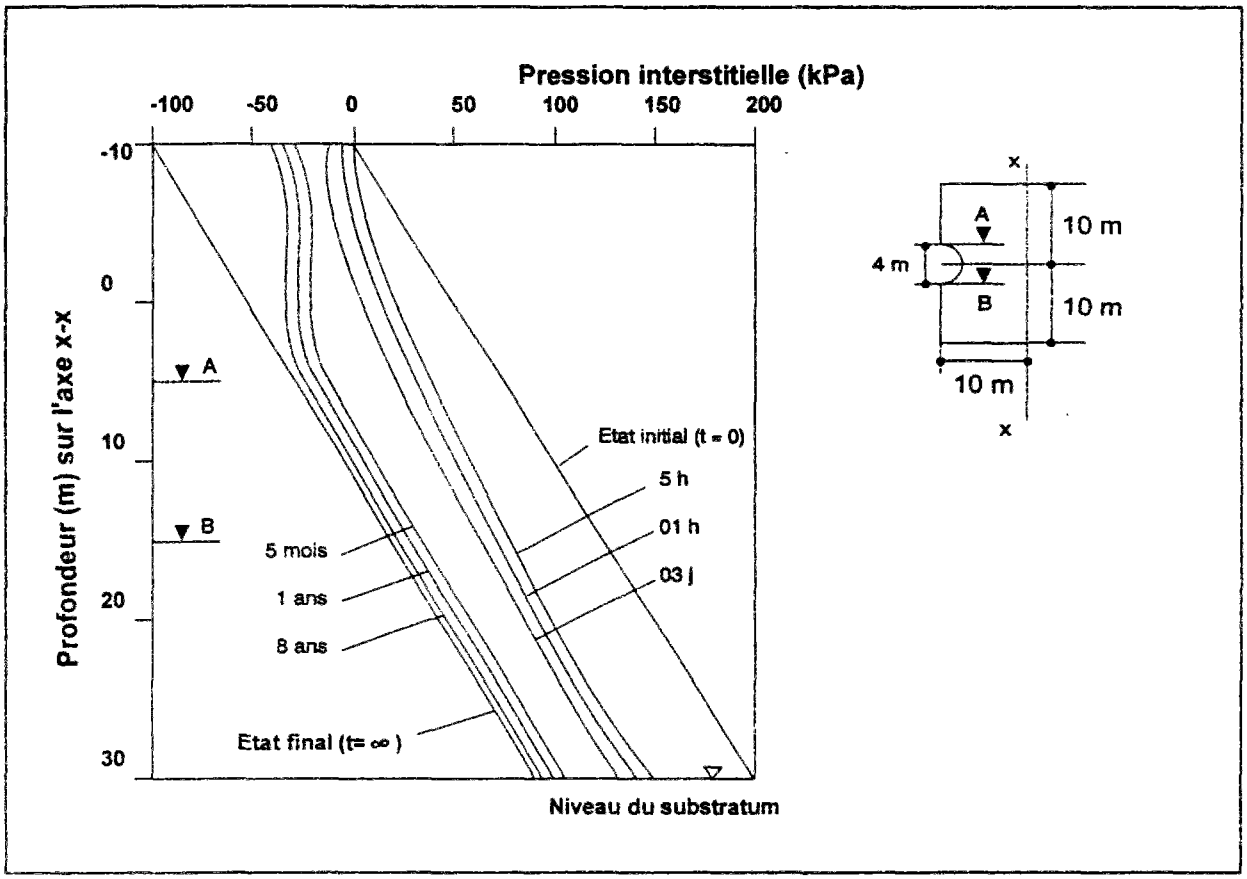


Figure II.46 : Variation dans le temps des pressions interstitielles sur une ligne verticale à 10 m de l'axe du tunnel.

II.5.2 Comparaison des résultats numériques à ceux donnés par les méthodes approchées

Les résultats obtenus en termes de débit et de rabattement à l'aide du code CESAR-LCPC peuvent être comparés avec ceux estimés à partir des méthodes issues de la littérature. Ces comparaisons sont présentées sur les figures II.49 et II.50.

La comparaison des résultats fait, cette fois, apparaître une plus grande divergence des résultats. Ces différences peuvent toutefois être attribuées à l'interférence d'un nombre plus important de paramètres régissant les phénomènes transitoires, ceux-ci étant traités différemment d'une méthode à une autre. Par exemple, on remarque qu'à long terme et malgré une surface libre moins élevée, le débit donné par CESAR-LCPC est supérieur à celui donné par les autres méthodes. Ceci vient sans doute du fait que le calcul NSAT prend en compte l'écoulement dans la partie non-saturée, celui-ci tendant à réalimenter la nappe. Cette réalimentation est négligée dans les autres méthodes, qui assimilent la surface libre à une limite imperméable. D'autre part, les temps de stabilisation diffèrent sensiblement d'une méthode à l'autre et la relation entre les débits et le rabattement de la nappe n'est pas constante d'un modèle à l'autre.

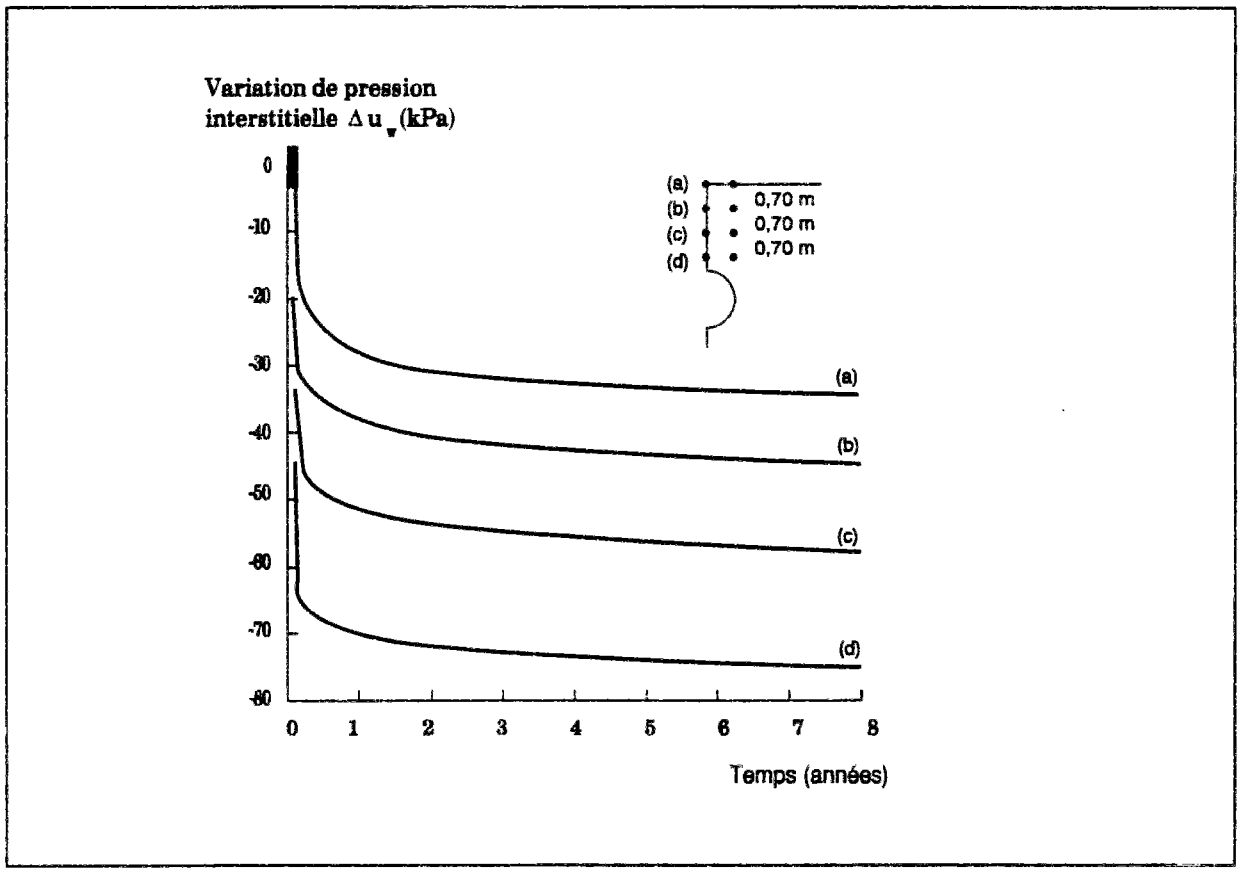


Figure II.47 : Evolution de la pression interstitielle en différents points sur l'axe vertical du tunnel.

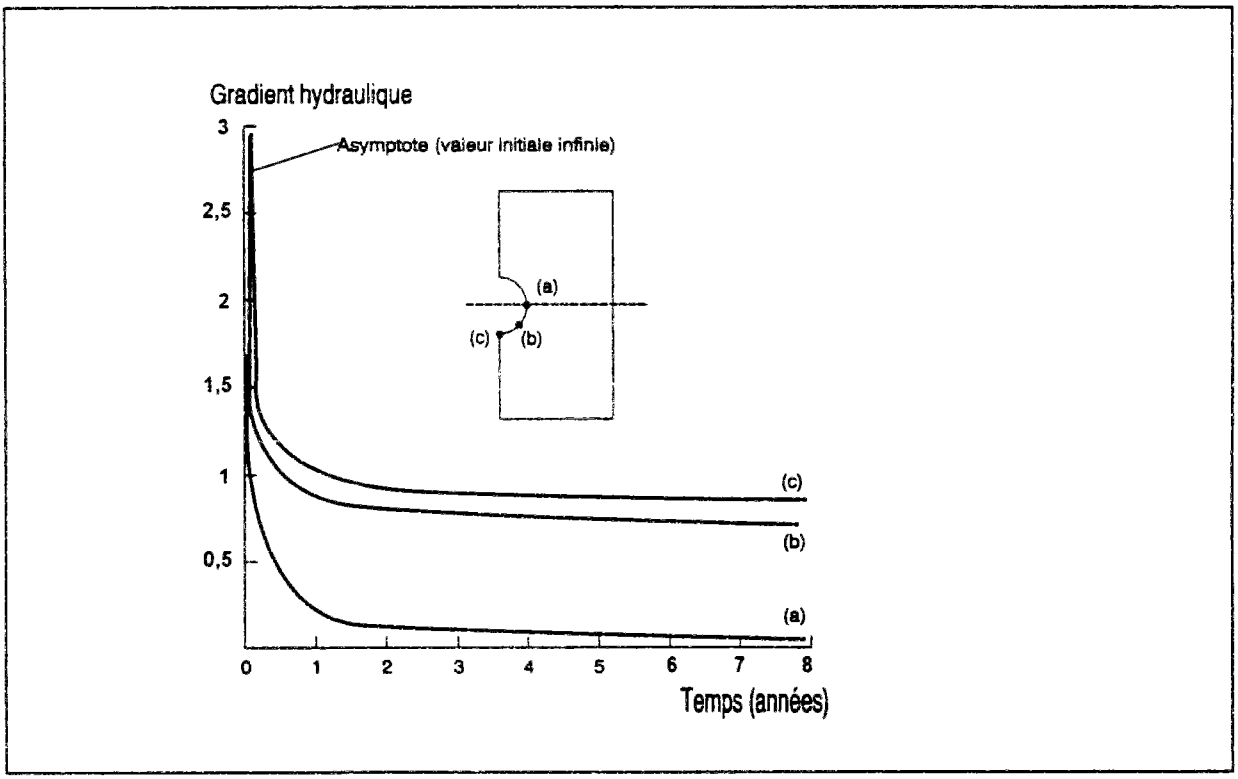


Figure II.48 : Evolution des gradients hydrauliques en différents points sur la paroi du tunnel.

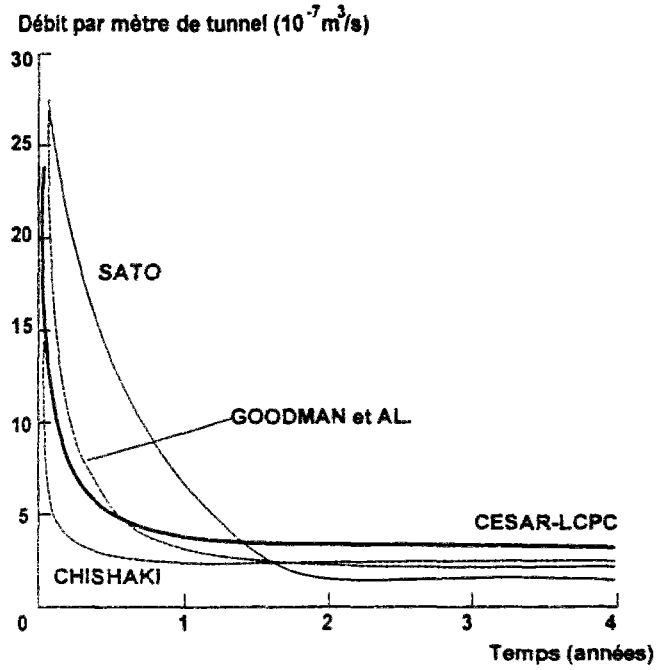


Figure II.49 : Comparaison des résultats obtenus à ceux des méthodes approchées pour la variation du débit dans le temps.

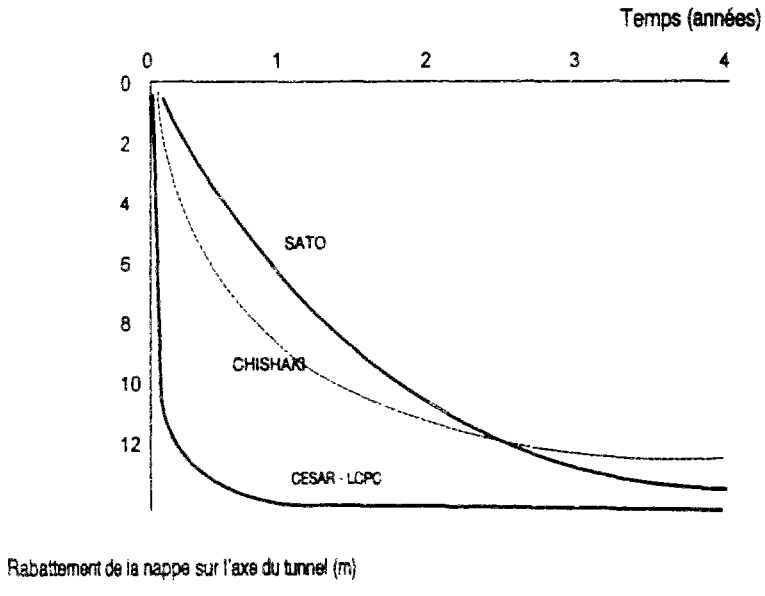


Figure II.50 : Comparaison des résultats obtenus à ceux des méthodes approchées pour la variation du niveau piézométrique dans le temps.

II.5.3 Rôle de l'anisotropie et de l'hétérogénéité du terrain

Pour étudier le rôle de l'anisotropie et de l'hétérogénéité du terrain sur l'évolution hydraulique autour d'un tunnel, les cas précédemment traités en régime permanent (section II.4.5) ont été repris en régime transitoire.

Le calcul en régime transitoire pour un milieu homogène anisotrope a montré que l'évolution hydraulique s'effectue à une plus grande vitesse : on atteint le régime permanent plus rapidement. Ceci est encore une fois à relier au fait qu'en milieu anisotrope, une perméabilité horizontale plus importante permet une meilleure réalimentation du massif et donc un équilibre plus rapide des phénomènes.

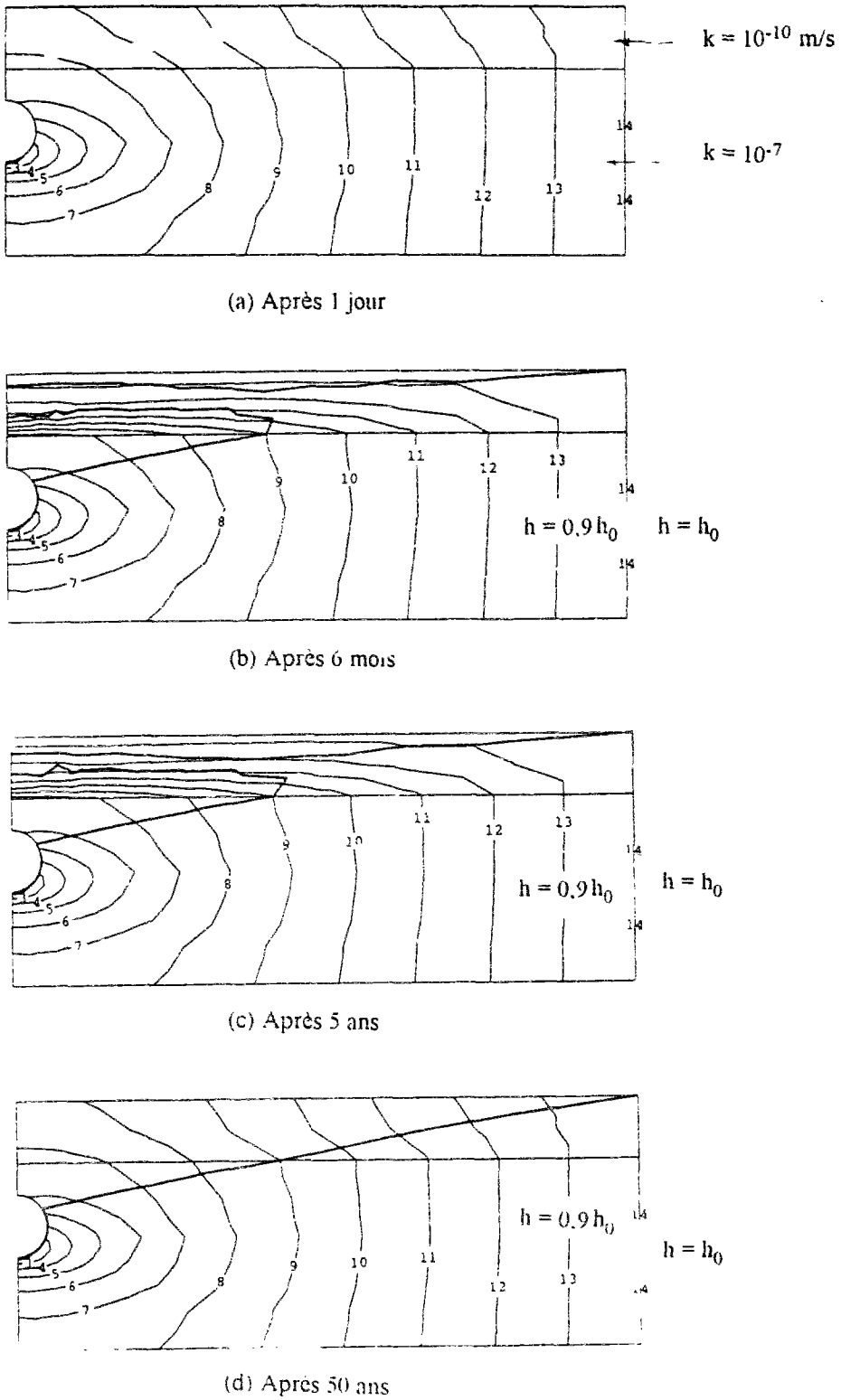
Dans le cas d'un massif bicouche, on a pu constater une faible évolution des phénomènes dans le cas où la couche dans laquelle est creusé le tunnel est surmontée par une strate plus perméable : l'évolution s'effectue sur une échelle de temps beaucoup plus réduite par rapport au cas d'un massif homogène. La concentration de la perte de charge hydraulique dans le massif le moins perméable et la faible variation du niveau piézométrique sont les principales interprétations de ce phénomène.

Toutefois, l'influence la plus importante de l'hétérogénéité sur l'évolution hydraulique a été obtenue dans le cas où la couche de surface est moins perméable, configuration pour laquelle le régime permanent ne montre qu'une faible différence par rapport à un massif homogène (section II.4.5).

La figure II.51 décrit l'évolution correspondante du régime hydraulique : on peut voir que l'écoulement s'effectue dans un premier temps dans le massif inférieur plus perméable, et que le niveau piézométrique dans cette couche évolue très vite vers un état stable réalimenté par la couche supérieure. Dans un second temps, un deuxième niveau piézométrique se développe dans la strate supérieure, évoluant sur une échelle de temps beaucoup plus importante avant de rejoindre le niveau piézométrique de l'aquifère principal, pour enfin constituer une seule surface libre correspondant au régime permanent.

Le suivi de l'évolution dans le temps montre que le régime permanent n'est obtenu qu'après une plus longue période que dans le cas d'un terrain homogène. La couche superficielle agit comme une source de réalimentation lente qui prolonge la durée des phénomènes transitoires.

Par ailleurs, l'évolution des charges hydrauliques dans le terrain (figure II.51) se traduit par des variations des pressions interstitielles autour du tunnel ; initialement concentrée dans la couche la plus perméable, la diminution des pressions se propage à long terme dans la totalité du massif.



(a) Après 1 jour

(b) Après 6 mois

(c) Après 5 ans

(d) Après 50 ans

Figure II.51 : Evolution du régime hydraulique de l'écoulement vers un tunnel situé dans un massif surmonté par une couche moins perméable.

II.5.4 Influence du revêtement du tunnel

L'influence du revêtement du tunnel a été analysée dans la configuration décrite dans la partie II.4.5. On a pu constater que la présence d'un revêtement a un effet réducteur sur le temps d'évolution des écoulements vers la galerie par rapport au cas d'un tunnel perméable (figures II.52 et II.53) : débits et niveau piézométrique atteignent l'état d'équilibre plus rapidement.

La figure II.54 montre l'évolution de la diminution de pressions interstitielles dans l'aquifère en différents points situés au-dessus du tunnel sur l'axe vertical de l'ouvrage, et la figure II.55 l'évolution de la pression d'eau qui s'applique sur la paroi. On remarque que les pressions hydrauliques qui se développent sur le revêtement de l'ouvrage diminuent dans le temps jusqu'à ce que le régime d'écoulement permanent s'établisse.

II.5.5 Evolution de l'écoulement vers un tunnel en conditions tridimensionnelles

Le cas d'un tunnel en cours de construction a été reconsidéré en analyse transitoire. Dans cette configuration, le modèle devrait en toute rigueur simuler l'avancement progressif du front dans le massif. Toutefois, ne s'agissant que d'une étude de niveau préliminaire, nous avons choisi de considérer, dans un premier temps, le front de taille à l'arrêt.

L'évolution, dans ce cas, du réseau d'équipotentielles dans le terrain, au voisinage du tunnel, est présentée sur la figure II.56. Elle montre que la perturbation hydraulique est concentrée à court terme dans une zone réduite autour du front de taille, zone que l'on peut définir par un rayon d'action (comme cela a été supposé précédemment).

Le rayon d'action de l'écoulement augmente progressivement dans le terrain, induisant une chute des pressions dans une zone plus importante du massif ; la figure II.58 donne l'évolution de la charge devant le front, ainsi que celle du rayon d'action de l'écoulement (caractérisé comme la distance correspondant à une diminution de charge inférieure à 2,5%).

L'analyse de l'évolution des phénomènes dans le temps a permis de mettre en évidence une stabilisation plus rapide des phénomènes (et notamment des charges hydrauliques) au voisinage du front que dans le reste du massif ; c'est au sein du modèle qu'évolue les variations les plus étendues dans le temps (figures II.56 et II.57). Ceci est confirmé par la figure II.58 qui donne l'évolution des gradients hydrauliques qui se développent à court terme au proche voisinage du front de taille ; ces gradients diminuent dans le temps avec la propagation de la perturbation dans le massif.

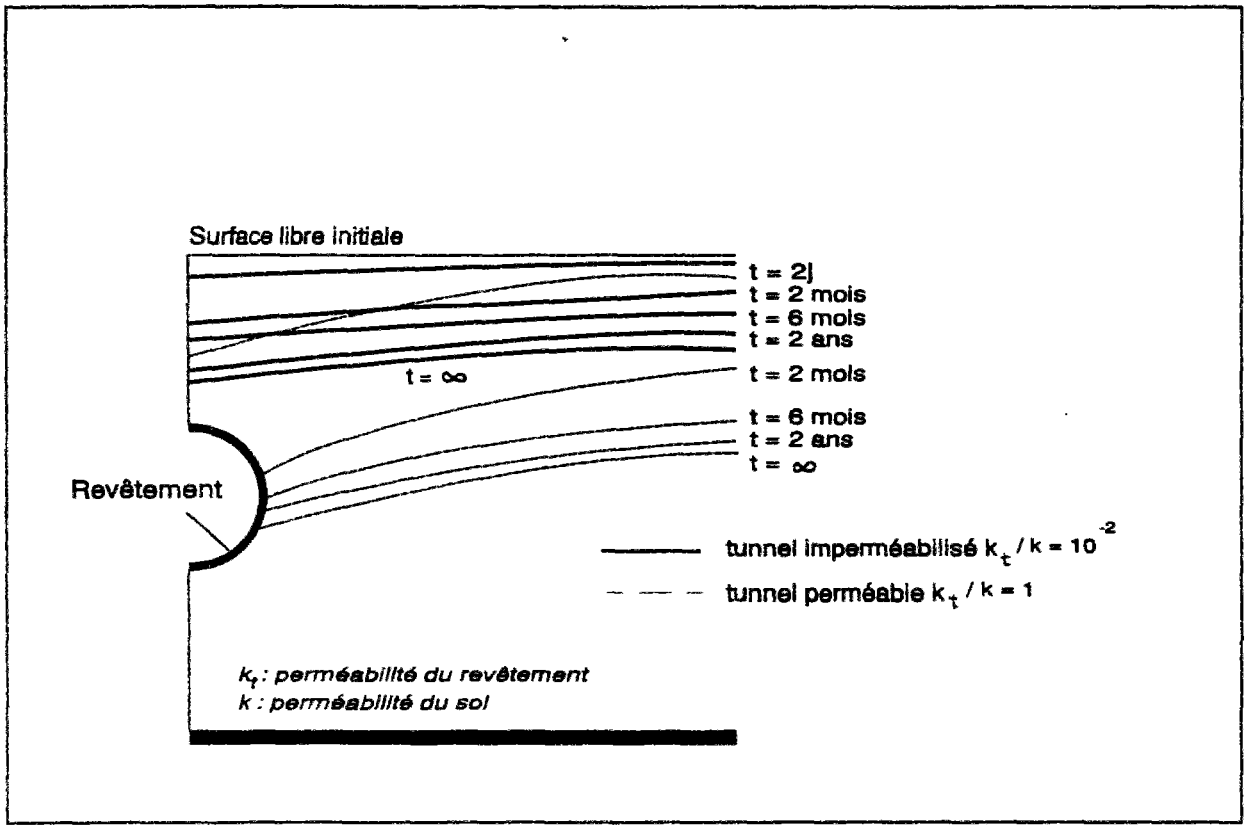


Figure II.52 : Evolution du niveau piézométrique au-dessus d'un tunnel (revêtu et non revêtu).

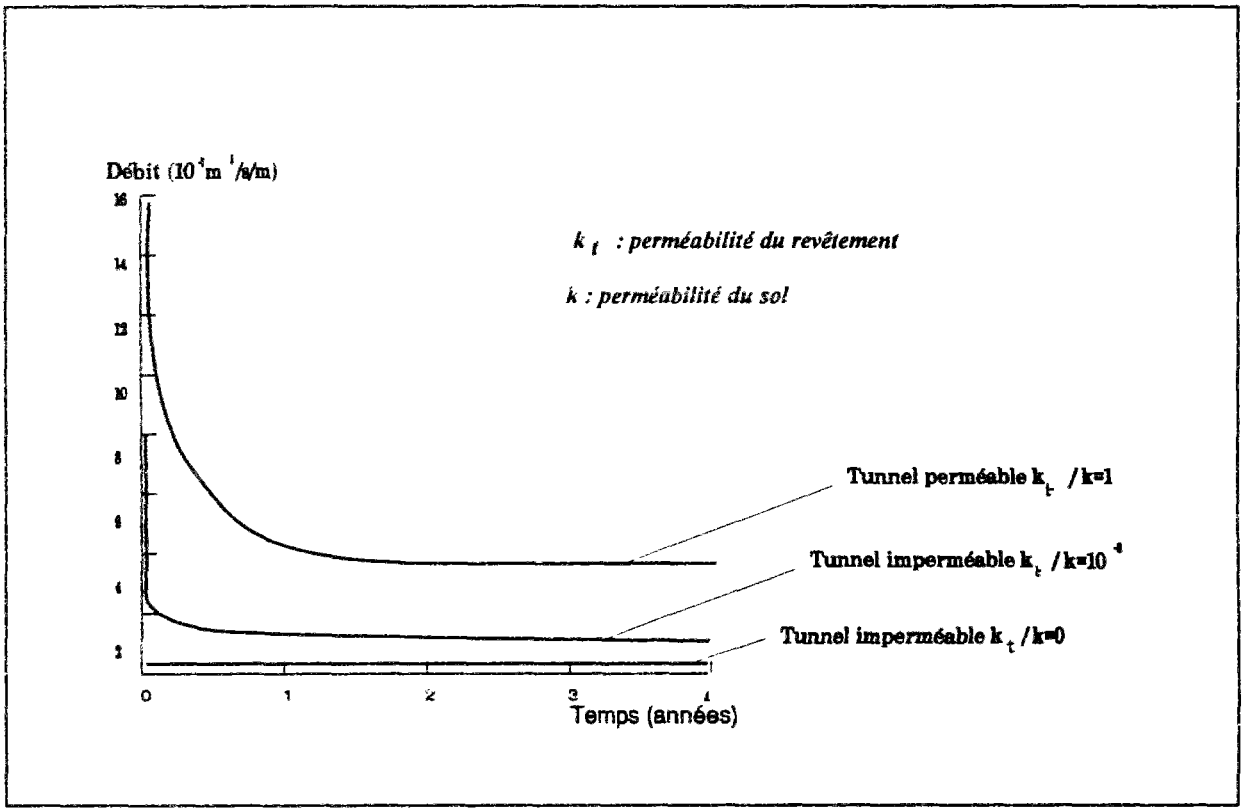


Figure II.53 : Evolution du débit entrant dans un tunnel (revêtu et non revêtu).

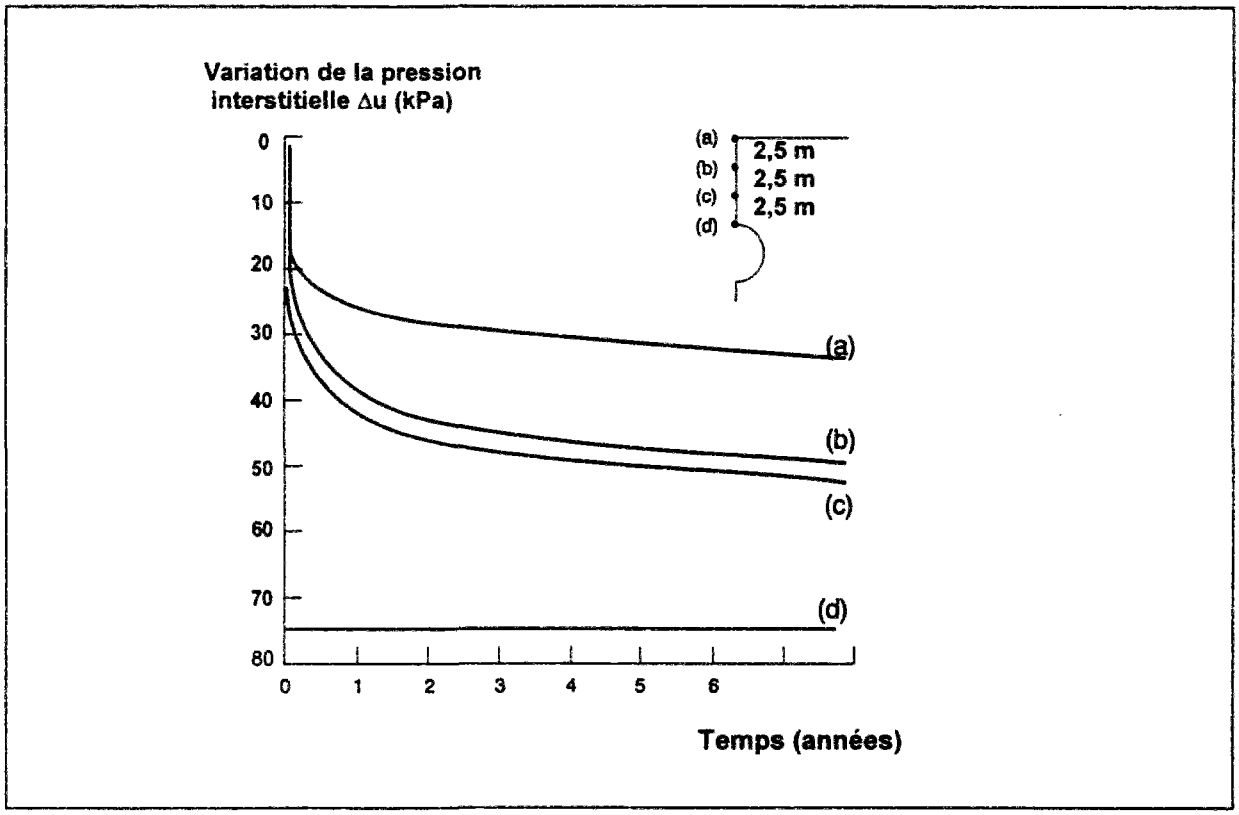


Figure II.54 : Evolution des pressions interstitielles en différents points de l'axe vertical au dessus du tunnel.

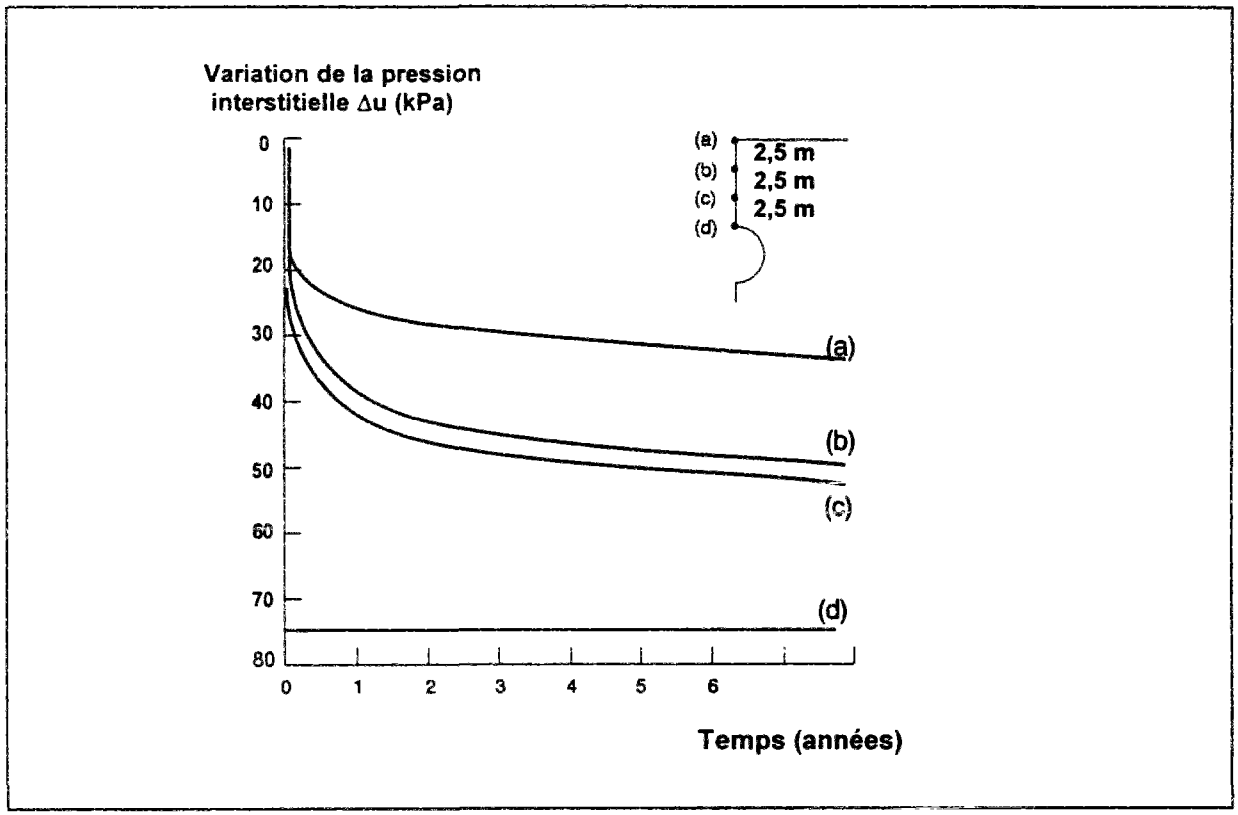


Figure II.55 : Evolution des pressions hydrauliques sur le revêtement.

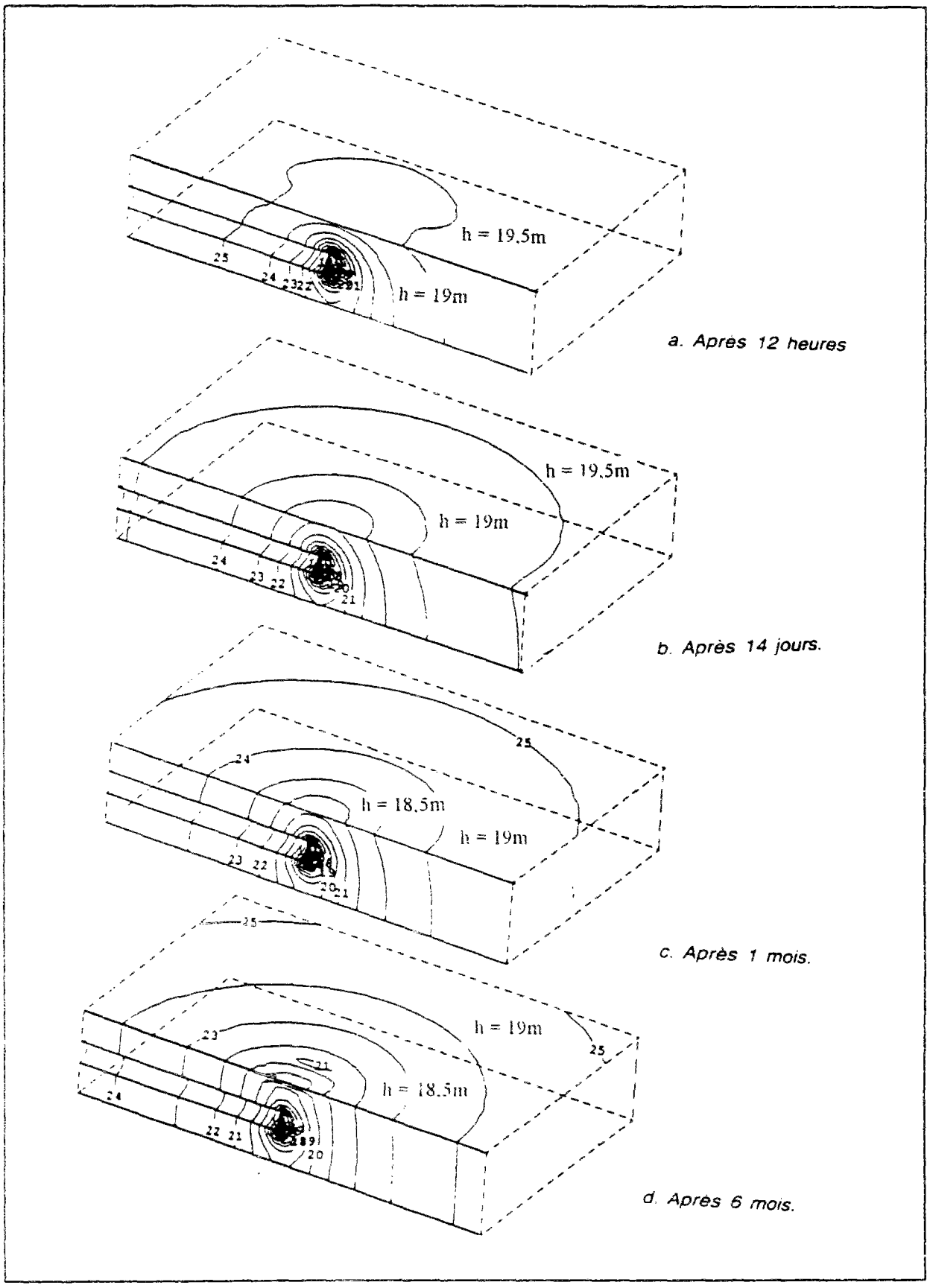


Figure II.56a : Evolution du réseau d'équipotentielles autour d'un tunnel en cours de construction (extrait du modèle).

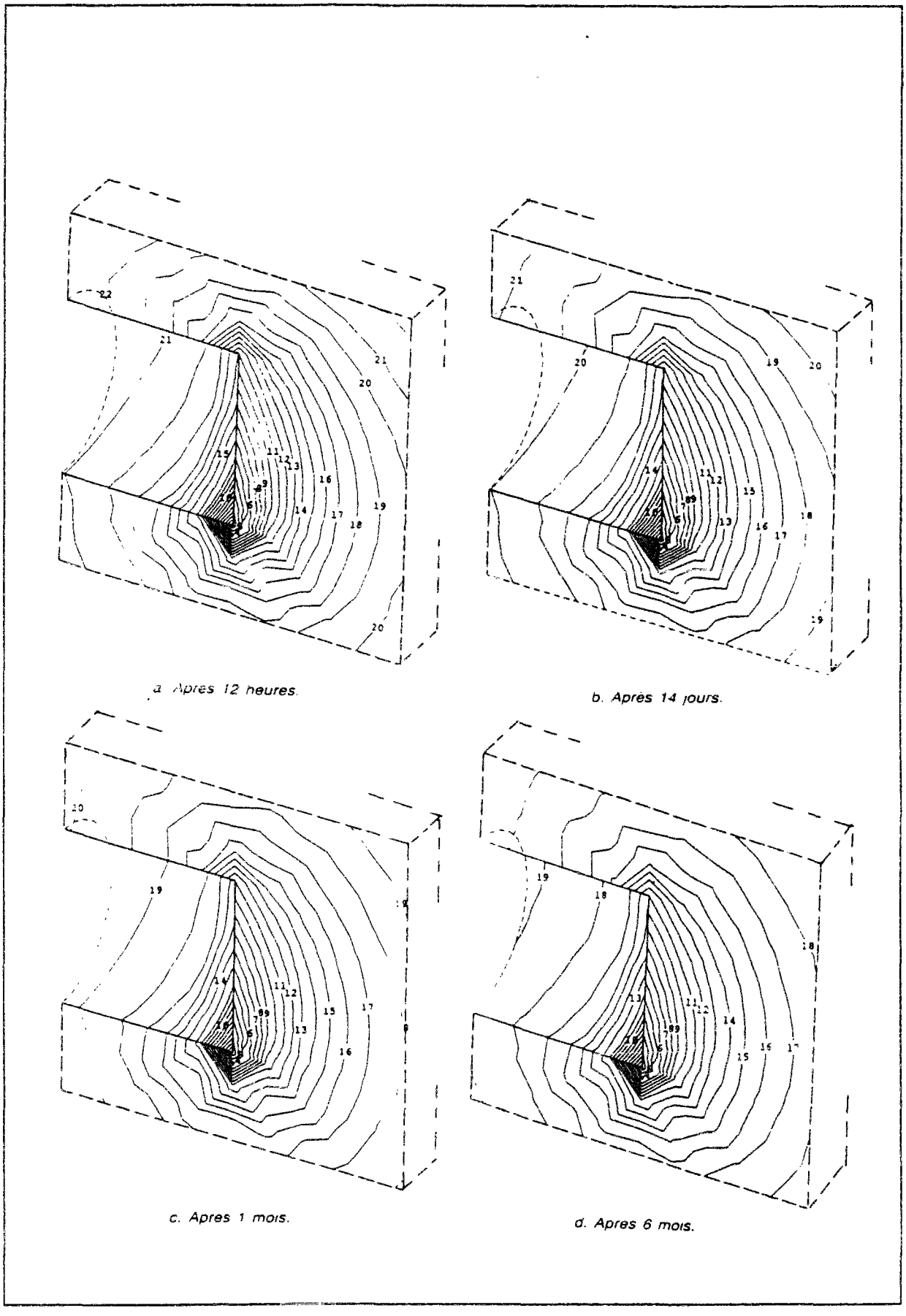


Figure II.56b : Evolution du réseau d'équipotentielles au front de taille.

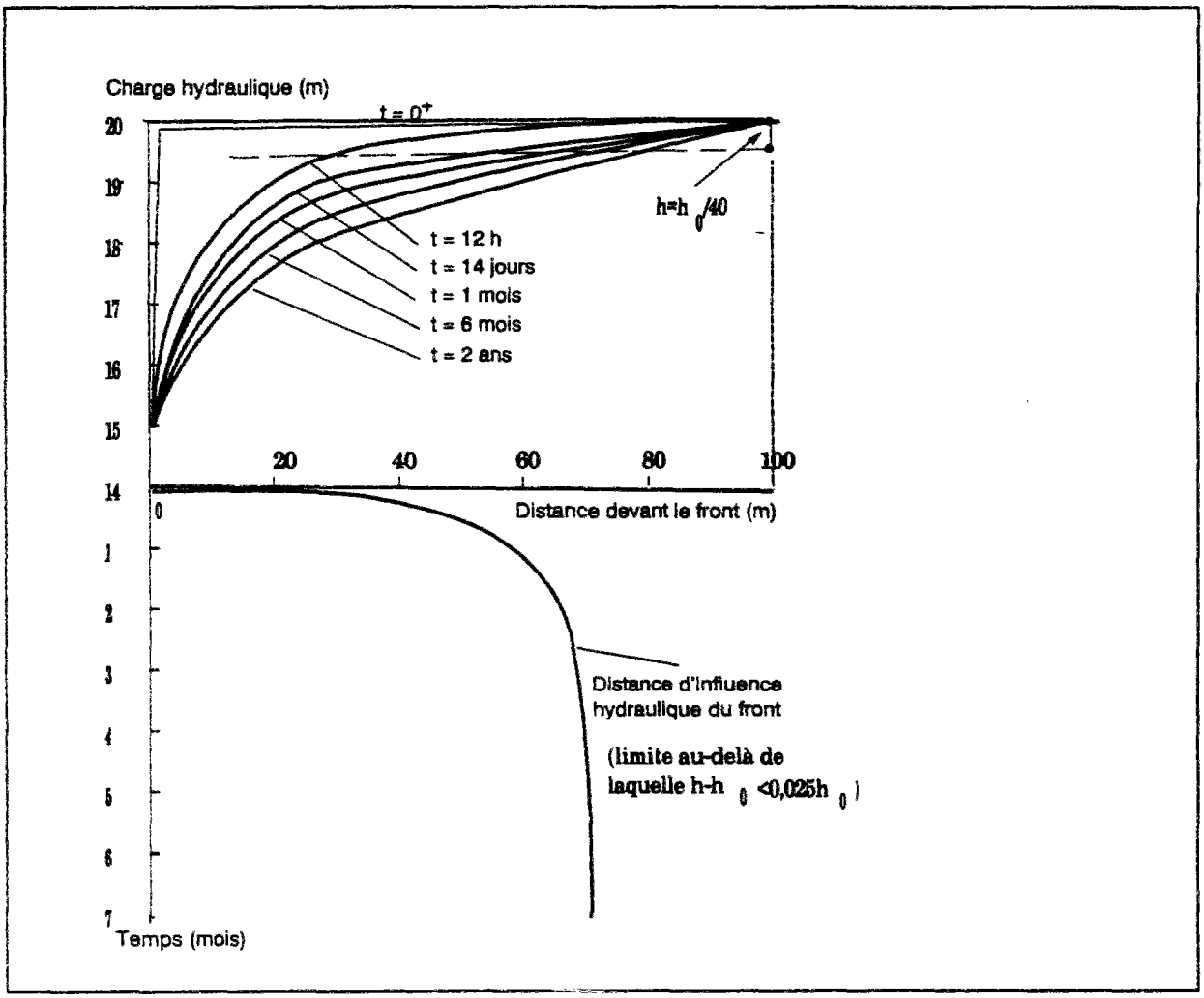


Figure II.57 : Evolution du rayon d'influence du front de taille.

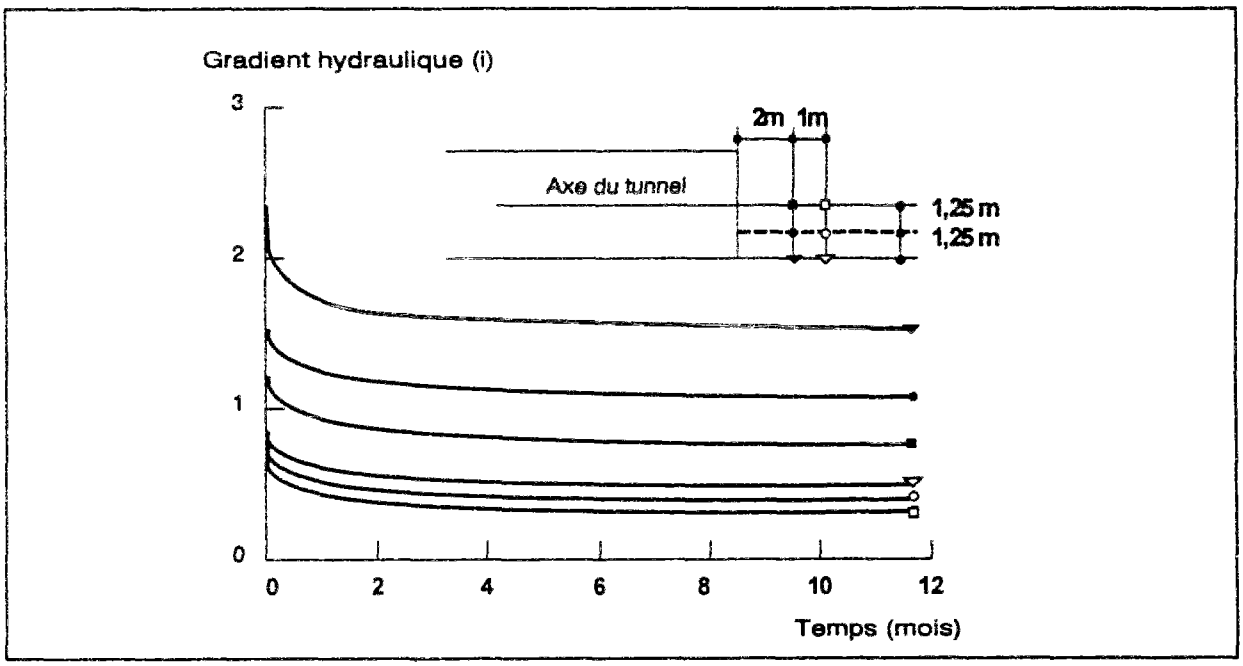


Figure II.58: Evolution des gradients hydrauliques dans la zone de stabilité critique à l'avant du front de taille.

II.6 Conclusions

L'application de la méthode des éléments finis, réalisée dans ce chapitre à l'aide du code CESAR-LCPC, a permis d'analyser, en conditions bidimensionnelles et tridimensionnelles, les caractéristiques des écoulements souterrains vers un tunnel creusé à faible profondeur.

Les calculs numériques ont donné des résultats qui concordent bien avec les observations faites sur chantiers. Ces résultats mettent en évidence la diminution des pressions interstitielles induite dans le massif, diminution accentuée dans le cas d'un rabattement de nappe ; la concentration des gradients hydrauliques est par ailleurs obtenue au front de taille en analyse tridimensionnelle (pendant la construction) et au niveau du radier en section courante de l'ouvrage, ces deux niveaux étant ceux où les ruptures avec venues d'eau sont habituellement observées sur les chantiers.

Le calcul transitoire a également donné une bonne concordance avec les observations ; on obtient une diminution dans le temps du débit convergeant vers l'ouvrage, une propagation progressive de l'impact hydraulique dans le massif accompagnée du rabattement progressif de la nappe et, enfin, des conditions de stabilité plus favorables (diminution progressive des gradients hydrauliques).

D'autre part, la comparaison des résultats numériques à ceux donnés par les méthodes de calcul proposées dans la littérature a permis d'évaluer les limites de la représentativité de ces méthodes pour le cas considéré. Malgré leurs limites, ces méthodes semblent donner une bonne estimation des débits d'eau dans l'ouvrage et de l'allure de la surface libre en régime permanent. En régime transitoire la comparaison est moins satisfaisante, sans doute à cause du plus grand nombre de paramètres qui interviennent dans l'évolution des phénomènes.

Les méthodes de Zeller (1954), Bear (1979) et Chishaki et Yang (1977) semblent être les plus adaptées à évaluer les débits d'eau entrant à long terme en section courante d'un tunnel situé dans un massif réalimenté latéralement. Ces méthodes donnent également une bonne estimation du rabattement de nappe. Dans le cas d'une nappe en charge, les méthodes dues à Rat (1973), Polubarinova-Kochina (1962) et Chishaki (1984) donnent les estimations de débits les plus proches des résultats numériques.

Le calcul par la méthode des éléments finis permet de tenir compte des conditions de drainage sur la paroi du tunnel ; les calculs réalisés ont montré le rôle important de la perméabilité relative revêtement-sol ; un rapport proche de l'unité conduit à la disparition de l'influence du revêtement sur l'écoulement, un rapport très faible conduisant aux conditions d'un tunnel imperméable (ce rapport a été d'environ 10^{-3}-10^{-4} pour l'application traitée : un

tunnel de 5m de diamètre creusé à 10m de profondeur sous une nappe réalimentée par une source située à 50m, l'épaisseur du revêtement étant de 0,4m).

Le calcul à l'aide de CESAR-LCPC a par ailleurs permis de dégager le rôle important de l'anisotropie de perméabilité du sol et la nette influence de la stratification du massif sur le régime hydraulique autour d'un tunnel. Une plus grande perméabilité horizontale, cas souvent rencontré dans les massifs naturels, induit, par rapport à des conditions d'écoulement isotropes, une augmentation du débit dans l'ouvrage et une réduction du rabattement de la nappe ; l'anisotropie induit des gradients moins importants au front de taille ; ceux qui se développent au niveau du radier sont par contre plus importants. Par ailleurs, la diminution des pressions d'eau est, dans ce cas, moins importante dans le massif, la zone d'influence étant toutefois plus étendue. Enfin, on observe, dans le cas anisotrope, une stabilisation plus rapide des phénomènes.

L'hétérogénéité du massif a également un effet important sur le régime hydraulique. Dans le cas où le tunnel traverse une couche moins perméable, l'impact hydraulique est confiné dans cette couche, y induisant des gradients plus élevés. Dans le cas où le tunnel est creusé dans une couche plus perméable, l'écoulement est également confiné à court terme dans la couche traversée ; la diminution des pressions d'eau est toutefois plus importante et peut à plus long terme se propager dans les couches moins perméables.

Le calcul à l'aide de CESAR-LCPC a également permis de dégager l'importance de la prise en compte de l'écoulement au-dessus de la surface libre. Cet écoulement tend à réalimenter la nappe, freinant le rabattement du niveau piézométrique et la diminution des pressions interstitielles dans le massif ; l'application traitée a montré que sa prise en compte peut avoir à long terme un effet de -10% sur le niveau de la nappe et de +20% sur le débit dans l'ouvrage.

La prise en compte de cet écoulement nous semble être l'un des plus grands avantages que présente le code CESAR-LCPC pour le calcul des écoulements hydrauliques autour d'un tunnel en présence d'une surface libre.

CHAPITRE III

ANALYSE DE TECHNIQUES DE CHANTIER DESTINEES A REDUIRE L'EFFET DES ECOULEMENTS AU FRONT

III.1 Introduction

Le chapitre précédent a permis d'analyser les écoulements hydrauliques autour d'un tunnel et de vérifier la capacité des modèles numériques à reproduire les principales caractéristiques de leur impact sur les chantiers de tunnels. Le premier chapitre avait, par ailleurs, permis d'apprécier la diversité des dispositions pouvant être mises en oeuvre pour atténuer l'effet de ces écoulements au front de taille.

Dans cette partie de notre travail, le code de calcul CESAR-LCPC a été utilisé pour l'étude de trois techniques généralement utilisées sur les sites de tunnels pour atténuer l'impact de l'écoulement vers l'ouvrage : drainage horizontal au front de taille, drainage auréolaire et réalisation d'un diaphragme étanche au-dessus du front de taille. On s'est principalement intéressé à l'efficacité de ces techniques pour diminuer les gradients au front de taille et à leur effet sur les variations de pressions interstitielles et l'étendue des zones d'influence.

Une étude d'influence de la vitesse d'avancement du front de taille sur le régime hydraulique du massif et le rayon d'action des écoulements a également été menée ; les calculs ont été effectués pour différentes valeurs de coefficients de perméabilité et d'emmagasinement du terrain .

Ces travaux font partie des recherches menées dans le cadre du projet EUREKA "PREMEC", programme de recherche et de développement regroupant le LCPC, la société Perforex (pilote du projet) et six autres partenaires français, britanniques et espagnol et destiné, notamment, à étendre le champ d'application de la méthode de creusement de tunnels par prédécoupage mécanique aux terrains meubles et aquifères.

III.2 Techniques adoptées sur chantiers pour atténuer l'impact de l'écoulement au front

Le premier chapitre de cette thèse a permis de dégager les principaux problèmes liés à l'écoulement des eaux souterraines vers un ouvrage en cours de construction. Les plus fréquemment observés sont les problèmes d'inondations de la galerie (débits) et d'instabilité du front de taille (favorisée par les gradients hydrauliques).

Les techniques spécifiquement adoptées pour affronter ces problèmes peuvent être classées en deux familles selon le principe de leur fonctionnement. La première famille est basée sur le principe de l'imperméabilisation d'une zone du massif au front de taille ; elle regroupe les techniques d'injection et de congélation de sol. Les techniques d'injection sont généralement employées dans les sols granulaires qui présentent une granulométrie adaptée au coulis injecté ; la congélation du sol est par contre utilisée dans le cas des sols fins à fortes teneurs en eau. Ces techniques présentent l'avantage d'améliorer les propriétés mécaniques du terrain pendant la construction de l'ouvrage.

La deuxième approche consiste à dévier le cheminement de l'eau pour la capter dans des installations annexes (drainage). Diverses techniques de drainage peuvent être employées :

- forage d'un tunnel pilote, agissant comme un drain de large diamètre (1 à 2m) et rabattant la nappe avant l'arrivée de la galerie principale ; cette technique est efficace, mais relativement coûteuse ;

- forage d'un système de drains horizontaux au front de taille ; ceux-ci sont généralement placés près du radier ; ils permettent de réduire l'écoulement vers le front de taille, diminuant ainsi les poussées d'eau qui s'y développent ;

- réalisation d'un système de drainage auréolaire en voûte du tunnel ; généralement utilisé dans le cas des terrains peu perméables, ce système présente un effet plus rapide que les drains horizontaux au front de taille.

L'efficacité de ces deux dernières techniques sera analysée par le calcul dans ce chapitre. Nous avons également retenu le cas d'un diaphragme étanche disposé au-dessus du front pour imperméabiliser localement le terrain encaissant.

Le chapitre analyse les principaux résultats obtenus par les calculs ; les résultats complets peuvent être trouvés dans les deux rapports réalisés pour le projet "EUREKA-PREMEC" (Atwa et Leca, 1993, 1994).

III.3 Modélisation de quelques techniques de chantier et comparaison de leur efficacité à réduire l'effet des écoulements au front

III.3.1 Cas étudié

Le modèle choisi pour simuler les conditions rencontrées au front de taille d'un tunnel en cours de construction est représenté sur la figure III.1. Les parois latérales de l'ouvrage sont considérées imperméables et l'écoulement est supposé se produire uniquement par le front de taille.

Les données géométriques et hydrogéologiques du modèle ont été établies dans le cadre du projet EUREKA "PREMEC". Il s'agit d'un tunnel de diamètre D=5m creusé sous une couverture C = 7,5m, la profondeur du substratum imperméable étant située à 10m de l'axe horizontal du tunnel. Le massif a un coefficient de perméabilité $k=10^{-5}$ m/s et un coefficient d'emmagasinement à la saturation $S=10^{-6}$. Les courbes de variation de la perméabilité relative k_r par rapport à l'état saturé et de la teneur en eau volumique θ , en fonction de la pression interstitielle u_w, sont présentées sur la figure III.2.

Le maillage utilisé dans cette étude est représenté sur la figure III.3 ; les limites ont été placées à 40m en avant du front, derrière le front de taille, ainsi que dans la direction perpendiculaire à l'axe horizontal du tunnel. On s'est placé dans le cas d'une nappe à surface libre ; une condition de charge hydraulique constante a été imposée sur les trois frontières du modèle (figure III.3).

Dans un premier temps, nous présentons l'analyse de l'écoulement vers le tunnel en considérant le front de taille comme dépourvu de toute disposition particulière (section III.3.2). Dans un deuxième temps, nous nous intéressons au cas où le front serait muni d'un système de drains horizontaux, d'un système de drainage auréolaire ou d'un diaphragme étanche (sections III.3.3 à III.3.5).

III.3.2 Etude préliminaire de l'évolution du régime hydraulique vers le front de taille dans les conditions du massif considéré

Au cours du creusement d'un tunnel, l'avancement progressif du front fait que les écoulements autour de l'ouvrage s'effectuent généralement en régime transitoire. Toutefois, les premiers calculs transitoires réalisés pour cette étude ont montré que, pour les conditions géométriques et hydrogéologiques proposées, le régime permanent était rapidement atteint.

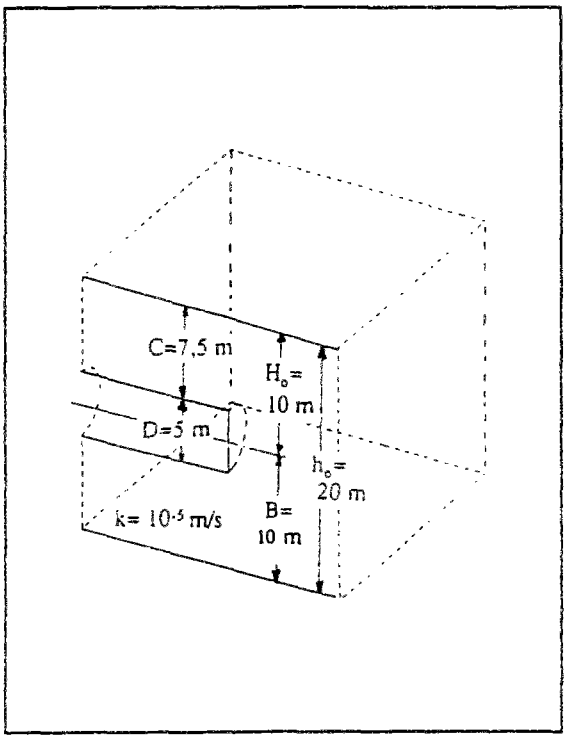


Figure III.1 : Le modèle considéré

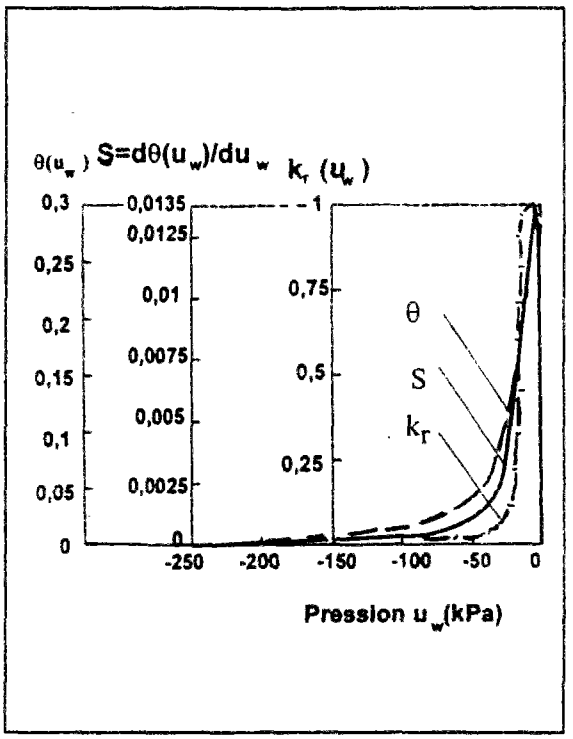


Figure III.2 : Courbes de teneur en eau et de perméabilité relative caractéristiques du massif

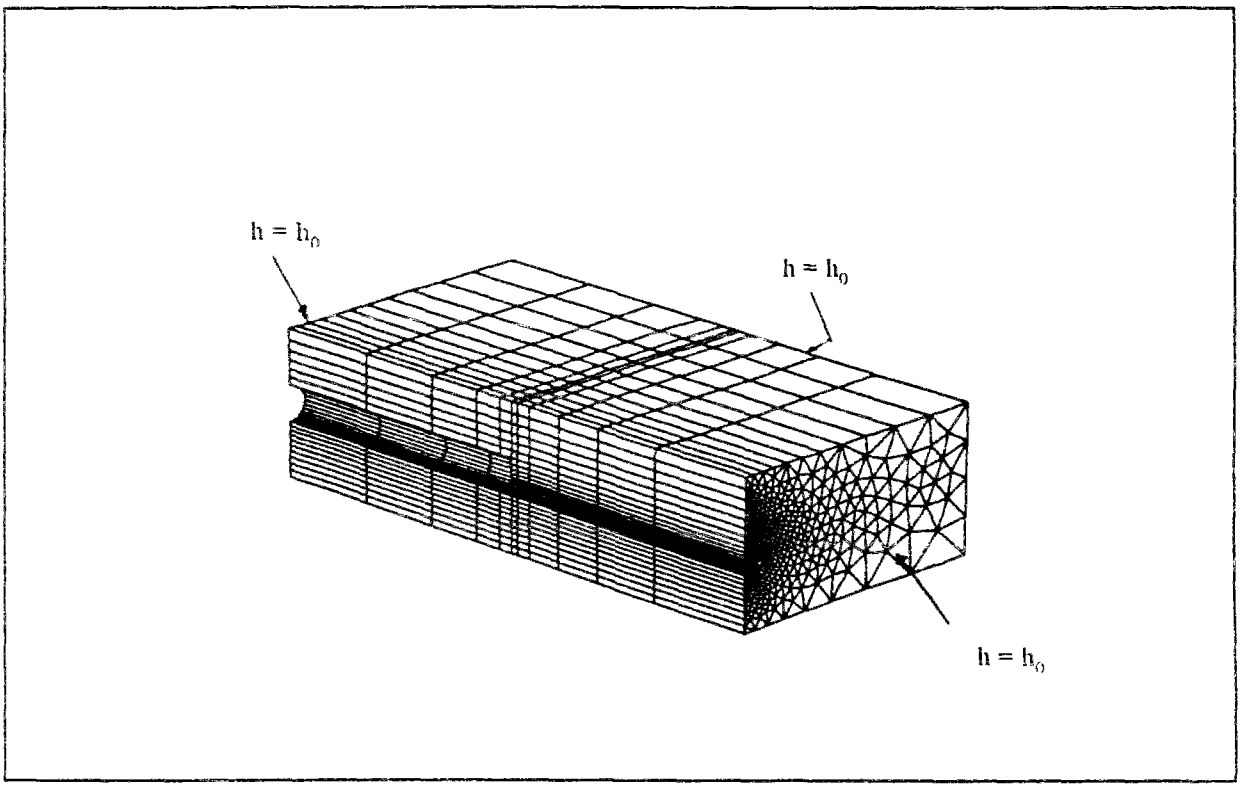


Figure III.3 : Maillage et conditions aux limites.

L'évolution au cours du temps de la charge hydraulique en différents points au niveau du tunnel est montrée sur la figure III.4 ; elle confirme que le temps d'évolution des phénomènes hydrauliques est, dans la configuration étudiée, très limité (entre 1 et 2 jours).

La figure III.5 représente la distribution des charges hydrauliques obtenue par le calcul transitoire au temps t=1 jour ; celle-ci est très proche de la distribution obtenue par le calcul en régime permanent et notamment au proche voisinage de la galerie où les charges hydrauliques atteignent plus vite leur état d'équilibre.

Les résultats de ce premier calcul ainsi que l'échelle usuelle des vitesses d'avancement de creusement de tunnels nous ont conduit à adopter une analyse en régime permanent pour comparer l'influence des différentes techniques envisagées.

Notons, enfin, que le rabattement de la nappe au-dessus du tunnel avec un front nu est limité à long terme à 0,71m (figure III.6) et que les gradients hydrauliques au front de taille varient entre 2,6 dans la partie supérieure du front et 5 au niveau du radier (figure III.7).

III.3.3 Drainage à l'avancement par un système de drains horizontaux

Dans la pratique, l'installation au front de taille d'un système de drains horizontaux parallèles à l'axe du tunnel est la technique la plus fréquemment utilisée quand on se trouve dans des terrains peu compressibles. Les drains sont destinés à capter l'eau à l'avant de la galerie et à diminuer ainsi les gradients hydrauliques au front de taille.

Pour étudier l'efficacité de l'utilisation d'un tel système dans l'amélioration des conditions de stabilité du front et évaluer l'impact du drainage sur l'environnement de l'ouvrage, nous avons voulu dans un premier temps analyser les différents paramètres qui peuvent influencer l'efficacité du système. Les paramètres considérés sont : la position des drains sur la paroi du front, le nombre de drains, leur diamètre et leur longueur devant le front (longueur) ainsi que la perméabilité relative du drain par rapport au sol.

Pour accomplir cette étude, nous nous sommes placés dans la configuration décrite dans la section précédente ; au total 6 nouveaux modèles d'éléments finis ont été construits en intégrant des drains de différentes longueurs et différents diamètres. La figure III.8 montre une partie représentative de l'un des maillages utilisés. Les modèles de drains ont été représentés par différents groupes d'éléments dont le coefficient de perméabilité peut être modifié dans le fichier des données.

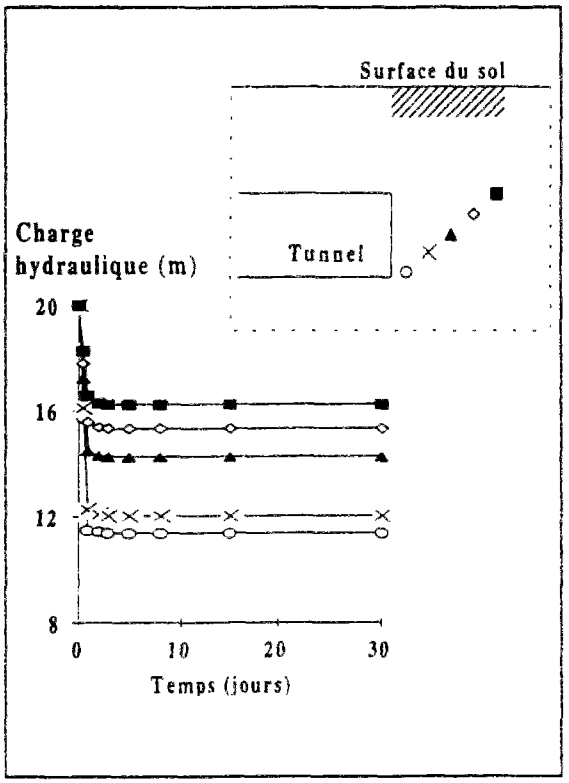


Figure III.4 : Evolution de la charge hydraulique en différents points au-dessus du tunnel.

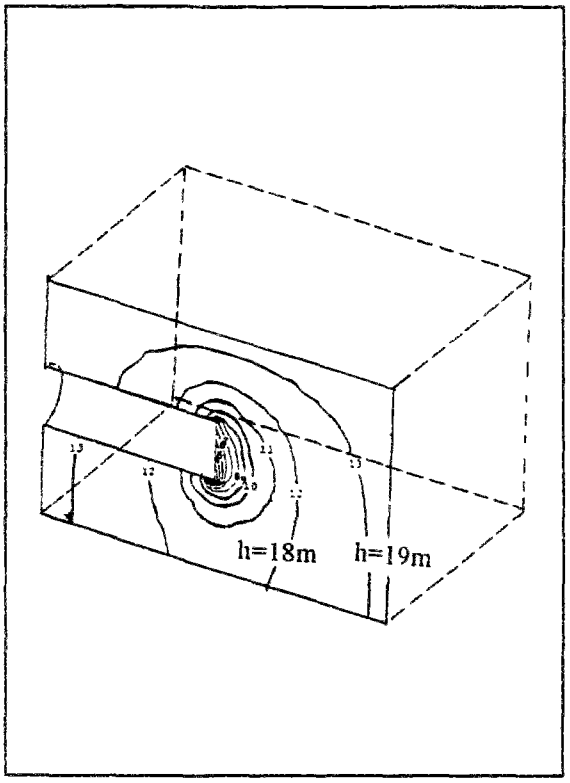


Figure III.5 : Réseau d'équipotentielles autour de l'ouvrage au temps t=1 jour

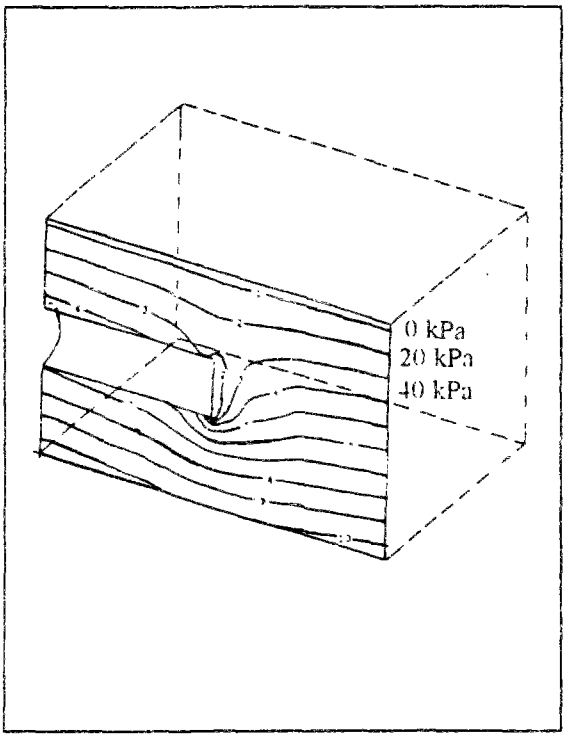


Figure III.6 : Pressions interstitielles autour de l'ouvrage au temps t=1 jour

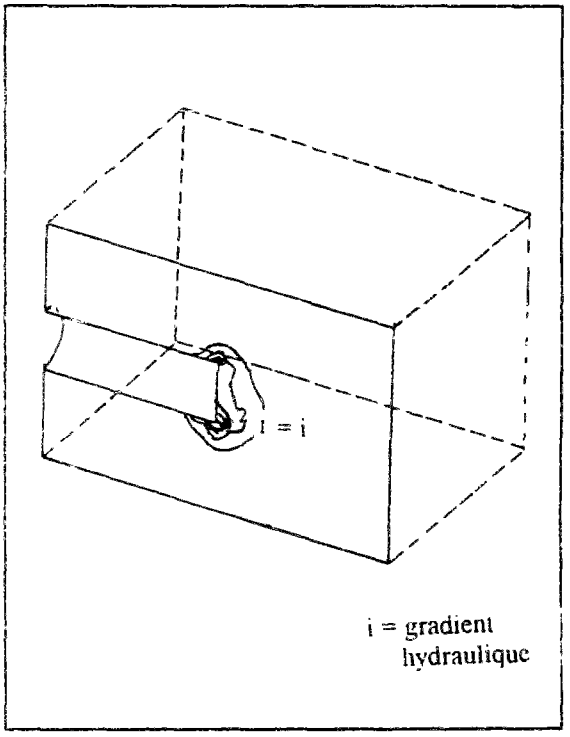


Figure III.7 : Gradients hydrauliques autour de l'ouvrage au temps t=1 jour

La variation de la position des drains ou de leur nombre a été simulée par activation des propriétés du groupe d'éléments qui représente l'un ou l'autre des drains (perméabilité du groupe égale à celle des drains), ou leur désactivation (perméabilité du groupe égale à celle du sol).

Le tableau III.1 récapitule les calculs réalisés ainsi que les hypothèses correspondant à chaque calcul. La série de calcul I est relative à la modélisation d'un drain situé à différentes hauteurs sur l'axe vertical médian du front ; les séries II, III et IV correspondent à des variations de la longueur du drain, de son diamètre et de sa perméabilité relative (par rapport au sol), respectivement. La série V fait varier le nombre de drains installés au front de taille. La figure III.9 montre les positions du drain adoptées dans les calculs R1, P2, P3 et P4. Les dispositions de drains adoptées dans la série de calcul V sont représentées sur la figure III.10.

Les résultats obtenus, dans les différentes configurations, ont permis d'étudier l'impact du drainage sur les gradients hydrauliques, ainsi que l'étendue de la zone influencée par la présence des drains.

La figure III.11 montre l'influence de la position du drain sur les distributions des gradients hydrauliques issues des calculs de la série I. Elle compare les valeurs des gradients selon un plan vertical passant par l'axe du tunnel. Cette comparaison met en évidence une diminution significative des gradients avec un seul drain installé au front ; la diminution des gradients est encore plus marquée localement autour du drain.

Par ailleurs, ces résultats vérifient que l'efficacité du drainage augmente quand le drain est situé près du radier, cette position lui permettant d'atténuer les gradients sur toute la hauteur du front (figure III.11). Ceci est sans doute dû au fait que l'écoulement converge d'une manière générale vers la partie inférieure du front de taille où se situe la plus grande différence de charge. La figure III.12 confirme ce phénomène ; on a comparé sur cette figure les distributions de gradients hydrauliques données dans le plan transversal du front par les trois calculs P1, P2 et P3 à celles obtenues à partir des calculs de référence R0 (sans drain) et R1 (un drain à D/10 en radier).

La série de calculs II a pu montrer que la longueur des drains dans le massif n'affectait que faiblement les valeurs des gradients hydrauliques au front. Toutefois, la longueur du drain influence l'étendue de la zone concernée par le drainage, aussi bien dans le plan longitudinal parallèle à l'axe du tunnel (figure III.13) que dans le plan transversal perpendiculaire (figure III.14). Les résultats montrent que l'étendue de la zone affectée augmente avec la longueur du drain. Ces calculs font toutefois apparaître une longueur maximale de drain efficace, pour laquelle l'étendue de la zone drainée se stabilise. Pour les conditions considérées dans cette étude, cette longueur peut être estimée à 10m, soit 2 fois le diamètre du tunnel.

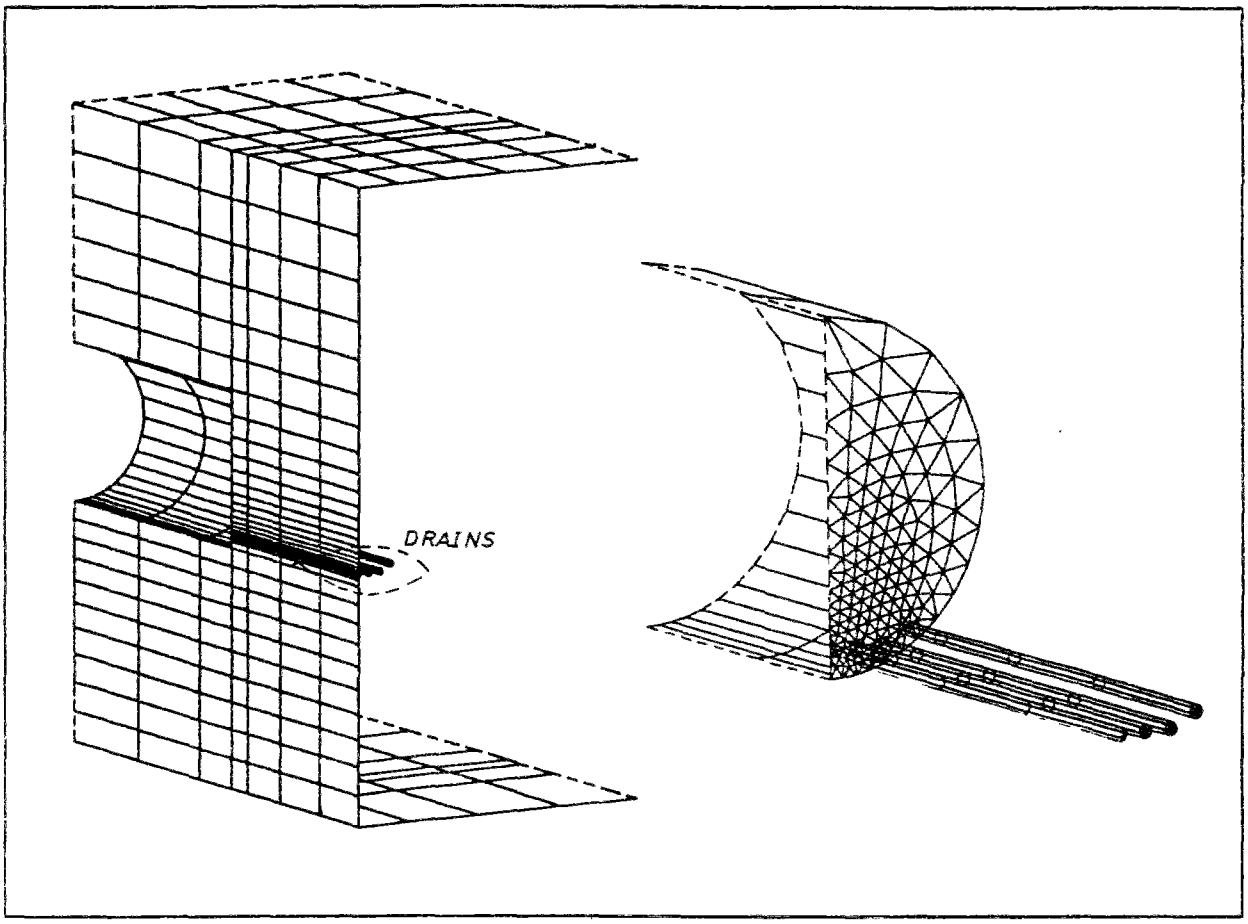


Figure III.8 : Détail du maillage avec un système de drains horizontaux au front de taille

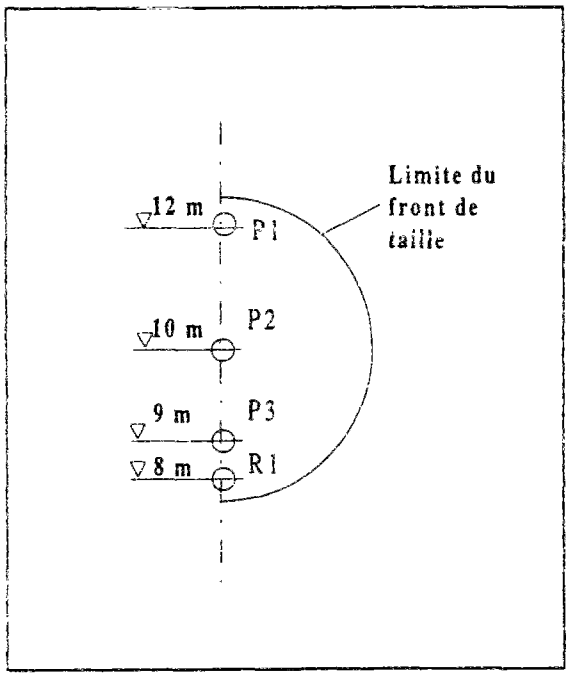


Figure III.9 : Différentes positions de drains étudiées.

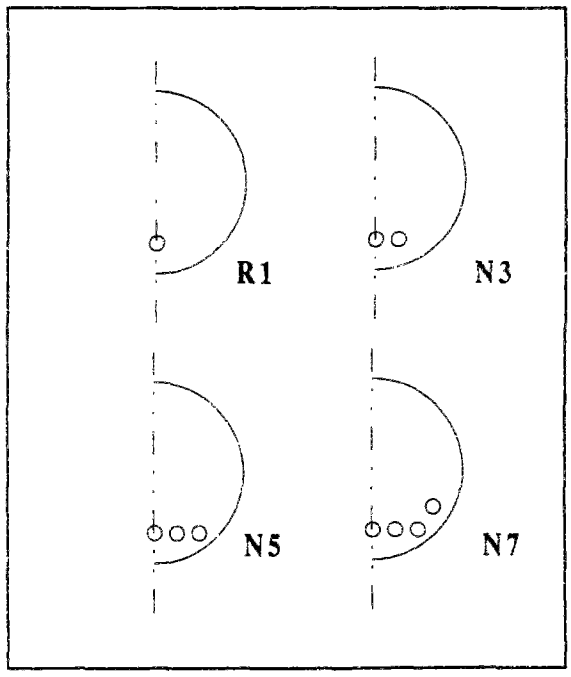
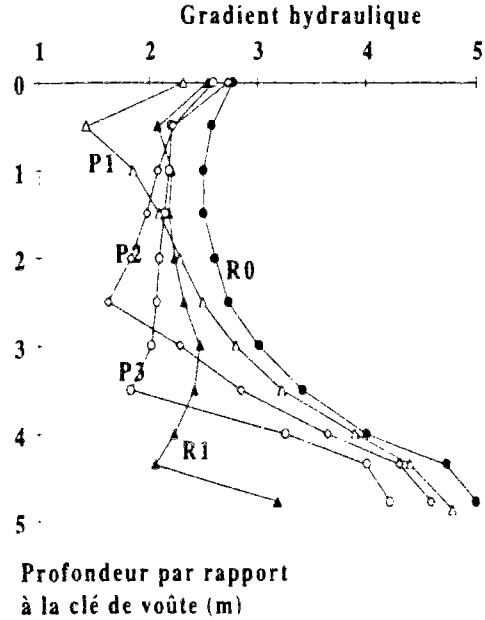


Figure III.10 : Modification du nombre de drains au front.

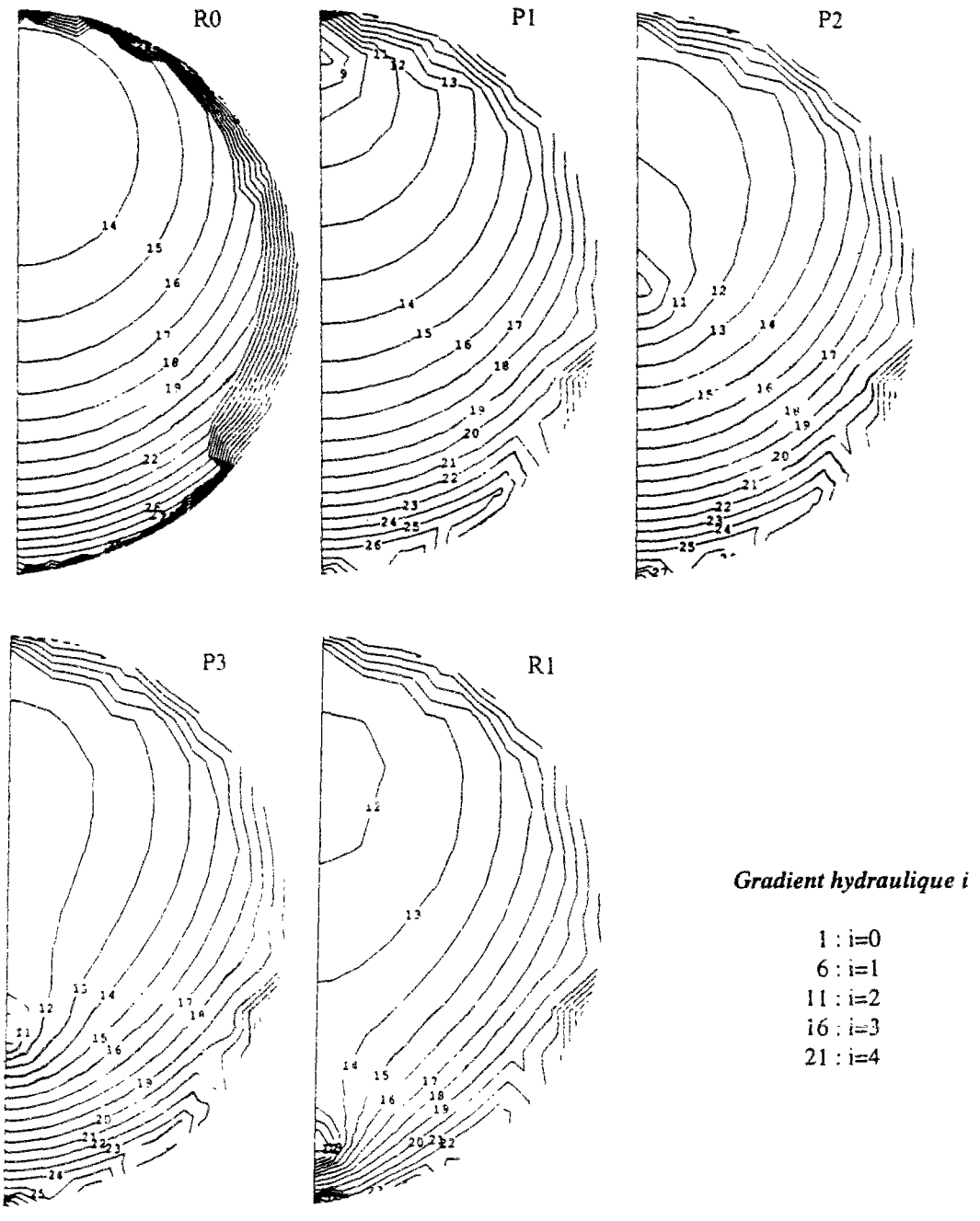
Tableau III.1 : Hypothèses considérées dans l'étude d'un système de drains.

Hypothèses	N° de calcul	Position de drains (hauteur par rapport au radier)	Nombre de drains	Longueur des drains	Diamètre des drains (m)	Perméabilité relative par rapport au sol
Cas de référence	R0	sans drains				
	R1	D/10	1	1,6D	.20	10^3
Série I	P1	9D/10	1	1,6D	.20	10^3
	P2	D/2	1	1,6D	.20	10^3
	P3	D/4	1	1,6D	.20	10^3
Série II	L1	D/10	1	0,6D	.20	10^3
	L3	D/10	1	3D	.20	10^3
	L4	D/10	1	5D	.20	10^3
Série III	D1	D/10	1	1,6D	.10	10^3
	D3	D/10	1	1,6D	.40	10^3
Série IV	K1	D/10	1	1,6D	.20	10^2
	K3	D/10	1	1,6D	.20	10^4
Série V	N3	D/10	3	1,6D	.20	10^3
	N5	D/10	5	1,6D	.20	10^3
	N7	D/10	7	1,6D	.20	10^3



R0 : cas sans drains ;
P1 : un drain situé juste au-dessous du niveau en clé (niveau +12m) ;
P2 : un drain situé à mi-hauteur (niveau +10m) ;
P3 : un drain situé à D/4 du radier (niveau +9m) ;
R1 : un drain situé en radier (niveau +8m).

Figure III.11 : Influence de la position d'un drain sur la distribution des gradients hydrauliques sur l'axe vertical médian du front (série de calculs I).



R0 : cas sans drains ;
P1 : un drain situé juste au-dessous du niveau en clé (niveau +12m) ;
P2 : un drain situé à mi-hauteur (niveau +10m) ;
P3 : un drain situé à D/4 du radier (niveau +9m) ;
R1 : un drain situé en radier (niveau +8m).

Figure III.12 : Influence de la position du drain sur la distribution des gradients hydrauliques dans le plan transversal au front de taille (série de calculs I).

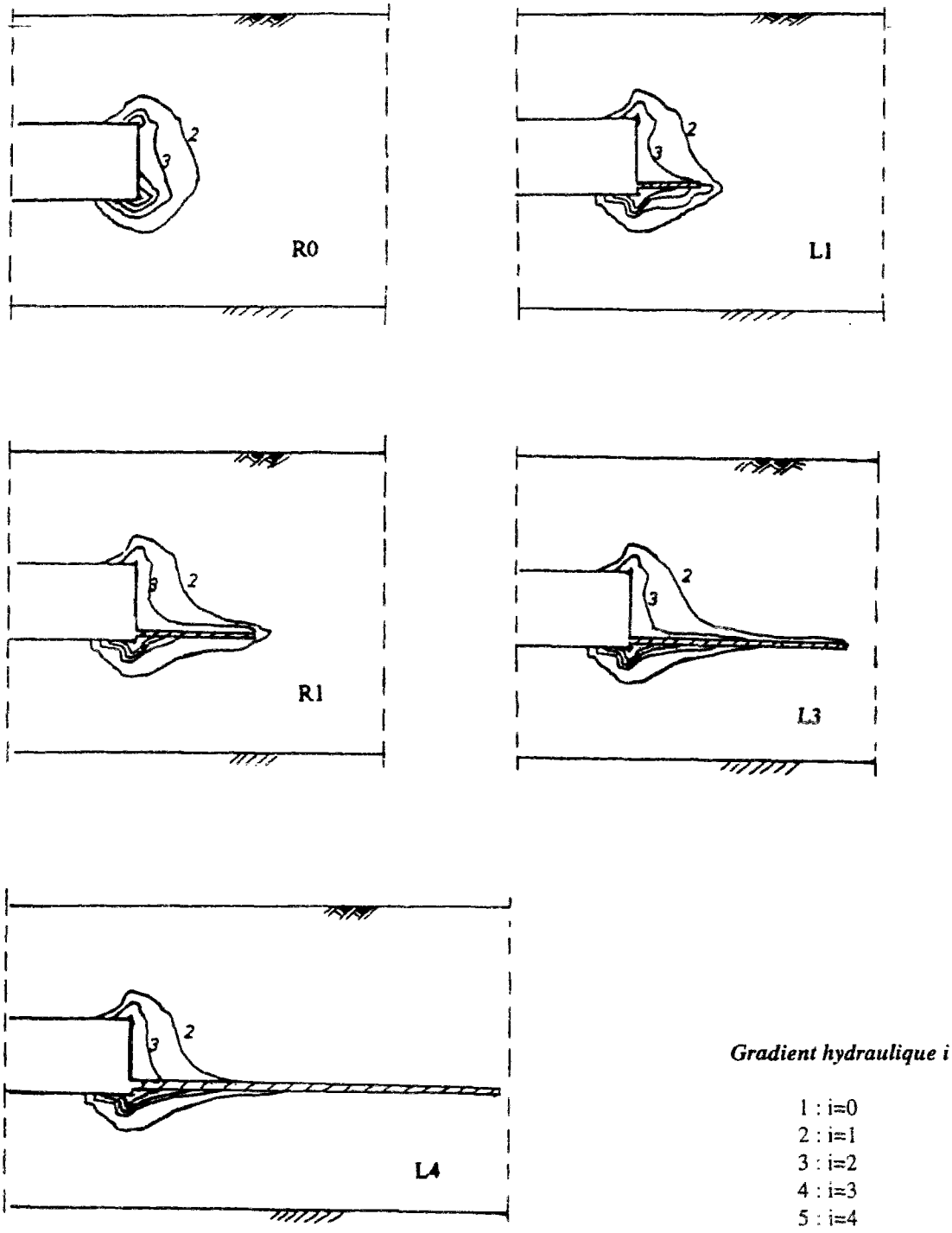


Figure III.13 : Influence de la longueur du drain sur la distribution des gradients hydrauliques dans le plan longitudinal médian du tunnel (série de calculs II).

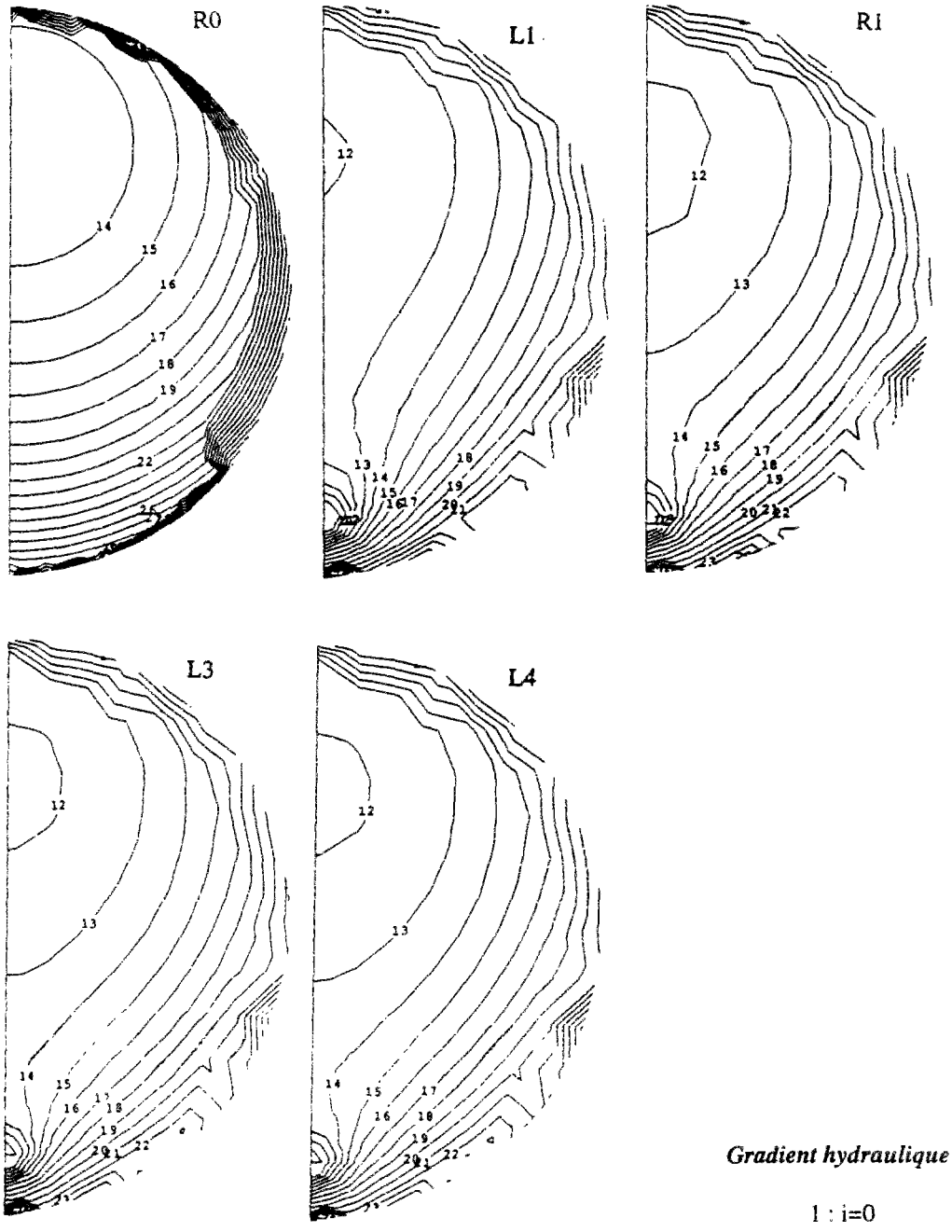
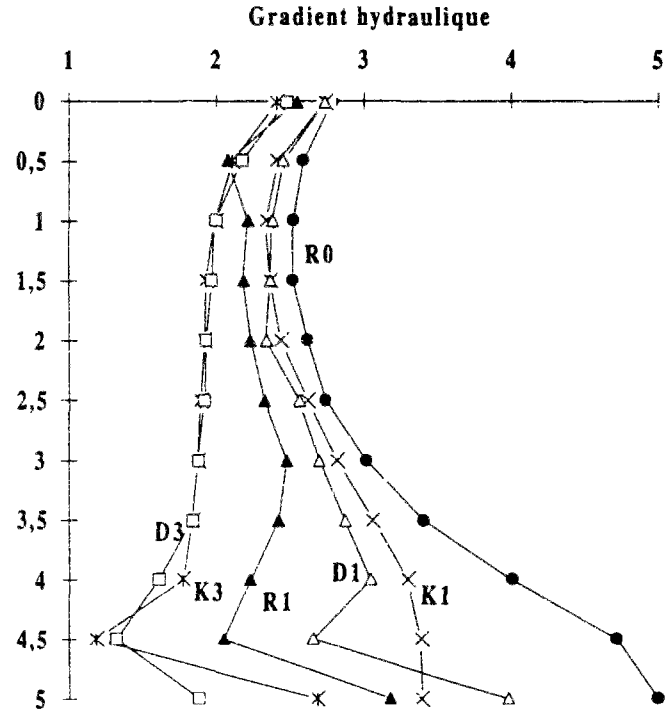


Figure III.14 : Influence de la longueur du drain sur la distribution des gradients hydrauliques dans le plan transversal au front de taille (série de calculs II).

Par ailleurs, les résultats des calculs des séries III et IV montrent que les gradients au front sont fortement influencés par le diamètre du drain et la perméabilité relative entre le drain et le sol (figure III.15). Ceci peut être interprété par l'accroissement de la capacité de drainage du drain avec sa taille et sa perméabilité relative par rapport au massif.

L'augmentation du diamètre du drain ou de sa perméabilité relative se traduit par une augmentation de l'étendue de la zone drainée. La figure III.16 compare les distributions des gradients au front obtenues à partir des séries de calculs III et IV, ainsi que celles issues des calculs de référence R0 et R1.



R0 : cas sans drains ;
R1 : drain de 20 cm de diamètre 1000 fois plus perméable que le sol ;

D1 : drain de 10 cm de diamètre 1000 fois plus perméable que le sol ;
D3 : drain de 40 cm de diamètre 1000 fois plus perméable que le sol ;

K1 : drain de 20 cm de diamètre 100 fois plus perméable que le sol ;
K3 : drain de 20 cm de diamètre 10000 fois plus perméable que le sol.

Figure III.15 : Influence du diamètre du drain et de sa perméabilité relative par rapport au sol sur la distribution des gradients hydrauliques sur l'axe vertical médian du front de taille (séries de calcul III et IV).

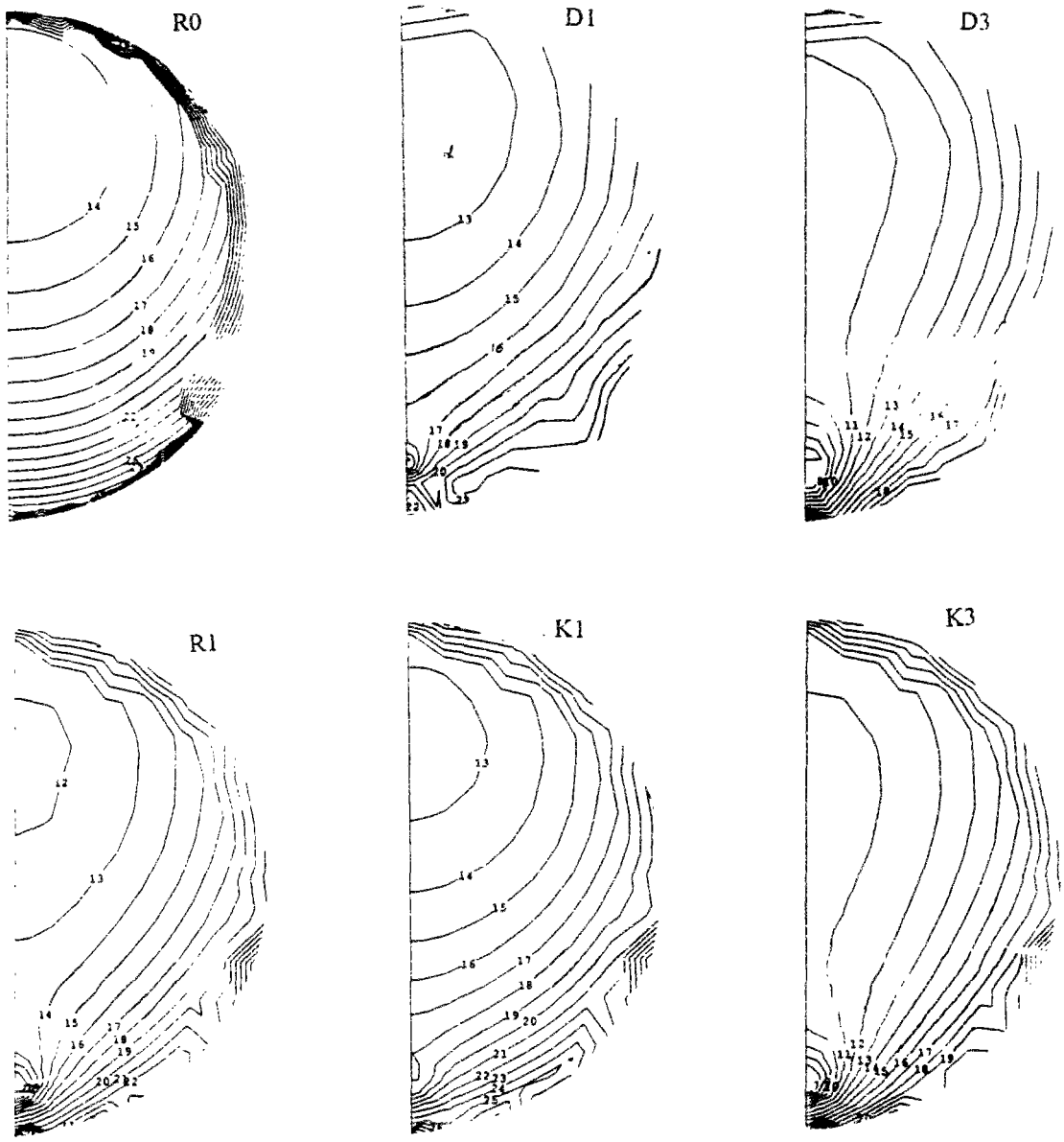


Figure III.16 : Influence du diamètre du drain et de sa perméabilité relative par rapport au sol sur la distribution des gradients hydrauliques dans le plan transversal au front de taille (séries de calculs III et IV).

Les résultats de l'étude de l'influence du nombre de drains sur l'efficacité du drainage sont représentés sur la figure III.17, qui rassemble les distributions de gradients hydrauliques obtenues avec 1, 3, 5 et 7 drains. Les figures III.18 et III.19 décrivent l'évolution, en fonction du nombre de drains, de la zone d'influence du drainage dans les directions transversale et longitudinale, respectivement. Ces figures montrent que l'augmentation du nombre de drains produit une meilleure distribution de gradients au front de taille (la résultante des gradients sur un volume de sol donné au front est nettement plus favorable).

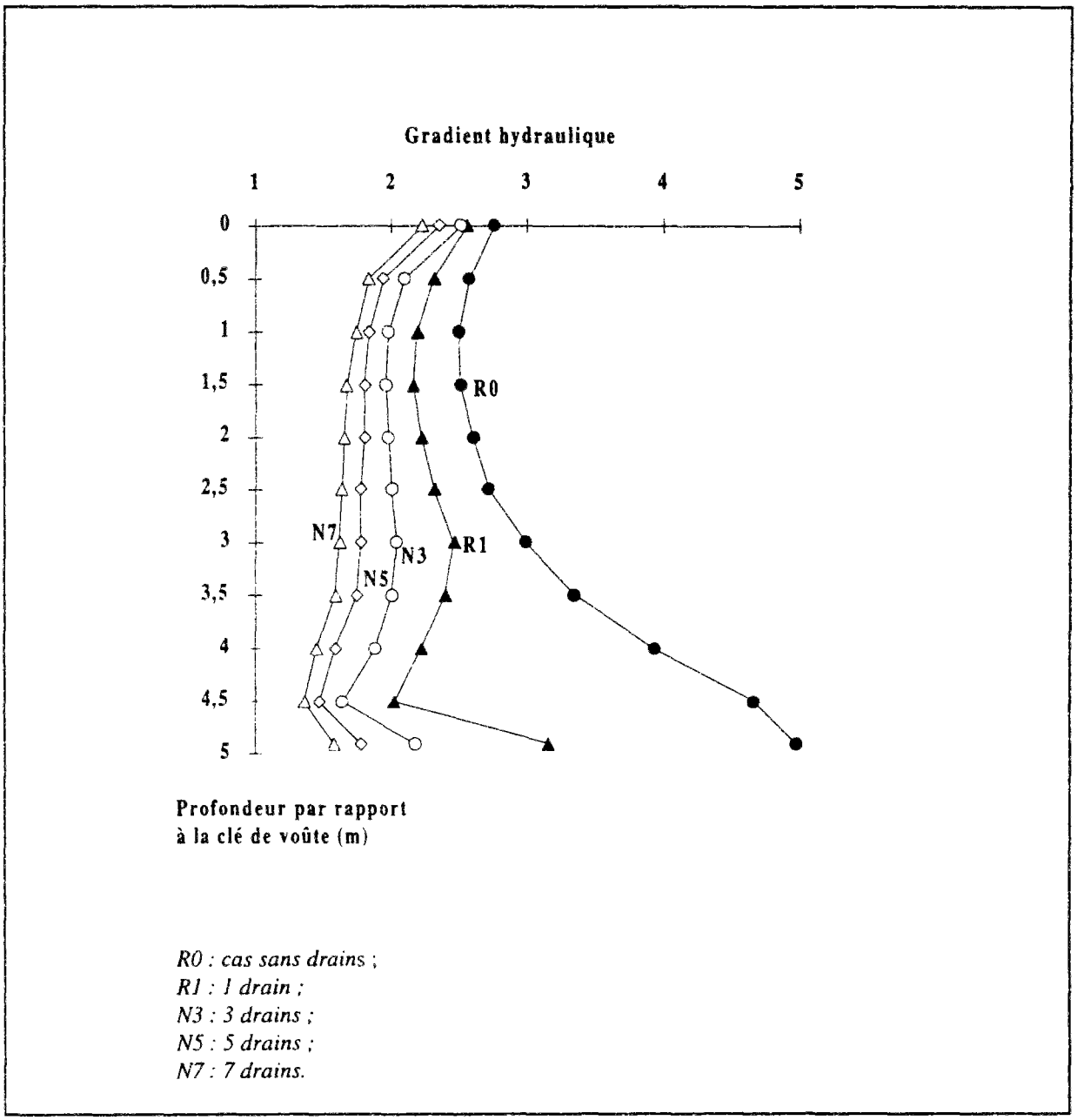


Figure III.17 : Influence du nombre de drains sur la distribution des gradients hydrauliques sur l'axe vertical médian du front de taille (série de calculs V).

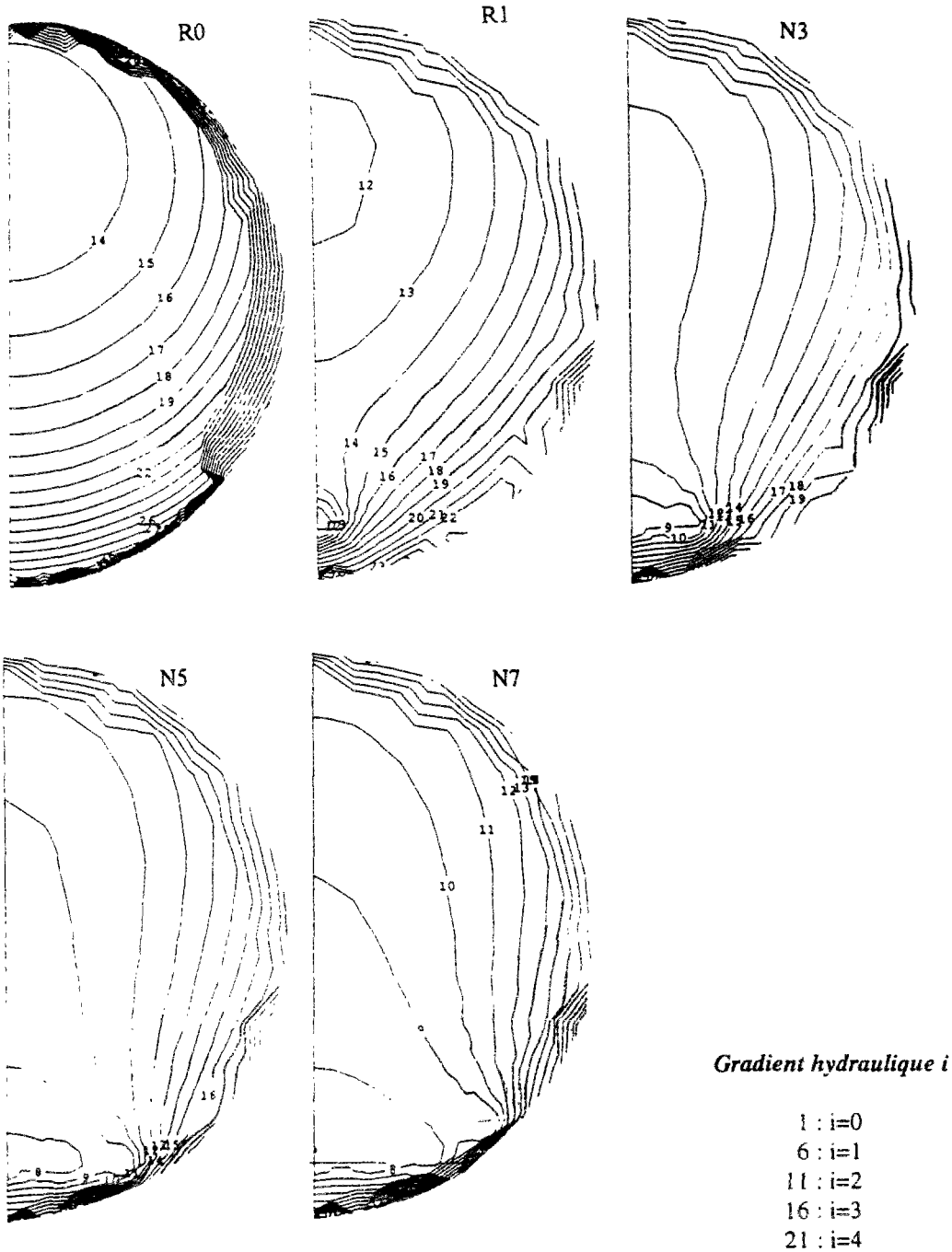


Figure III.18 : Influence du nombre de drains sur la distribution des gradients hydrauliques dans le plan transversal au front de taille (série de calculs V).

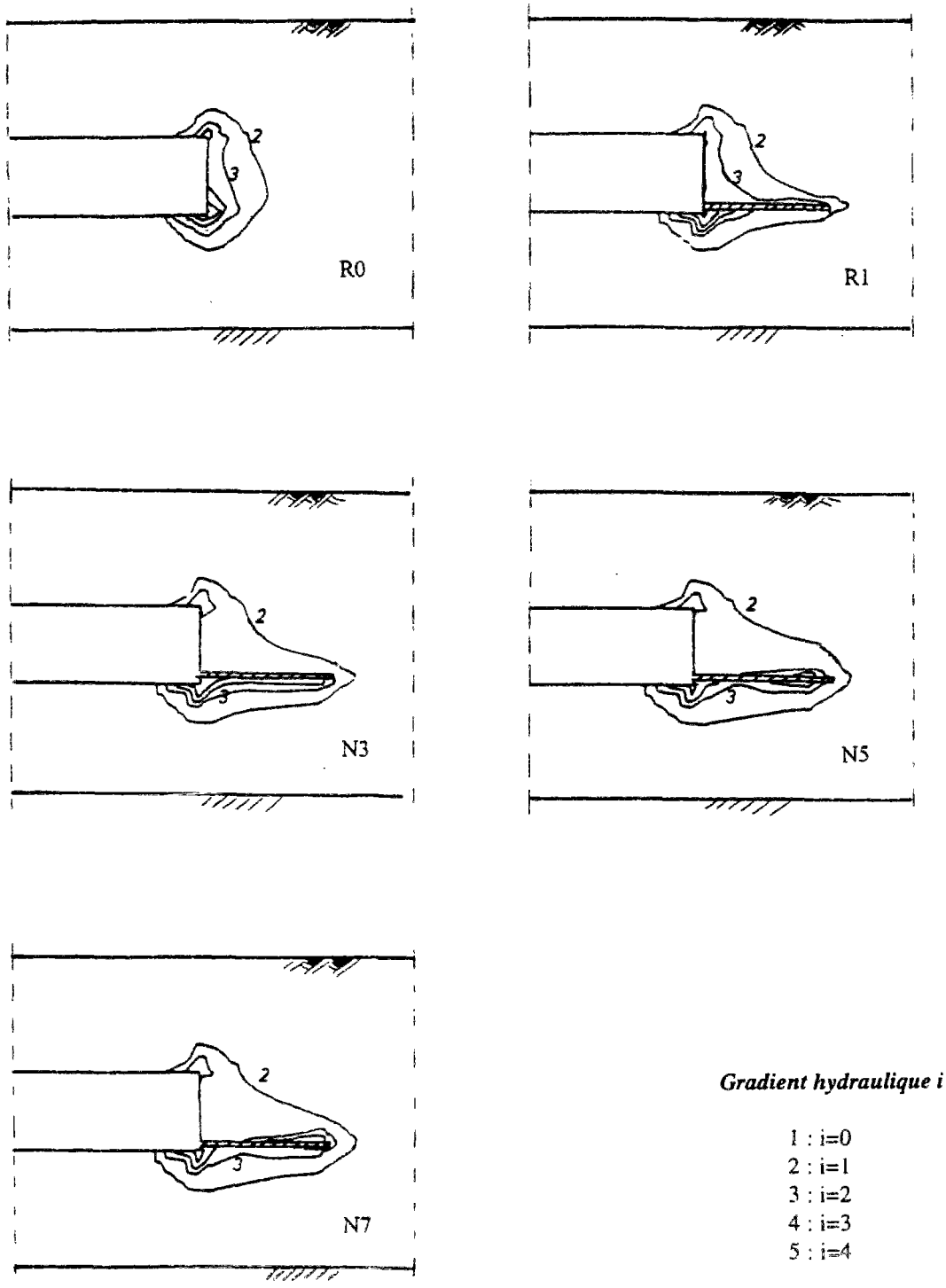


Figure III.19 : Influence du nombre de drains sur la distribution des gradients hydrauliques dans le plan longitudinal médian du tunnel (série de calculs V).

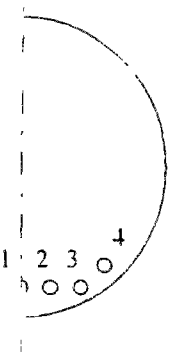
Ces calculs permettent également de comparer les débits recueillis dans chacun des drains et celui traversant la paroi du front. Cette comparaison est présentée dans le tableau III.2. On peut remarquer que, mis à part le drain central (n°1), la quantité d'eau recueillie dans chaque drain est à peu près équivalante ; d'autre part, un débit d'eau non négligeable suinte par la paroi du front.

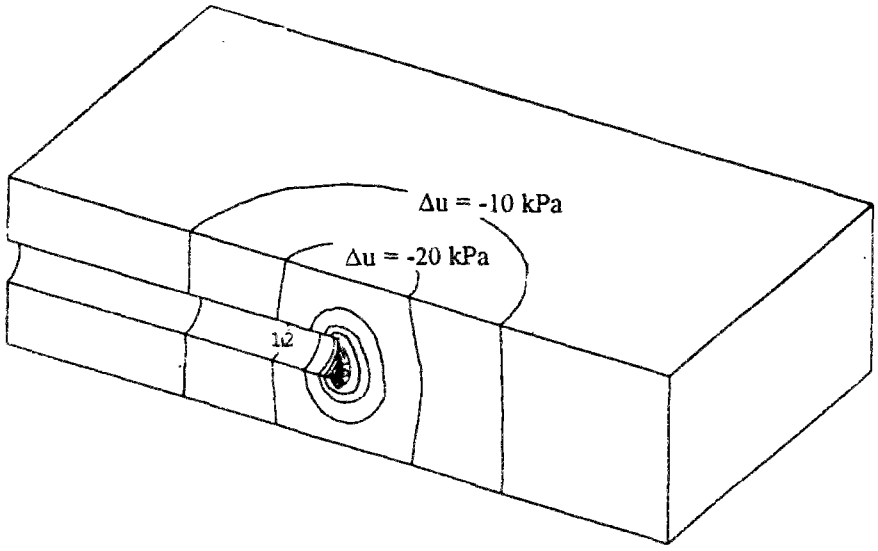
Ces résultats ne doivent être considérés que d'une manière qualitative, dans la mesure où ils s'appliquent à une configuration particulière. Cette étude permet toutefois d'évaluer l'efficacité d'un système de drainage frontal. On peut notamment conclure que le drainage est d'autant plus efficace que les drains sont situés près du radier. La diminution des gradients au front est directement affectée par le diamètre des drains ou leur nombre et par le rapport de perméabilité entre les drains et le terrain. Le rayon d'action du drainage augmente avec le nombre de drains et leur longueur. Il existe toutefois une longueur limite à partir de laquelle l'efficacité des drains tend à se stabiliser.

Par ailleurs, les résultats montrent que l'utilisation d'un système de drains au front provoque une amplification de l'impact du tunnel sur les pressions interstitielles dans le massif. La figure III.20 compare les isovaleurs de diminutions de pressions entre le cas d'un creusement sans drains et le cas où l'on aurait 7 drains au front de taille (calcul N7). Dans ce dernier cas, on observe une plus grande diminution des pressions, notamment au niveau du front de taille de l'ouvrage ; la zone concernée par les diminutions de pressions est, par ailleurs, plus étendue dans le massif ; ceci se vérifie également par la plus grande quantité d'eau drainée du massif (tableau III.2) : les risques de tassement par consolidation du sol sont donc plus importants, dans le cas où l'on utilise un système de drainage horizontal au front.

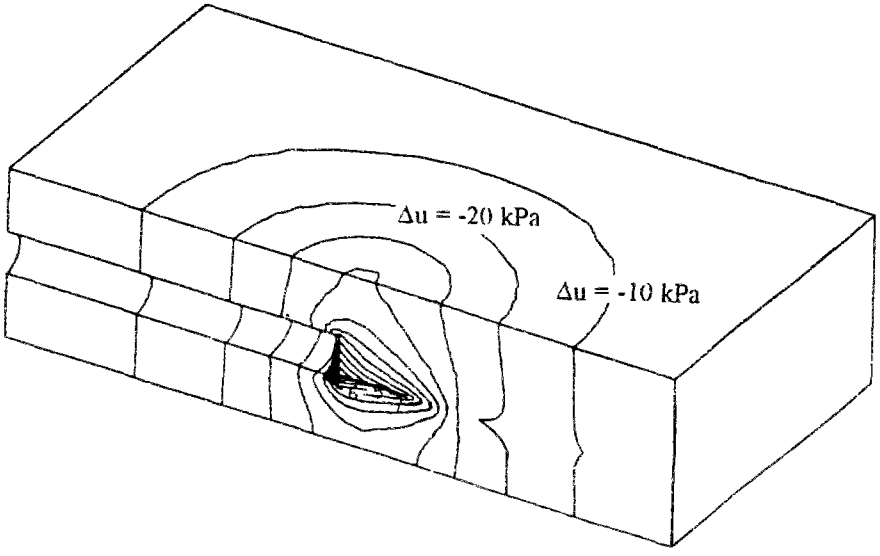
Tableau III.2 : Débits recueillis dans chaque drain et par la paroi du front

Cas de figure	Débit par le drain n°4 (m^3/s)	Débit par le drain n°3 (m^3/s)	Débit par le drain n°2 (m^3/s)	Débit par le drain n°1 (m^3/s)	Débit par la paroi (m^3/s)	Débit total drainé (m^3/s)
R0					$0,62.10^{-3}$	$0,62.10^{-3}$
R1				$0,48.10^{-3}$	$0,51.10^{-3}$	$0,99.10^{-3}$
N3			$0,50.10^{-3}$	$0,32.10^{-3}$	$0,44.10^{-3}$	$1,76.10^{-3}$
N5		$0,48.10^{-3}$	$0,43.10^{-3}$	$0,26.10^{-3}$	$0,39.10^{-3}$	$2,47.10^{-3}$
N7	$0,46.10^{-3}$	$0,43.10^{-3}$	$0,40.10^{-3}$	$0,23.10^{-3}$	$0,34.10^{-3}$	$3,15.10^{-3}$





(a) Cas d'un tunnel avec un front de taille nu



(b) Cas d'un front de taille avec 7 drains horizontaux au front de taille

Figure III.20 : Impact d'un système de drainage horizontal au front sur la diminution des pressions interstitielles dans le massif encaissant.

III.3.4 Drainage par un système auréolaire en voûte

Une alternative au drainage horizontal au front est le drainage auréolaire en voûte. Une modélisation de cette technique a été réalisée à l'aide de CESAR-LCPC, dans le but d'estimer numériquement son impact sur les caractéristiques de l'écoulement vers l'ouvrage.

Le modèle de base décrit au début de ce chapitre a été modifié et un nouveau modèle a été construit intégrant une saignée drainante à l'intérieur du massif à l'avant du front de taille. Le maillage utilisé est décrit sur la figure III.21. Un détail représentatif de la saignée drainante et ses caractéristiques géométriques sont donnés sur la figure III.22. Il s'agit d'une saignée continue forée, dans le prolongement de la paroi du tunnel, sur une profondeur égale à 2 fois le diamètre du front, soit 10 m ; elle couvre les 3/4 du pourtour du front de taille et son angle d'inclinaison sur l'horizontale en voûte est égal à 10° (figure III.22).

Les résultats des calculs font apparaître une grande efficacité de ce système pour diminuer les gradients au front. La figure III.23 compare les gradients au front obtenus dans ce cas avec ceux correspondant à un front non-drainé. L'influence du drainage auréolaire est plus prononcée dans les deux tiers supérieurs du front de taille. Une comparaison en coupe longitudinale est, par ailleurs, donnée sur la figure III.24. Les gradients hydrauliques les plus importants sont situés au niveau du radier et en tête du système de drainage.

Par ailleurs, les débits entrant dans le tunnel sont principalement concentrés au niveau des reins à la base de la saignée drainante (figure III.25) ; cette caractéristique offre un avantage certain du point de vue du chantier, l'évacuation des eaux drainées se faisant sur les côtés. Le tableau III.3 compare les débits obtenus à travers le front dans les deux cas : avec et sans drainage auréolaire. On constate qu'à l'image du drainage horizontal, le drainage auréolaire amplifie considérablement la diminution des pressions interstitielles dans le massif (figure III.26). Les diminutions de pressions sont plus importantes que dans le cas d'un système de drainage horizontal en radier. Le rabattement de la nappe atteint 6,5m (au lieu de 0,71m dans le cas d'un front non drainé) ; l'influence du drainage sur les pressions s'étend sur toute la longueur du modèle.

Tableau III.3 : Comparaison des débits recueillis dans le tunnel.

Cas de figure	**Débit par la paroi du front (m^3/s)**	**Débit total drainé (m^3/s)**
front non drainé	$0{,}62.10^{-3}$	$0{,}62.10^{-3}$
front avec drainage auréolaire	$0{,}23.10^{-3}$	$3{,}9.10^{-3}$

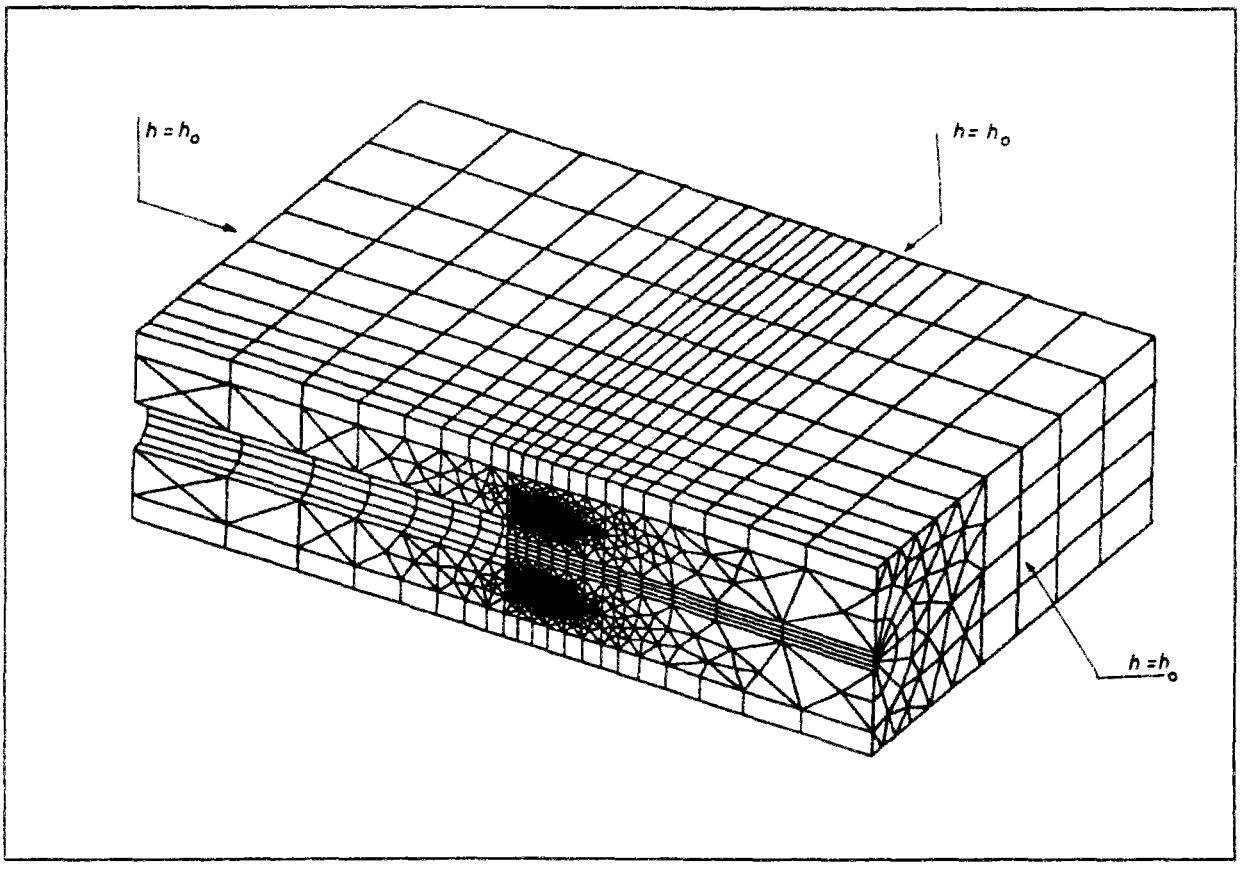


Figure III.21 : Modèle d'éléments finis avec un système de drainage auréolaire.

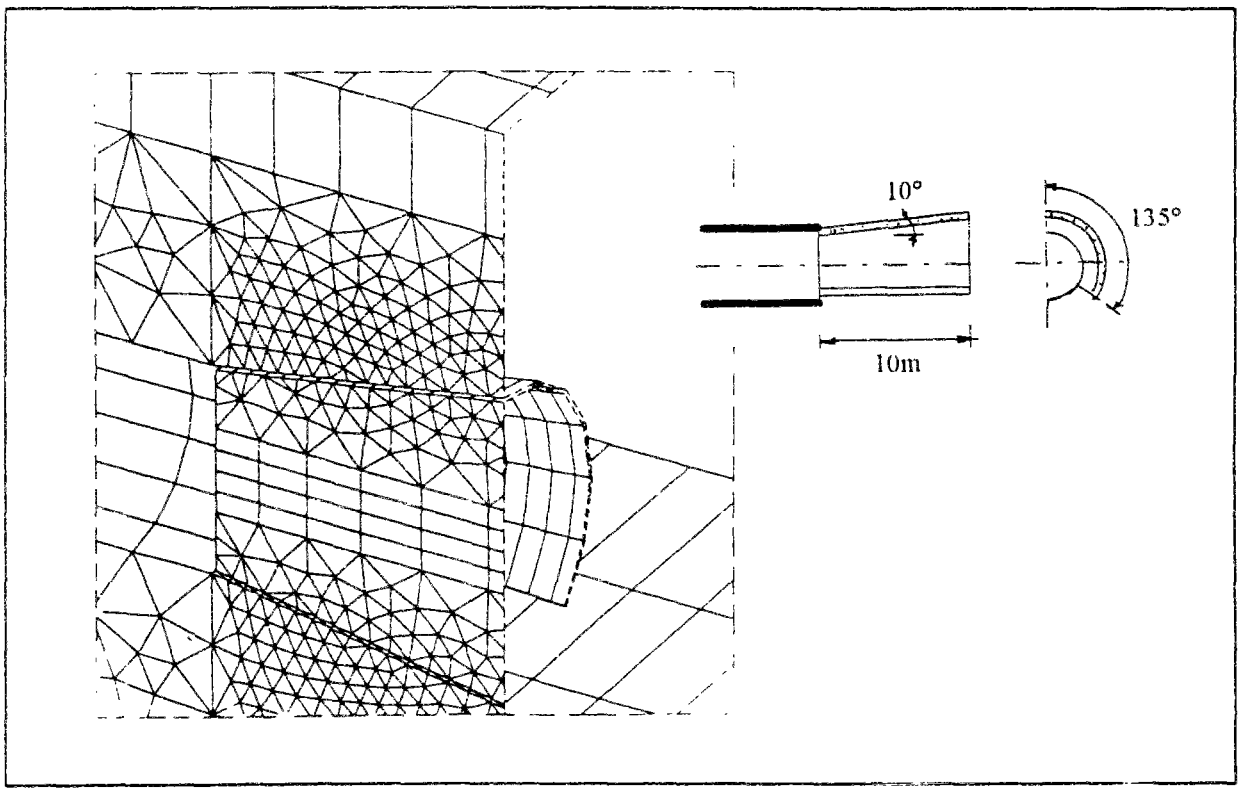


Figure III.22 : Caractéristiques et maillage de la saignée drainante.

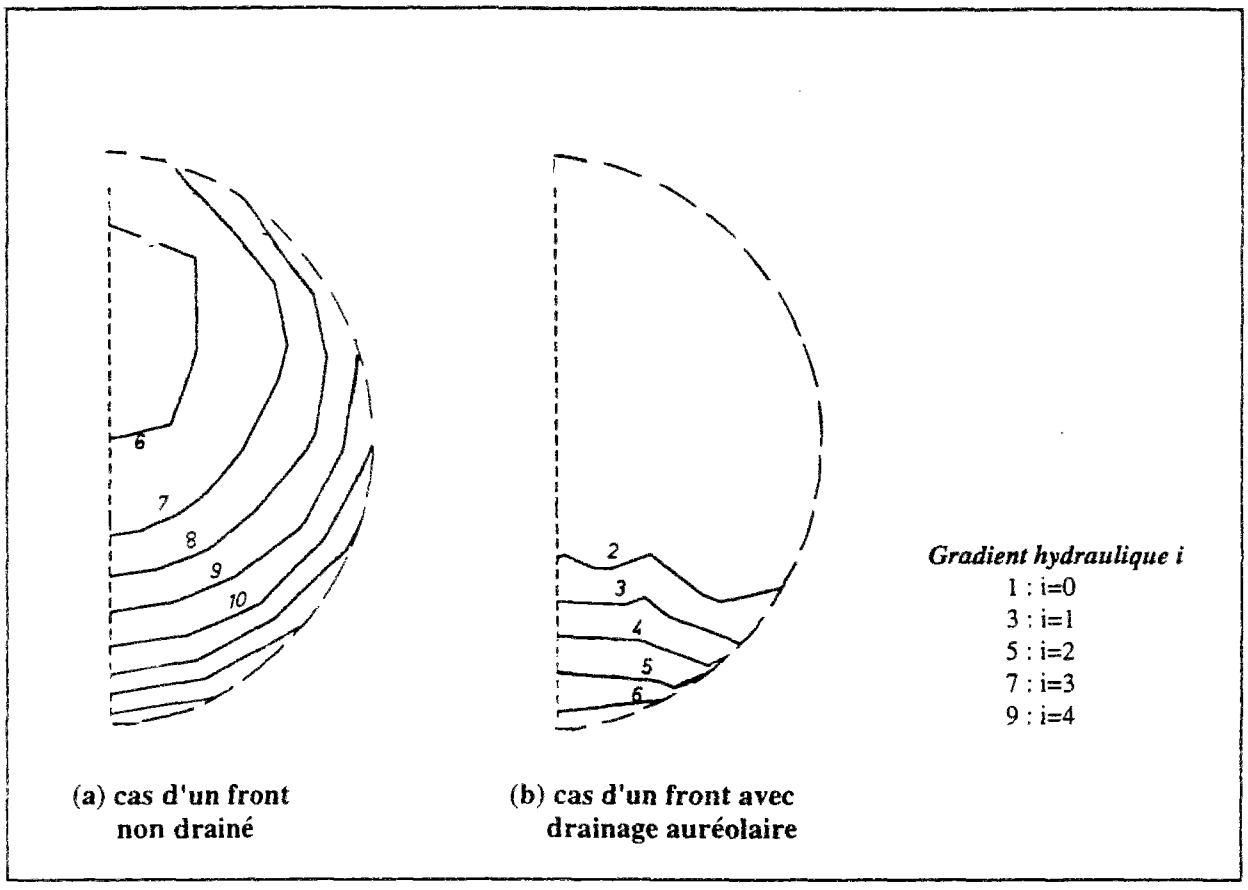


Figure III.23 : Influence du drainage auréolaire sur la distribution des gradients hydrauliques dans le plan transversal au front de taille.

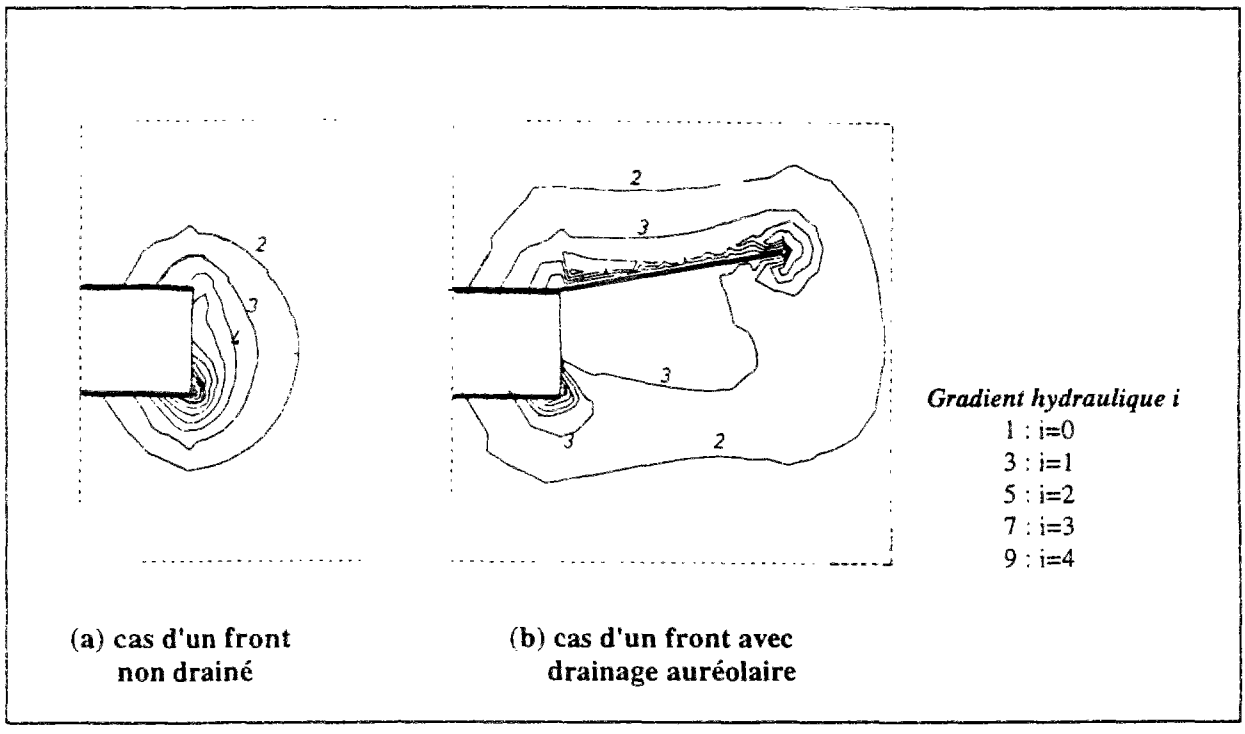


Figure III.24 : Influence du drainage auréolaire sur la distribution des gradients hydrauliques dans le plan longitudinal médian du tunnel (extrait du modèle).

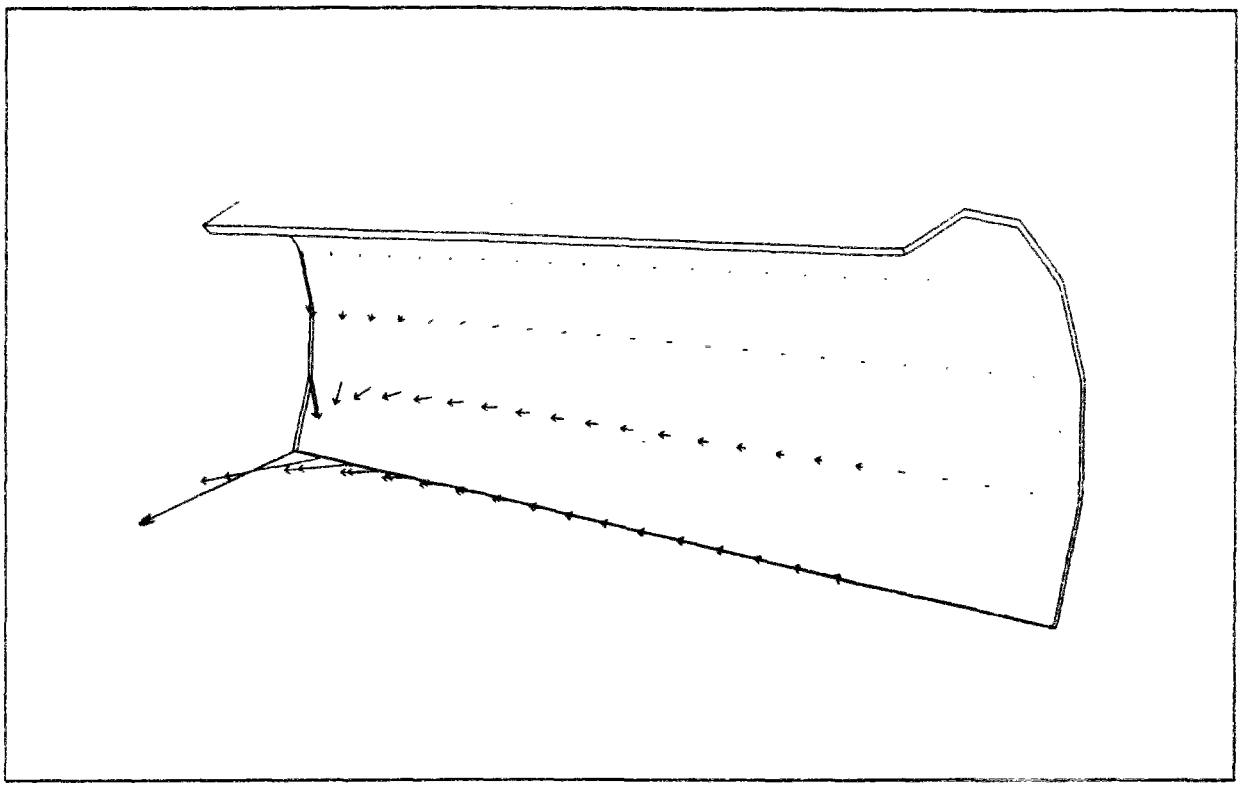


Figure III.25 : Vecteurs d'écoulement au sein de la saignée drainante.

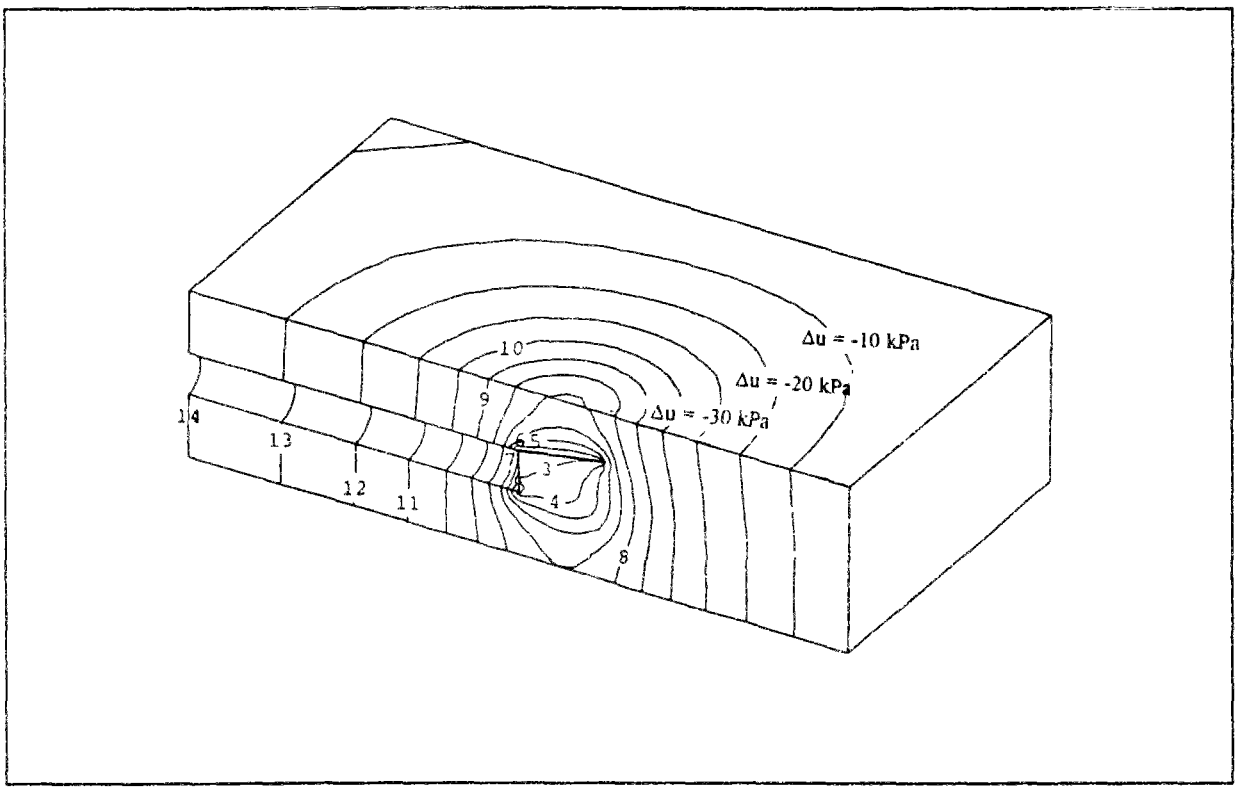


Figure III.26 : Impact du drainage auréolaire sur la diminution des pressions interstitielles dans le massif encaissant.

III.3.5 Réalisation d'un diaphragme étanche

La troisième technique analysée dans ce chapitre correspond à la réalisation d'un diaphragme étanche en voûte. Le maillage utilisé est similaire à celui considéré pour l'étude du drainage auréolaire, les caractéristiques géométriques du diaphragme étanche étant identiques à celles de la saignée drainante (figure III.27).

Les résultats des calculs montrent que l'impact de la présence du diaphragme étanche concerne plus particulièrement les pressions interstitielles (figure III.28). Malgré une faible influence du diaphragme sur le rabattement du niveau piézométrique de la nappe (0,63m au lieu de 0,71m dans le cas du tunnel sans diaphragme), la variation des pressions dans la zone située au dessus du tunnel est maintenue à des niveaux négligeables (figure III.28), diminuant ainsi les risques de consolidation du sol.

Du point de vue des gradients au front, les calculs montrent une faible influence de la présence du diaphragme (figure II.29). Dans certaines zones, ceux-ci sont même supérieurs à ceux obtenus dans le cas d'un tunnel sans diaphragme. Les débits recueillis dans l'ouvrage sont par ailleurs, dans les deux cas, pratiquement similaires.

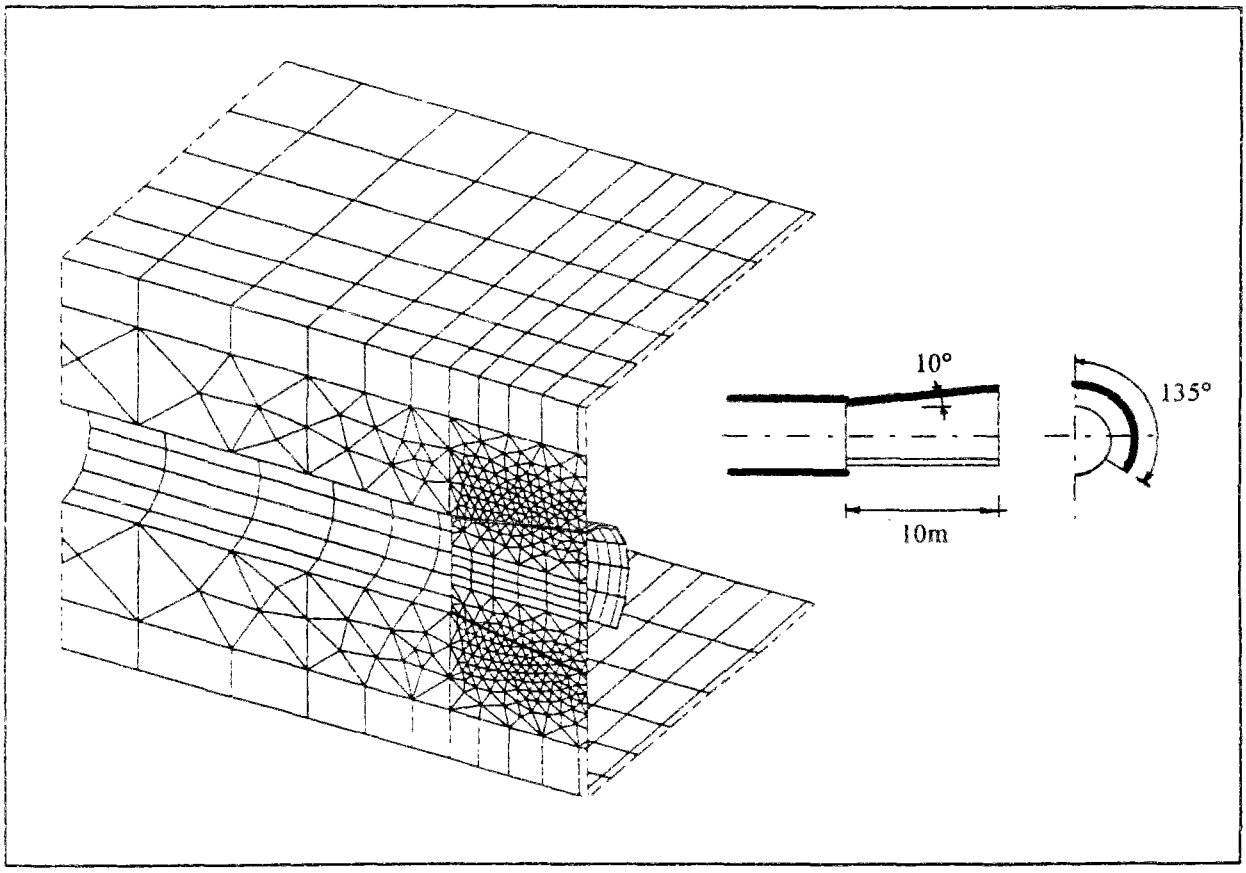


Figure III.27 : Caractéristiques géométriques du diaphragme étanche.

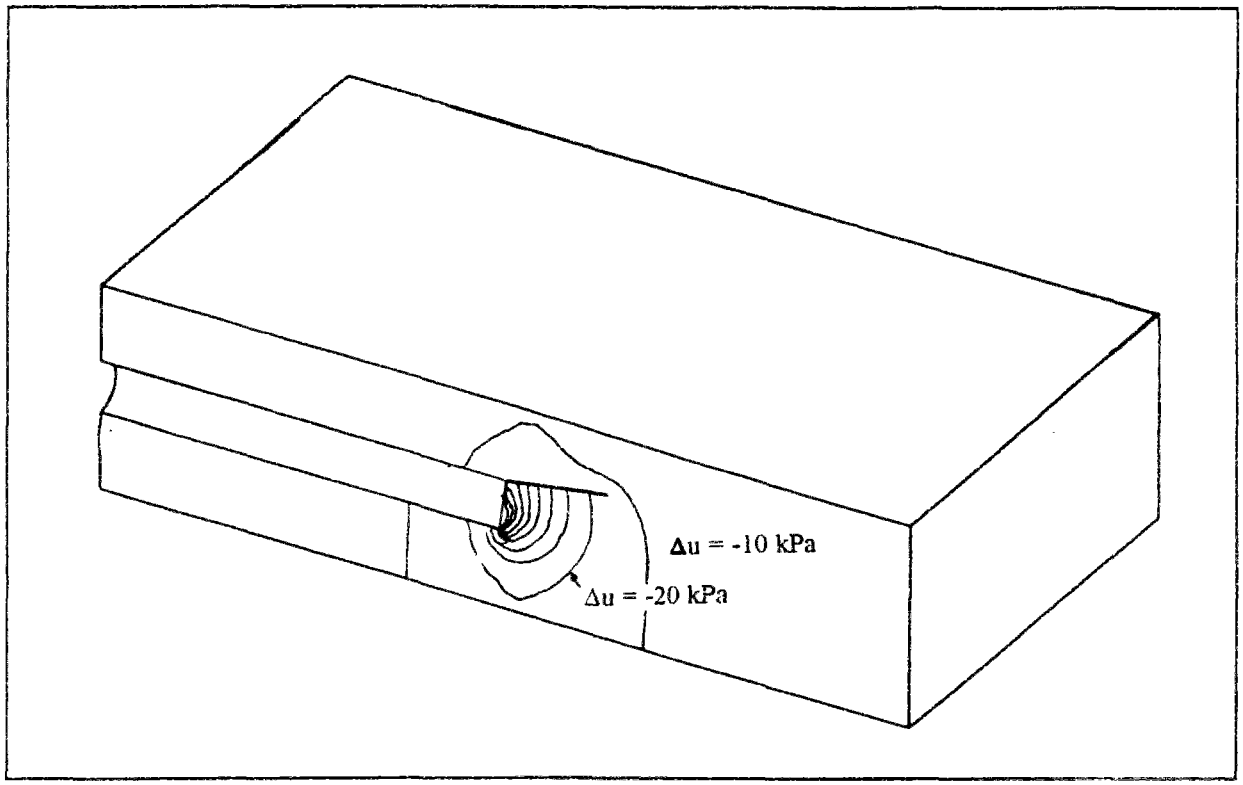


Figure III.28 : Influence du diaphragme sur les pressions interstitielles (extrait du modèle).

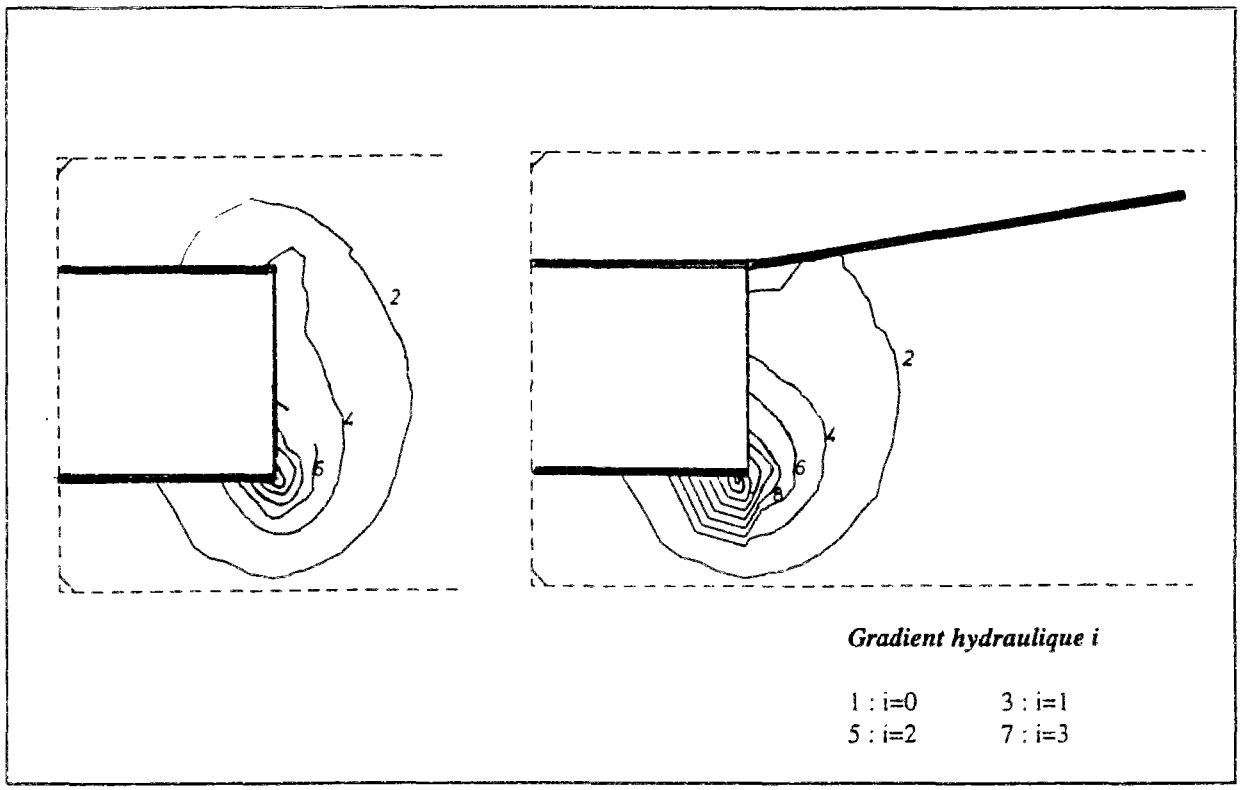


Figure III.29 : Comparaison des gradients hydrauliques entre les cas avec et sans diaphragme étanche dans le plan longitudinal médian du tunnel (extrait du modèle).

III.4 Modélisation des écoulements vers un tunnel au cours de l'avancement du front

Le calcul des écoulements en régime transitoire est notamment important lorsqu'il s'agit d'étudier le cas d'un tunnel en cours de réalisation. Les caractéristiques des écoulements vers l'ouvrage (débits, gradients hydrauliques, charges, pressions) dépendent alors à la fois des propriétés hydrauliques du massif et de la vitesse d'avancement de l'ouvrage dans le massif.

Dans cette section, on s'est proposé d'analyser les caractéristiques de l'écoulement en tenant compte de la vitesse d'avancement du creusement. On s'est notamment intéressé à l'influence de la vitesse d'avancement sur le régime hydraulique autour de la galerie, compte tenu des caractéristiques du terrain encaissant.

III.4.1 Modèle considéré, hypothèses et phasage des calculs

On s'est placé, pour cette étude, dans le cas d'une nappe en charge. Cette configuration permet une analyse plus générale, l'évolution des phénomènes étant régie par deux paramètres d'ordre hydrogéologique : le coefficient de perméabilité k et le coefficient d'emmagasinement hydraulique S.

Le modèle adopté est représenté sur la figure III.30. Il s'agit d'un tunnel circulaire de diamètre D égal à 5m, creusé dans un massif aquifère alimenté au niveau de chacune de ses frontières. Dans le plan transversal à l'axe de l'ouvrage, l'alimentation est supposée se situer à une distance égale à 4 fois le diamètre de la galerie (soit 20m). Les conditions de calcul sont schématisées sur la figure III.31.

L'avancement du tunnel dans le massif a été simulé en faisant varier la position du front (condition de pressions nulles) par passes successives de 5m de longueur chacune. Trois vitesses d'avancement différentes ont été considérées : 1 m/jour, 10 m/jour et 20 m/jour. L'étude est réalisée pour 6 catégories de terrains (tableau III.4).

Tableau III.4 : Caractéristiques hydrauliques des massifs considérés.

Massif type	A	B	C	D	E	F
k (m/s)	10^{-3}	10^{-6}	10^{-9}	10^{-12}	10^{-15}	10^{-18}
S	10^{-2}	10^{-4}	10^{-6}	10^{-8}	10^{-10}	10^{-12}
S/k (s/m)	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}

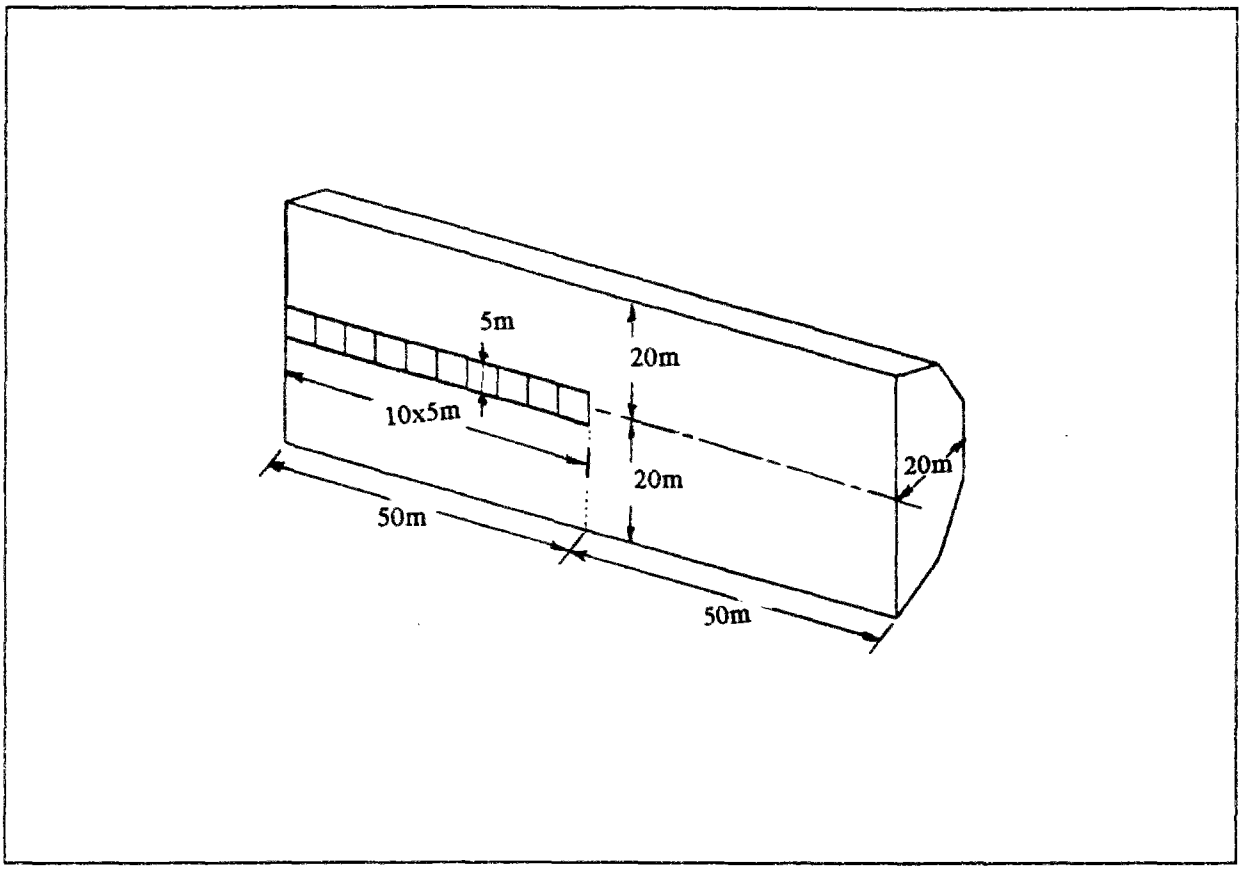


Figure III.30 : Le modèle considéré.

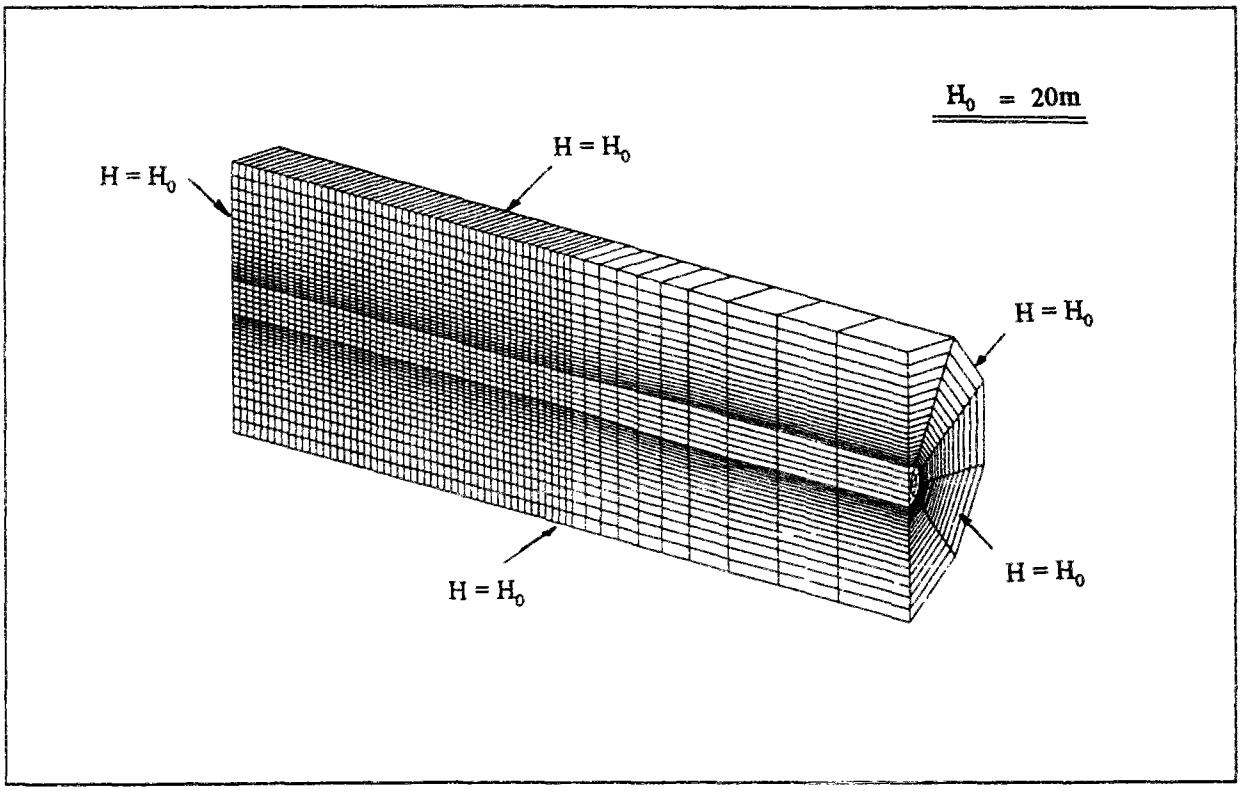


Figure III.31 : Maillage et conditions aux limites.

III.4.2 Analyse des résultats

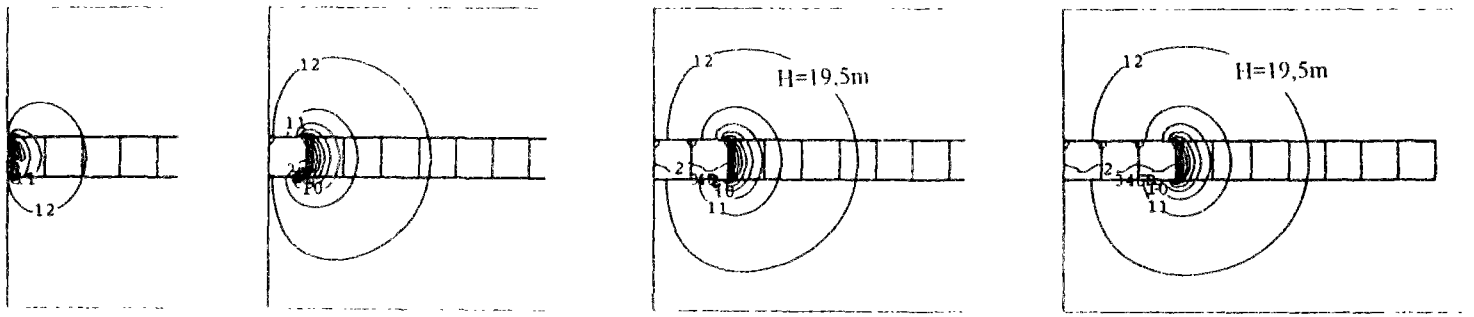
La figure III.32 permet de comparer l'évolution des lignes d'équipotentielles obtenues pour deux vitesses d'avancement différentes du tunnel. On remarque que, dans les deux cas, le réseau d'équipotentielles, initialement concentré au niveau du front de taille, se propage graduellement dans le massif jusqu'à atteindre un état pseudo-stationnaire qui évolue continuellement autour du front en mouvement.

Par ailleurs, on peut définir un rayon d'action de l'écoulement, en utilisant la condition introduite au chapitre précédent (2,5% de tolérance, soit H=19,5m). L'évolution du rayon d'action de l'écoulement avec l'avancement du tunnel dans le massif est donnée sur la figure III.33, et sur la figure III.34 en fonction du temps. On remarque que, dans la configuration traitée, le régime pseudo-stationnaire d'écoulement est atteint au maximum après quatre phases d'excavation, ce qui correspond à la couverture de la nappe au-dessus du tunnel. Par ailleurs, le temps de stabilisation des phénomènes est d'autant plus court que le coefficient de perméabilité est faible et que la vitesse d'avancement est importante (figure III.34).

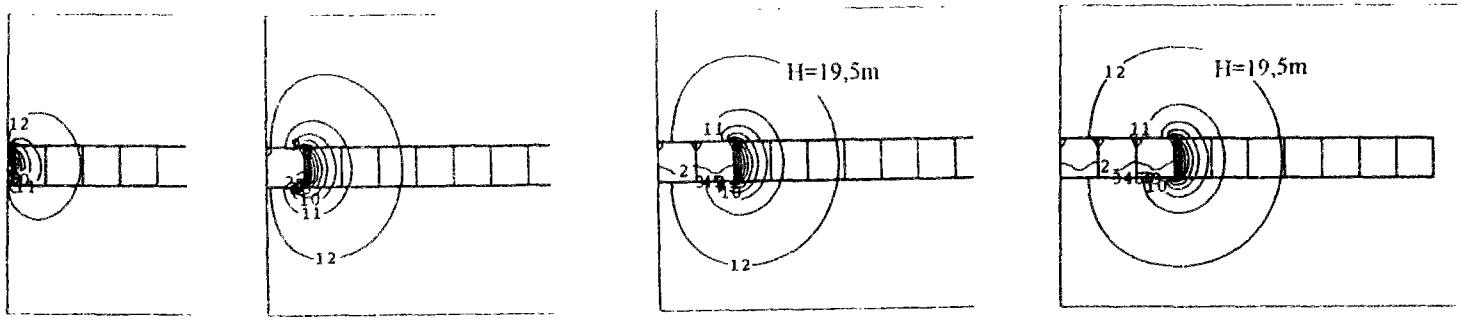
Les figures III.35 et III.36 montrent deux représentations de la relation entre le rayon d'influence obtenu lors de la stabilisation des phénomènes autour du front, la vitesse d'avancement et les propriétés hydrauliques du massif (k et S/k). Toutefois, pour les terrains relativement perméables et à faible emmagasinement (coefficient de perméabilité plus grand que 10^{-6} m/s et S/k plus petit que 10^{2} s/m), le rayon d'action est indépendant de la vitesse d'avancement. Pour les terrains peu perméables, le tunnel n'a qu'un effet très local sur le régime hydraulique dans le massif. Le rayon d'action pseudo-stationnaire augmente avec la vitesse d'avancement de l'ouvrage et avec la diminution du rapport S/k.

Enfin, les figures III.37 et III.38 montrent les réseaux d'équipotentielles obtenus à l'état pseudo-stationnaire pour différentes vitesses d'avancement de tunnels dans des massifs de propriétés hydrauliques différentes. Les résultats obtenus sont représentés selon une coupe longitudinale dans le plan médian du tunnel sur la figure III.37 et dans le plan transversal au front de taille sur la figure III.38. Ces figures aident à mieux appréhender le rôle des propriétés hydrauliques du sol et de la vitesse d'avancement du tunnel sur le régime hydraulique autour du front.

Ces résultats doivent être considérés comme une première étude dont les résultats ne peuvent être généralisés qu'après un examen plus approfondi et après une étude paramétrique détaillée permettant de vérifier le rôle de tous les paramètres et notamment de la géométrie du modèle ; il faudrait, de plus, tenir compte de l'éventuelle évolution d'une surface libre.



(a) avancement à une vitesse de 1 m/jour *.



(b) avancement à une vitesse de 10 m/jour *.

Charges hydrauliques

1	:	H = -2,5 m
3	:	H = 1,5 m
5	:	H = 5,5 m
7	:	H = 9,5 m
9	:	H = 13,5 m
11	:	H = 17,5 m

* massif de 10^{-9} m/s de coefficient de perméabilité et de 10^{-6} m^{-1} de coefficient d'emmagasinement.

Figure III.32 : Evolution du réseau d'équipotentielles lors de l'avancement du front de taille dans un massif avec deux vitesses différentes (extrait du modèle).

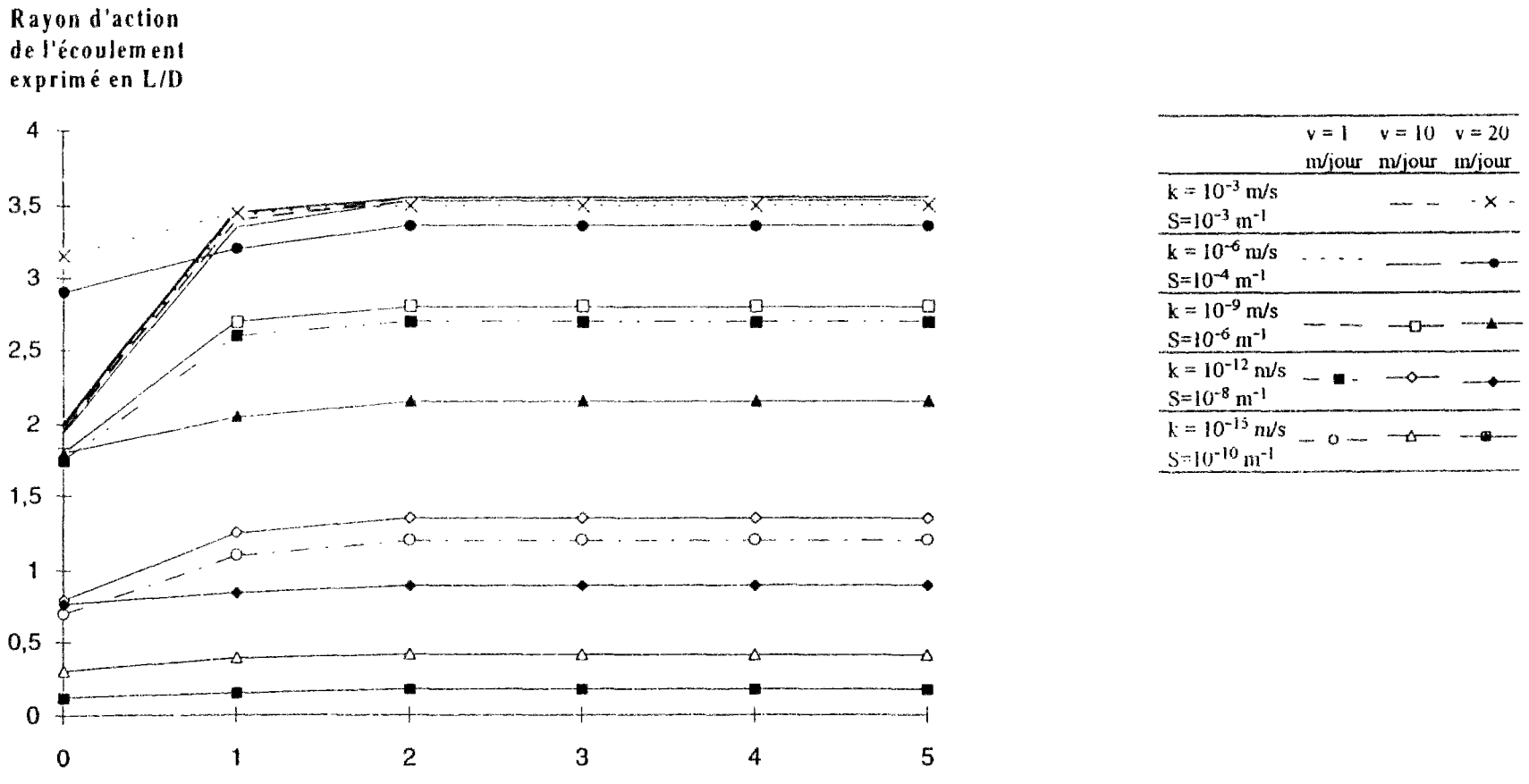


Figure III.33 : Evolution du rayon d'action de l'écoulement avec l'avancement du front dans le massif.

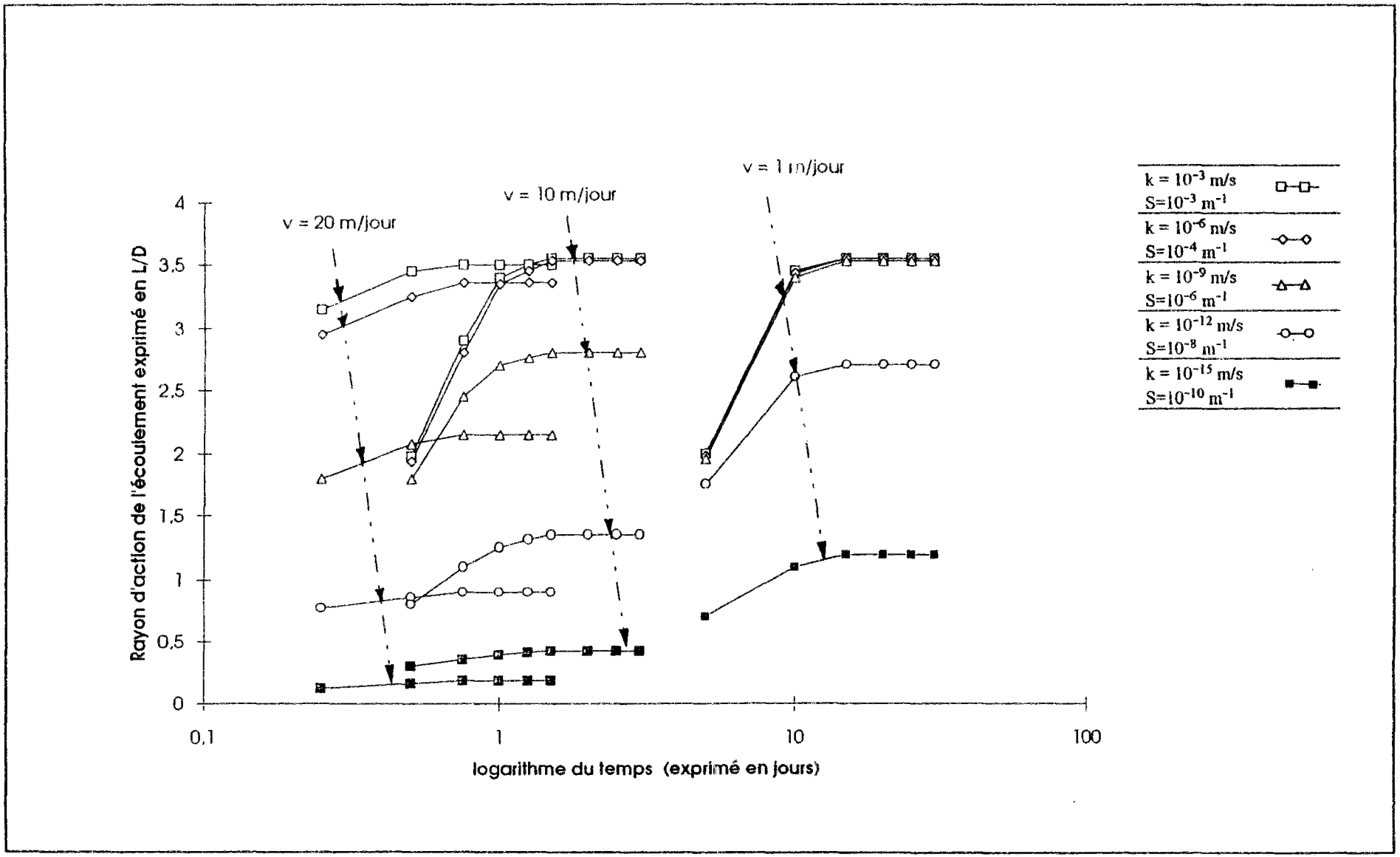


Figure III.34 : Evolution du rayon d'action dans le temps.

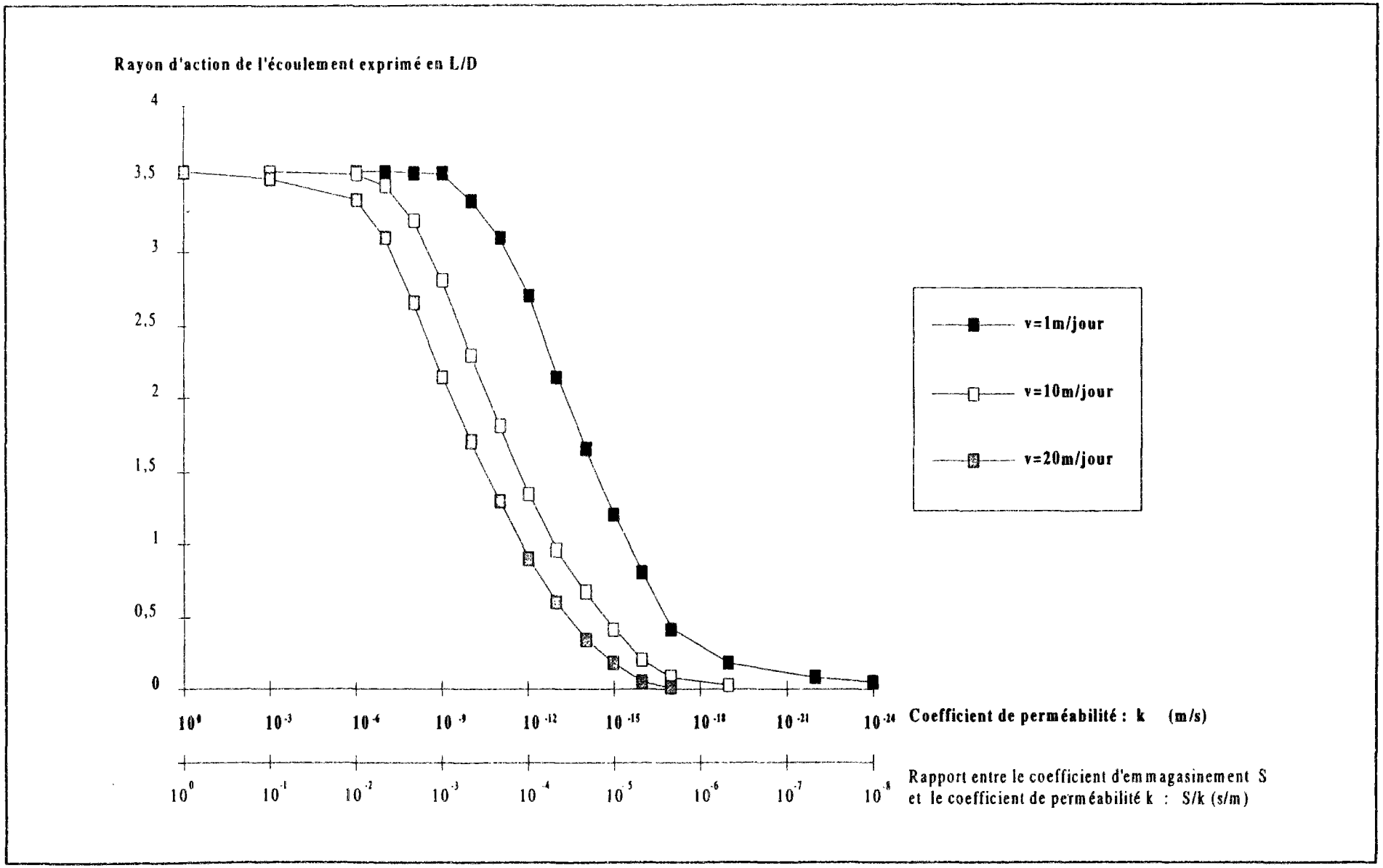


Figure III.35 : Evolution du rayon d'action obtenu à l'état pseudo-stationnaire de l'écoulement avec la vitesse d'avancement du tunnel et les propriétés hydrauliques du massif.

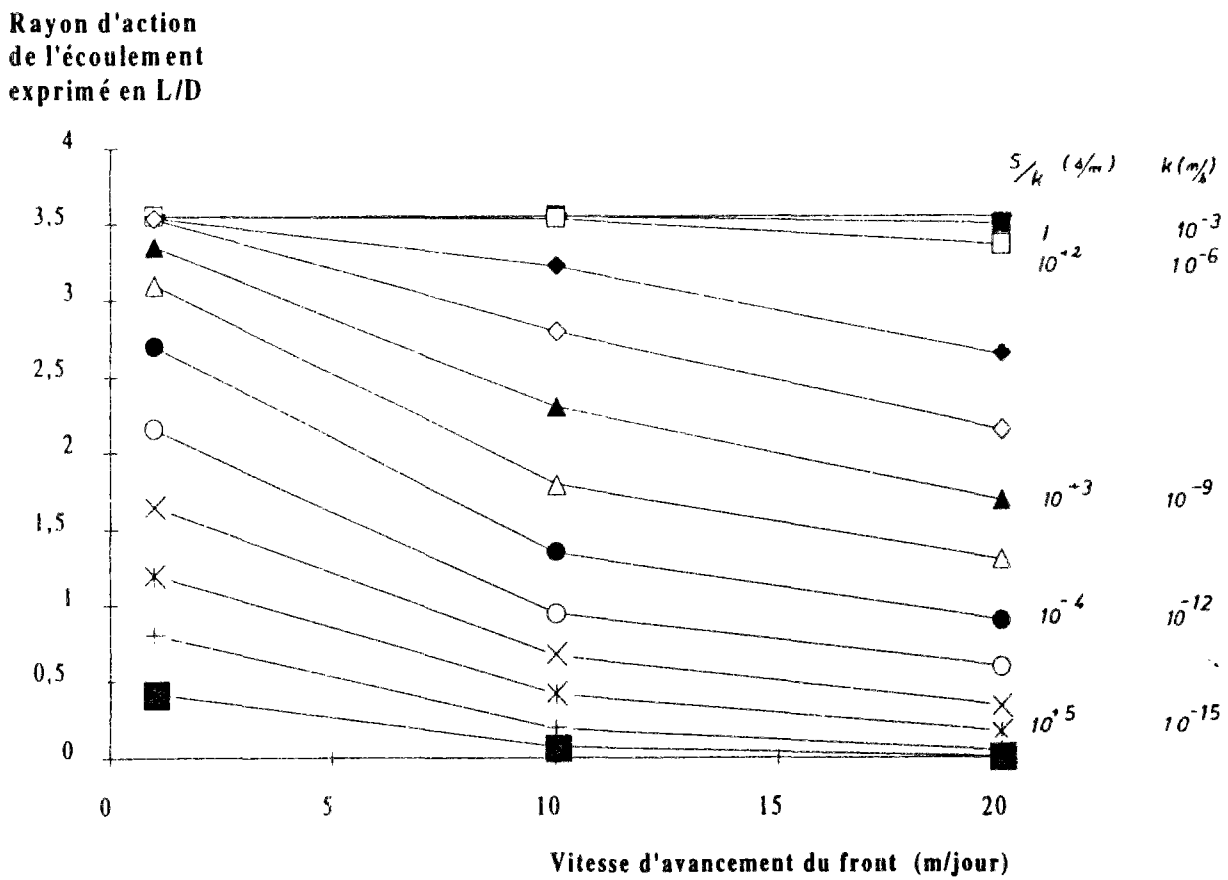


Figure III.36 : Rayon d'action de l'écoulement pseudo-stationnaire en fonction de la vitesse d'avancement du tunnel et des propriétés hydrauliques du massif.

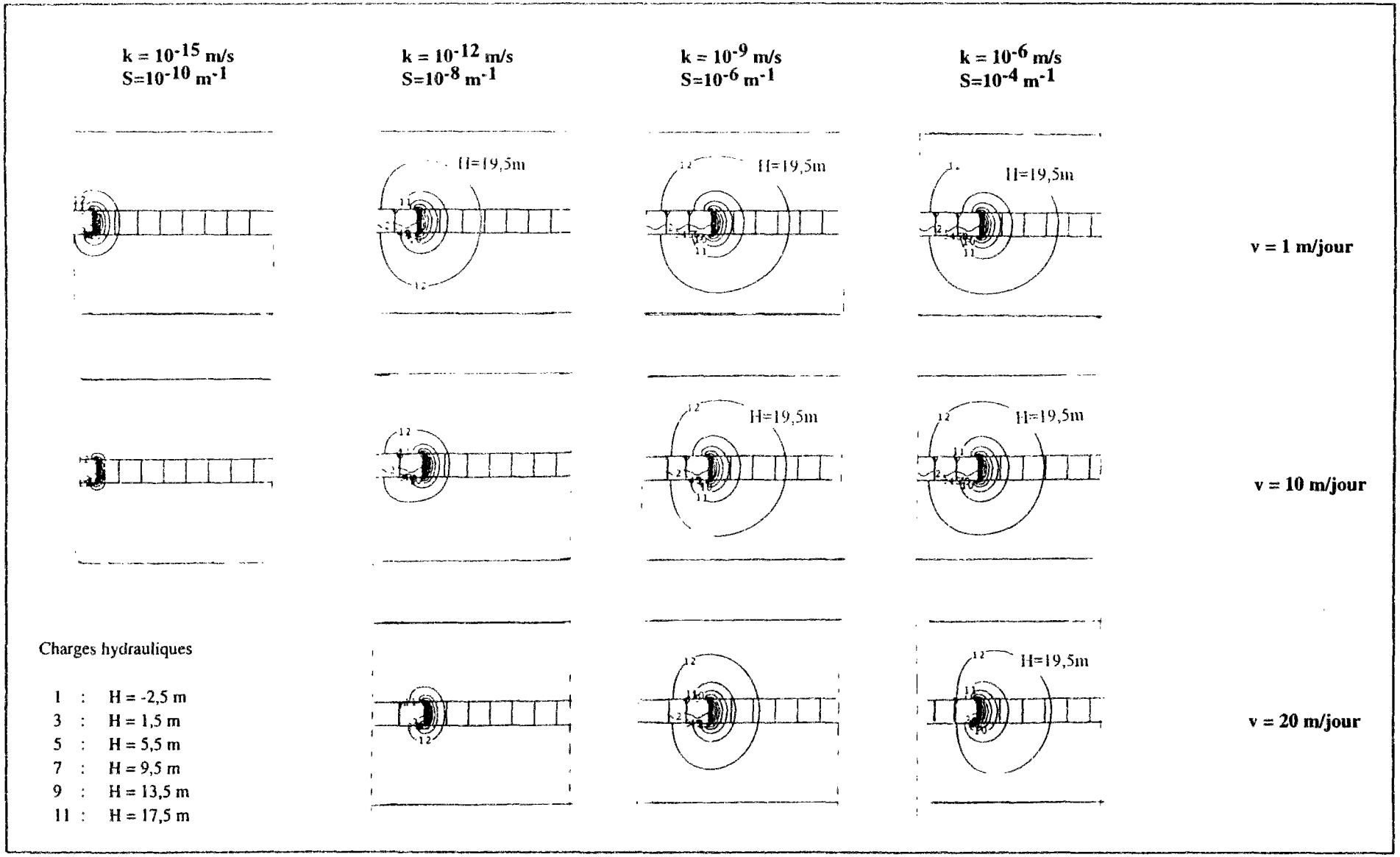


Figure III.37: Comparaison des réseaux d'équipotentielles obtenus, dans le plan longitudinal médian du tunnel, à l'état pseudo-stationnaire de l'écoulement pour différents types de sols et différentes vitesses d'avancement.

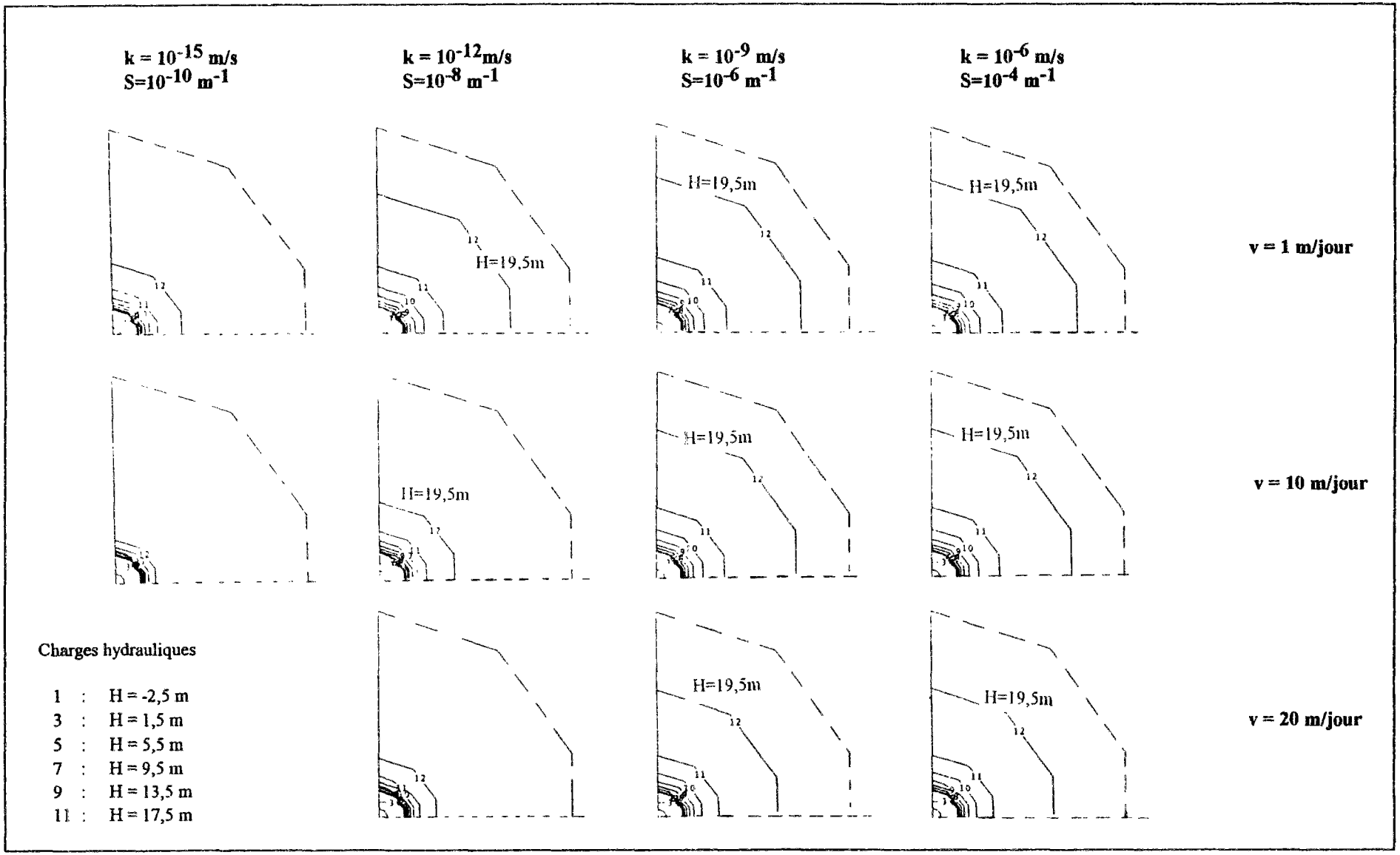


Figure III.38: Comparaison des réseaux d'équipotentielles obtenus, dans le plan transversal au front de taille, à l'état pseudo-stationnaire de l'écoulement pour différents types de sols et différentes vitesses d'avancement.

III.5 Conclusions

Dans ce chapitre, le calcul à l'aide du code CESAR-LCPC a permis d'étudier l'impact de trois techniques proposées pour réduire l'effet des écoulements vers le front de taille d'un tunnel en cours de construction et d'analyser l'évolution du régime hydraulique à l'avancement du tunnel dans le massif.

Les résultats de calcul ont permis de vérifier l'efficacité du drainage horizontal par des drains tubulaires pour réduire les gradients hydrauliques au front de taille. Les différents modèles étudiés ont mis en évidence un drainage plus efficace lorsque le système de drainage est placé près du radier ; l'influence du nombre de drains, de leur diamètre et de leur longueur sur l'efficacité du système de drainage a par ailleurs été constatée ; la perméabilité relative des drains par rapport au sol a également un rôle important.

La modélisation d'un système de drainage auréolaire a montré une plus grande efficacité par comparaison à celle du drainage tubulaire ; la surface drainante étant dans ce cas plus importante, ce système permet d'obtenir une plus grande diminution des gradients ; cette diminution est, de plus, mieux répartie au front de taille. Les deux systèmes (drainage auréolaire et drainage tubulaire) ont toutefois un effet non négligeable sur la quantité d'eau drainée du massif ; les chutes de pressions interstitielles sont, dans ce cas, plus importantes et affectent des parties plus importantes du massif.

En revanche, la modélisation d'un diaphragme étanche au front de taille en voûte a montré que ce diaphragme contribue principalement à maintenir la variation des pressions interstitielles au-dessus de l'ouvrage à un niveau négligeable ; les gradients au front ne sont que faiblement influencés par la présence du diaphragme.

D'un autre côté, la modélisation des conditions transitoires d'un tunnel à l'avancement a permis de mettre en évidence le rôle primordial de la perméabilité du sol et de la vitesse d'avancement sur le régime hydraulique du massif.

Cette étude a permis de dégager l'existence d'un régime d'écoulement quasi-stationnaire qui s'établit autour du front de taille et l'accompagne au fur et à mesure de l'avancement de l'ouvrage dans le massif. L'étendue de la zone influencée peut être caractérisée par un rayon d'action qui est d'autant plus grand que la perméabilité du massif est grande et la vitesse de l'avancement du tunnel est réduite. Pour le cas traité dans ce chapitre (un tunnel de 5m de diamètre réalimenté d'une source continue située à 20m de distance), et si on considère un massif de 10^{-12} m/s et de coefficient de perméabilité et 10^{-4} de coefficient d'emmagasinement, le rayon d'action passe de 5m à 15m quand la vitesse d'avancement du tunnel tombe de

20m/jour à 1m/jour. L'extension du rayon d'action dans le massif réduit l'amplitude des gradients au front de taille ; cela amplifie, par contre, la chute de pressions interstitielles.

Toutefois, les calculs réalisés dans ce chapitre ainsi que ceux du chapitre qui le précède (chapitres II et III) ont considéré les écoulements en milieux poreux peu ou non déformables. Dans le cas des terrains meubles, les déformations du sol qui accompagnent l'écoulement des eaux vers la galerie et celles induites par son creusement proprement dit (déconfinement) jouent un rôle important dans l'évolution transitoire des phénomènes. La déformabilité du sol influence par ailleurs les variations de pressions interstitielles dans le massif et ce par contraction ou dilatation de certaines zones autour de l'ouvrage.

Dans les massifs déformables, les écoulements et les déformations induits par le creusement d'un tunnel doivent en toute rigueur être traitée en analyse hydro-mécanique couplée tenant compte de l'interaction établie entre les deux phénomènes.

DEUXIEME PARTIE

CHAPITRE IV

LA CONSOLIDATION DES SOLS AUTOUR DES TUNNELS - COMPORTEMENT IN SITU ET MODELISATION - SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

IV.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude des déformations induites dans les massifs encaissant le creusement de tunnels et à la description des techniques développées pour simuler, sur un modèle d'éléments finis, les différents états de chargement subis par l'ouvrage et le massif au cours des phases successives de la construction.

La première partie du chapitre présente une synthèse d'observations de chantiers ; celles-ci concernent la réponse du massif au creusement et la distribution des tassements qui en résultent à la surface du sol. Un intérêt particulier a été accordé aux observations portant sur l'évolution des pressions interstitielles et des tassements de consolidation du sol.

Dans un deuxième temps, nous décrivons les principales techniques développées pour simuler numériquement les différentes phases de réalisation de l'ouvrage, en analysant à chaque fois les limites de la représentativité des modèles.

Enfin, nous présentons une revue des travaux publiés sur la modélisation de la consolidation des sols autour des tunnels et notamment ceux qui ont fait l'objet de confrontations à des résultats de mesures sur le site.

IV.2 Phénoménologie de la consolidation des sols

Définir le phénomène de la consolidation des sols en une phrase ou un paragraphe s'avère délicat. La définition la plus générale que l'on puisse trouver dans les ouvrages traditionnels de mécanique des sols concerne les tassements induits : ce sont les déformations du sol au cours du temps dues à la diminution du volume des vides permise par l'expulsion de l'eau des pores du squelette.

Les applications géotechniques les plus fréquentes concernent des ouvrages qui chargent le massif de sol (fondations, remblais, ...) et provoquent une augmentation initiale des pressions interstitielles ; dans ces conditions, certains auteurs définissent le tassement induit par la consolidation du sol comme la déformation qui accompagne la dissipation des surpressions interstitielles provoquée par le chargement du sol.

Le choix du terme "consolidation" pour décrire ce phénomène peut paraître étrange. Cela provient peut-être du fait que l'on observe une amélioration des propriétés apparentes du sol durant le processus dit de "consolidation" (diminution de la vitesse de déformation dans le temps, augmentation de la cohésion apparente).

Quoi qu'il en soit, la consolidation du sol se produit au cours du temps. Durant ce processus, non seulement l'indice des vides du sol diminue mais aussi sa teneur en eau. C'est Frontard (1914) qui le premier a mis en évidence expérimentalement cette relation entre le chargement, la teneur en eau et le temps (cité par Leroueil et al., 1985).

Toutefois une définition rigoureuse du phénomène de consolidation des sols ne peut être présentée qu'à travers les principes énoncés par Terzaghi (1923), qui le premier est sorti des pratiques consistant à analyser globalement le comportement du massif, et a considéré un massif de sol comme constitué de deux phases, obéissant chacune à des lois mécaniques différentes : le squelette et l'eau. Cette dissociation lui a permis, après l'écriture des équations relatives à chacune des deux phases, de présenter la première solution d'un problème de consolidation : la consolidation unidimensionnelle d'une couche de sol de dimensions infinies dans le plan horizontal, soumis à une pression verticale uniforme sur toute sa surface et drainée par ses deux extrémités supérieure et inférieure (Terzaghi, 1923). Cette dissociation lui a, par ailleurs, permis d'établir le principe de base de la mécanique des sols saturés, qui est la notion de contraintes effectives (Terzaghi, 1925). Celle-ci permet en fait d'identifier la part de la contrainte totale appliquée au squelette solide du sol.

En se basant sur les principes de Terzaghi, on peut finalement définir la consolidation du sol comme l'interaction entre le comportement mécanique du squelette solide du sol et le comportement hydraulique du fluide qui remplit ses pores. C'est un phénomène de couplage hydromécanique. Bien que ce couplage puisse caractériser le comportement de tout type de sol, le phénomène de consolidation a toujours été attribué au comportement des sols argileux. En effet, c'est dans les argiles que l'on observe le plus de déformations et que se manifeste pleinement l'effet du temps. Ceci est dû à la grande compressibilité et à la très faible perméabilité de ces sols, cette dernière propriété ayant pour effet de retarder la circulation de l'eau interstitielle et, par conséquent, de différer la transmission des contraintes au squelette solide.

IV.3 Consolidation du sol autour des tunnels - Observations de chantiers

IV.3.1 Réponse d'un massif de sol au creusement d'un tunnel

Les problèmes de comportement des massifs au creusement de tunnels ont été principalement abordé dans un premier temps sur la base de l'analyse d'observations faites sur des chantiers instrumentés. La première synthèse de ces observations a été présentée par Peck (1969) dans un rapport général portant sur le comportement observé de 14 tunnels. Des travaux (tels ceux de Cording et Hansmire, 1975 ; Attewell, 1978 ; Hanya, 1977 ; Ward et Pender, 1981, entre autres) sont venus consolider les connaissances acquises depuis ce rapport (Peck, 1969) ; ils ont constitué les premières bases pour une compréhension plus claire des phénomènes (Schlosser et al., 1985).

Ces observations ont montré que la réponse d'un massif dépend essentiellement de la méthode d'exécution et de la nature du terrain (Peck, 1969 ; Hanya, 1977). La figure IV.1 décrit les principales catégories de mouvements susceptibles d'être observés pour trois configurations d'exécution différentes (Clough et Leca, 1989).

Les figures IV.1a et IV.1b illustrent les mouvements généralement constatés lors de l'utilisation d'une méthode de creusement au bouclier. Dans le cas d'un bouclier à front ouvert ou d'une pressurisation du front ne dépassant pas le niveau des contraintes du sol en place (figure IV.1a), le sol tend à se déplacer vers le front de taille ; ce cas de figure est le plus fréquemment observé sur les chantiers de tunnels (Hanya, 1977 ; Attewell, 1978). Dans le cas où la pression appliquée au front excède les contraintes en place, on observe, par contre, un refoulement du sol à l'avancement (figure IV.1b). Ce phénomène a été mis en évidence sur des chantiers de tunnels construits à faible profondeur, dans des sols mous à San Francisco (Clough et al., 1985) et au Japon (Ohta et al. 1985).

Après le passage du bouclier, le sol a tendance à se déplacer radialement vers l'ouvrage pour combler le vide laissé à l'arrière de la jupe du bouclier entre la paroi du massif excavé et le revêtement du tunnel : c'est le phénomène de la fermeture du vide annulaire (figures IV.1a et IV.1b).

Dans le cas des méthodes de creusement traditionnelles telle que la nouvelle méthode autrichienne (figure IV.1c), on observe un mouvement général de convergence du sol vers le front de taille et les parois de la galerie ; un soulèvement du radier peut également se produire si la pose du revêtement s'effectue à une certaine distance derrière le front de taille. Des refoulements de terrain peuvent, en revanche, être observés si la stabilité de l'ouvrage est assurée par une pressurisation de la galerie avec des pressions d'air excédant le niveau des contraintes initiales dans le massif (Schmitter, 1987).

Par ailleurs, d'autres mouvements viennent en général se superposer aux déplacements induits par le creusement proprement dit ; on peut citer, parmi les sources principales de déplacements :

- l'injection de coulis dans le vide annulaire dans le cas du creusement au bouclier, cette technique étant destinée à réduire les mouvements au niveau de la queue du bouclier et à uniformiser les pressions de sol sur l'extrados du revêtement,

- la déformabilité du soutènement,

- la variation des pressions interstitielles provoquée par le creusement de l'ouvrage ou par l'écoulement des eaux souterraines vers la galerie (consolidation) ;

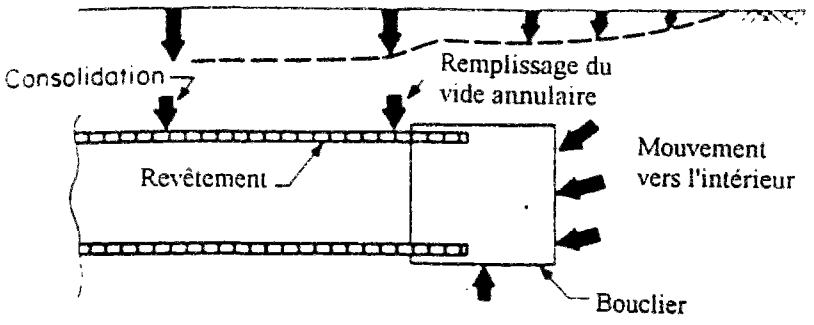
- le fluage du sol.

La combinaison des déplacements induits par ces différents facteurs (déconfinement, injections de coulis, déformabilité du revêtement, consolidation, ...) influence aussi bien la distribution des efforts repris par le soutènement que le niveau de déformation finale du massif encaissant.

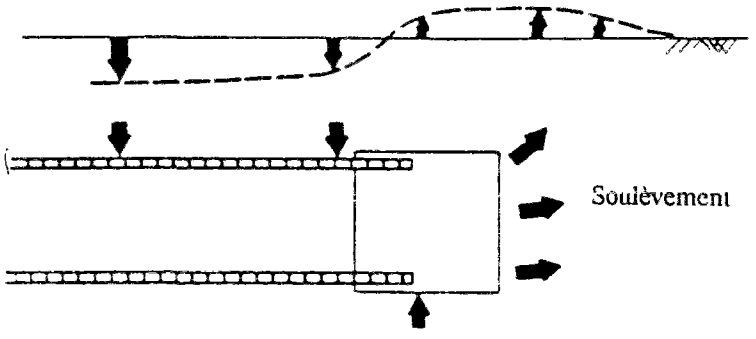
Les déformations du massif tendent à se propager vers la surface du sol, où elles, peuvent provoquer des tassements qui affectent la pérennité des ouvrages avoisinants (bâtiments, conduites, ...). Les tassements de surface commencent à se développer à une certaine distance avant l'arrivée du front et s'amplifient à mesure que les travaux progressent ; une représentation schématique de cette évolution dans le plan médian de l'ouvrage est montrée, pour les trois méthodes de creusement considérées, sur la figure IV.1.

Les observations in situ ont permis de confirmer l'importance du comportement tridimensionnel du sol autour du front de taille. La figure IV.2 représente, en vues tridimensionnelles, les deux types de comportement observés autour d'un certain nombre de tunnels creusés au Japon (Yamada et al., 1986, cités par Nomoto et al., 1995), dans le cas d'un massif de sol cohérent (figure IV.2a) et dans le cas d'un sol pulvérulent (figure IV.2b).

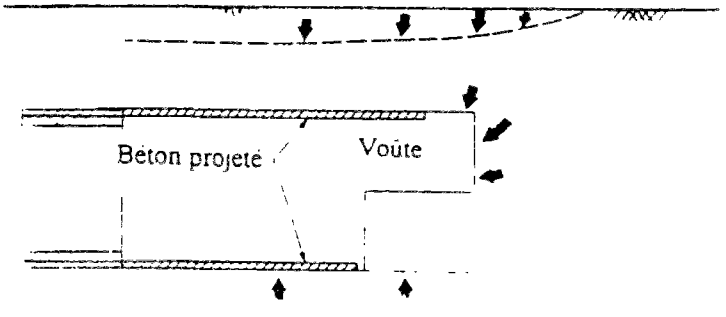
Dans un plan transversal perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, les mouvements du sol se produisent radialement vers l'ouvrage (figure IV.3a). Dans le cas d'un bouclier exerçant une pression supérieure aux contraintes du sol en place, un refoulement radial peut être observé localement à proximité de la galerie (figure IV.3b) ; ce phénomène a été mis en évidence dans le cas d'un tunnel creusé dans les limons de San Francisco (Clough et al., 1985). Les mouvements dus au remplissage du vide annulaire se superposent en général à ceux induits par les pressions du coulis d'injection, ces deux phénomènes se développant simultanément juste après le passage du bouclier. Les mesures effectuées sur site conduisent à conclure que les mouvements résultants ont vraisemblablement une allure non uniforme sur la paroi du revêtement (Rowe et al., 1983) : ils sont pratiquement nuls au niveau du radier et atteignent leur valeur maximale à la clé de voûte du tunnel (figure IV.4).



(a) Mouvements de sol accompagnant le creusement avec un bouclier à front ouvert.



(b) Mouvements de sol accompagnant le creusement avec un bouclier dont la pression au front excède la pression des terres.



(c) Mouvements de sol accompagnant le creusement par la nouvelle méthode autrichienne.

Figure IV.1 : Typologie des mouvements de sol au cours du creusement d'un tunnel (Clough et Leca, 1989).

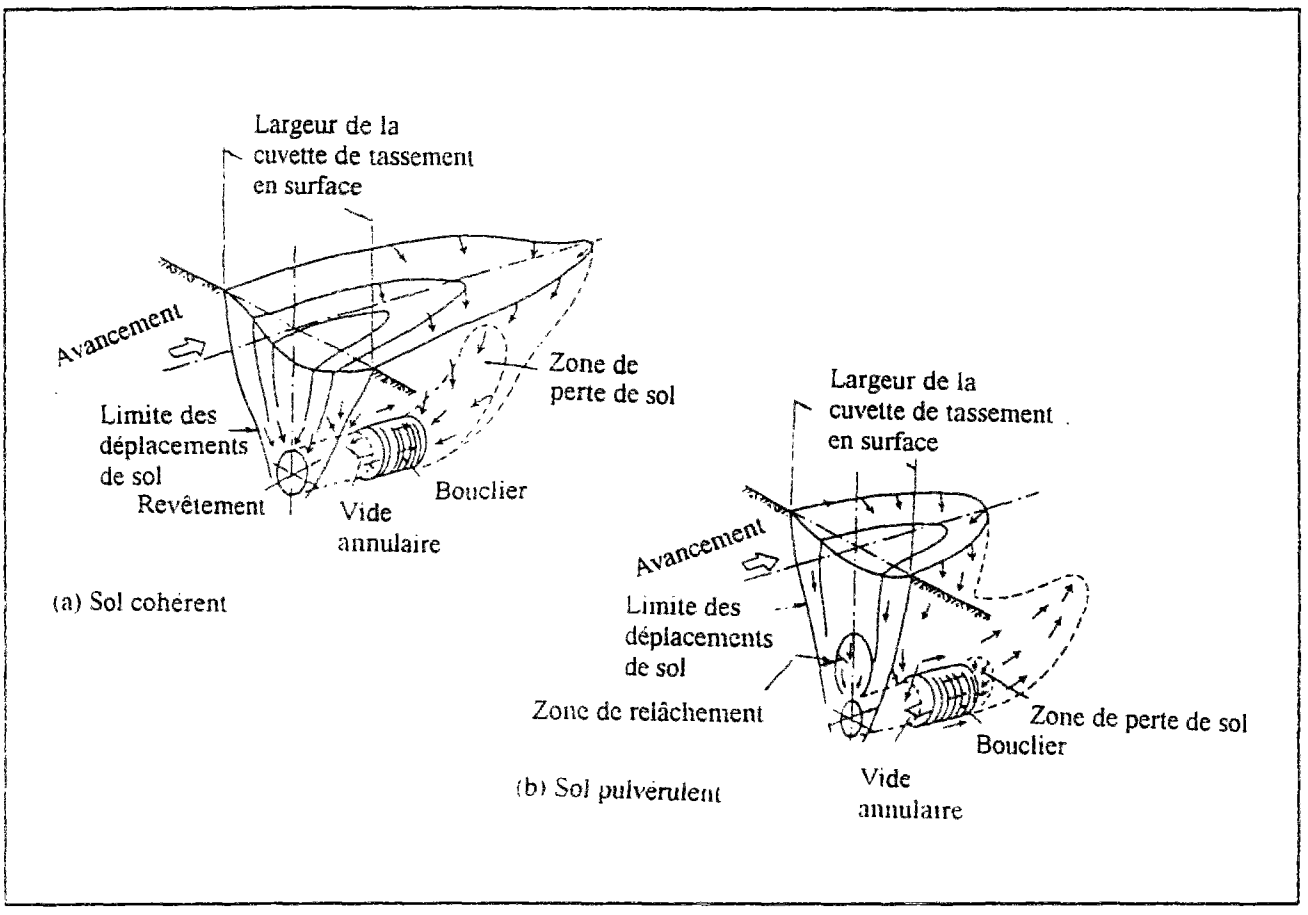
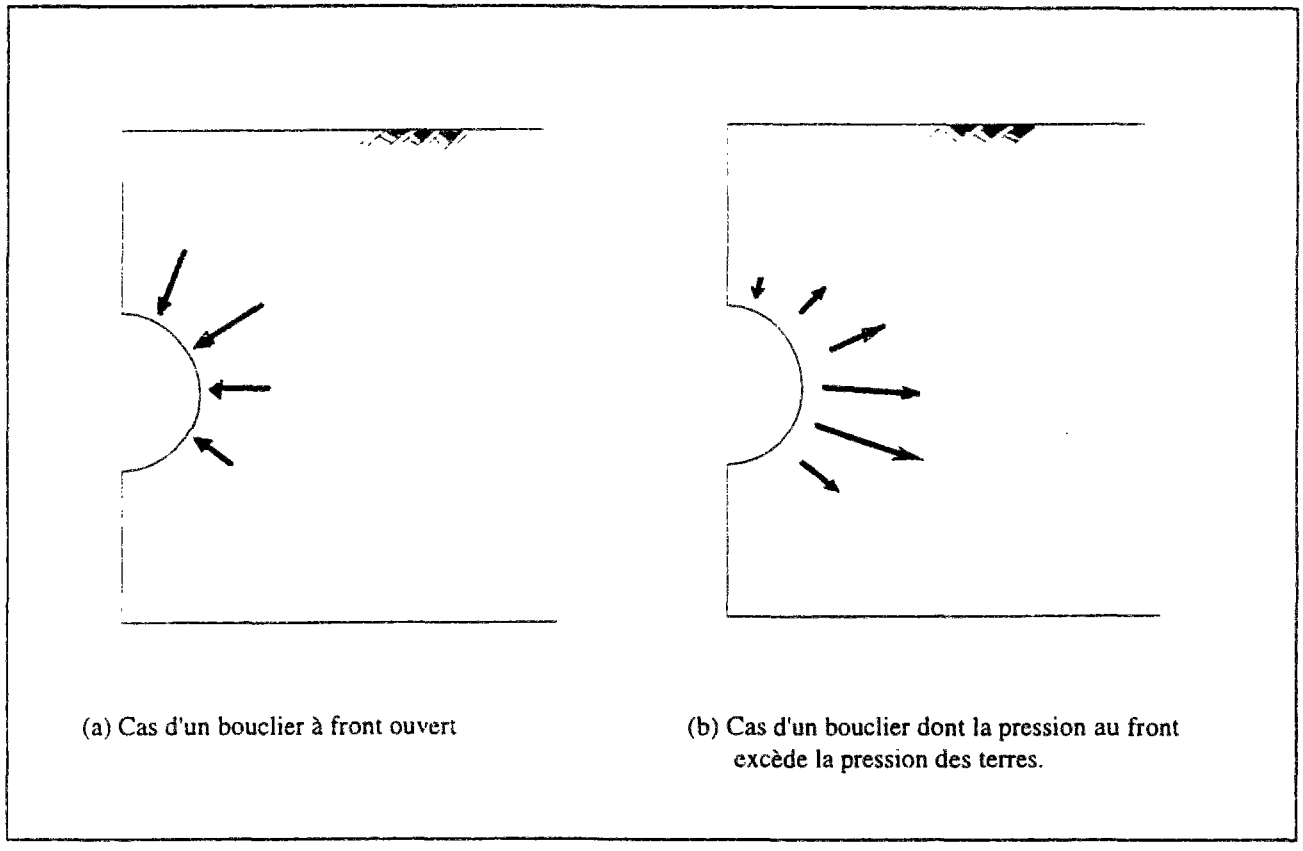


Figure IV.2 : Vue tridimensionnelle des mouvements du sol au cours du creusement de tunnels (Yamada et al., 1986).

Les tassements qui résultent des différentes sollicitations subies par le massif se présentent généralement sous la forme d'une cuvette dont l'allure, dans le plan transversal, suit une loi normale de Gauss, caractérisée par le tassement maximal à l'axe du tunnel et la distance du point d'inflexion de la courbe au plan médian de l'ouvrage

L'étendue de la cuvette dépend principalement du type de sol, du diamètre du tunnel et de sa proximité de la surface. La cuvette des tassements de surface peut s'étendre latéralement jusqu'à 1,5 fois la couverture du terrain dans le cas des argiles molles ; dans le cas des sables, l'étendue des tassements est moins importante, sauf pour les ouvrages creusés sous le niveau piézométrique d'une nappe.

Par ailleurs, les mesures in situ montrent que les tassements observés en surface ne représentent qu'une partie des déplacements verticaux induits dans le massif en profondeur (Cording et Hansmire, 1977 ; Ward et Pender, 1981 ; Attewell et Farmer, 1977, entre autres). Dans le cas des sols argileux, la cuvette de tassement évolue dans le temps ; ce phénomène peut notamment résulter de la consolidation du sol.



(a) Cas d'un bouclier à front ouvert

(b) Cas d'un bouclier dont la pression au front excède la pression des terres.

Figure IV.3 : Mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel -Vue transversale.

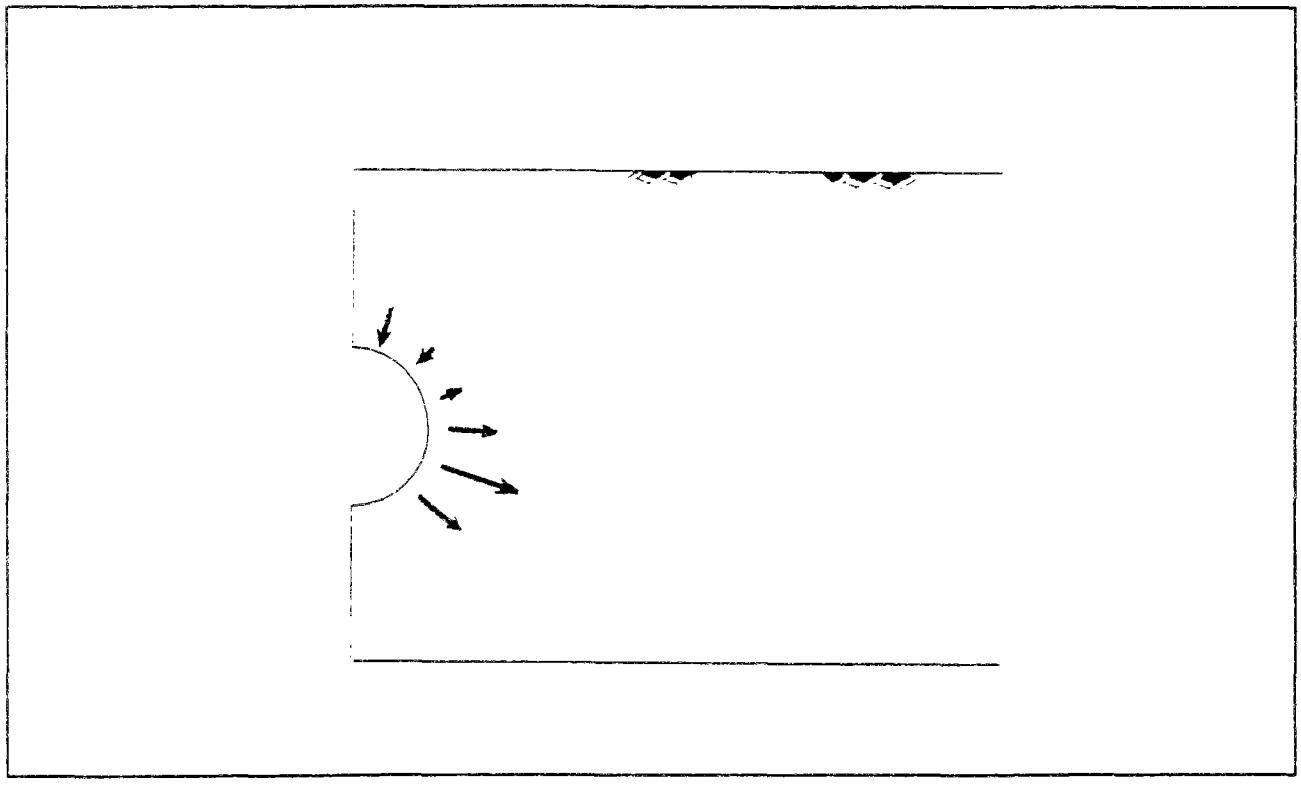


Figure IV.4 : Mouvements latéraux induits par l'effet simultané du remplissage annulaire et de l'injection de coulis.

IV.3.2 Rôle de la consolidation dans les tassements observés autour des tunnels

Peu de travaux ont été consacrés à l'étude de la consolidation des sols autour de tunnels. Toutefois, les rares mesures piézométriques réalisées autour de tunnels creusés dans l'argile (Eden et Bozozuk, 1969 ; De Lory et al., 1979 ; Palmer et Belshaw, 1980), s'accordent à confirmer une augmentation des pressions interstitielles du sol à l'approche du bouclier ; ces pressions diminuent après le passage de la machine et descendent généralement au-dessous du niveau des pressions existant dans le massif à l'état naturel.

Cette diminution progressive des pressions interstitielles a pu être observée, sur certains chantiers, pendant plusieurs années après la fin des travaux. Palmer and Belshaw (1980) interprètent ce phénomène en considérant que le tunnel agit comme un drain provoquant l'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage et par conséquent une consolidation du massif.

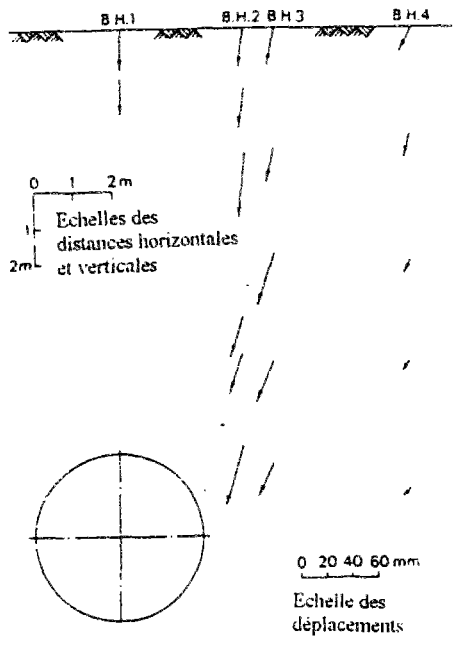
Attewell et al. (1978) ont étudié l'évolution des déformations observées pendant et après la réalisation du tunnel du Tyne, creusé dans une argile silteuse au Royaume-uni, pour lequel des mesures de déplacements horizontaux et verticaux ont été effectuées dans le massif. La figure IV.5 montre l'amplitude et l'orientation des vecteurs de déplacements observés sur des intervalles de temps successifs (Attewell et al., 1978).

A court terme (moins de 50 jours), les déplacements sont concentrés sur la voûte du tunnel (figure IV.5a). Entre 51 et 91 jours après le passage du tunnel, le sol tasse vers la partie du massif située à côté de l'ouvrage (figure IV.5b). A plus long terme, un tassement principalement vertical se développe sur les côtés du tunnel (figures IV.5c et IV.5d).

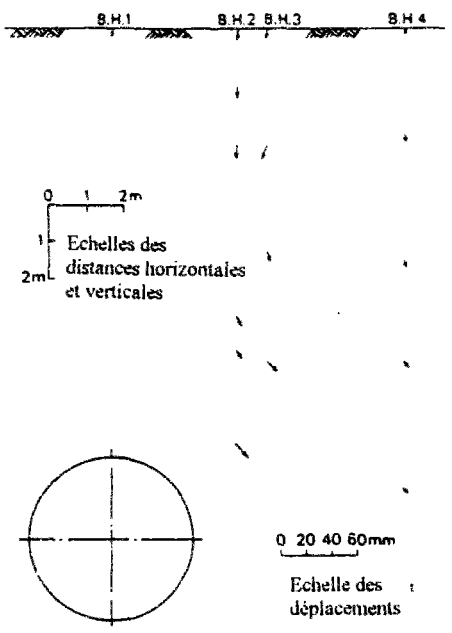
Ce comportement peut être interprété à partir d'une analyse des mesures piézométriques effectuées pendant la construction, qui mettent en évidence une augmentation des pressions interstitielles dans la zone de sol située aux reins de l'ouvrage. Cette zone tend après la construction à se contracter par expulsion d'eau. Les incréments de déplacements observés à long terme semblent confirmer l'hypothèse que le tunnel agit comme un drain dans le massif (figures IV.5c et IV.5d).

Les isovaleurs de déplacements horizontaux et verticaux cumulés sont données sur les figures IV.6a et IV.6b. Elles montrent que la cuvette de tassement qui se développe à court terme au-dessus du tunnel tend à s'amplifier et à s'étaler latéralement avec le temps (figure IV.6c).

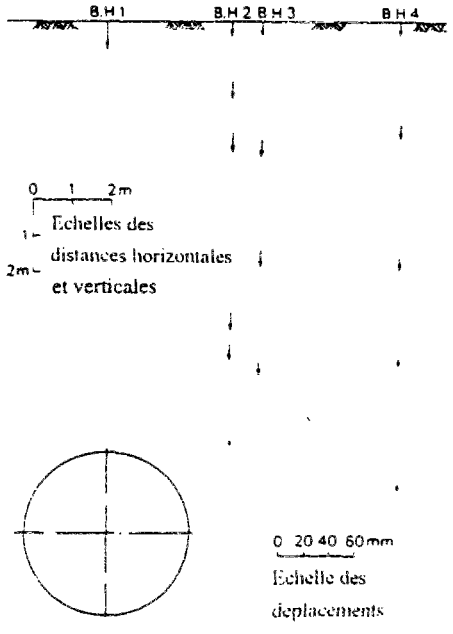
Bien que cette analyse soit basée sur un nombre limité de chantiers bien instrumentés, ses résultats présentent une interprétation cohérente des phénomènes généralement observés autour des tunnels creusés dans l'argile.



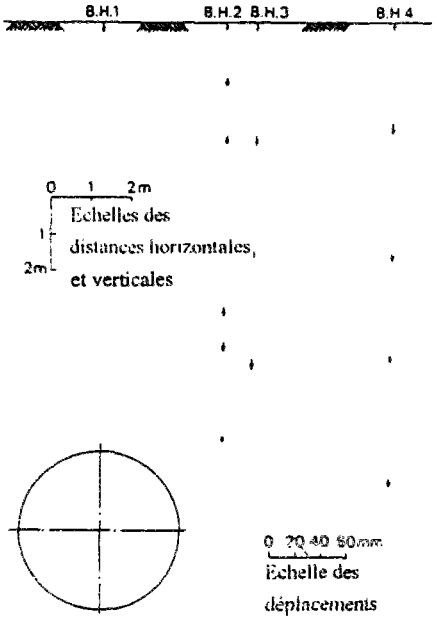
(a) Vecteurs des incréments de déplacements entre 0 et 51 jours



(b) Vecteurs des incréments de déplacements entre 51 et 91 jours

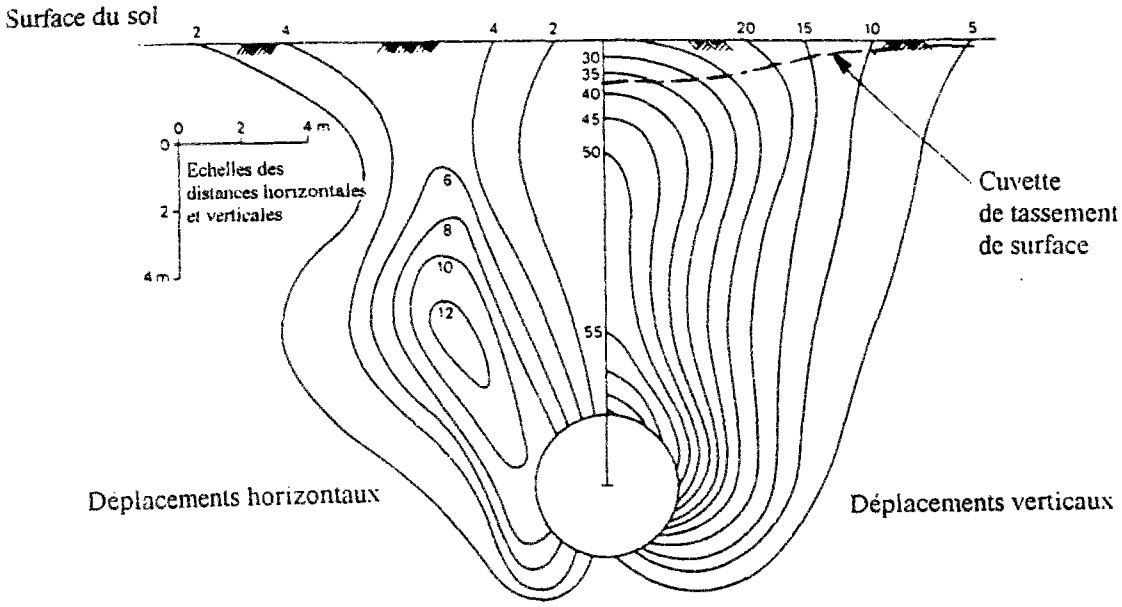


(c) Vecteurs des incréments de déplacements entre 91 et 149 jours

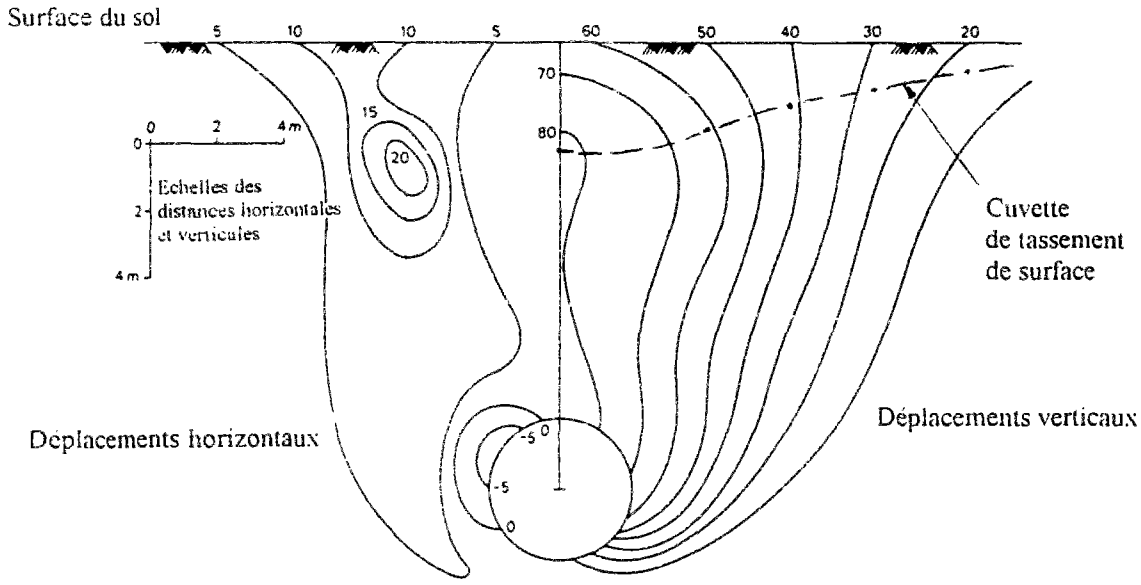


(d) Vecteurs des incréments de déplacements entre 176 et 224 jours

Figure IV.5 : Evolution dans le temps des mouvements de sol autour d'un tunnel (Attewell et al., 1978).



(a) Déplacements de sol mesurés 23 jours après le passage du bouclier



(b) Déplacements de sol mesurés 149 jours après le passage du bouclier

Figure IV.6 : Evolution dans le temps des déplacements horizontaux et verticaux et de la cuvette des tassements (Atteweil et al. , 1978).

IV.4 Modélisation de la réponse des massifs au creusement de tunnels par la méthode des éléments finis

IV.4.1 Généralités

L'analyse de retours d'expériences de chantiers a permis de montrer la complexité de la réponse d'un massif au creusement d'un tunnel. L'impact du creusement sur le massif dépend de divers facteurs : la déformabilité des sols rencontrés et leur stratification, la taille du tunnel, sa forme et sa profondeur, la méthode d'exécution adoptée et la succession des différentes phases de la construction.

Pour ces raisons, la méthode des éléments finis, par sa souplesse, s'est avérée utile pour l'étude des mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel, notamment à faible profondeur.

Toutefois, l'application de la méthode des éléments finis à la modélisation des tunnels est délicate du fait de la tridimensionnalité du comportement du sol autour du front de taille et de la complexité des sollicitations induites dans le massif encaissant par les travaux.

La section qui suit est consacrée à une description synthétique de l'application de la méthode des éléments finis au cas des tunnels. Une revue générale de ces problèmes a été présentée par Leca et Clough (1989).

IV.4.2 Modélisation du creusement de tunnels par la méthode des éléments finis

La simulation du creusement d'un tunnel doit, en toute rigueur, être effectuée en conditions tridimensionnelles. Toutefois, ce type de calcul est encore délicat de nos jours, tant du point de vue du temps de résolution que de l'exploitation des résultats. De ce fait, la majorité des applications de creusement de tunnels sont effectuées en conditions bidimensionnelles. Quelques modèles tridimensionnels ont toutefois été étudiés ; les plus récents sont dus à Kielbissa et Duddeck (1991), Soliman et al. (1993), Eisenstein et Ezzeldine (1994), Seki et al. (1994). Ces travaux portent sur la conception du soutènement ou la stabilité du front de taille, mais n'abordent pas directement le problème des déformations induites dans le massif du fait du creusement.

Ces aspects, en revanche, ont été étudiés en conditions tridimensionnelles dans des travaux antérieurs de Katzenbach et Breth (1981), Chaffois et al. (1988) et Lee et Rowe (1990a, 1990b, 1991).

Les calculs de Katzenbach et Breth (1981) ont été effectués dans le cadre des études menées pour le tunnel de Francfort, construit dans de l'argile, à l'aide de la nouvelle méthode autrichienne (NATM). Quinze étapes successives ont été considérées pour simuler le creusement de l'ouvrage. Les résultats de cette modélisation ont permis de définir les zones de sol en tassement et celles en soulèvement, ainsi que la cuvette de tassement induite à la surface du sol (figure IV.7). Les mesures réalisées sur le chantier ont confirmé les résultats de calculs.

Chaffois et al. (1988) se sont intéressés au comportement du massif sous l'effet du bouclier à pression de boue utilisé pour l'exécution de la ligne D du métro de Lyon en terrain pulvérulent. Les résultats de calculs (figure IV.8) sont proches des mesures de déplacements horizontaux et verticaux relevées avant et après le passage du bouclier (Chapeau et Kastner, 1987).

Lee et Rowe (1990a, 1990b) étudient le cas d'un tunnel revêtu et non-revêtu. Le calcul sans revêtement permet de suivre le chemin des contraintes que subit le sol, à court terme, avant la pose du soutènement. Les variations de contraintes verticales et longitudinales obtenues dans le massif (figure IV.9) soulignent le caractère tridimensionnel de la réponse du terrain. Lee et Rowe vérifient que, pour chacune des deux configurations (tunnel revêtu et non-revêtu), un régime bidimensionnel s'établit à une certaine distance derrière le front, phénomène déjà établi par des calculs axisymétriques (Ranken et Ghaboussi, 1975).

Le modèle tridimensionnel de Lee et Rowe (1990b) a par ailleurs été appliqué au cas du tunnel de Thunder Bay (Lee et Rowe, 1991), construit au bouclier dans une argile limoneuse de consistance molle à moyenne. Les calculs permettent de retrouver les mesures de tassement obtenues sur le site.

En analyse bidimensionnelle, trois types de modèles peuvent être considérés : en coupe transversale, en coupe longitudinale et en conditions axisymétriques.

En coupe transversale, l'analyse est généralement effectuée en déformations planes. Elle ne permet donc de modéliser que le déplacement du sol radialement vers le tunnel (figure IV.10). Elle peut être utilisée pour le calcul des déplacements provoqués en section courante après le passage du front (notamment ceux consécutifs au remplissage du vide annulaire, à la consolidation à long terme du sol et aux autres phénomènes différés, le fluage par exemple). Cette approche permet également d'estimer les efforts induits sur le revêtement, ce qui représente la forme la plus courante d'application des éléments finis aux ouvrages souterrains.

Les modèles bidimensionnels nécessitent cependant quelques adaptations pour tenir compte de l'avancement progressif du tunnel dans le massif et du caractère tridimensionnel des phénomènes observés au front de taille. Une description de ces approches est présentée dans le paragraphe IV.4.3, consacré aux techniques utilisées pour simuler la construction d'un tunnel par la méthode des éléments finis. Ces techniques ont ouvert la voie à une représentation plus fine du creusement d'un tunnel en coupe transversale. Elles ont favorisé une large diffusion de ce type de modèle pour étudier les mouvements de sol induits par le creusement des tunnels et estimer les efforts repris par la structure du soutènement

Les analyses en coupe longitudinale sont généralement utilisées pour l'étude des mouvements au niveau du front de taille. Cette approche a été suivie par Romo et Diaz (1981) pour l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel construit dans une argile. La distribution du facteur de confiance vis-à-vis de la rupture obtenue par cette approche (rapport entre la résistance au cisaillement et la contrainte de cisaillement aux noeuds) est présentée sur la figure IV.11.

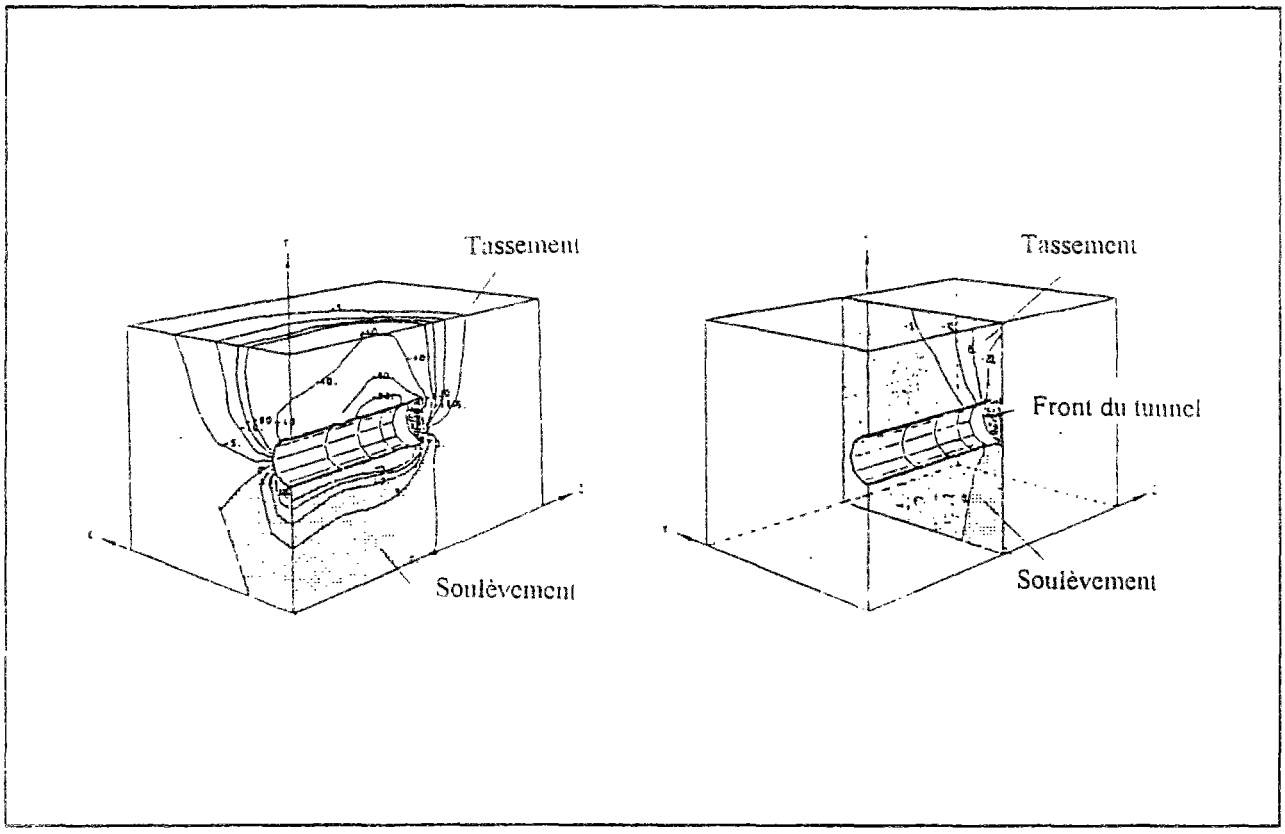


Figure IV.7 : Zones de sol en tassement et en soulèvement obtenues par modélisation tridimensionnelle du creusement d'un tunnel (Katzenbach et Breth, 1981).

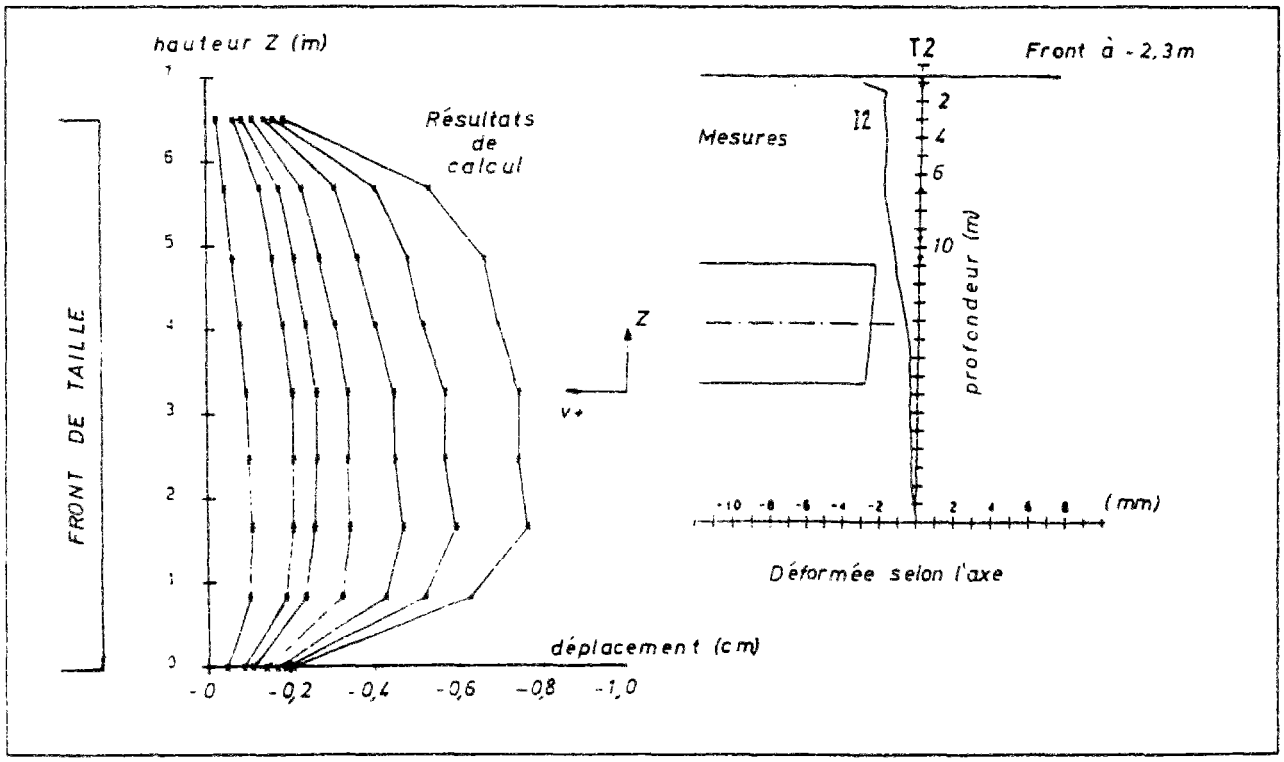


Figure IV.8 : Tunnel de Lyon réalisé au bouclier à pression de boue - Comparaison des résultats obtenus par le calcul tridimensionnel de Chaffois et al. (1988) avec les mesures (déplacements horizontaux).

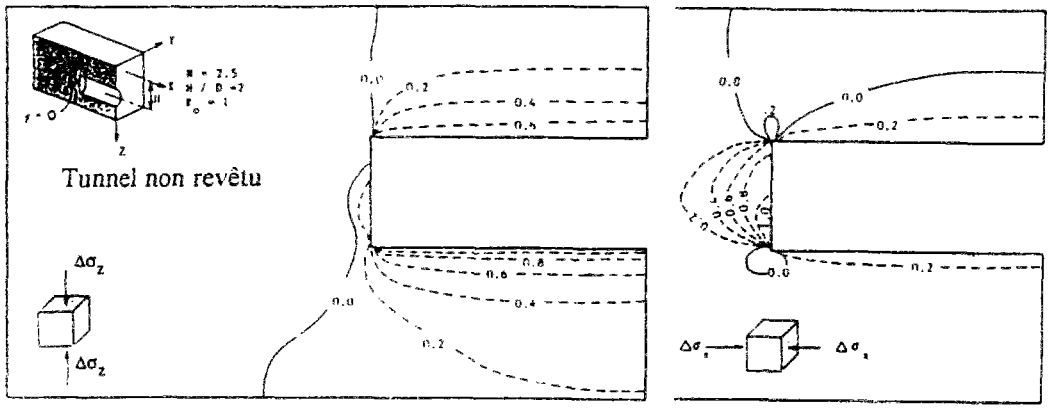


Figure IV.9 : Variations de contraintes verticales et longitudinales obtenues par le calcul tridimensionnel de Lee et Rowe (1990b).

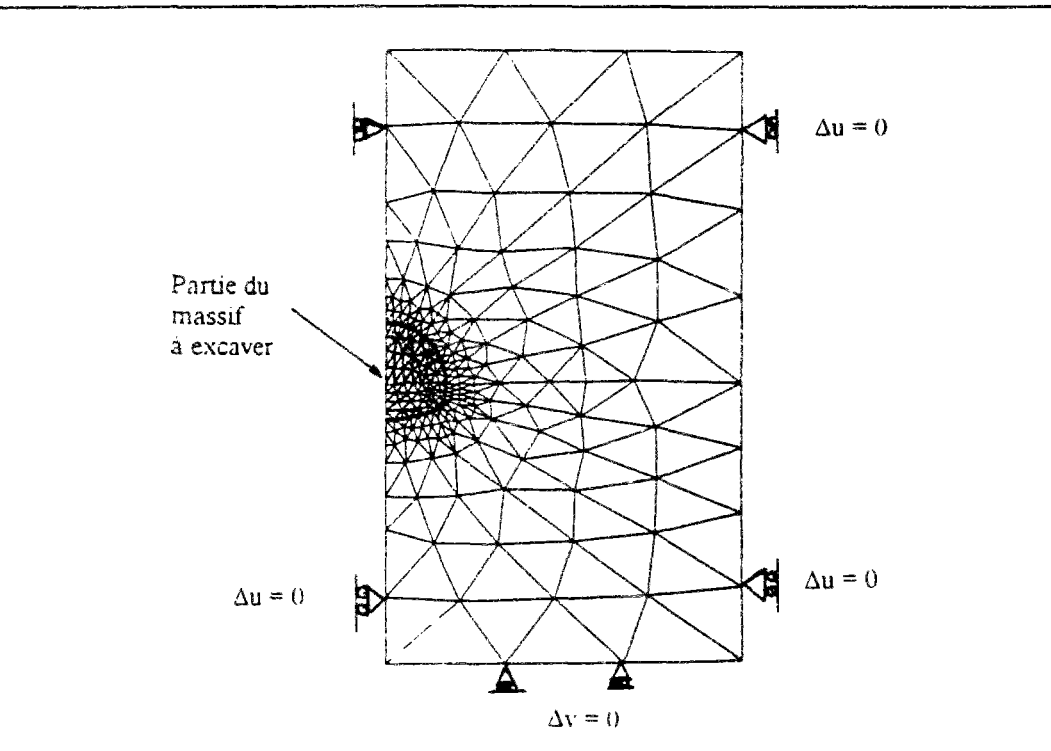


Figure IV.10 : Modèle bidimensionnel pour l'étude de la réponse du sol au creusement d'un tunnel.

Cette approche conduit cependant à des résultats trop pessimistes dans la mesure où elle revient à considérer le tunnel comme une tranchée horizontale de longueur infinie dans la direction perpendiculaire au plan d'analyse, ce qui ne permet pas de tenir compte de l'effet de voûte qui se développe grâce à la tridimensionnalité du problème.

Romo et Resendiz (1982) ont, par ailleurs, proposé de combiner les deux approches (transversale et longitudinale) pour simuler les effets du creusement sur le massif encaissant ; leur modèle repose sur l'exécution de deux calculs : un premier calcul en coupe longitudinale pour déterminer les déplacements au front et un deuxième en coupe transversale pour calculer les déplacements radiaux. La superposition des résultats permet d'approcher le comportement tridimensionnel autour du tunnel. Cette approche a été validée à partir des mesures effectuées sur plusieurs sites de tunnels creusés dans les argiles molles de la région de Mexico (Romo et Resendiz, 1982 ; Romo, 1985).

L'analyse en coupe longitudinale a également été utilisée par Finno et Clough (1985) pour l'étude d'un tunnel à San-Francisco. Les calculs sont essentiellement effectués sur un modèle transversal. Toutefois, un calcul en coupe longitudinale a été utilisé pour estimer l'amplitude et la distribution des contraintes à appliquer en coupe transversale pour simuler la pression engendrée par l'avancement du bouclier dans le massif.

Une alternative au calcul en coupe longitudinale peut être apportée par l'analyse en conditions axisymétriques, qui présente l'avantage de tenir compte, en partie, de la réponse tridimensionnelle du sol autour du front de taille. Elle a été initialement utilisée par Ranken et Ghaboussi (1975) et plus récemment par Eisenstein et Ezzeldine (1994) ; les conditions de calcul adoptées par ces derniers sont décrites sur la figure IV.12. Toutefois, ce type d'analyse suppose un état de contrainte initial homogène dans le massif et ne peut, en toute rigueur, être appliquée qu'à des cas de tunnels profonds, pour lesquels l'effet de la gravité et l'influence de la surface du sol peuvent être négligés.

Rowe et Lee (1992) ont proposé, pour les tunnels peu profonds, une approche reposant sur la mise en oeuvre de deux modèles axisymétriques (figure IV.13). Le premier modèle considère la partie du massif située entre l'axe du tunnel et la surface du sol et le deuxième considère la partie entre l'axe du tunnel et le substratum indéformable. La moyenne des résultats obtenus à partir des deux calculs conduit à des valeurs de tassements de surface proches de celles déduites de l'analyse tridimensionnelle effectuée par Lee et Rowe (1990b).

D'autre part, Ohta et al. (1985) ont proposé une méthode d'analyse des ouvrages souterrains associant les approches axisymétrique et transversale : un premier calcul, en conditions axisymétriques, permet de calculer les déplacements de sol avec l'avancement du front de taille dans le massif ; les déplacements donnés par ce calcul au niveau de la paroi du tunnel permettent de déterminer les forces à appliquer en coupe transversale pour simuler le déconfinement du terrain correspondant à chaque étape d'avancement. Cette approche a été validée par comparaison avec des mesures effectuées sur le site de deux collecteurs exécutés au Japon.

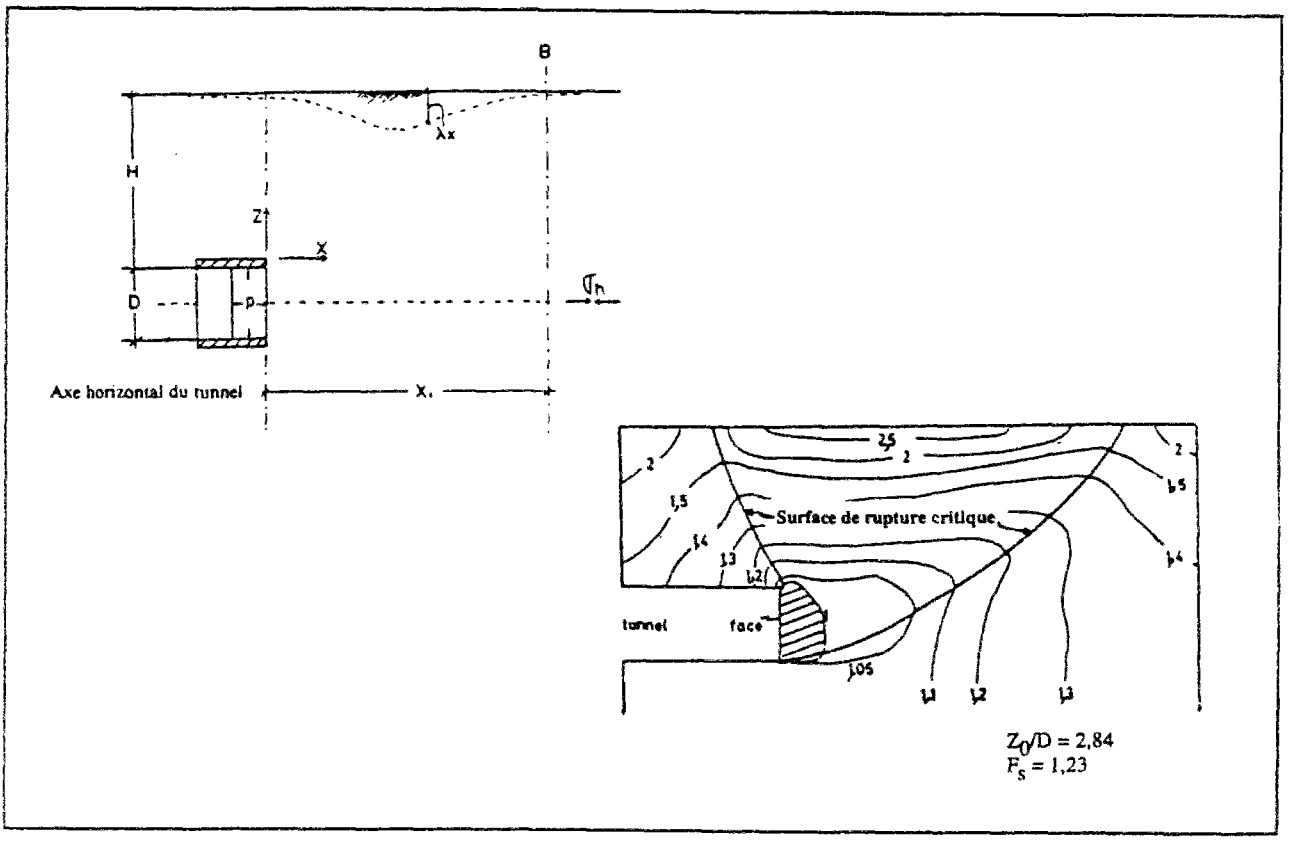


Figure IV.11 : Modèle longitudinal utilisé par Romo et Diaz (1981) pour la modélisation de la stabilité du front de taille.

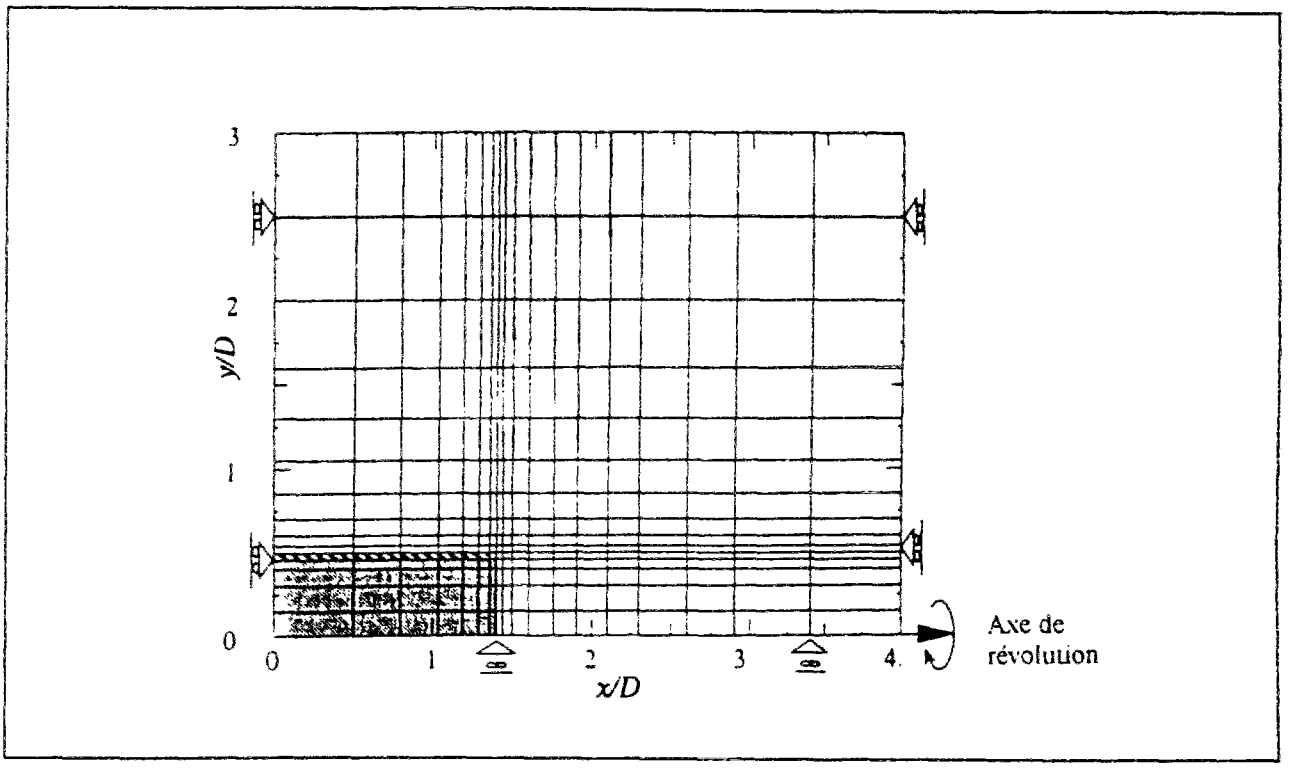


Figure IV.12 : Modèle axisymétrique pour le calcul de la stabilité du front (Eisenstein et Ezzeldine, 1994).

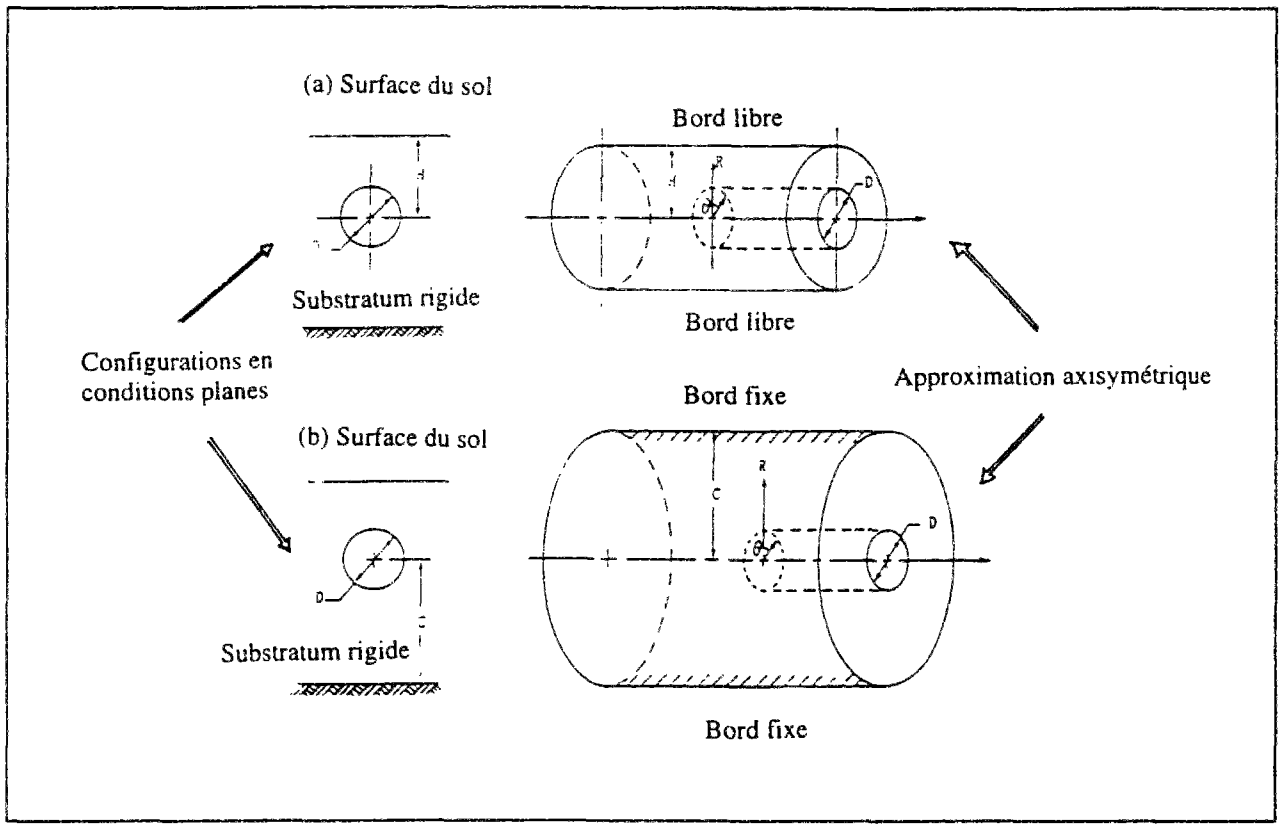


Figure IV.13 : Proposition de Rowe et Lee (1992) pour le calcul d'un tunnel peu profond avec deux modèles axisymétriques.

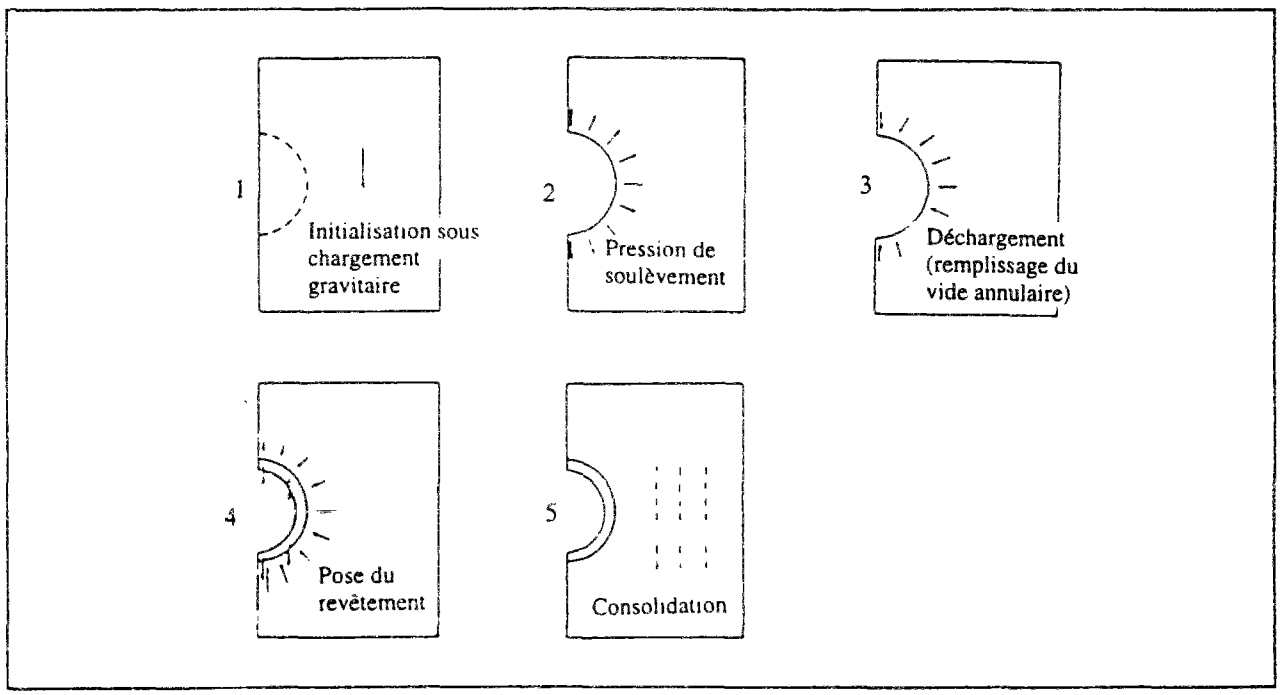


Figure IV.14 : Phasage du calcul élaboré par Clough et al. (1985) pour simuler le creusement du tunnel de San-Francisco réalisé avec un bouclier à pression de terre dans des limons.

IV.4.3 Techniques développées pour modéliser les phases de réalisation d'un tunnel

Les observations effectuées sur les chantiers ont permis de mettre en évidence l'évolution des mouvements de sols induits dans le massif encaissant par les travaux de réalisation d'ouvrages souterrains. Dans la mesure où la réponse du sol dépend généralement du chemin de contrainte suivi, les déplacements induits dans le massif sont étroitement liés à l'enchaînement des différentes étapes de construction (excavation, avancement, injection, pose du soutènement, ...). Dans le cas où le terrain encaissant est susceptible de donner lieu à des phénomènes de consolidation, le phasage dans le temps des différentes étapes de construction joue un rôle important dans le comportement du massif. Les phases successives de construction doivent donc être simulées aussi finement que possible dans la modélisation numérique du creusement.

La figure IV.14 illustre les différentes étapes de calcul élaborées par Clough et al. (1985) pour un tunnel creusé avec un bouclier à pression de terre dans l'argile de San-Francisco. La galerie étant réalisée dans un sol fin compressible, l'ouvrage a été analysé à partir d'un modèle couplé tenant compte du phénomène de consolidation. Cinq étapes ont été considérées pour la modélisation de la construction de l'ouvrage :

1- détermination de l'état des contraintes initiales dans le massif,

2- application d'un chargement radial sur le bord de la galerie, destiné à simuler le soulèvement du sol observé, à court terme, à l'avant du bouclier,

3- application d'un déchargement sur les bords de la galerie, correspondant à la fermeture du vide annulaire derrière le front de taille,

4- pose du soutènement,

5- évolution au cours du temps de la réponse du sol, résultant de la dissipation de l'excès de pressions interstitielles induit, à court terme, dans le massif.

Cette reproduction des étapes de construction dans le calcul a permis d'obtenir des résultats proches des mesures effectuées sur le chantier (Clough et al., 1985 ; Finno et Clough, 1985).

L'exemple de ce calcul illustre l'importance de la prise en compte du phasage de la construction dans la modélisation numérique d'un ouvrage. Différentes techniques ont été élaborées pour permettre de reproduire, dans un modèle numérique, les différentes phases des sollicitations que peut subir le sol autour d'un tunnel. Trois phases sont particulièrement difficiles à simuler numériquement : le creusement, une éventuelle pression sur la paroi et/ou le front du tunnel, et le remplissage du vide annulaire.

IV.4.3.1 Simulation du creusement

La simulation du creusement est obtenue, dans un modèle d'éléments finis, en éliminant les éléments situés au niveau du tunnel et en appliquant sur la périphérie de la zone excavée une distribution de forces dites "d'excavation", destinée à simuler le déséquilibre mécanique consécutif au creusement.

Les premières méthodes numériques de simulation de creusement ont été développés par Chang et Duncan (1970). Depuis, différentes approches ont été proposées pour l'estimation de ces forces d'excavation dans le cas d'un comportement de sol linéaire (Ghaboussi et Pecknold, 1984 ; Brown et Booker, 1985) et plus récemment pour un comportement non-linéaire (Borja et al., 1989 ; Comodromos et al., 1992a et 1992b).

Les forces d'excavation sont en général déterminées par la résolution des équations d'équilibre en éliminant les termes correspondant aux éléments excavés et en considérant les contraintes initiales du massif. Cette résolution est adaptée pour obtenir, en fin de calcul, un état de contraintes normales et tangentielles nulles sur les bords de la zone excavée (figure IV.15).

Dans les analyses en coupes transversales, deux méthodes sont couramment associées aux forces d'excavation pour simuler l'effet tridimensionnel lié à l'avancement du front de taille et le déconfinement progressif du terrain : la méthode du ramollissement progressif (Swoboda, 1979) et la méthode convergence-confinement (Panet et Guellec, 1979).

La méthode du ramollissement progressif (Swoboda, 1979)

Cette méthode consiste à simuler l'avancement du front dans le massif par une diminution progressive de la rigidité du sol dans la zone à excaver. Cet effet est obtenu en divisant le module de rigidité du sol par un facteur n>1, dont la valeur dépend de la position du front de taille à un moment donné. La figure IV.16 décrit le schéma de mise en oeuvre de cette méthode pour un tunnel creusé en deux phases (Swoboda, 1979) ; trois calculs peuvent être, dans ce cas, effectués : ramollissement partiel de la partie supérieure du tunnel (calcul n°1), ramollissement total de cette partie après la pose du soutènement et ramollissement partiel de la partie inférieure du tunnel (calcul n°2) et enfin, ramollissement total après la pose du soutènement complet (numéro 3).

Une méthode analogue à celle de Swoboda (1979) est la méthode des éléments multiples, qui a été développée par Ohnishi et al. (1982). Elle repose sur l'utilisation d'éléments spéciaux pour discrétiser la zone à excaver. Le module de rigidité de ces éléments diminue avec leur épaisseur. Le ramollissement progressif du terrain est simulé en supprimant étape par étape des rangées d'éléments de la zone à excaver.

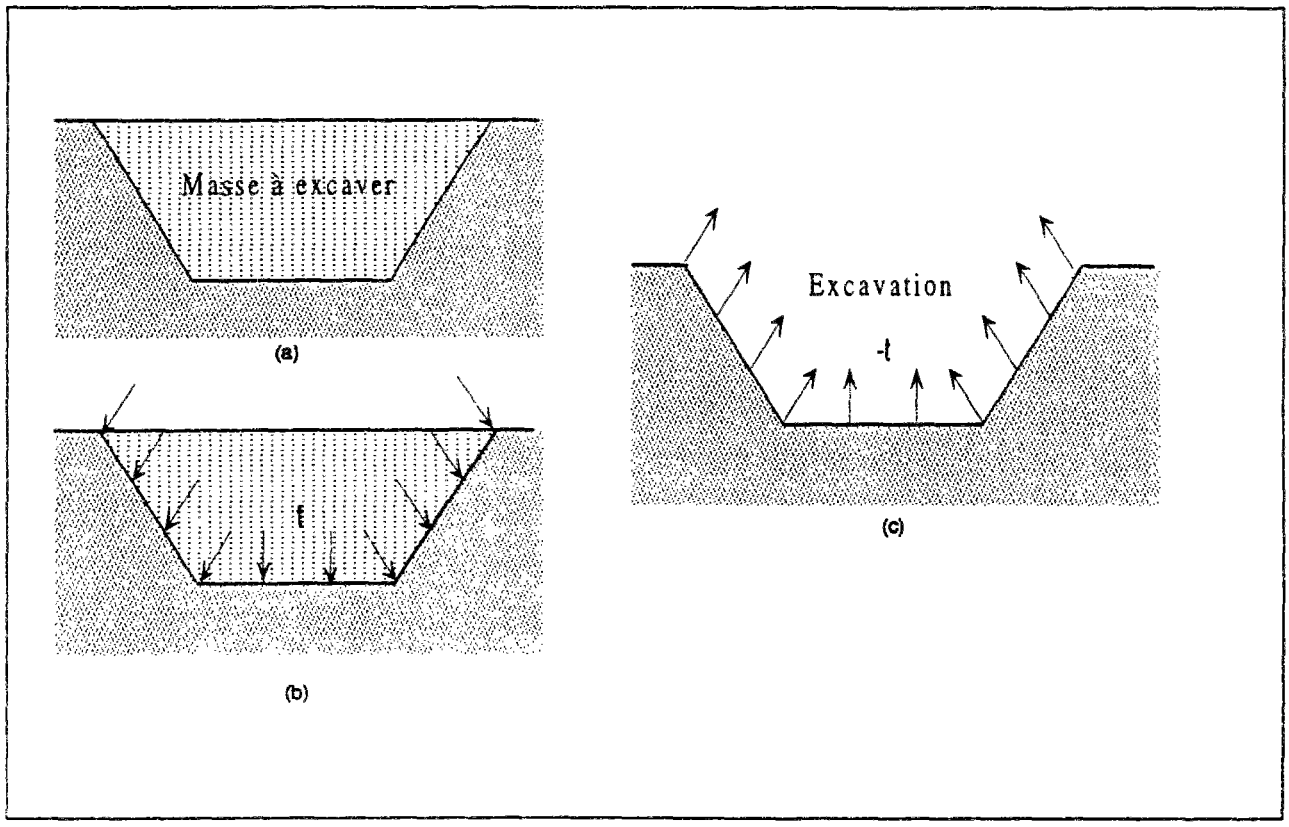


Figure IV.15 : Schéma descriptif du principe de calcul des forces d'excavation (Ghaboussi et Pecknold, 1984)

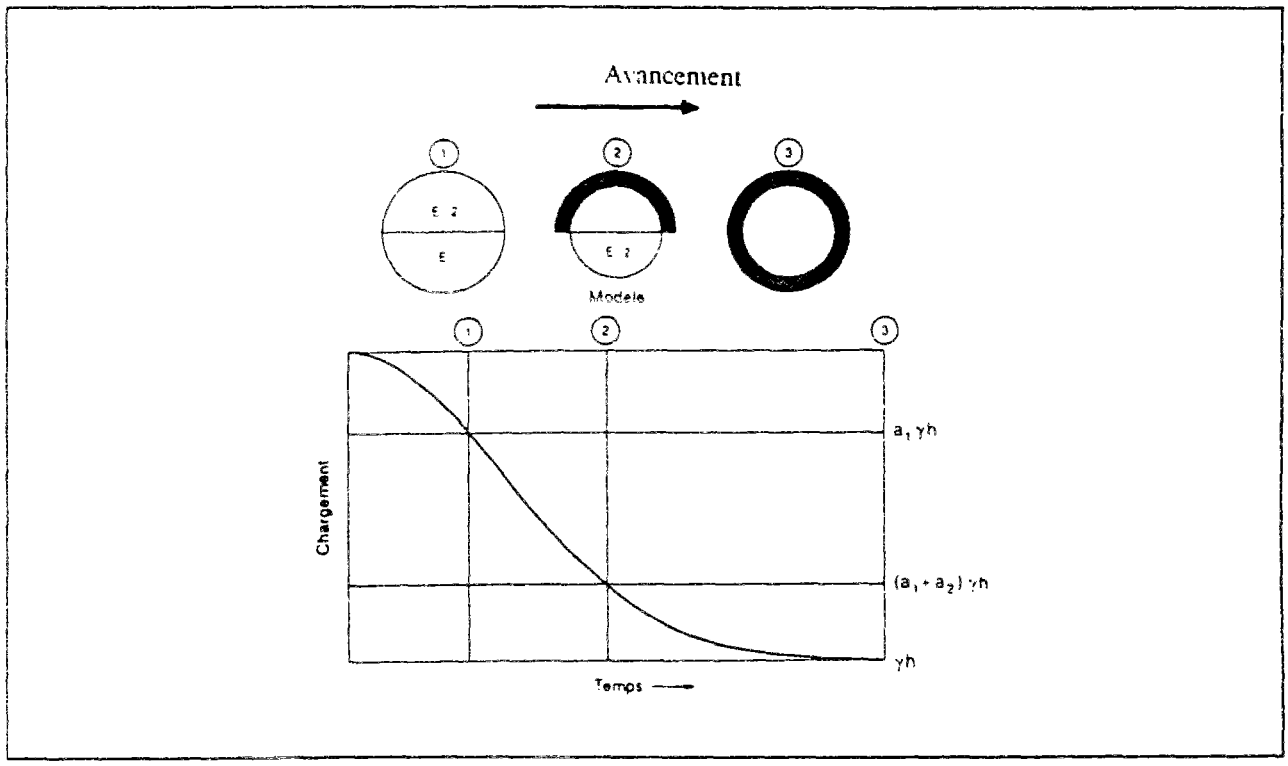


Figure IV.16 : Principe de la méthode du ramollissement pour simuler, sur un modèle bidimensionnel, l'avancement du front (Swoboda, 1979).

La méthode convergence-confinement (Panet et Guellec, 1979)

L'application de la méthode convergence-confinement permet de simuler l'avancement du front par l'intermédiaire d'un paramètre adimensionnel λ qui caractérise le taux de déconfinement du massif. Ce paramètre est utilisé pour définir les efforts d'excavation à appliquer sur le bord de la galerie en fonction du degré d'avancement du front de taille.

La figure IV.17 illustre le concept du taux de déconfinement λ. Avant l'arrivée du front de taille, l'état des contraintes dans le massif correspond à l'état naturel initial et le taux de déconfinement λ est nul. Au fur et à mesure que le front approche de la section étudiée, le taux de déconfinement λ augmente jusqu'à la valeur λ=1, obtenue à une certaine distance après le passage du front.

A chaque phase de calcul en conditions bidimensionnelles, correspond une valeur du taux de déconfinement λ qui dépend de la position du front par rapport à la coupe considérée. Toutefois, la détermination de cette valeur pour une phase donnée du calcul est, dans la pratique, délicate. Une estimation de la valeur à considérer en fonction de la distance au front peut être approchée par un calcul en conditions tridimensionnelles ou axisymétriques ; elle dépend principalement du comportement réel du sol en place.

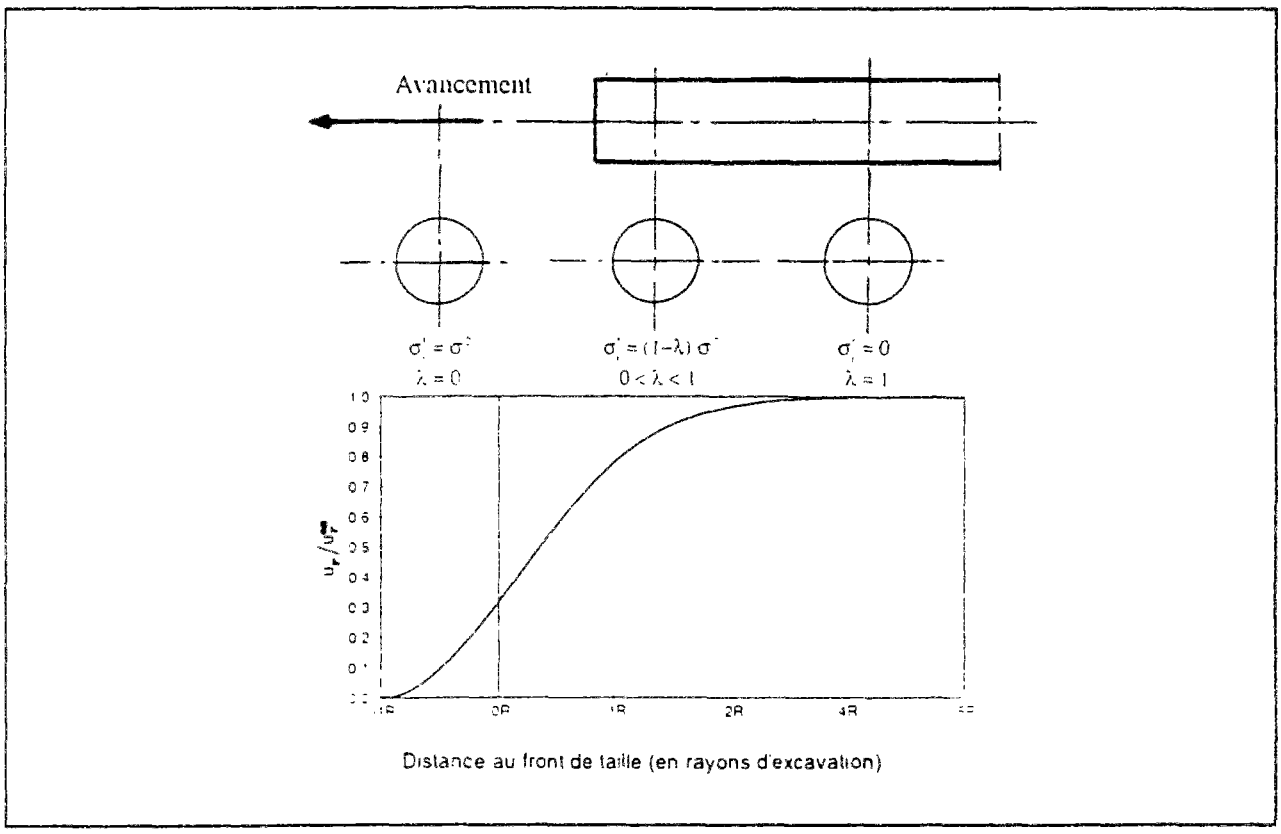


Figure IV.17 : Principe de la méthode Convergence-Confinement (Panet et Guellec, 1979).

IV.4.3.2 Simulation d'une éventuelle pression interne au tunnel

L'excès de pression qui peut s'appliquer sur le massif peut être simulé dans un modèle numérique en imposant sur les bords du tunnel (paroi et/ou front) un chargement équivalent. La détermination de la valeur de la pression à imposer sur le modèle est également délicate. Dans le cas d'un creusement avec pression d'air, celle-ci est généralement mesurée sur le chantier. Toutefois, des fuites peuvent survenir à travers certaines portions de la paroi ou du front de taille, ce qui rend le contrôle de la pression difficile. Ce problème est amplifié si le creusement est effectué à l'aide d'un bouclier à pression de terre ou de boue, car la distribution de la pression ne peut plus être considérée comme uniforme à priori. Dans leur étude du collecteur N2 à San-Francisco, Finno et Clough (1985) ont proposé une caractérisation de cette pression calée sur les mesures de déplacements horizontaux relevés sur une section du tunnel instrumentée. La figure IV.18a donne la distribution de la contrainte déduite de cette approche et qui a permis de retrouver, par le calcul, le soulèvement du sol observé sur le chantier.

IV.4.3.3 Simulation du remplissage du vide annulaire

Deux approches peuvent être employées pour simuler la phase de remplissage du vide annulaire par la méthode des éléments finis : la première consiste en l'application d'un déchargement au niveau de la paroi excavée (Clough et Finno, 1985) ; la deuxième technique, due à Rowe et al. (1983), repose sur le concept d'ouverture g (Gap).

Clough et Finno (1985) ont proposé, pour simuler le mouvement du sol vers le revêtement, d'utiliser un chargement non uniforme appliqué vers l'intérieur du tunnel (figure IV.18b); cette approche a permis de retrouver le comportement observé sur le chantier du tunnel de San-Francisco.

La méthode de Rowe et al. (1983) est quant à elle basée sur une généralisation de la condition du vide annulaire, caractérisé par le paramètre d'ouverture g qui définit les mouvements radiaux nécessaires pour que le sol vienne au contact du soutènement (figure IV.19). Le comportement observé in situ, notamment dans le cas des sols mous, montre que ce paramètre peut être non-uniforme, égal à zéro au niveau du radier et maximal au niveau de la voûte du tunnel, où il est défini par $g = 2\Delta + \delta$, où Δ désigne l'épaisseur du vide annulaire et δ l'espacement nécessaire à l'installation du soutènement (figure IV.19).

Des contraintes de traction sont appliquées de manière incrémentale sur la périphérie du tunnel. Après chaque incrément, les déplacements de la paroi du tunnel sont comparés à l'épaisseur du vide et les éléments du soutènement sont activés aux noeuds pour lesquels la convergence du terrain est égale à g.

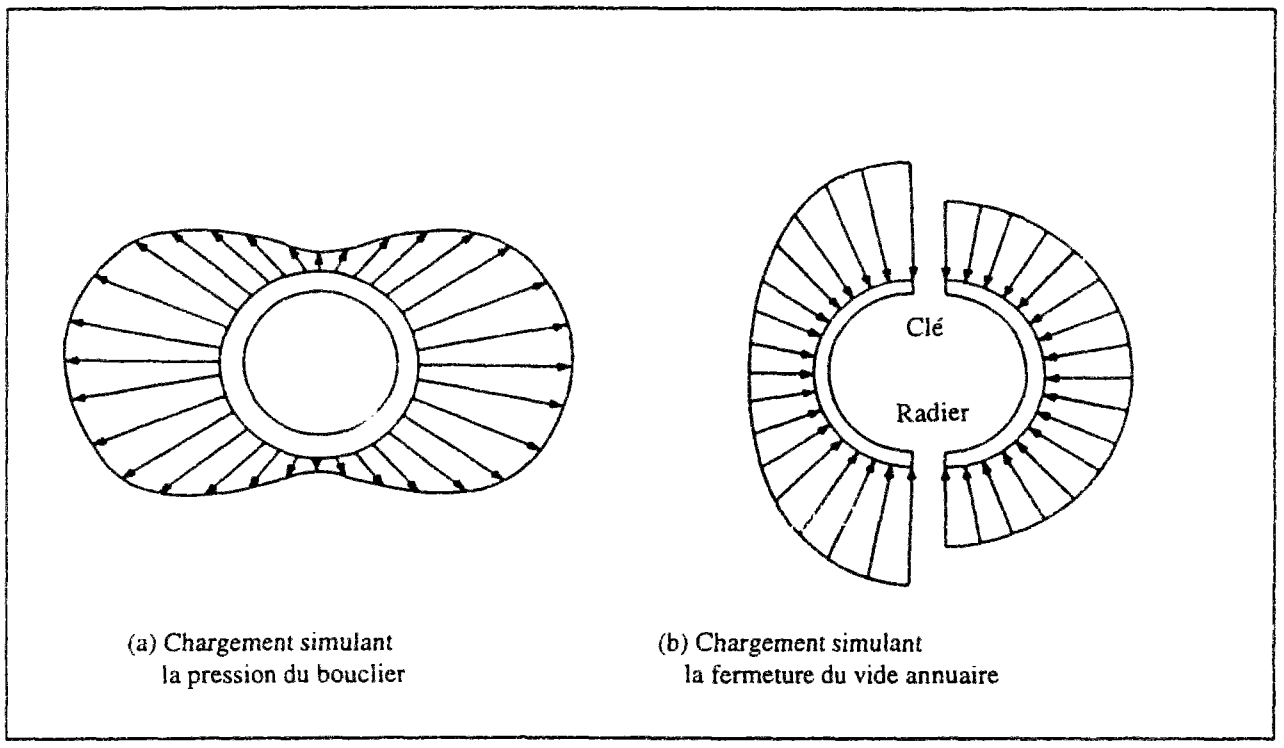


Figure IV.18 : Distribution des forces adoptées par Finno et Clough (1985) pour reproduire le soulèvement de sol observé sur le site du tunnel de San-Francisco.

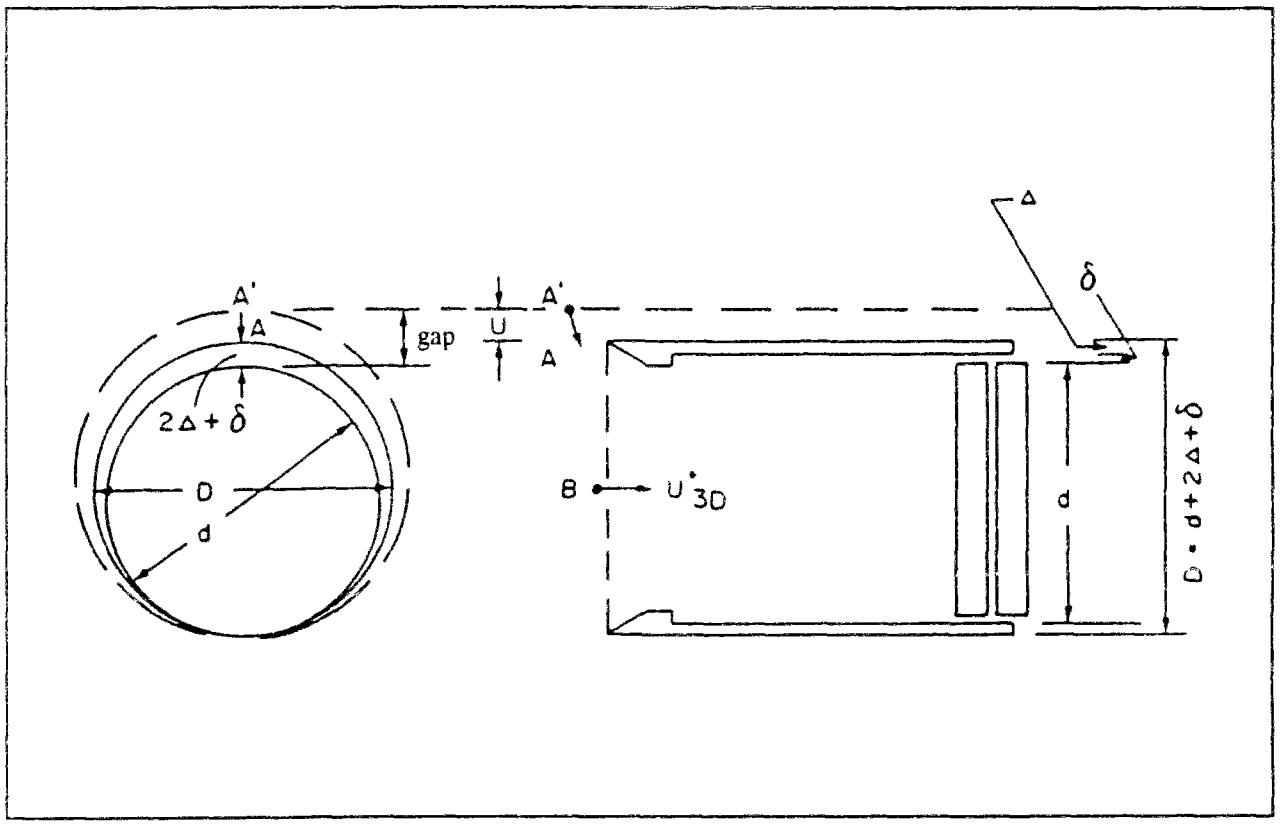


Figure IV.19 : Principe de la procédure utilisée pour simuler la fermeture du vide annulaire (Rowe et al., 1983).

Différents travaux ont été consacrés à la simulation du remplissage du vide annulaire par cette méthode (Rowe et Kack, 1983 ; Ohta et al., 1985). Les valeurs de g utilisées sont de l'ordre de quelques dizaines de centimètres. Les résultats de calculs obtenus sont proches des valeurs mesurées sur le terrain.

Cette approche, utilisée en coupe transversale, a pu être étendue pour prendre en compte, d'une part, l'effet tridimensionnel dû au mouvement de sol par le front de taille et, d'autre part, l'influence d'une éventuelle déviation de la machine de creusement (Lo et al., 1984). Dans ce cas, le paramètre d'ouverture globale g est défini par :

$$g = U^*_{3D} + \omega + 2\Delta + \delta \qquad \text{(IV.1)}$$

où U^*_{3D} représente le surplus de sol excavé du fait du mouvement tridimensionnel du massif vers le front de taille, et ω représente le mouvement radial dû à une éventuelle déviation de la machine.

Le paramètre U^*_{3D} peut être déterminé à partir d'un calcul en conditions tridimensionnelles. Le paramètre ω est plus difficile à quantifier dans la mesure où sa valeur dépend de la qualité de la réalisation des travaux ; son estimation repose généralement sur l'expérience acquise dans des conditions analogues au cas traité : pour le tunnel de Thunder Bay, exécuté au bouclier dans des argiles, Lee et Rowe (1991) ont proposé de prendre une valeur de 1 mm pour ω.

IV.5 Modélisation de la consolidation des sols autour des tunnels - Travaux antérieurs

IV.5.1 Traitement courant de la présence d'eau dans la modélisation des tunnels

Peu d'études ont, à notre connaissance, été consacrées à la consolidation des sols autour des tunnels. En effet, la plupart des travaux consacrés à la modélisation des tunnels creusés sous le niveau piézométrique d'une nappe considèrent le comportement du sol soit en conditions drainées soit en conditions non drainées. Les caractéristiques des principaux travaux utilisant cette approche sont décrites dans le tableau IV.1.

Seuls ont été retenus, dans ce tableau, les travaux de modélisation de tunnels réels, pour lesquels les résultats de calcul ont pu être comparés aux mesures effectuées sur le chantier. Ces modèles utilisent, dans leur majorité, la méthode des éléments finis.

L'analyse en conditions drainées est généralement utilisée dans le cas des tunnels situés dans des massifs constitué de sables et de graviers. C'est le cas des métros de Lyon, de Milan, de Katsuta au Japon. L'analyse en conditions drainées semble constituer une approche satisfaisante du comportement dans ces sols, les résultats de calculs obtenus présentant en général une bonne concordance avec les mesures effectuées sur le site.

Dans le cas des sols argileux, on a tendance à considérer la réponse du sol à court terme, pendant la construction de l'ouvrage, en conditions non drainées. Cette approche a été proposée par Clough et Schmidt (1981) et a également été mise en oeuvre par Katzenbach et Breth (1981), Rowe et Kack (1983), Ng et al. (1986) et Lee et Rowe (1991). Le calcul peut être complété par une analyse en conditions drainées, pour simuler les déformations induites dans le massif à long terme (Ng et al., 1986). Les différents aspects de ces travaux ainsi que leurs principaux résultats sont décrits dans le paragraphe suivant.

IV.5.2 Travaux consacrés à la modélisation du creusement de tunnels dans l'argile en conditions non drainées

Le tableau IV.1 décrit quelques cas de tunnels construits dans des sols argileux, qui ont fait l'objet de modélisations numériques en conditions non drainées. Les calculs selon cette approche comprennent un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, notamment qu'aucun écoulement d'eau ne se produit autour du tunnel et qu'aucune perte d'eau ne peut survenir par les limites du domaine étudié. Ces analyses ont néanmoins permis d'obtenir une représentation satisfaisante du comportement du sol autour des tunnels creusés dans des argiles (tableau IV.1).

L'étude en conditions tridimensionnelles de Katzenbach et Breth (1981) a été appliquée pour le tunnel de Francfort, creusé dans de l'argile sous une couverture de terrain d'épaisseur 11,5m.

L'excavation du tunnel de 6,7m de diamètre a été effectuée par la nouvelle méthode autrichienne. Le comportement du sol a été modélisé à partir de la loi hyperbolique de Duncan et Chang (1970). Les résultats des calculs ont permis d'obtenir une cuvette de tassement en surface proche des mesures effectuées sur le chantier.

Le tunnel Manuel Gonzalez à Mexico, étudié par Rowe et Kack (1983), est situé à 11,7m de profondeur et a un diamètre de 2,95m. Il a été creusé dans une couche d'argile surplombée par 5m de remblais, le niveau piézométrique étant situé à 2m de la surface. L'exécution de l'ouvrage a été effectuée avec un bouclier à tête rotative, inclinée de 25° par rapport à la verticale. Les calculs de Rowe et Kack (1983) ont été effectués en coupe transversale, pour un comportement du sol caractérisé par une loi élastoplastique parfaite. L'étude a été menée en contraintes totales ; le comportement du sol est, toutefois, régi par les contraintes effectives, auxquelles les pressions interstitielles, supposées constantes dans le temps, sont superposées. Rowe et Kack (1983) ont effectué une série de calculs pour approcher le tassement observé à la surface du sol ; ils ont notamment analysé les effets du paramètre d'ouverture, du coefficient K_0 (coefficient de pression des terres au repos de la couche d'argile) et de la distribution des pressions interstitielles dans le massif. La comparaison entre les résultats de trois calculs et les mesures effectuées sur le chantier est présentée sur la figure IV.20.

Dans le cas du tunnel de Thunder Bay, Ng et al. (1986) ont effectué également un calcul en conditions non drainées en coupe transversale. Le tunnel, de 2,47 m de diamètre, a été construit dans une argile limoneuse, molle à moyenne, contenant des traces de limon et de sable. Le tunnel est situé à 10,7m de profondeur et le niveau de la nappe à 1,5m sous la surface. Ng et al. (1986) ont utilisé une loi de comportement élastoplastique parfaite non associée pour caractériser le comportement du sol. Ils ont complété leur étude par une analyse en conditions drainées pour caractériser les mouvements à long terme du massif. Les résultats des calculs ont été comparés aux mesures issues de deux sections instrumentées du tunnel. Une cohérence satisfaisante a pu être obtenue pour l'une de ces sections de mesures, qui a, par ailleurs, fait l'objet ultérieurement d'une modélisation tridimensionnelle (Lee et Rowe, 1991). Les résultats de cette dernière étude sont encore plus satisfaisants ; ils ont permis d'obtenir à partir de deux valeurs de paramètres d'ouverture un encadrement pour les mesures de chantier (figure IV.21).

Toutefois, les résultats des calculs effectués par Ng et al. (1986) pour la deuxième section du tunnel de Thunder Bay sont moins encourageants (figure IV.22). Dans cette section, une forte accélération des tassements de surface a été enregistrée trois semaines après le passage du front, le tassement maximal passant de 50 à 100mm en un an, et atteignant 150mm au bout de deux ans. La réponse à long terme du massif a été étudiée par Ng et al. (1986) à partir de calculs en conditions drainées, en majorant le paramètre de vide annulaire pour tenir compte des fortes valeurs des tassements observés in situ, mais cette approche n'a pas permis de retrouver les résultats de mesures.

Tableau IV.I : Traitements de la modélisation des tunnels en présence d'eau

Auteurs	Type d'analyse	Conditions hydrauliques	Loi de comportement	Cas de référence	Type de sol rencontré	Validation des calculs
Botti et al. (1988)	2D	Drainées	Modèle elastoplastique (LAMBER) et élastoplasticité parfaite	Métro de Milan	Sables et graviers	Concordance satisfaisante entre les résultats de calcul et les mesures de tassement de surface relevées dans le plan médian du tunnel.
Chaffois et al. (1988)	3D	Drainées	Elasto-plasticité (Chaffois et Monnet, 1985)	Métro de Lyon	Sables et graviers	Bonne similitude entre les résultats de calcul et les déplacements horizontaux mesurés au front.
Adachi et al. (1988)	2D	Drainées	Elasto-plasticité parfaite	Métro de Katsuta	Sables	La cuvette de tassement observée sur le site confirme les résultats du calcul en coupe transversale.
Sakurai et al. (1988)	2D	Drainées	Loi élasto-plastique	Un tunnel au Japon	Sables	Résultats de calcul en coupe transversale très proches des mesures de déplacements verticaux effectuées en surface et en profondeur.
Katzenbach et Breth (1981)	3D	Non-drainées	Loi hyperbolique	Tunnel de Frankfort	Argile	Validation des résultats des calculs à partir des mesures de tassements de surface effectuées sur le site.
Rowe et Kack (1983)	2D	Non-drainées	Elasto-plasticité parfaite	4 tunnels instrumentés	Terrains argileux	Bonne correspondance entre les résultats de calculs et les mesures effectuées sur différents chantiers.
Ng et al. (1986)	2D	Non-drainées	Elasto-plasticité parfaite	Tunnel de Thunder Bay	Argile limoneuse	Comparaison des résultats de calculs aux mesures issus de sections instrumentées du tunnel : analogie acceptable l'une des deux sections.
Lee et Rowe (1991)	3D	Non-drainées	Elasto-plasticité (Gudehus, 1973)	Tunnel de Thunder Bay	Argile limoneuse	Analogie satisfaisante entre les résultats de calcul et les mesures de tassements et de déplacements horizontaux dans le massif encaissant.
Lo et al. (1990)	3D	Non-drainées	Elasto-plasticité	Tunnel de Nabetahiyama	Argile	Bonne concordance des résultats de calcul avec les mesures effectuées à court terme.

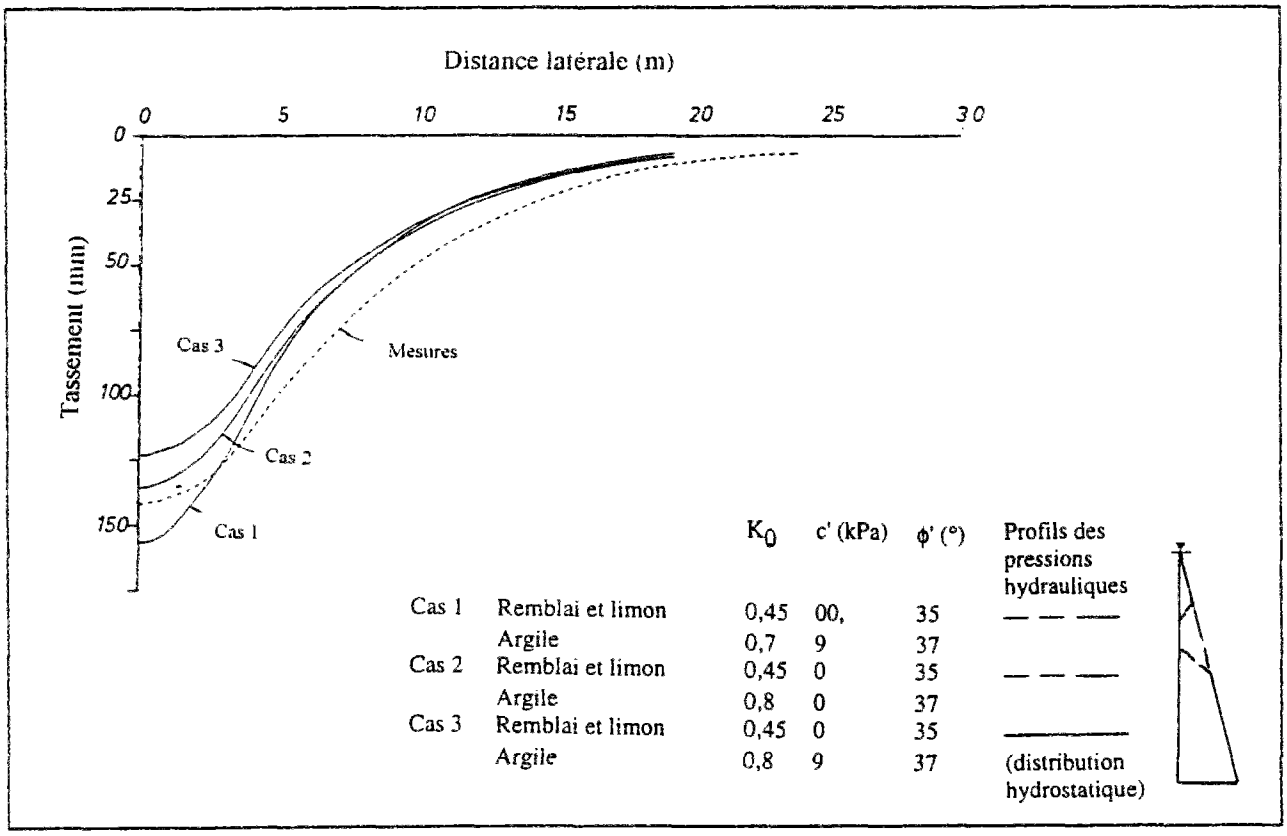


Figure IV.20 : Résultats de calculs non drainés réalisés par Rowe et Kack (1983) pour le tunnel Manuel Gonzalez creusé dans l'argile.

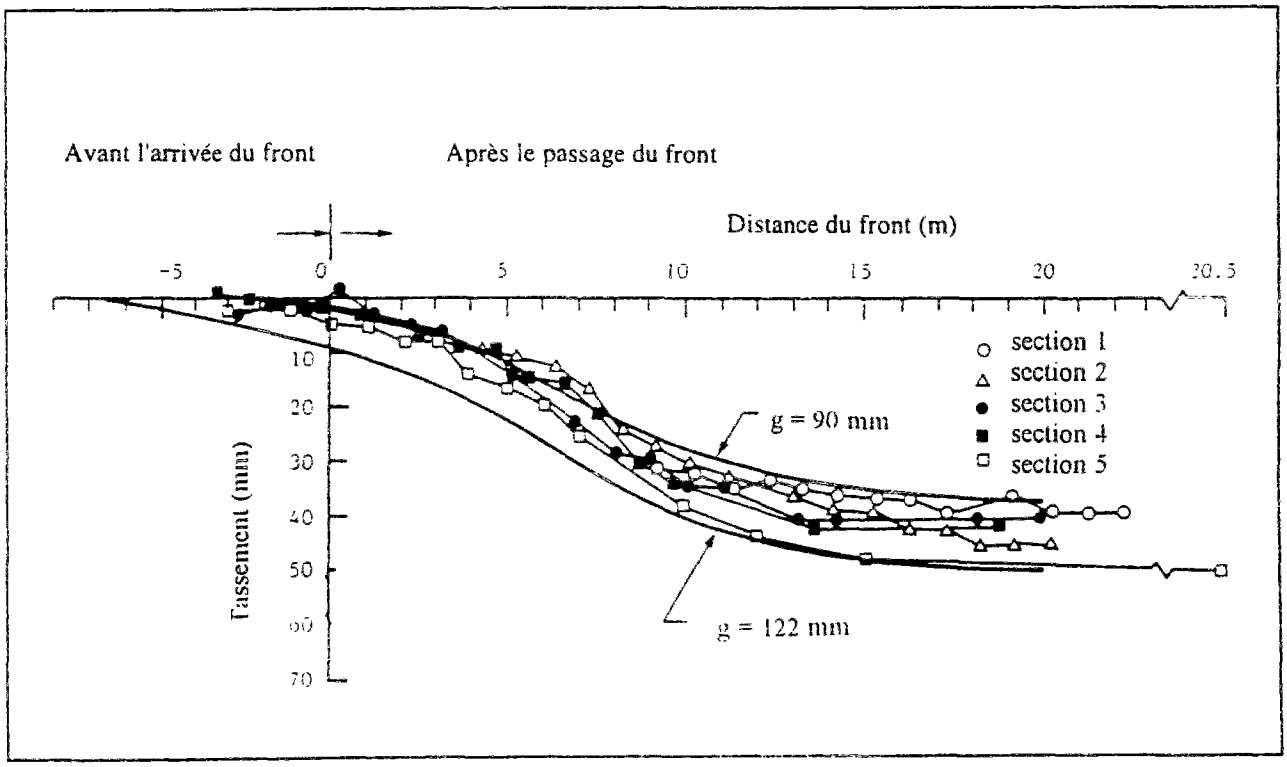
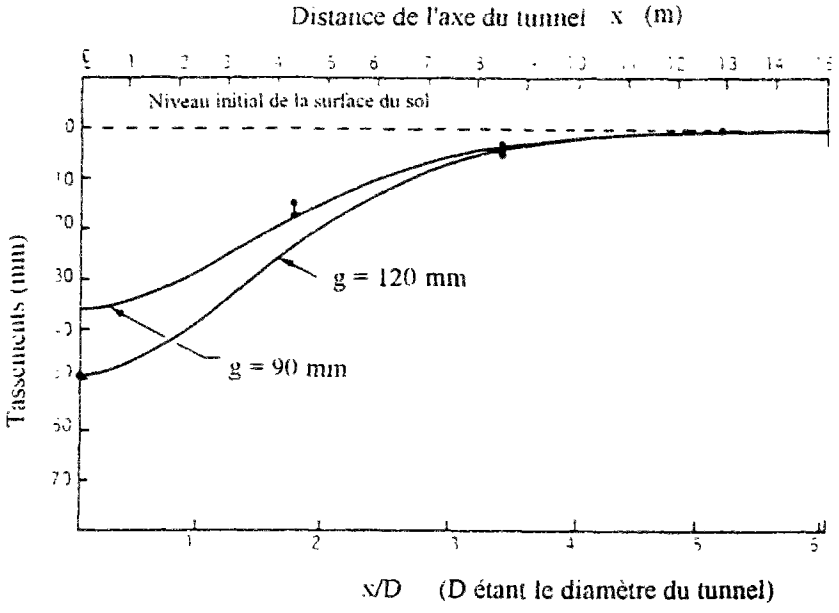
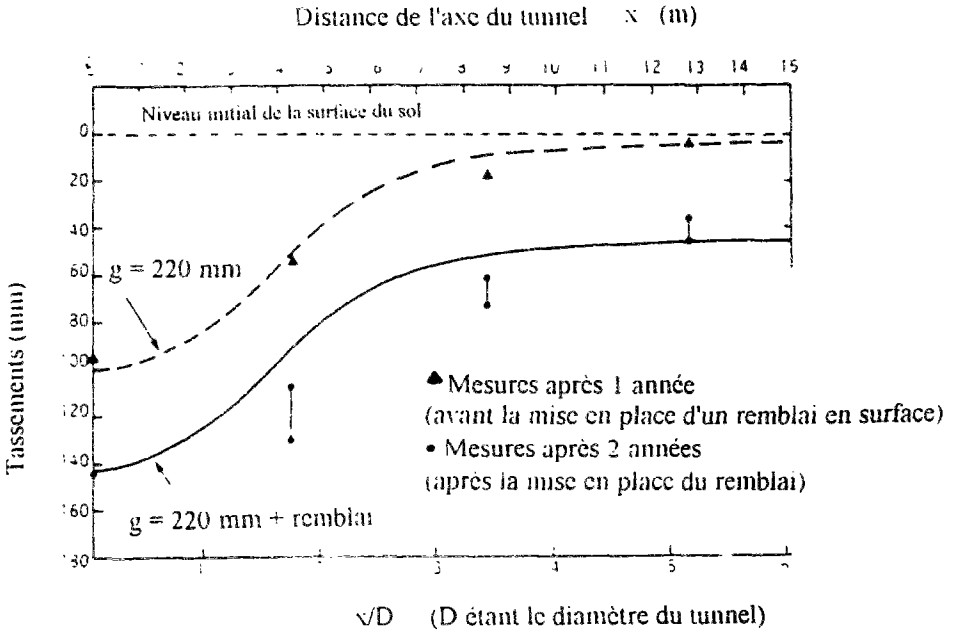


Figure IV.21 : Encadrement des mesures in situ obtenu par modification du paramètre g d'ouverture du vide annulaire - Tunnel de Thunder Bay (Ng et al., 1986).



(a) Cuvette de tassement obtenue à court terme (calcul non drainé)



(b) Cuvette de tassement obtenue à long terme (calcul drainé)

Figure IV.22 : Résultats de calculs non drainés et drainés réalisés par Ng et al. (1986) pour la section II du tunnel de Thunder Bay.

IV.5.3 Analyse couplée par consolidation du creusement de tunnels

La modélisation du creusement d'un tunnel en analyse couplée par consolidation, malgré son importance, a fait l'objet jusqu'à nos jours d'un nombre limité de développements. Le tableau IV.2 regroupe les principaux travaux antérieurs dans ce domaine, dont nous avons connaissance. Certains de ces travaux sont basés sur différentes hypothèses approximatives (Howland, 1979, Xueyen et Xhixing, 1988, Samarasekera et Eisenstein, 1992). D'autres, par contre, constituent des modélisations plus précises du couplage hydromécanique autour des tunnels, notamment par la méthode des éléments finis.

IV.5.3.1 Approches semi-empiriques

Howland (1979) est sans doute le premier à avoir abordé le calcul des tassements de consolidation induits par le creusement d'un tunnel dans une argile. Son approche repose sur la détermination de la distribution des pressions interstitielles après le creusement du tunnel Δu_w à l'aide de réseaux d'écoulements adaptés aux conditions locales sur la paroi du tunnel et aux conditions aux limites du massif (figure IV.23).

Le calcul est effectué suivant la théorie unidimensionnelle de Terzaghi (1925), en supposant qu'en chaque point du massif la variation de contrainte effective moyenne $\Delta p'$ est égale à Δu_w, et en supposant une relation semi-logarithmique entre le tassement s et la variation de contrainte moyenne. L'évolution dans le temps des tassements est caractérisée par un facteur temps caractéristique de consolidation. L'expression du tassement total se met sous la forme :

$$s_T = \Sigma\, s_i = \Sigma\, m_v .\, d_i \,.\, \Delta P'_i \qquad \text{(IV.2a)}$$

le facteur temps étant égal à :

$$T_v = c_v.t \,/\, H^2 \qquad \text{(IV.2b)}$$

avec :

s_i , s_t = tassement d'une couche donnée i et tassement total,

d_i . H = projection verticale de l'épaisseur d'une couche i et épaisseur totale de la couche d'argile,

m_v , c_v = coefficients de compressibilité et de consolidation oedométriques,

et t = temps.

En dépit de ces hypothèses simplificatrices ($\Delta p'=\Delta u_w$, consolidation unidimensionnelle) et bien qu'elle néglige toute autre source de tassement autour des tunnels, cette approche permet d'obtenir des résultats proches des mesures effectuées sur deux sites : le tunnel du quai de Willington (Attewell et al., 1978) et le tunnel de Stockton-on-Tees (Mc Caul, 1978).

La méthode de Samarasekera et Eisenstein (1992) est similaire à celle de Howland (1979) dans la mesure où elle est basée sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. Le calcul est mené par la méthode des éléments finis en deux phases : le premier calcul permet

d'obtenir la distribution des surpressions interstitielles induites par le creusement ; il est effectué en conditions non drainées en découplant les effets hydrauliques et mécaniques ; les variations de contraintes obtenues, pour chaque élément du maillage, sont utilisés pour déterminer les surpressions Δu_w, en utilisant les coefficients de Henkel (1960) reliant Δu_w à Δp et Δq (variations des contraintes moyenne et déviatorique dans l'élément considéré). La deuxième phase consiste à suivre la consolidation du sol résultant de la dissipation des surpressions d'eau, le comportement hydromécanique du terrain étant caractérisé par le coefficient de consolidation oedométrique c_v.

Samarasekera et Eisenstein (1992) ont effectué une étude de sensibilité, destinée à analyser l'influence de différents paramètres (rigidité du soutènement, module d'élasticité du sol, ...) sur l'ampleur des surpressions interstitielles générées dans le massif par le creusement du tunnel. Ils ont considéré deux types de sols : une argile normalement consolidée et une argile surconsolidée.

Toutefois, l'application de la théorie de la consolidation unidimensionnelle pour traiter le problème de la consolidation des sols autour des tunnels ne peut être considérée comme satisfaisante dans la mesure où elle suppose que le drainage de l'eau s'effectue dans la direction verticale. Le coefficient de consolidation c_v établi par Terzaghi n'est pas une propriété intrinsèque du sol ; il est lié aux conditions de drainage et de déformations du massif étudié : déterminé à partir d'un essai oedométrique classique, il ne sera valable que pour des applications dont les conditions sont similaires à celles de ce type d'essais. Par ailleurs, l'étude de Samarasekera-Eisenstein (1992) nous semble comporter un certain nombre de contradictions dans la détermination des pressions interstitielles à l'instant du creusement. En effet, les coefficients de Henkel sont considérés dans l'étude comme valeurs intrinsèques au matériau, alors qu'il a été prouvé que ces coefficients évoluent en fonction de l'état de contraintes dans le sol (Henkel, 1960). De plus, les valeurs utilisées par les auteurs pour caractériser les différents types de sols correspondent à celles obtenues expérimentalement par Henkel (1960) à la rupture des échantillons, ce qui n'est pas cohérent, d'une part, avec une généralisation de ces valeurs à tous les éléments du massif et, d'autre part, avec la prise en compte d'un comportement élastique du sol dans la deuxième phase de calcul.

Une troisième approche approximative, utilisant l'hypothèse d'un drainage monodimensionnel, a été proposée par Xueyan et Xhixing (1988). Dans ce cas, seul l'écoulement latéral vers le tunnel est pris en considération et le tassement est analysé à partir de l'approche introduite par Peck (1969). L'évolution dans le temps de la cuvette de tassement de surface (figure IV.24a) est donnée par la relation :

$$s(x,t) = \left(\frac{V_l + k_h H t}{\sqrt{2\pi} i} \right) \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2} \right) \quad , \qquad \text{(IV.3)}$$

V_l représentant le volume de perte de sol par le front et k_h le coefficient de perméabilité horizontale du sol.

Toutefois, cette expression ne permet pas de tenir compte de l'influence du drainage sur l'étendue latérale de la cuvette de tassement (le paramètre i est indépendant du temps).

Tableau IV.2 : Travaux antérieurs consacrés à la modélisation de la consolidation autour de tunnels creusés dans des argiles.

Auteurs	Type d'analyse (dimensions)	Méthode de résolution	Comportement du sol	Cas de référence	Remarques
Howland (1979)	Graphique - analytique (2D)	Réseaux d'écoulement et consolidation unidimensionnelle	Loi oedométrique	Tunnels de Willington et Stockton-on-Tees	Validation par rapport à des mesures de tassements de surface.
Samarasekera et Eisenstein (1992)	Numérique (2D)	Coefficients de Henkel, consolidation unidimensionnelle	Loi hyperbolique modifiée (Byrne et al., 1982)	___	Application de la méthode des éléments finis. Comparaison entre le cas d'une argile normalement consolidée et celui d'une argile surconsolidée.
Xueyan et Xhixing (1988)	Empirique (2D)	Ecoulement latéral et formule de Peck	Sol incompressible	Tunnel de Huangpu	Validation par rapport à la cuvette de tassement mesurée sur le site et des calculs numériques.
Carter et Booker (1981 et 1982)	Analytique (Axisymétrique)	Transformations de Laplace, consolidation radiale	Loi élastique, loi visco-élastique	___	Abaques donnant les déplacements, les contraintes radiales et les pressions interstitielles autour d'un tunnel profond
Clough et al. (1985) Finno et Clough (1985)	Numérique (2D)	Couplage hydro-mécanique par éléments finis	Loi hyperbolique, Cam Clay modifié, modèle de Prévost	Tunnel de San-Francisco	Validation par rapport à des mesures de déplacements horizontaux et verticaux.
Ohta et al. (1985)	Numérique (2D)	Couplage hydro-mécanique par éléments finis	Loi élasto-visco-plastique (Sekigushi-Ohta, 1977)	2 tunnels au Japon	Validation par rapport à des mesures de tassements en coupes transversale et longitudinale.
De Bruyen et al. (1985)	Numérique (2D)	Couplage hydro-mécanique par éléments finis	2 modèles visco-plastiques	Tunnel expérimental de Mol (Belgique)	Comparaison des résultats de deux codes de calcul (GEFDYN et GEOMEC) par rapport aux mesures de déplacements au front.
Liang (1988)	Numérique (2D)	Couplage hydro-mécanique par éléments finis	Cam Clay modifié avec fluage	___	Etude paramétrique considérant le tassement de surface, les pressions interstitielles autour du tunnel et les pressions sur le soutènement.
O'reilly et al. (1991) Mair et al. (1992)	Numérique (2D)	Couplage hydro-mécanique par éléments finis	Cam Clay modifié	Tunnel de Grimsby	Validation des résultats de calcul par rapport aux mesures des tassements dans le temps en coupes transversale et longitudinale.

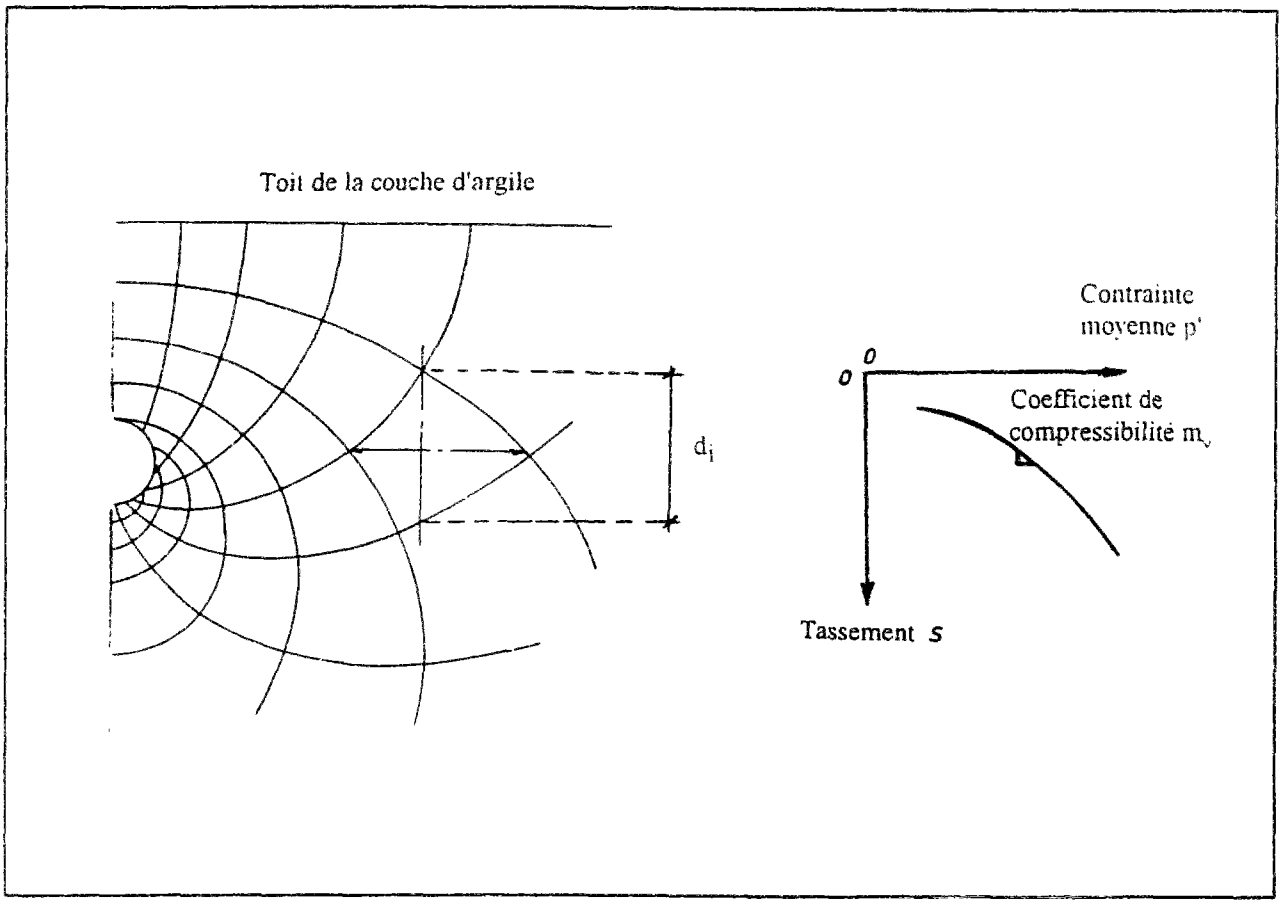


Figure IV.23 : Principe du calcul des tassements de consolidation adopté par Howland (1979).

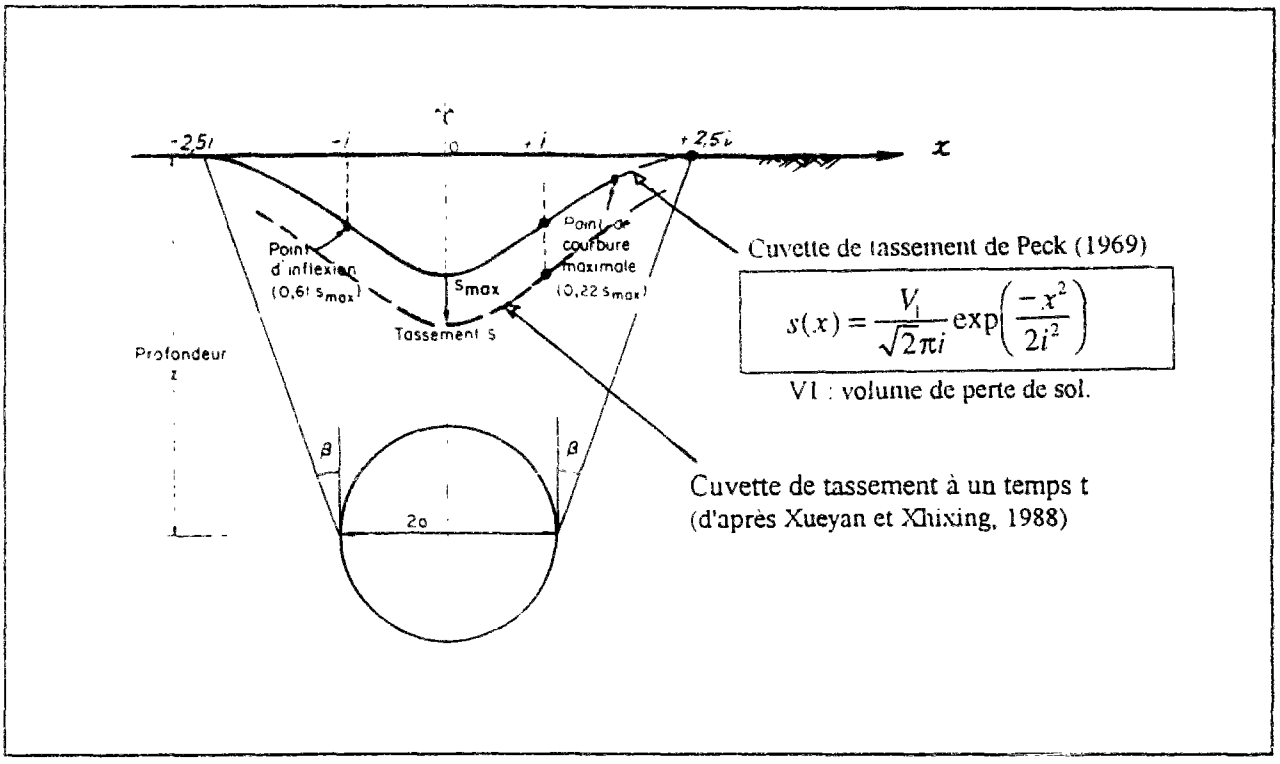


Figure IV.24 : Principe du calcul approché de Xueyan et Xhixing (1988).

IV.5.3.2 Approches par couplage hydromécanique en consolidation

La première analyse rigoureuse des phénomènes de consolidation autour des tunnels est due à Carter et Booker (1981 et 1982). Elle utilise les transformations de Laplace pour résoudre les équations élémentaires de la consolidation en conditions axisymétriques. Deux approches ont été étudiées pour simuler le comportement du terrain : un modèle élastique (Carter et Booker, 1981) et un modèle viscoélastique (Carter et Booker, 1982).

La solution du problème est présentée sous forme d'abaques donnant le déplacement radial u_r, la contrainte radiale σ_r et la pression interstitielle u_w autour du tunnel, en fonction des rapports adimensionnels r/r_0 et T_v, r désignant la coordonnée radiale du point considéré, r_0 le rayon du tunnel et T_v un facteur temps défini par la relation :

$$T_v = 2G_0\left(\frac{1-\nu}{1-2\nu}\right).\frac{k}{\gamma_w}.\frac{t}{r_0^2} \qquad \text{(IV.4)}$$

où G_0 est le module de cisaillement initial du sol, ν le coefficient de Poisson du sol et γ_w le poids volumique de l'eau.

Toutefois, les résultats de cette analyse ne permettent d'étudier le comportement du sol que localement autour de la paroi d'un tunnel. De plus, le calcul étant effectué en conditions axisymétriques, l'approche correspond au cas d'un tunnel profond de forme circulaire.

La méthode des éléments finis permet un traitement beaucoup mieux adapté des problèmes de consolidation autour des tunnels. Le tableau IV.2 montre que la majorité des travaux consacrés à ce sujet ont utilisé cette approche.

Liang (1988) a utilisé un programme traitant de la consolidation avec une loi de comportement dérivée du modèle Cam-Clay modifié et prenant en compte le fluage susceptible d'être rencontré dans les argiles. Il a effectué une étude paramétrique, destinée à analyser l'influence de la valeur du vide annulaire et du fluage sur le comportement du massif. Le cas traité est celui d'un tunnel circulaire de 11m de diamètre, situé à 13,5m de profondeur. Quatre calculs ont été effectués, en examinant des cas avec et sans fluage et avec ou sans vide annulaire.

Les résultats de calcul ont notamment permis d'estimer les effets du vide annulaire et du fluage sur la variation des pressions interstitielles dans le terrain. On constate en particulier que l'augmentation du vide annulaire amplifie les surpressions d'eau qui se développent à court terme, et que le fluage du terrain a pour effet d'atténuer la dissipation des pressions dans le temps.

D'autres auteurs ont appliqué la méthode des élément finis pour modéliser le comportement du sol autour d'ouvrages instrumentés (Finno et Clough, 1985 ; Ohta et al., 1985 ; De Bruyen et al., 1985 ; Mair et al., 1992).

En particulier, l'étude de Finno et Clough (1985) a été effectuée dans le cadre des travaux du collecteur N2 à San-Francisco. Le tunnel, de 3,7m de diamètre, a été creusé dans une argile molle

à l'aide d'un bouclier à pression de terre à 8m de profondeur. Le profil géotechnique comprenait une couche argileuse surmontée par 7m de remblais, le niveau piézométrique se situant à 3m sous la surface du terrain naturel (Clough et al., 1985).

La technique de simulation a été décrite précédemment (figure IV.14). Trois modèles ont été utilisés pour décrire le comportement de l'argile : deux modèles élastoplastiques, le modèle Cam-Clay et le modèle de Prévost (1980), et un modèle élastique non linéaire, le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970), avec, dans les deux premiers cas, une prise en compte du couplage hydromécanique dans la réponse du massif. Les calculs élastoplastiques couplés fournissent une bonne concordance avec les résultats obtenus in situ pour, d'une part, les déplacements horizontaux (figure IV.25) et, d'autre part, les tassements en surface au cours du temps (figure IV.26).

Ohta et al. (1985) se sont intéressés à l'analyse des déformations induites par le creusement de deux tunnels parallèles creusés au bouclier dans un terrain stratifié. La figure IV.27 montre la position des tunnels et des couches de sol rencontrées. Le niveau piézométrique se situe à 2m sous la surface. Le creusement des galeries est simulé à partir d'une combinaison d'analyses transversales et axisymétriques, le calcul étant mené à partir de la technique du vide annulaire. Le comportement du sol est représenté par un modèle de comportement élasto-visco-plastique, intégrant le fluage du sol (modèle de Sekigushi et Ohta, 1977). Ces calculs ont permis d'obtenir une évolution des tassements de surface proche de celle observée sur le chantier : la figure IV.27 compare les résultats obtenus à deux dates aux mesures effectuées en coupe transversale.

L'étude de De Bruyen et al. (1985) se situe dans le cadre du programme belge de recherche sur le stockage de déchets radioactifs en souterrain. Ce programme comprend le creusement d'un tunnel expérimental de 41m de long et de 3,5m de diamètre, réalisé par fonçage, à 223 mètres de profondeur, dans l'Argile de Boom.

Les calculs ont été effectués à l'aide de deux codes de calculs, le comportement du sol étant caractérisé dans les deux cas par une loi visco-plastique. La première approche repose sur une analyse en contraintes totales ; dans le deuxième cas, le calcul est mené en contraintes effectives, avec prise en compte du couplage hydromécanique en consolidation. Les résultats de calculs soulignent l'intérêt d'effectuer un calcul en consolidation ; de plus, le calcul couplé conduit à des valeurs des pressions interstitielles proches des mesures relevées sur le chantier.

Par ailleurs, Mair et al. (1992) ont effectué un calcul de consolidation pour analyser les mesures relevées sur le site du tunnel de Grimsby où des tassements ont été observés 11 ans après la fin de la construction de l'ouvrage. Ce tunnel, d'un diamètre de 3m, traverse une couche d'argile marine située sous le niveau piézométrique de la nappe. L'exécution a été effectuée à partir des deux extrémités avec des boucliers à front ouvert. L'amplitude des tassements observés au début des travaux a nécessité d'imposer une pression d'air sur un tronçon du tunnel (Glossop et O'Reilly, 1982 ; O'Reilly et al., 1991).

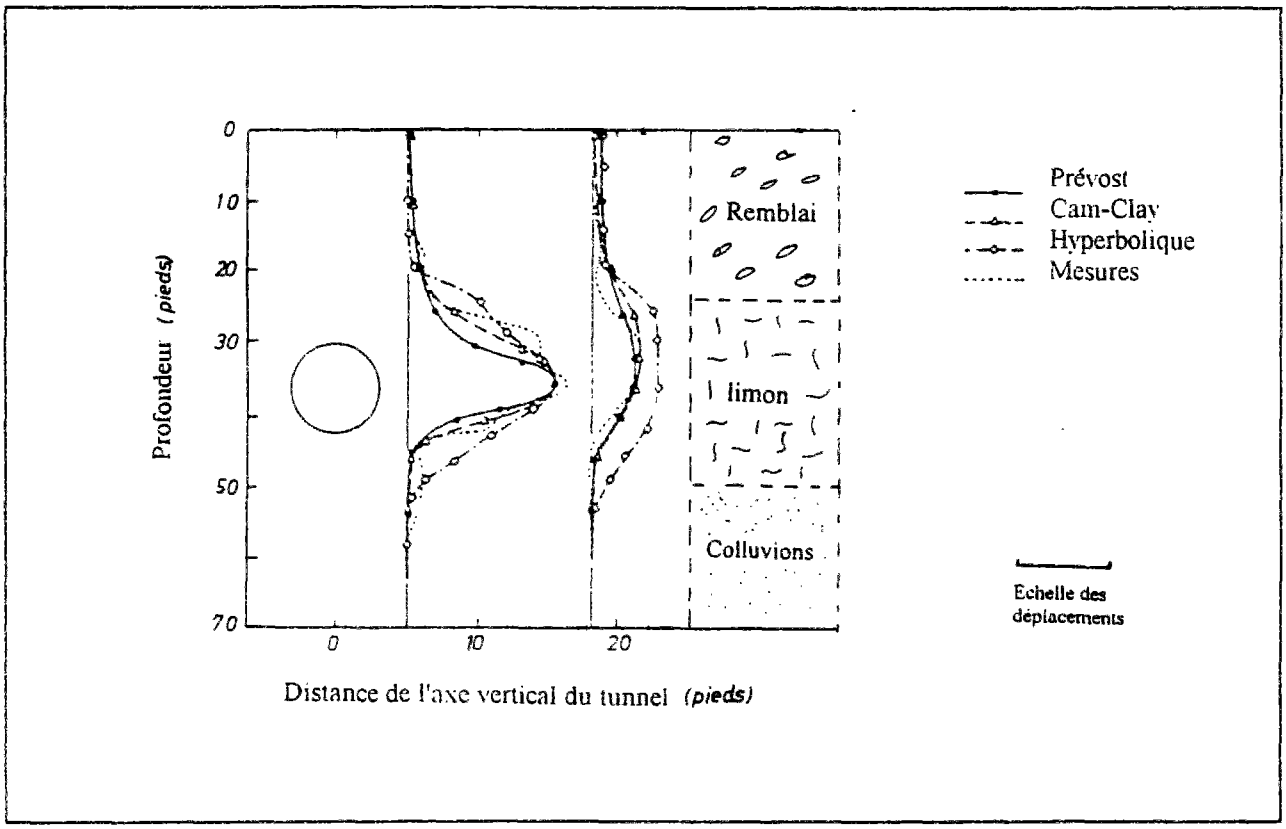


Figure IV.25 : Déplacements horizontaux obtenus par l'analyse couplée réalisée pour le tunnel de San-Francisco par Clough et al. (1985).

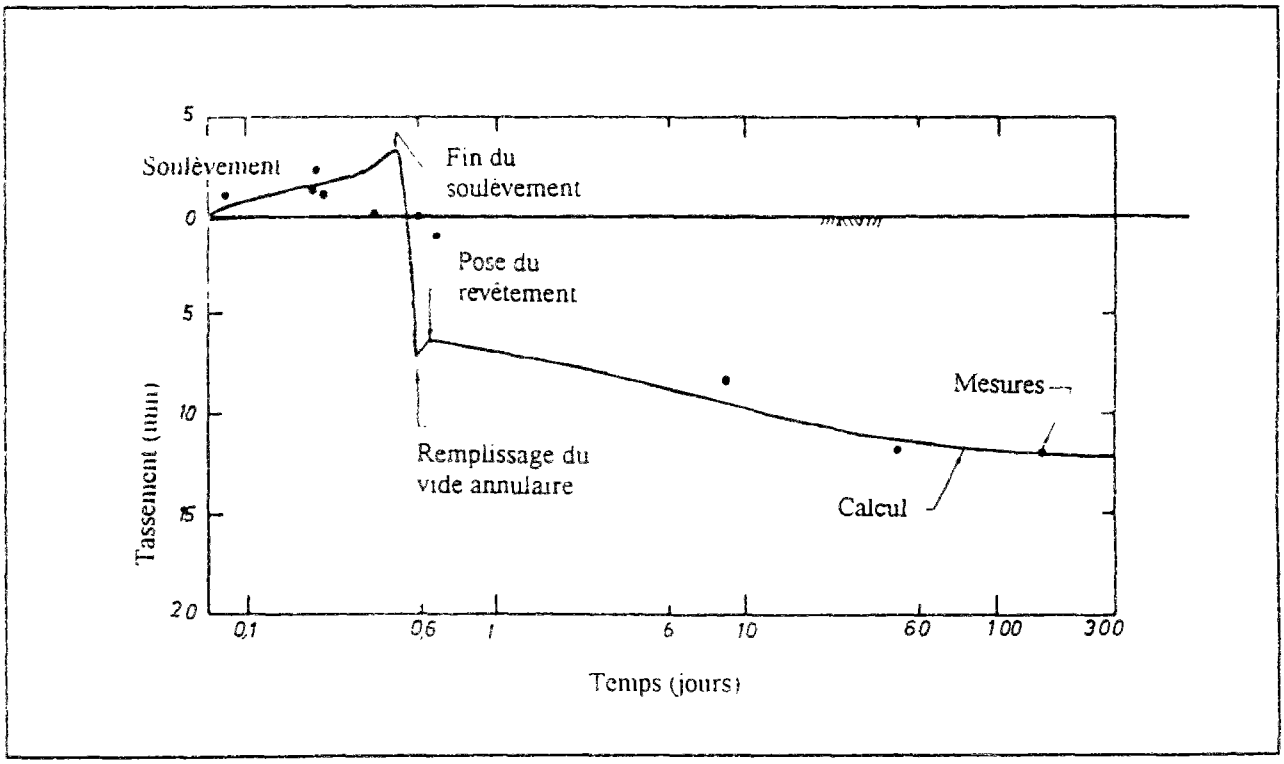


Figure IV.26 : Evolution des tassements obtenue par l'analyse couplée réalisée pour le tunnel de San-Francisco par Clough et al. (1985).

L'étude de Mair et al. (1992) porte sur une section instrumentée au niveau de laquelle l'ouvrage est situé à 5,3m de profondeur dans une couche d'argile limoneuse molle, surplombée de 1,5m d'argile limoneuse de consistance moyenne et 0,5m de remblais, le niveau piézométrique se trouvant à 2 mètres de profondeur.

La modélisation a été effectuée en coupe transversale en utilisant le modèle Cam-Clay modifié pour caractériser le comportement du sol. Six phases de calcul ont été considérées pour simuler la construction du tunnel :

1- excavation sous pression d'air (41 kPa) et pose du revêtement provisoire ;
2- consolidation pendant une période de 100 jours ;
3- rétablissement de la pression atmosphérique ;
4- consolidation pendant 90 jours ;
5- pose du revêtement définitif ;
6- consolidation à long terme.

Trois calculs (notés 2A, 2B et 2C) ont été effectués, en faisant varier la perméabilité des revêtements provisoire et définitif. Dans le calcul 2A, le premier revêtement a été considéré comme perméable et le second comme imperméable ; dans le calcul 2B, les deux revêtements ont été supposés perméables ; dans le troisième calcul (2C), le premier revêtement est supposé perméable et le second revêtement a une perméabilité égale au dixième de la perméabilité du sol. Les résultats obtenus par le calcul sont présentés sur la figure IV.28 : la figure IV.28a donne l'évolution dans le temps des tassements dans le plan médian du tunnel ; la figure IV.28b compare la cuvette de tassement mesurée 10 ans après la construction à celles données par les différents calculs.

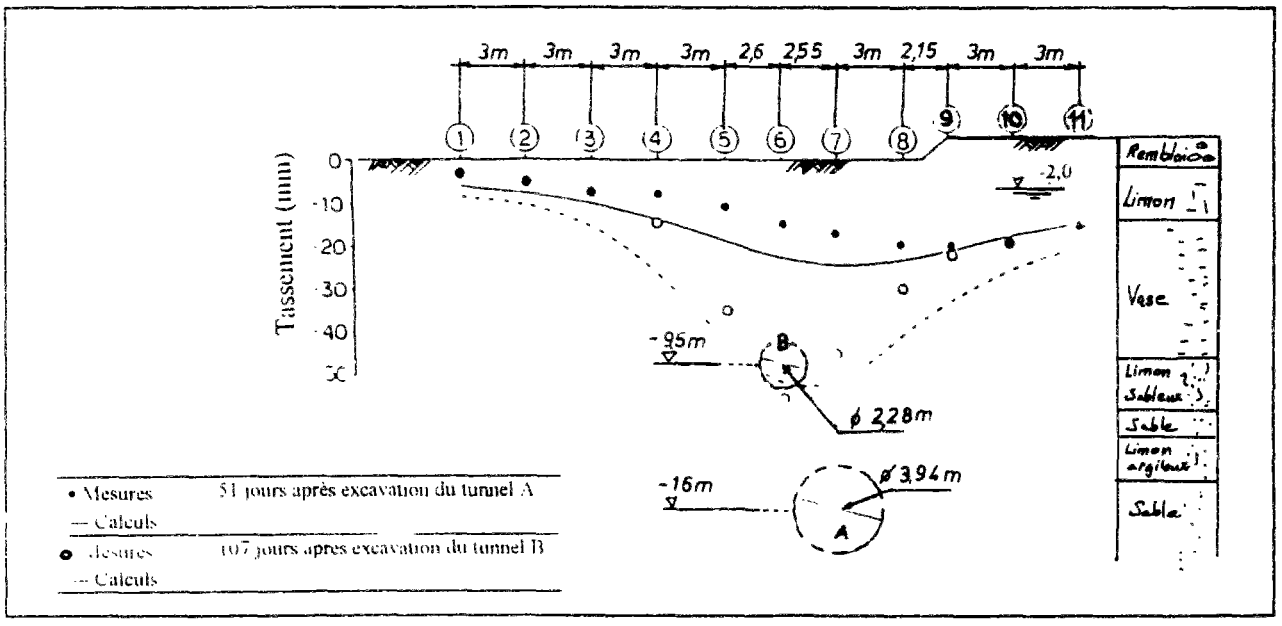
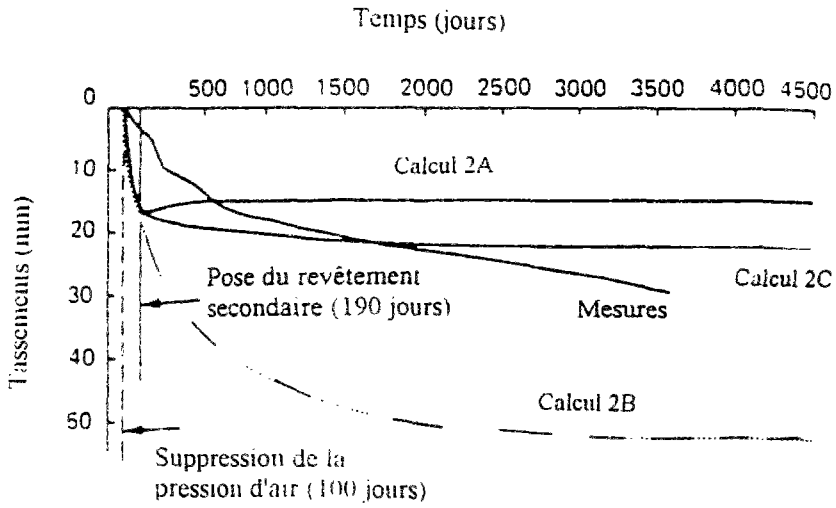
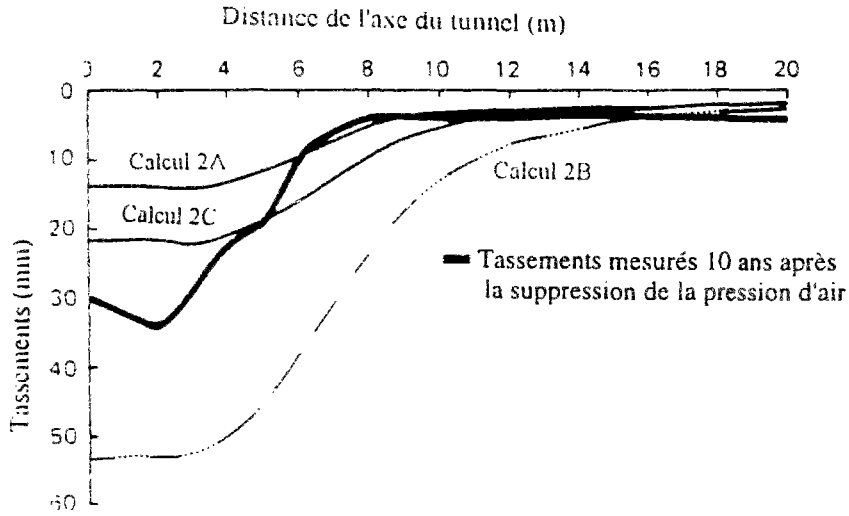


Figure IV.27 : Evolution de la cuvette de tassement de surface obtenue par Ohta et al. (1985).



(a) Evolution des tassements de surface dans le plan médian du tunnel.



(b) Evolution de la cuvette de tassement dans le plan transversal.

Figure IV.28 : Evolution des tassements obtenue par Mair et al. (1992) - Tunnel de Grimsby.

IV.6 Conclusions

Ce chapitre a permis d'étudier les principaux aspects du comportement observé sur les sites de tunnels creusés dans l'argile. Il a également permis d'exposer les principales techniques numériques pouvant être utilisées pour reproduire, dans un modèle d'éléments finis, les différentes phases de la construction. Une revue des principaux travaux antérieurs analysant la consolidation des sols autour de tunnels a également été présentée.

La majorité des observations faites sur des sites de tunnels creusés dans l'argile s'accordent à confirmer l'augmentation des pressions interstitielles, et notamment au niveau des reins du tunnel, à l'approche du bouclier ; la dissipation de ces pressions, après le passage de la machine, induit des phénomènes différés par consolidation du sol. Ces phénomènes sont caractérisés par une évolution des tassements dans le temps et par une extension plus importante de leur étendue à la surface. Certaines observations conduisent, par ailleurs, à supposer qu'un tunnel creusé dans l'argile agirait, à long terme, comme un drain dans le massif.

L'application de la méthode des éléments finis au creusement de tunnels permet d'analyser de tels phénomènes. Les différentes techniques numériques développées dans la littérature permettent une représentation fine des différentes étapes de la construction (excavation, avancement, remplissage du vide annulaire, pose du revêtement). Toutefois, la représentativité d'un modèle par rapport aux conditions du site est fortement liée au phasage de calcul. Ce phénomène est d'autant plus important dans le cas des argiles, et notamment celles peu surconsolidées, de par la nature de leur comportement élastoplastique (la réponse du massif au creusement étant dépendante du chemin de contraintes suivi) et de par leur faible capacité de drainage (développement de surpressions interstitielles). Dans un calcul couplé, le phasage des différentes étapes de construction, dans le temps, joue également un rôle important.

La revue des travaux antérieurs analysant le creusement de tunnels dans des argiles a permis de dégager les limites que présente le calcul en conditions non drainées pour étudier la réponse du massif au creusement. Cette revue a par ailleurs dégagé quelques méthodes approchées pour l'analyse des tassements de consolidation induits par le creusement d'un tunnel (Howland, 1979 ; Xueyen et Xhixing, 1988) ; d'autres travaux ont abordé le problème d'une manière plus fine par la méthode des éléments finis ; la confrontation des résultats de ces analyses aux mesures réalisées sur sites confirme l'importance de considérer le couplage hydromécanique pour l'étude de la réponse des massifs argileux au creusement de tunnels.

CHAPITRE V

MODELISATION DU CREUSEMENT DE TROIS TUNNELS PAR LA METHODE DU PREDECOUPAGE EN ANALYSE NON DRAINEE - COMPARAISON DES CALCULS COUPLES, DRAINES ET NON DRAINES

V.1 Introduction

Le chapitre précédent a permis d'appréhender les problèmes posés par la modélisation du creusement de tunnels et a permis d'évaluer les limites de la représentativité des différentes méthodes proposées pour décrire la réponse du terrain encaissant au creusement.

Ce chapitre est consacré à l'analyse des résultats donnés par une modélisation en conditions non drainées, pour trois tunnels projetés près de Marseille, dans le cadre des travaux d'aménagement de la ligne nouvelle du T.G.V Méditerranée. Les calculs ont été effectués à l'aide du code de calcul CESAR-LCPC en faisant l'hypothèse d'un creusement par la méthode de prédécoupage mécanique. Les terrains encaissants étant relativement consistants, une loi élastoplastique parfaite avec critère de Mohr-Coulomb a été adoptée pour décrire le comportement du sol.

Les différentes modélisations réalisées simulent le phasage de réalisation de l'ouvrage ; elles ont permis notamment de prévoir la réaction du sol vis-à-vis de la méthode de creusement proposée, le comportement de la structure de soutènement provisoire à court terme ainsi que les contraintes pouvant être reprises à long terme par le revêtement définitif.

La deuxième partie du chapitre présente une étude comparative entre les approches drainée, non drainée et hydromécanique couplée, appliquées au calcul d'un tunnel. L'étude vise à mettre en évidence la représentativité des deux premières approches et à vérifier l'importance du traitement couplé pour la modélisation des tunnels, notamment pour ceux creusés dans des sols compressibles. On considère le cas d'un tunnel réalisé en deux phases : creusement, puis pose du revêtement. Le massif encaissant est constitué d'une argile de faibles propriétés géotechniques ; son comportement est caractérisé par le modèle MELANIE : un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage adapté aux argiles naturelles (Magnan, 1989a). Deux configurations sont étudiées pour le revêtement : paroi imperméable et paroi semi-perméable.

V.2 Modélisation du creusement de trois tunnels par la méthode de prédécoupage

V.2.1 Contexte de l'étude

Des calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour étudier le creusement de trois ouvrages situés sur le tracé du TGV Méditerranée, pour lesquels une variante par prédécoupage mécanique a été proposée par l'entreprise Perforex au moment de l'appel d'offre. Les trois ouvrages concernés sont :

- le tunnel d'arrivée sur Marseille, lot B du projet,
- le tunnel de Tartaiguille, département de la Drome, lot 1C du projet,
- le tunnel de Lambesc, lot 3F du projet.

Ces trois ouvrages étant réalisés dans des terrains relativement raides, les calculs ont visé principalement à analyser le comportement des structures de soutènement et de revêtement (Leca et al., 1994 et 1995 ; Leca et Atwa, 1995). Toutefois, l'analyse détaillée des résultats de calculs permet d'étudier aussi bien le comportement de l'ouvrage que la réaction du massif à la méthode de creusement proposée. De plus, l'examen des hypothèses sur lesquelles se sont fondés les calculs des trois projets permet d'appréhender la pertinence de la modélisation entreprise et les limites de sa représentativité.

V.2.2 Description du phasage de la méthode de construction proposée

La méthode du creusement proposée pour les trois projets est celle du prédécoupage mécanique avec prévoûte, introduite par l'entreprise Perforex.

Cette méthode est principalement caractérisée par la réalisation d'une voûte bétonnée au front de taille, qui précède l'abattage du terrain sur une longueur de 3 à 5 m. Elle est réalisée au fur et à mesure de l'avancement par passes successives le long du tracé de l'ouvrage avec un recouvrement entre prévoûtes successives de 0,5 à 1m. Les dispositions constructives prévoient, dans les cas de terrains difficiles, un confortement léger par boulonnage du front de taille et/ou des piédroits.

La décomposition d'un cycle de creusement par la méthode du prédécoupage ainsi que les différentes phases de la réalisation sont décrites sur la figure V.1.

La première phase consiste en la réalisation d'une saignée de 20 à 30 cm d'épaisseur selon la cohésion du terrain et l'épaisseur nécessaire à la stabilité de la prévoûte. Cette saignée est ensuite remplie de béton projeté, fabriqué à base de liant de ciment fondu. Cette composition

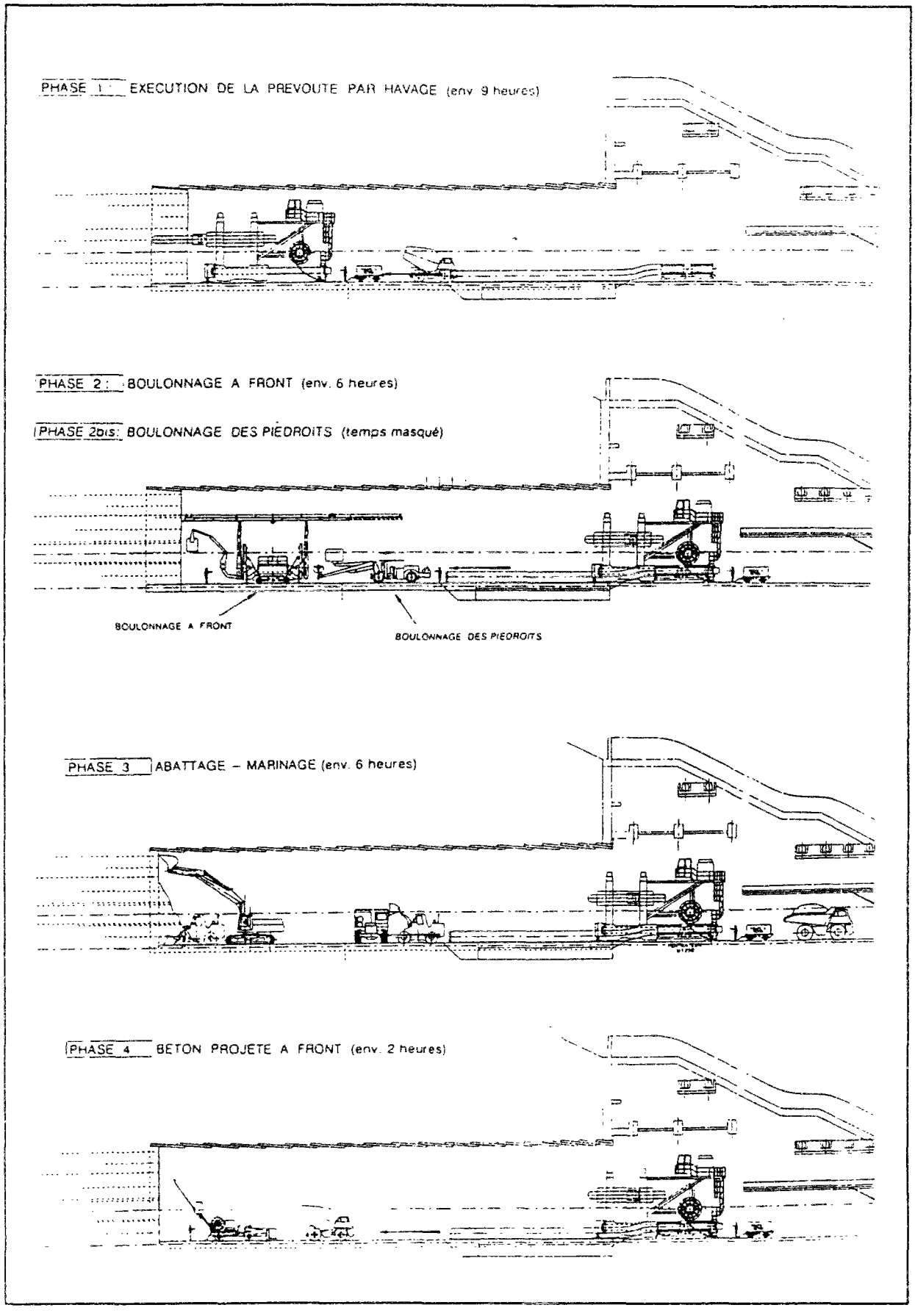


Figure V.1 : Phasage de la réalisation d'un tunnel par la méthode du prédécoupage (Perforex).

permet en général d'obtenir des résistances élevées à court terme (de l'ordre de 6 à 8 MPa après 4 heures), autorisant ainsi la réalisation rapide des travaux de terrassement. Les résistances contractuelles du béton à 28 jours peuvent atteindre de 30 à 35 MPa.

La deuxième phase correspond à l'étape de confortement éventuel du front de taille et de la prévoûte en piédroit par boulonnage. Le boulonnage du front est réalisée à l'aide d'une machine spécialement conçue pour effectuer à la tarière des forages allant jusqu'à 18 m de profondeur dans le terrain ; ces forages sont équipés de tubes en fibre de verre qui sont scellés pour servir d'ancrage provisoire au front.

La troisième phase consiste à abattre le terrain au front à l'abri de la prévoûte. Cette phase s'effectue sur 2 à 4 m de profondeur à l'aide d'une pelle traditionnelle, d'un chargeur et de camions, les boulons en fibre de verre étant déchiquetés au fur et à mesure de l'avancement.

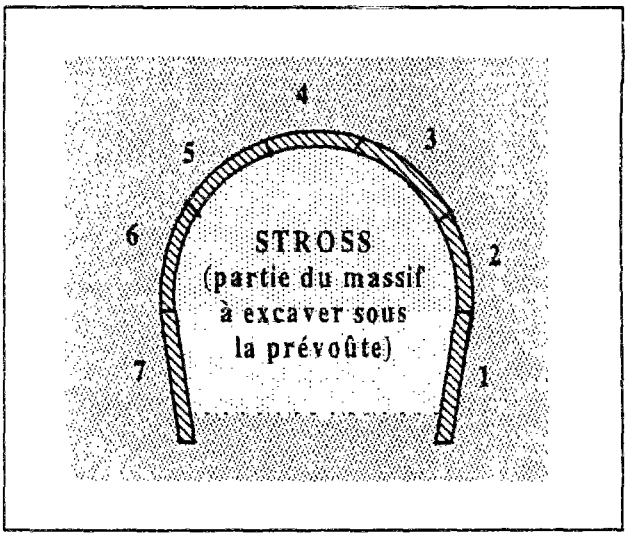
Dans le cas des terrains médiocres ou quand de longs arrêts de chantiers sont prévus, la stabilité superficielle du front de taille peut être assurée (phase 4) par la projection de béton, celui-ci pouvant être armé de treillis ou de fibres en polypropylène.

La prévoûte est réalisée par panneaux successifs de 1 à 3m de largeur (figure V.2). Deux cycles de construction peuvent être envisagés. Le premier cycle consiste en une réalisation alternée des panneaux de la prévoûte situés sur les deux côtés de la prévoûte commençant en piédroit et finissant par le panneau situé en clé de voûte (tableau V.1) ; ce cycle permet l'optimisation du taux d'utilisation de la haveuse (machine de prédécoupage) et l'utilisation du robot de projection en grande partie en "temps masqué". Le deuxième cycle peut être adopté quand l'excavation doit intervenir directement après l'achèvement de la prévoûte ; il consiste en la réalisation de la prévoûte à partir du panneau situé en clé (tableau V.1).

Tableau V.1 : Ordre de la réalisation des panneaux de la prévoûte.

Cycle optimal		panneaux de la prévoûte.	
Creusement de la saignée	Réalisation du béton projeté	Creusement de la saignée	Réalisation du béton projeté
1		4	
7	1	3	4
2	7	5	3
6	2	1	5
3	6	7	1
5	3	2	7
4	5	6	2
	4		6

Figure V.2 : Phasage de la réalisation des panneaux de la prévoûte.



V.2.3 Description des modèles, hypothèses et phasages de calculs

L'étude des trois projets a été réalisée en conditions bidimensionnelles. Les calculs ont été effectués à l'aide des modules MCNL et TCNL de CESAR-LCPC qui permettent de simuler le phasage de la construction d'un tunnel (Piau, 1992) et de traiter un éventuel comportement non linéaire des matériaux (Mestat, 1994).

Pour chaque projet, plusieurs modèles ont été élaborés pour représenter, d'une part, la géométrie de chaque ouvrage et les dimensions de ses structures de soutènement provisoire et de revêtement définitif et, d'autre part, les différentes configurations hydrogéologiques rencontrées sur le tracé (couverture de sol, stratification, nature des terrains, nappe phréatique).

Une coupe type de l'un des ouvrages est présentée sur la figure V.3. Elle correspond au tunnel d'arrivée sur Marseille, caractérisé par une hauteur de 9,78m et une largeur de 12,2m ; le soutènement provisoire est constitué d'une prévoûte de 20 cm d'épaisseur, renforcée en piédroits par une rangée de boulons, et d'un radier provisoire, également de 20 cm d'épaisseur. L'ouvrage définitif se compose d'une voûte et d'un radier de 60 cm d'épaisseur moyenne (figure V.3).

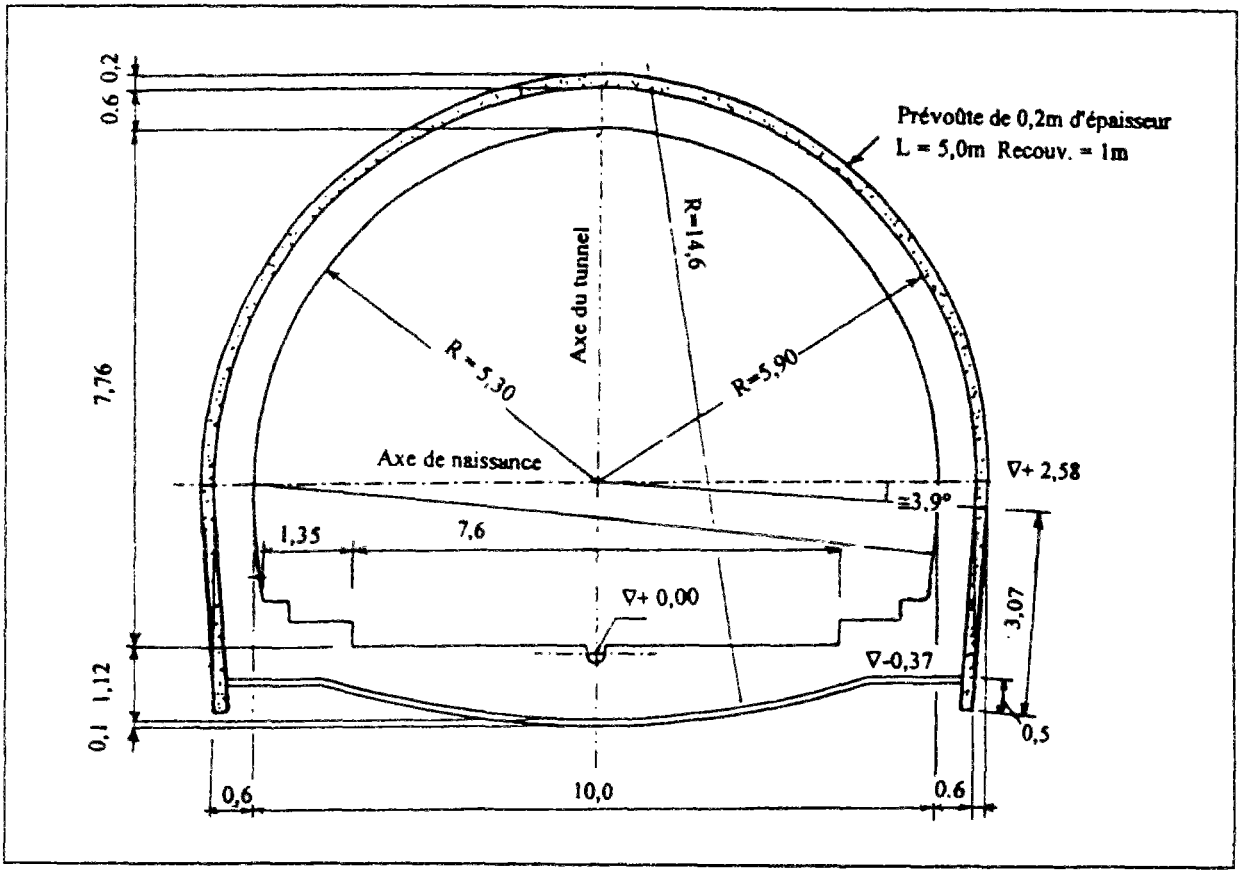


Figure V.3 : Coupe type du tunnel de Marseille.

V.2.3.1 Les modèles de calcul

La prévision de la tenue de l'ouvrage du tunnel d'arrivée sur Marseille a nécessité l'étude de deux configurations ; la figure V.4 donne les deux coupes retenues pour les calculs ; dans le premier cas (M1), le tunnel se situe dans des couches d'argile et de grès sous 30m de couverture ; dans le deuxième cas (M2), le terrain encaissant est constitué de poudingues et de marnes et la couverture est de 45m. Dans les deux cas, le niveau de la nappe a été pris à +30m par rapport à la clé de prévoûte.

Pour le tunnel de Tartaiguille qui traverse un massif fortement stratifié, trois sections ont été considérées dans l'analyse (figure V.5). La première configuration T1 correspond aux conditions les plus déformables, le tunnel étant situé sous 100m de couverture dans des argiles marneuses du Stampien inférieur. Les deuxième et troisième configurations, T2 et T3, correspondent aux sections du tunnel situées respectivement dans les couches de grès sous 30m de couverture et de marnes bleues sous 45m de couverture. Dans les trois configurations (T1, T2 et T3), le niveau de la nappe a été pris à 115m de hauteur par rapport au tunnel en clé.

Deux modèles ont été considérés pour la configuration T1 : une seule rangée de boulons (modèle T1a) et deux rangées de boulons (modèle T1b). Dans les deux cas, le soutènement est constitué d'une prévoûte et d'un radier provisoire de 25cm d'épaisseur et le revêtement définitif de 70cm de béton. Une épaisseur de soutènement réduite (20cm) a été adopteé pour les configurations T2 et T3, les terrains correspondants étant de nature plus raide.

Pour le tunnel de Lambesc, la configuration retenue pour les calculs est montrée sur la figure V.6 : elle correspond à la traversée du tunnel dans une formation de marnes du Stampien sous une couverture de 38m, avec un niveau de nappe est à +32m par rapport à la clé de prévoûte.

Du fait de la susceptibilité des argiles en place au gonflement, ses effets ont été considérés dans l'étude de l'ouvrage. L'incertitude sur l'ampleur des pressions pouvant se développer effectivement sur le futur tunnel (Steiner, 1993) nous a conduit à considérer deux configurations de calcul : pression de gonflement de 0,7MPa, radier définitif d'épaisseur maximale 1,2m (configuration L1) ; pression de gonflement de 2,5MPa, radier de 1,8m d'épaisseur maximale (configuration L2).

La figure V.7 représente le maillage utilisé pour cette étude ; des maillages analogues ont été mis en oeuvre pour les autres ouvrages. Du fait de la symétrie du problème, seule une moitié du profil a été modélisée ; les dimensions des différents modèles ont respecté un

minimum d'extension latérale de 10 fois le diamètre de l'ouvrage ou 1,5 fois la couverture de terrain ; la limite inférieure du maillage a été fixée à 2 fois le diamètre de l'ouvrage.

La figure V.7 montre également les conditions imposées aux limites des modèles. Les maillages des modèles L1 et L2 ont, de plus, comporté des éléments de contact à l'interface entre la prévoûte et le revêtement, d'une part, et entre le béton de propreté en radier et le radier définitif, d'autre part (figure V.8), afin de simuler une condition de glissement parfait entre ces deux structures à long terme.

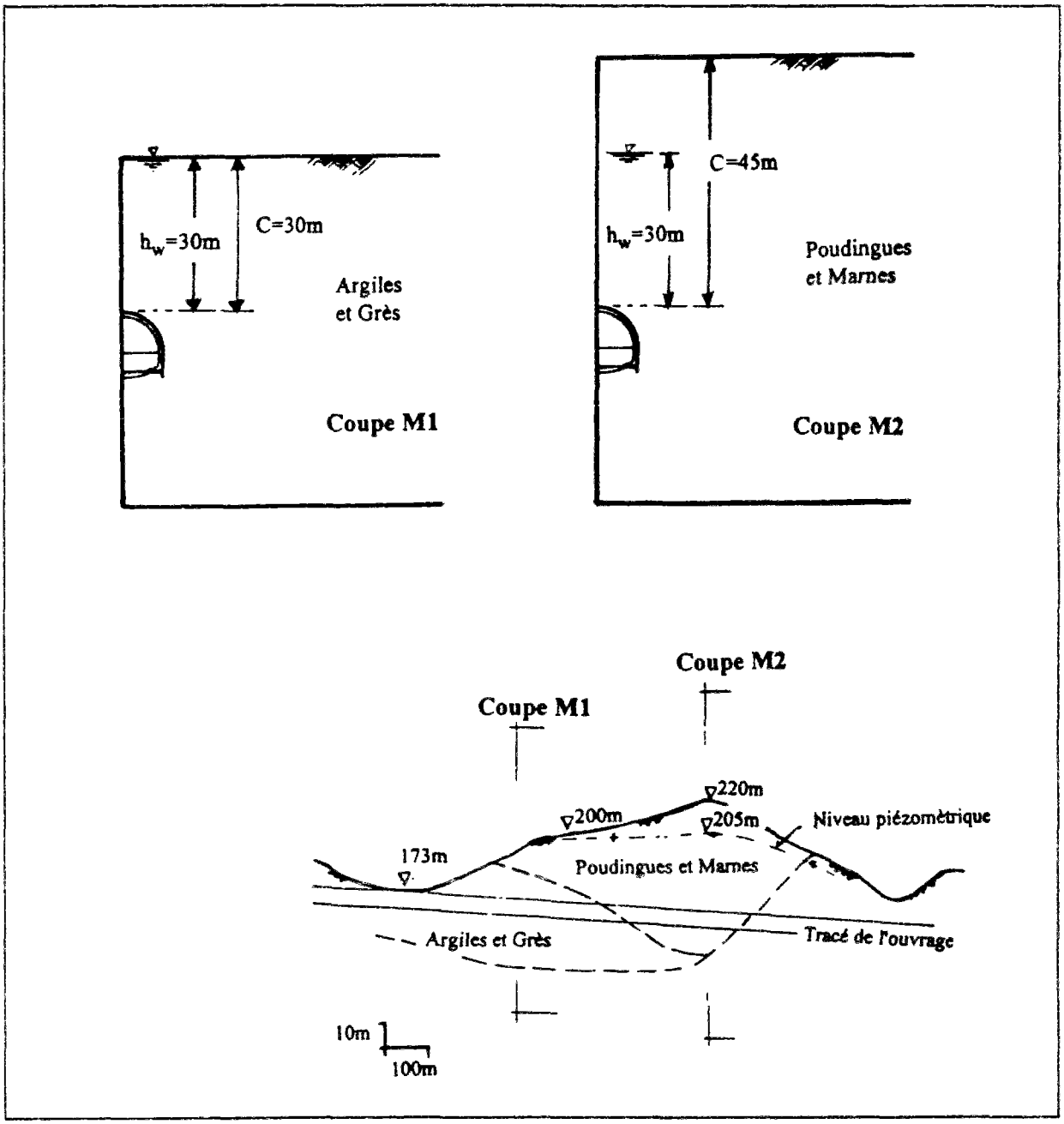


Figure V.4 : Configurations adoptées pour les calculs prévisionnels du tunnel de Marseille.

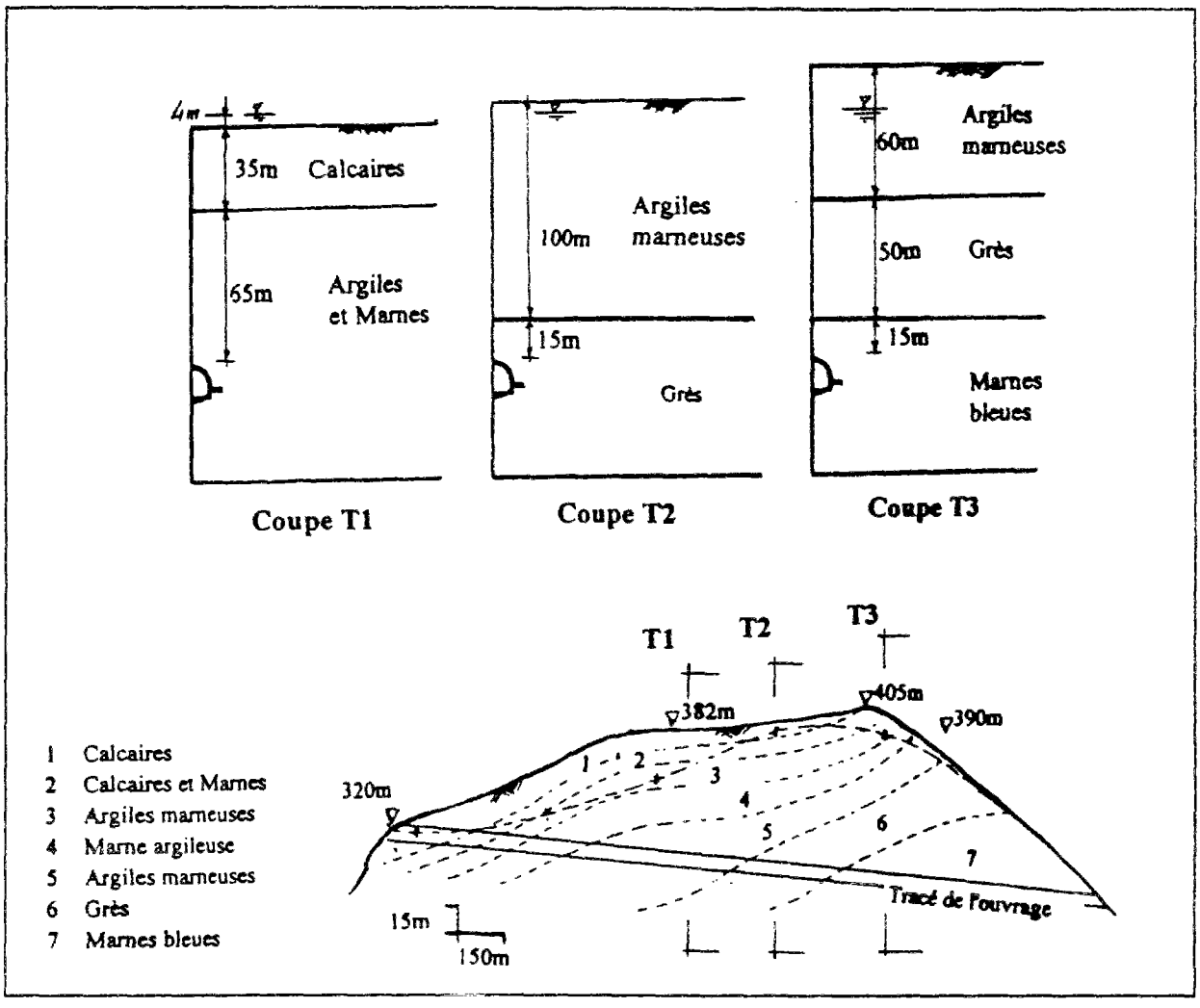


Figure V.5 : Configurations adoptées pour les calculs prévisionnels du tunnel de Tartaiguille.

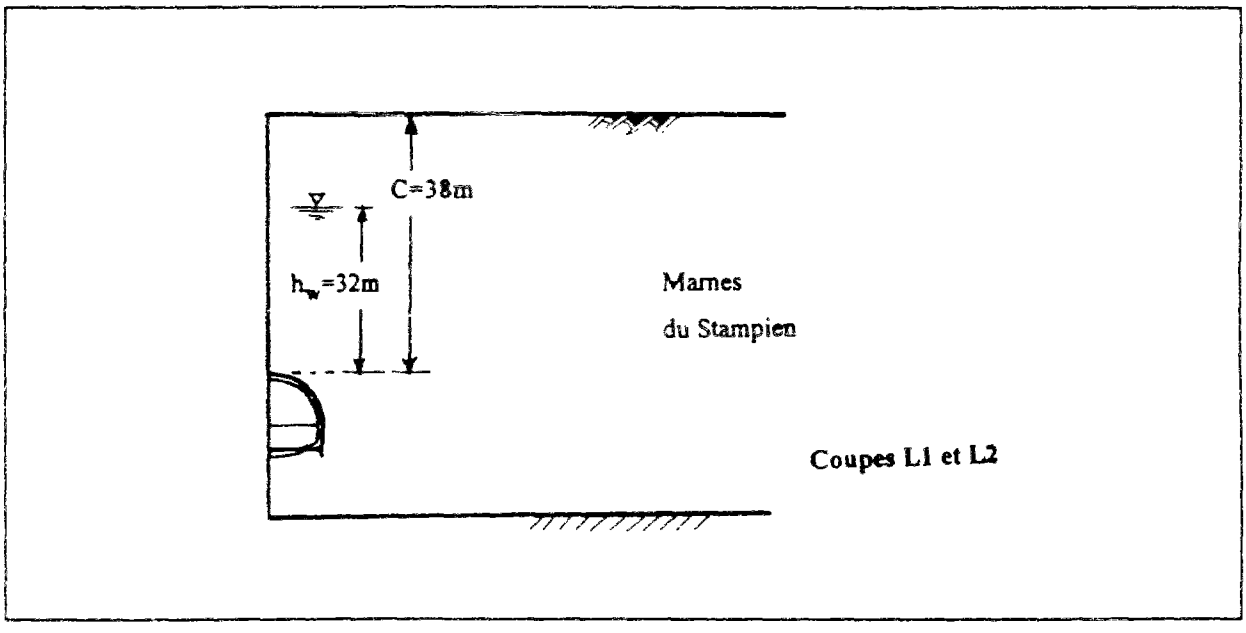


Figure V.6 : Configurations adoptées pour les calculs prévisionnels du tunnel de Lambesc.

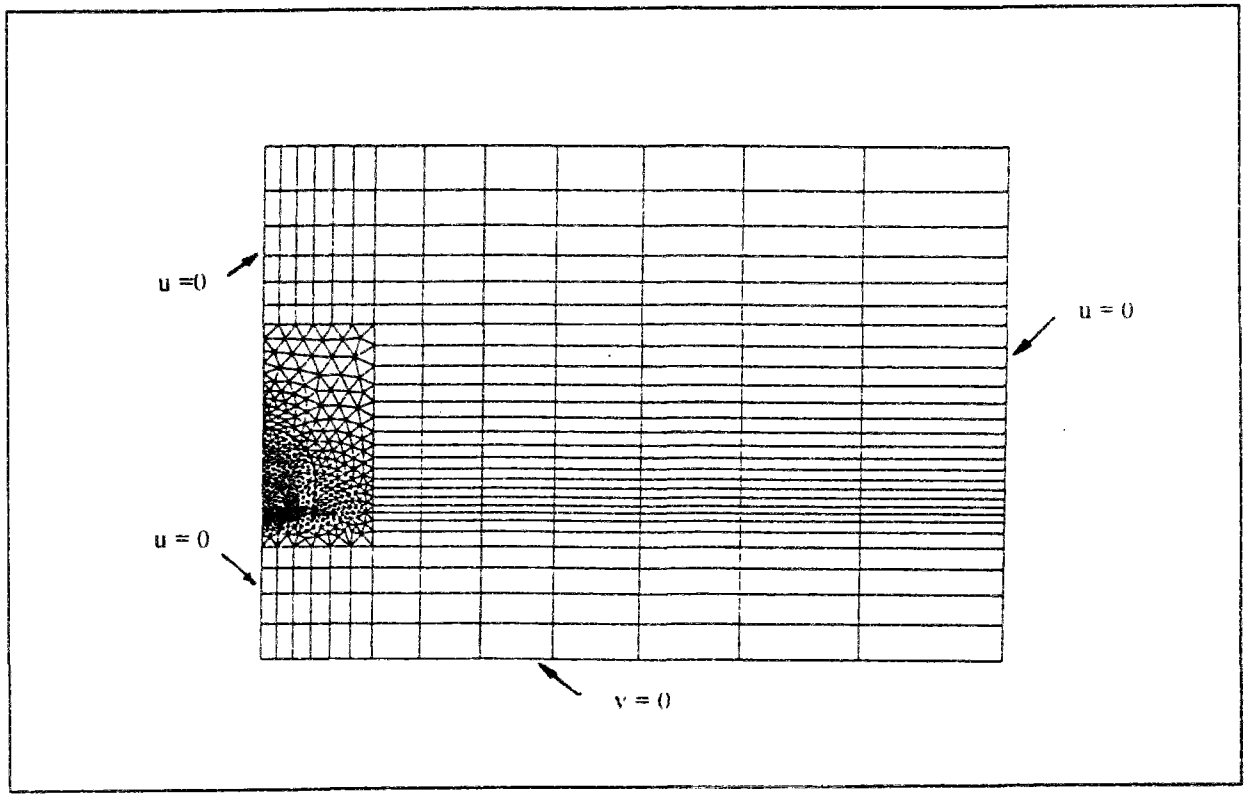


Figure V.7 : Représentation d'un des maillages adoptés et conditions aux limites (tunnel de Lambesc).

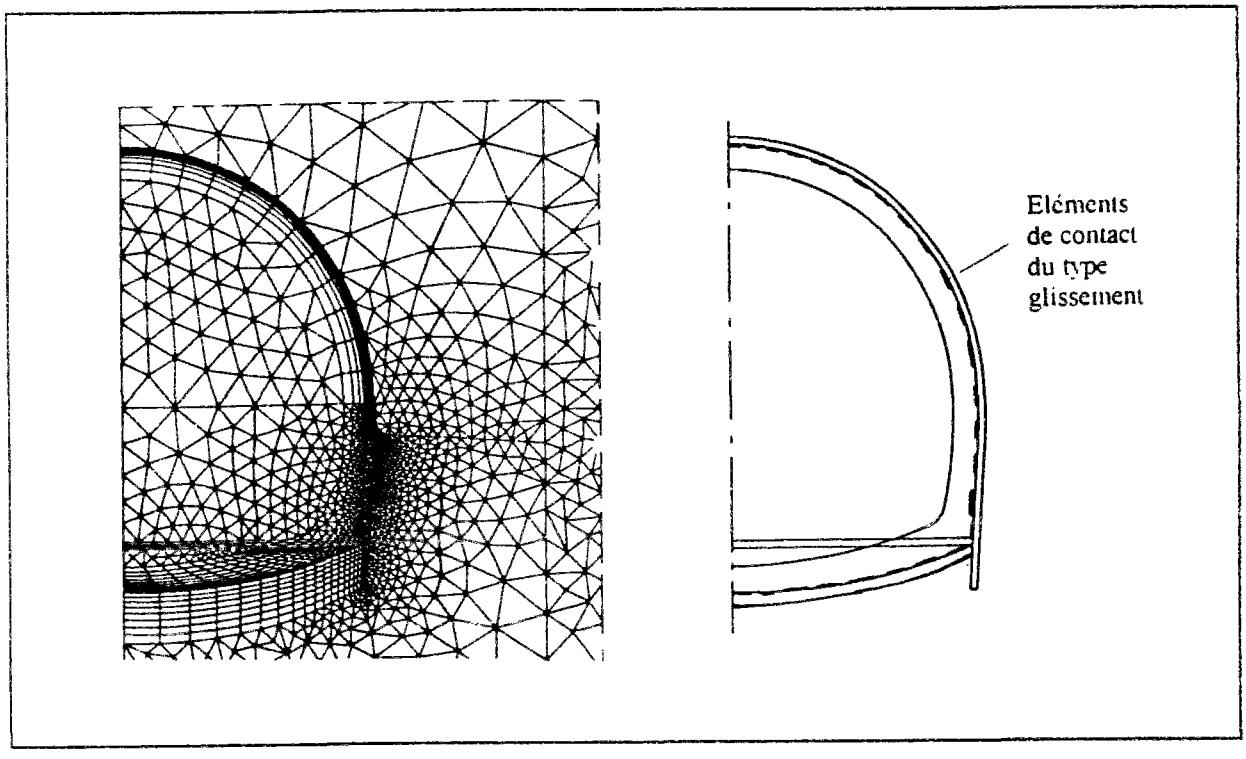


Figure V.8 : Détail du maillage et des éléments de contact utilisés pour les calculs du tunnel de Lambesc.

Le comportement des terrains a été simulé à partir d'un modèle élastoplastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb ; les paramètres de comportement introduits dans les calculs pour chaque ouvrage sont donnés sur le tableau V.2. Ces paramètres ont été imposés par les dossiers des projets respectifs ; ils appellent, toutefois, quelques commentaires, notamment en ce qui concerne les valeurs des coefficients de Poisson, des coefficients des terres au repos et des cohésions non drainées.

Les valeurs de coefficient de Poisson proposées pour décrire le comportement non drainé des terrains en place sur les sites de Tartaiguille et de Lambesc semblent être largement au-dessous des moyennes connues pour ce paramètre ; en effet, il est expérimentalement admis que la valeur du coefficient de Poisson est plus importante en conditions non drainées qu'en conditions drainées ; une valeur de ν_u proche de 0,5 est généralement préconisée pour le calcul (Magnan, 1982).

Les valeurs des cohésions non drainées c_u proposées pour certains sols (cas de Marseille et de Lambesc) et les coefficients de pression des terres au repos K_0 dans toutes les configurations de calcul nous ont également semblé sous-estimées. La forte surconsolidation des terrains en place, décrite dans les rapports de reconnaissances géotechniques et dont témoignent les valeurs de poids volumique et de modules élastiques du sol, ainsi que la profondeur des trois ouvrages projetés, pouvaient permettre de supposer des valeurs de c_u et de K_0 plus importantes.

Tableau V.2 : Paramètres géotechniques adoptés pour les calculs (paramètres imposés par les dossiers des projets).

Projet	Terrain	γ (kN/m^3)	K_0	E_u (MPa)	E' (MPa)	ν_u	ν'	c_u (kPa)	ϕ_u (°)
Tunnel d'arrivée sur Marseille	Argiles et Grès	22	0,5	300	150	0,4	0,4	40	20°
	Poudingues et marnes	22	0,5	300	150	0,4	0,4	60	25°
Tunnel de Tartaiguille	Stampien inférieur	21,5	0,5	200	120	0,3	0,3	300	20°
	Grès	22,5	0,5	500	500	0,3	0,3	1000	45°
	Marnes bleues	27,5	0,5	1500	1100	0,3	0,3	600	25°
Tunnel de Lambesc	Marnes du Stampien	22,1	0,5	180	90	0,33	0,33	40	20°

V.2.3.2 Simulation du phasage de la construction et chargements considérés

Les calculs ont été effectués selon un phasage tenant compte des différentes étapes de réalisation propres à la méthode de creusement étudiée. Différents types de phasage ont été testés.

Les premiers calculs ont été effectués à l'aide d'une approche simplifiée, consistant à simuler la construction de la prévoûte en une seule phase (phasage P1). L'analyse a été menée en 8 phases (figure V.9) :

- **phase 0** : détermination des contraintes initiales dans le massif ;
- **phase 1** : déconfinement du terrain sur le bord de la saignée, le taux de déconfinement étant pris égal à $\lambda = 0,2$;
- **phase 2** : bétonnage de la prévoûte, excavation du terrain et installation du radier provisoire, le taux de déconfinement appliqué à l'extrados de la prévoûte et du radier passant à $\lambda = 0,9$, en valeur cumulée ;
- **phase 3** : activation des boulons en piédroits et achèvement du processus de déconfinement ($\lambda = 1$ sur l'extrados de l'ouvrage en valeur cumulée) ;
- **phase 4** : destruction du radier provisoire, excavation du terrain en radier et bétonnage du radier définitif, le taux de déconfinement du radier étant pris égal à $\lambda = 0,9$;
- **phase 5** : bétonnage de la voûte définitive et achèvement du processus de déconfinement en radier, le taux de déconfinement passant à $\lambda = 1$;
- **phase 6** : analyse des effets différés ;
- **phase 7** : application des charges hydrauliques.

Les six premières phases de calcul (phases 0 à 5 qui simulent les étapes de la construction) ont été réalisées en conditions non drainées, c'est à dire en contraintes totales et en utilisant les paramètres à court terme du terrain.

Les contraintes totales verticales initiales ont été prises égales aux contraintes géostatiques et les contraintes totales horizontales initiales déduites des contraintes verticales par la relation :

$$\sigma_h = K.\sigma_{v_0} \qquad (V.1)$$

avec :

$$K = \frac{\sigma_{h_0}}{\sigma_{v_0}} = \frac{\sigma'_{h_0} + \gamma_w H_w}{\sigma'_{v_0} + \gamma_w H_w} = \frac{K_0 + \gamma_w H_w / \sigma'_{v_0}}{1 + \gamma_w H_w / \sigma'_{v_0}} \qquad (V.2)$$

σ_h et σ_v désignant les contraintes totales horizontales et verticales , σ'_h et σ'_v, les contraintes effectives horizontales et verticales au niveau du tunnel, K_0 le coefficient de pression des terres au repos, γ_w le poids volumique de l'eau et H_w la hauteur moyenne de la nappe.

Les phases 6 et 7 simulent le passage de l'état non drainé de court terme à l'équilibre à long terme de l'ouvrage. Ces deux phases posent le problème de la détermination du type de chargement à appliquer au modèle pour simuler cette transition. Pour ce faire, les hypothèses suivantes ont été utilisées :

- à la phase 6 : fluage du sol et de la prévoûte (fluage au sens de diminution de la rigidité du matériau, c'est à dire passage de E_u à E') ; dans cette phase, on applique un chargement du type EFD de CESAR, qui introduit un système de forces simulant l'effet de la différence entre la rigidité apparente du court terme et la rigidité effective du long terme en fonction de la variation de contraintes développée en tout point du matériau (figure V.10a) ;

- à la phase 7 : développement des pressions d'eau sur l'extrados du revêtement ; ceci est simulé par l'intermédiaire du chargement PHS de CESAR-LCPC (figure V.10b) ; PHS simule l'application d'une pression hydrostatique sur une surface.

Ces deux dernières phases de calcul sont menées en conditions élastiques.

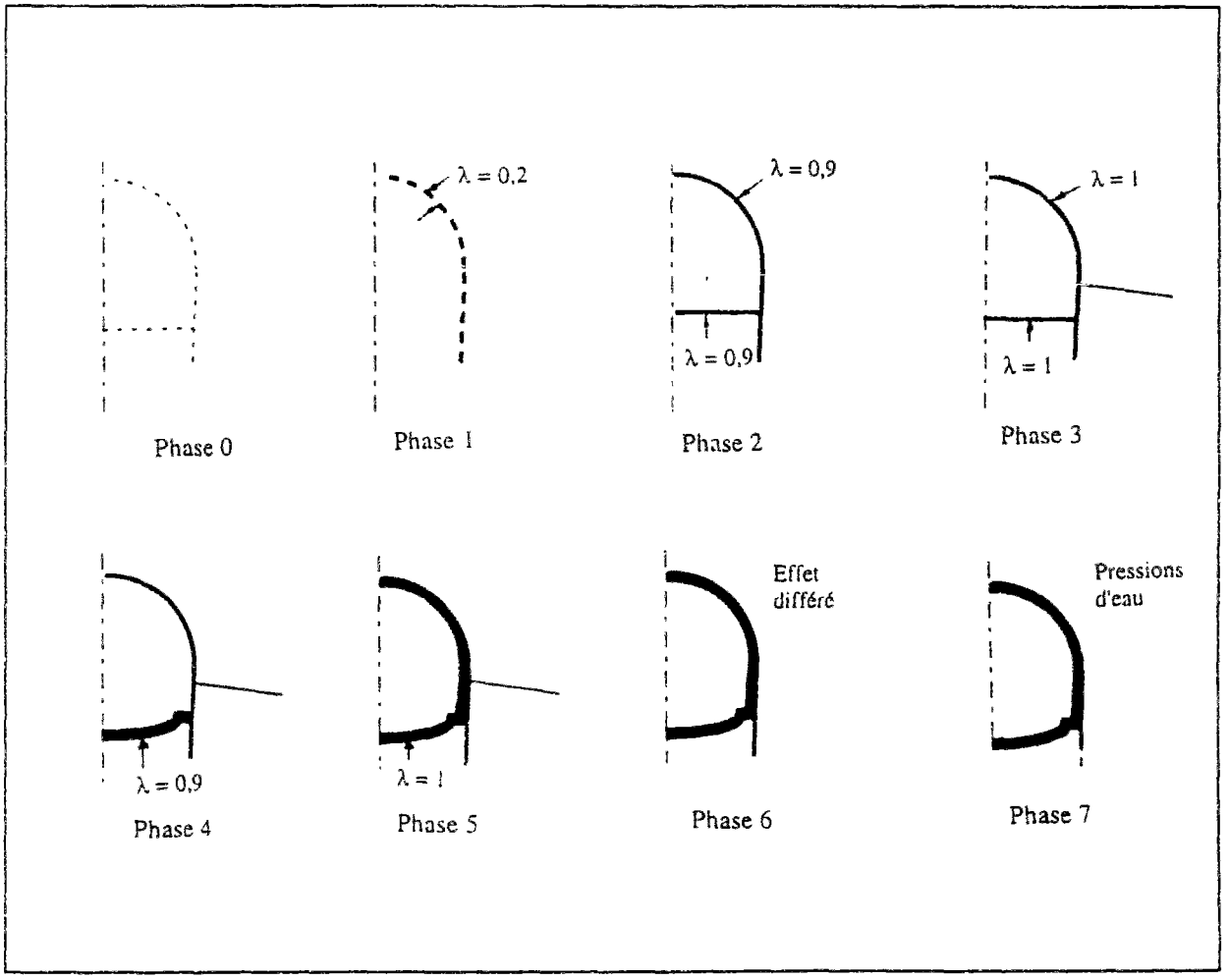


Figure V.9 : Phasage P1 adopté pour les calculs du tunnel de Marseille (calculs M1 et M2) et ceux du tunnel de Tartaiguille (calculs T1a, T1b, T2 et T3)

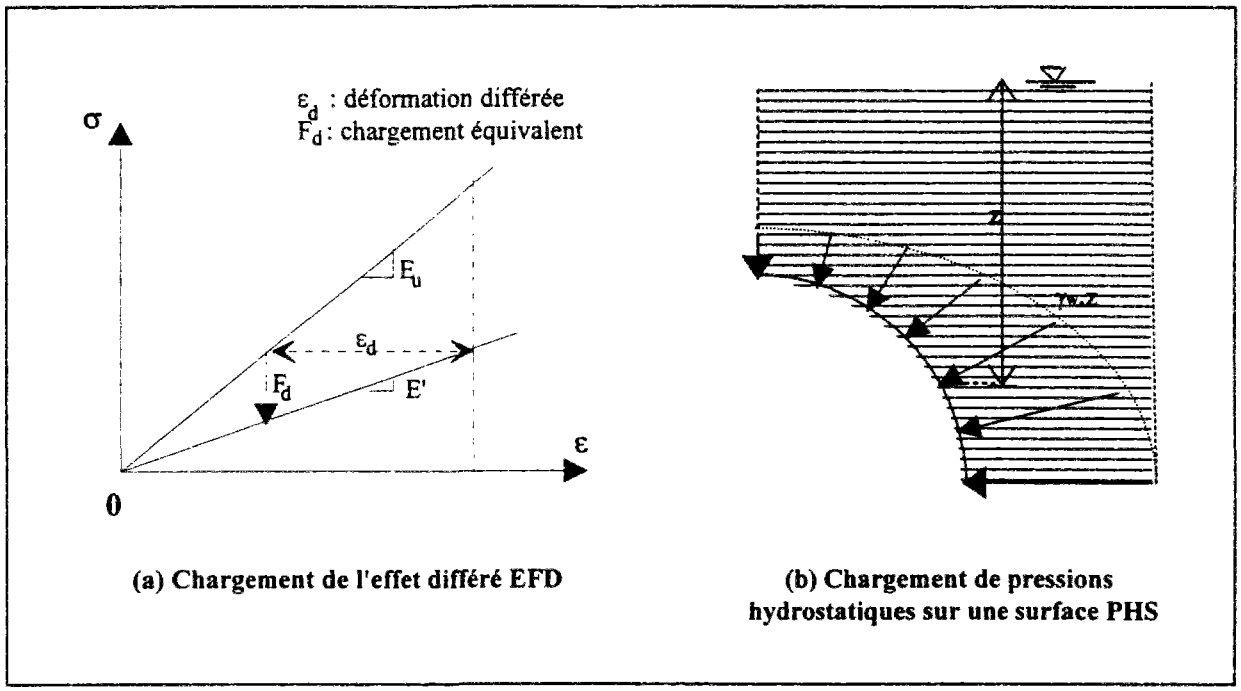


Figure V.10 : Schéma descriptif des chargements EFD et PHS utilisés pour simuler les conditions du long terme autour d'un ouvrage.

Ce premier type de simulation a été utilisé pour les deux calculs du tunnel de Marseille (M1 et M2), avec des valeurs du coefficient K de 0,65 et 0,62, respectivement.

Les calculs T1a, T1b, T2 et T3 du tunnel de Tartaiguille ont également été effectués à l'aide du phasage P1, mais avec un coefficient K moyen évalué à 0,8 pour les trois coupes considérées.

Dans un deuxième temps, on a considéré, pour le modèle T1, un deuxième phasage destiné à modéliser les étapes intermédiaires de la construction des panneaux de la prévoûte (calcul T1x). Ce calcul a comporté au total 17 phases avec une seule rangée de boulons en piédroits ; les phases de calcul correspondantes sont données sur la figure V.11 (phasage P2).

Les phases 0 à 14, qui correspondent à la construction de l'ouvrage, ont été calculées, comme précédemment, en conditions non drainées, les phases 15 et 16 étant analogues aux phases 6 et 7 du modèle P1 ; un chargement uniforme de 200kPa a, de plus, été appliqué à la phase 16 sur le pourtour externe du revêtement pour simuler l'éventuel gonflement du sol.

Enfin, un troisième phasage (P3) a été adopté pour les calculs du tunnel de Lambesc (figure V.12) ; celui-ci est proche du phasage P1 dans la mesure où la réalisation de la prévoûte est simulée en une seule étape. Toutefois, des phases supplémentaires ont été introduites, (nouvelles phases 3, 4 et 5) pour une représentation plus fidèle des étapes de construction du radier.

Dans ce modèle, les étapes de 0 à 7 ont été réalisées en conditions non drainées, sur la base d'un rapport K entre contraintes horizontales et verticales initiales évalué à 0,7. Deux options de chargement ont été introduites pour la phase 8 : gonflement (phase 8a), celui-ci étant simulé à l'aide d'une pression uniforme appliquée uniquement sur le radier définitif de l'ouvrage, et fluage (phase 8b). Il en a résulté deux options correspondant à la phase 9 de chargement hydraulique (phases 9a, à partir des résultats des calculs de la phase 8a, et phase 9b à partir du calcul 8b).

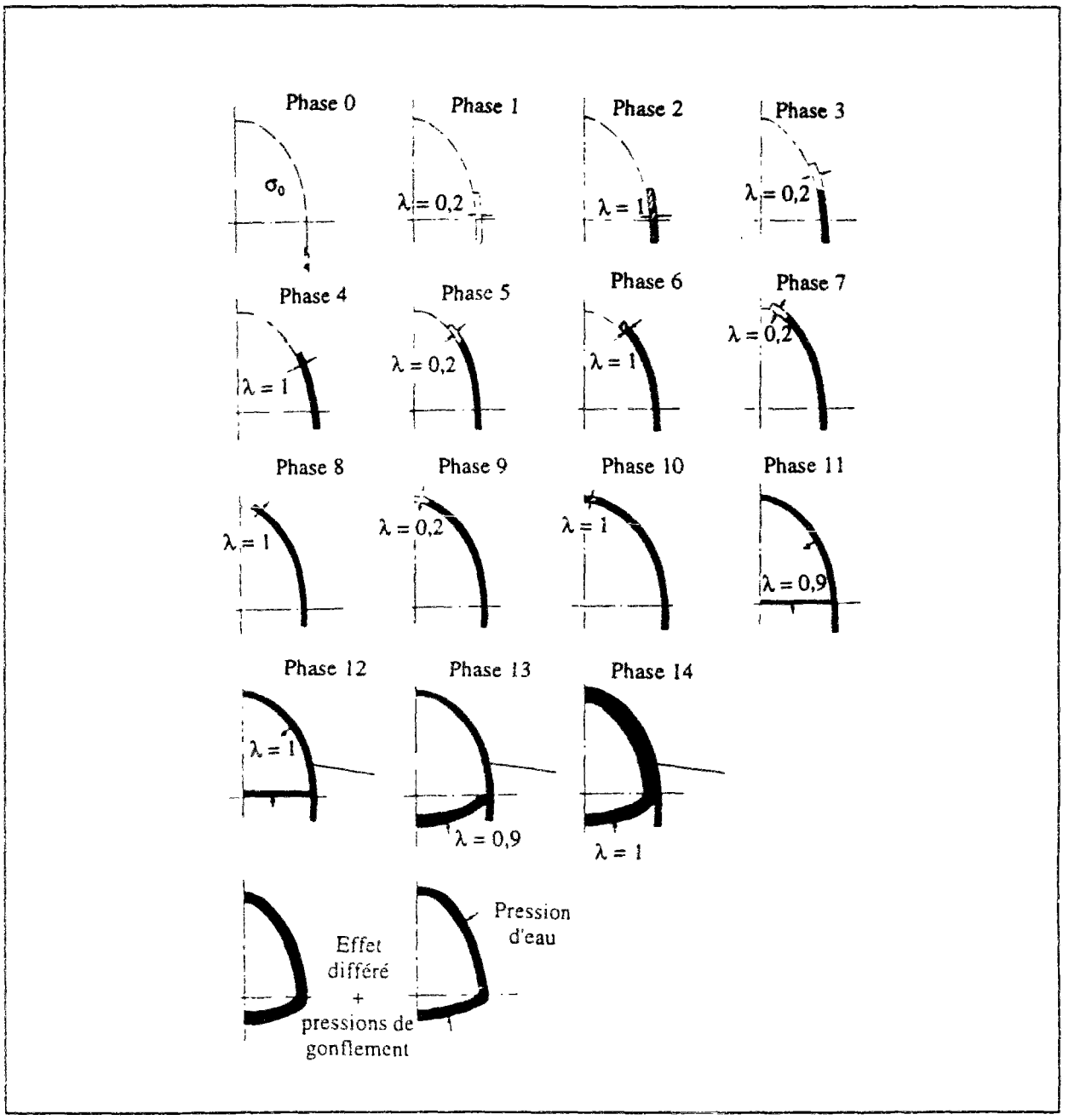


Figure V.11 : Phasage P2 adopté dans le calcul T1x du tunnel de Tartaiguille (réalisation de la prévoûte par panneaux individuels).

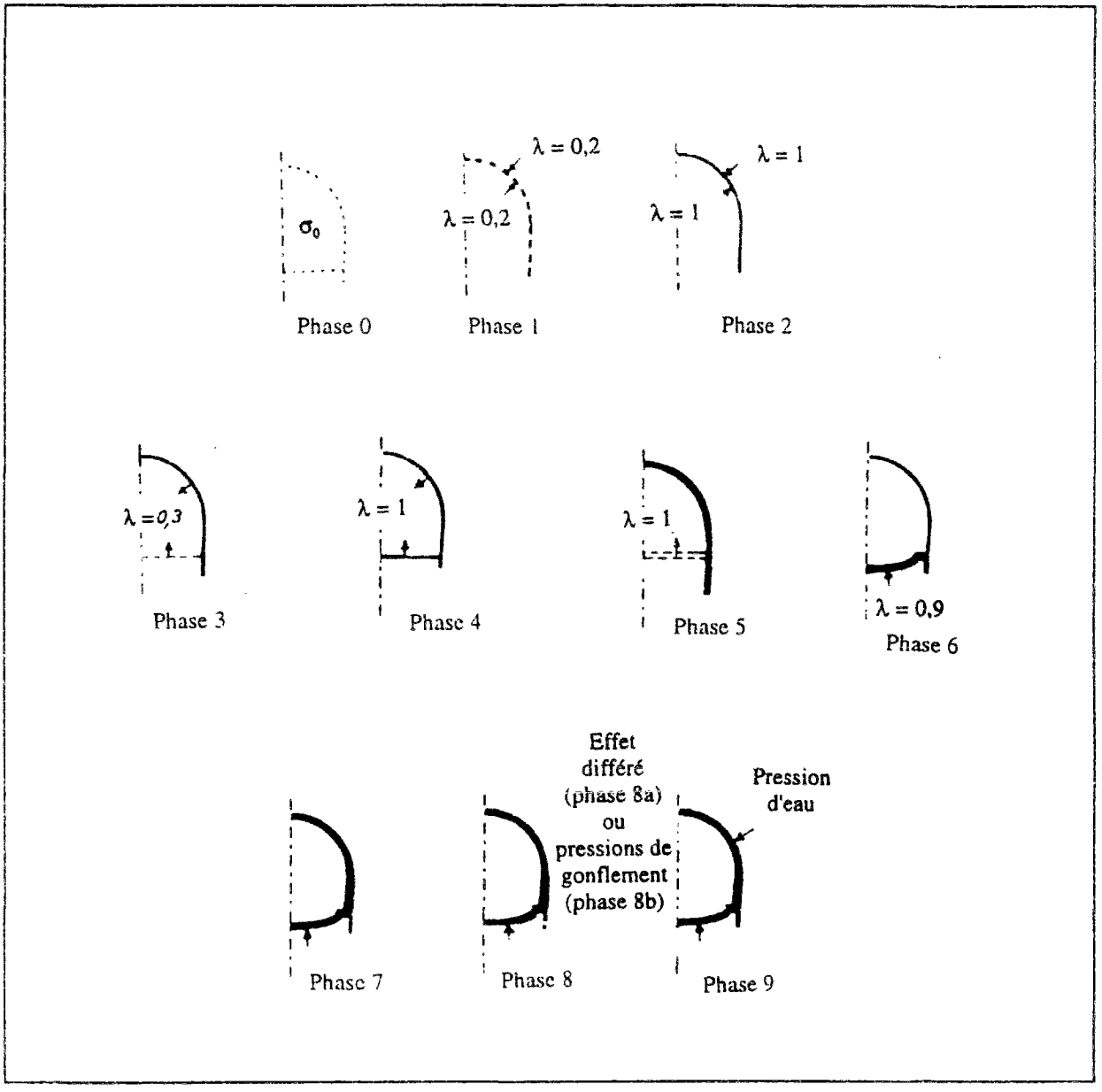


Figure V.12 : Phasage P3 adopté pour les calculs du tunnel de Lambesc.

V.2.3.3 Limites des modélisations réalisées

Les modélisations réalisées pour l'étude des trois tunnels sont basées sur un certain nombre d'hypothèses, qui peuvent limiter la représentativité des modèles par rapport aux conditions réelles qui peuvent se développer au cours de la construction.

Parmi ces limites, certaines proviennent du choix de la loi de comportement adoptée pour décrire la réponse des terrains en place et des hypothèses adoptées quant aux paramètres géotechniques (tableau V.2), ces derniers nécessitant un examen plus approfondi des données géologiques et hydrogéologiques de chaque site.

Des limites tout aussi importantes peuvent provenir de la valeur adoptée pour le taux de déconfinement λ à chaque phase de calcul ; cette valeur définit le niveau de chargement du modèle et influence donc, sensiblement, tous les résultats de calcul.

Par ailleurs, la simulation du passage des conditions non drainées du court terme à l'équilibre à long terme a nécessité un certain nombres d'hypothèses simplificatrices pour simuler le fluage et les effets des pressions d'eau et/ou de gonflement ; les limites de ces simulations doivent être prises en compte dans l'interprétation des résultats.

D'autre part, à l'exception des calculs L1 et L2, pour lesquels des éléments de contact ont été introduits à l'interface entre le radier provisoire, la prévoûte et le revêtement final du tunnel, les calculs du tunnel de Marseille et Tartaiguille supposent une continuité entre prévoûte et radier provisoire, ce qui nécessite des dispositions constructives adaptées. Ces calculs ont admis, par ailleurs, un contact parfait entre la prévoûte et le massif à court terme et entre le revêtement et le sol à long terme ; cette hypothèse a, à priori, pour effet de sous-estimer les déformations du sol et de surestimer les contraintes dans la structure (Samama et Leblais, 1989).

Enfin, même s'il est difficile d'évaluer leur influence sur la représentativité des modèles par rapport aux conditions du site, ces limites doivent être gardées à l'esprit dans l'analyse qui suit des résultats de calculs.

V.2.4 Analyse des résultats des calculs

Les diverses situations modélisées permettent d'analyser le comportement du soutènement provisoire pendant l'avancement des travaux et d'étudier l'état de chargement du revêtement définitif. Ils permettent également d'analyser la réponse du massif à la méthode de construction.

Les tableaux V.3 et V.4 récapitulent les données des cas étudiés ; ils décrivent les différences entre les configurations retenues ainsi que les principales hypothèses adoptées dans les différents calculs.

Une loi élastique linéaire a été adoptée pour décrire le comportement du béton du soutènement et du revêtement définitif. Pour le béton projeté du soutènement et de la dalle provisoire, le module d'Young a été pris égal à E_{bp}=10000 MPa ; pour le revêtement, le module considéré est égal à E_{br}=30000 MPa à court terme et à E_{br}=15000 MPa à long terme ; le coefficient de Poisson a été pris, dans les trois cas, égal à ν_b = 0,2 ;

Les boulons d'ancrage ont été modélisés par des éléments barres à comportement élastique linéaire. On a fait l'hypothèse, pour les boulons et leur scellement, d'un module de rigidité globale de 25.000MPa, d'une section de 100cm^2 et d'une longueur de 5m.

Tableau V.3 : Modèles de calculs et hypothèses correspondantes.

Calculs	C	H_w	Matériau où se situe le tunnel	Module élastique non drainé (MPa)	Cohésion non drainée (kPa)	Module élastique drainé (MPa)	Coef-ficient K*	Phasage de calcul	Données complémentaires
M1	45 m	30 m	Argiles et grès	300	40	150	0,65	P1 8 phases	ϕ_{nd} = 20°.
M2	65 m	30 m	Poudingues et marnes	300	60	150	0,62	P1 8 phases	ϕ_{nd} = 25°.
T1 T1a	100 m	104 m	Argiles marneuses	200	300	120	0,8	P1 8 phases	ϕ_{nd} = 20° ; pression de gonflement = 0,2 MPa.
T1x	100 m	104 m	Argiles marneuses	200	300	120	0,8	P2 14 phases	ϕ_{nd}=20° ; pression de gonflement = 0,2 MPa.
T2	115 m	104 m	Grès	500	1000	500	0,78	P1 8 phases	ϕ_{nd} = 45° ; pression de gonflement = 0,2 MPa.
T3	125 m	104 m	Marnes	1500	600	1100	0,75	P1 8 phases	ϕ_{nd} = 25° ; pression de gonflement = 0,2 MPa.
L1	38 m	32 m	Marnes du Stampien	180	40	90	0,7	P3 10 phases	pression de gonflement = 0,7MPa en radier.
L2	38 m	32 m	Marnes du Stampien	180	40	90	0,7	P3 10 phases	pression de gonflement = 2,5MPa en radier.

* $K = \sigma_h/\sigma_v$ (rapport entre contraintes totales horizontales et verticales).

Tableau V.4 : Dimensions du tunnel, du soutènement, du radier provisoire et du revêtement définitif.

Calculs	Ouverture du tunnel	Dimensions internes hauteur	largeur	Epaisseur de la prévoûte et du radier provisoire	Boulonnage des reins	Epaisseur du revêtement définitif	Epaisseur maximale du radier définitif
M1	100 m^2	9,8 m	12,2 m	20 cm	1 rangée	0,60 m	0,60 m
M2	100 m^2	9,8 m	12,2 m	20 cm	1 rangée	0,60 m	0,60 m
T1 T1x	140 m^2	13,00m	14,5 m	25 cm	1 rangée	0,70 m	0,70 m
T1a	140 m^2	13,00m	14,5 m	25cm	2 rangées	0,70 m	0,70 m
T2	139,5 m^2	13,00 m	14,4 m	20 cm	1 rangée	0,70 m	0,70 m
T3	139,5 m^2	13,00 m	14,4 m	20 cm	1 rangée	0,70 m	0,70 m
L1	150 m^2	12,85 m	14,4 m	20 cm	-------	0,70 m	1,20 m
L2	160 m^2	13,45 m	14,4 m	20 cm	-------	0,70 m	1,80 m
Propriétés des matériaux				E = 10.000 MPa n = 0,2 ; σ_c^{ult}(24h)=24MPa σ_c^{ult}(28j)=35MPa	E = 25.000 MPa A = 100 cm^2 T^{ult} = 250 kN	E = 30.000 MPa E' = 15.000 MPa v=0,2 σ_c^{ult} (28j) = 40 MPa	

V.2.4.1 Impact du creusement sur le massif

Les résultats de calcul permettent d'étudier le comportement du massif de sol pendant les différentes phases de la construction d'un tunnel par la méthode du prédécoupage. Trois phases ont un impact important sur la tenue de l'ouvrage : la réalisation de la saignée, l'abattage du terrain au front et l'excavation de la partie inférieure du tunnel.

La réalisation de la saignée provoque un premier déconfinement du terrain. Les isovaleurs des déplacements verticaux et horizontaux induits par ce déconfinement sont données sur la figure V.13 pour la première configuration du tunnel de Marseille (modèle M1). On peut remarquer que les déplacements horizontaux sont pratiquement nuls à l'intérieur de la zone à excaver. En fait, le creusement de la saignée entraîne la convergence du terrain extérieur vers le périmètre de l'ouvrage, tandis que le noyau à excaver se soulève verticalement (figure V.13c). Ce phénomène a été observé dans toutes les configurations étudiées.

Les différents cas étudiés ont, par ailleurs, montré que l'amplitude des déplacements de sol induits par le creusement de la saignée dépend essentiellement du taux de déconfinement appliqué sur le terrain (λ) et du module élastique à court terme (E_u), les déformations plastiques étant très limitées dans cette phase. En effet, les configurations M1 et M2, de par leurs faibles caractéristiques de résistance, ont été les seules à faire apparaître des plastifications de sol avec le creusement de la saignée, la zone plastique se développant à l'extrémité inférieure des piédroits (figure V.13d).

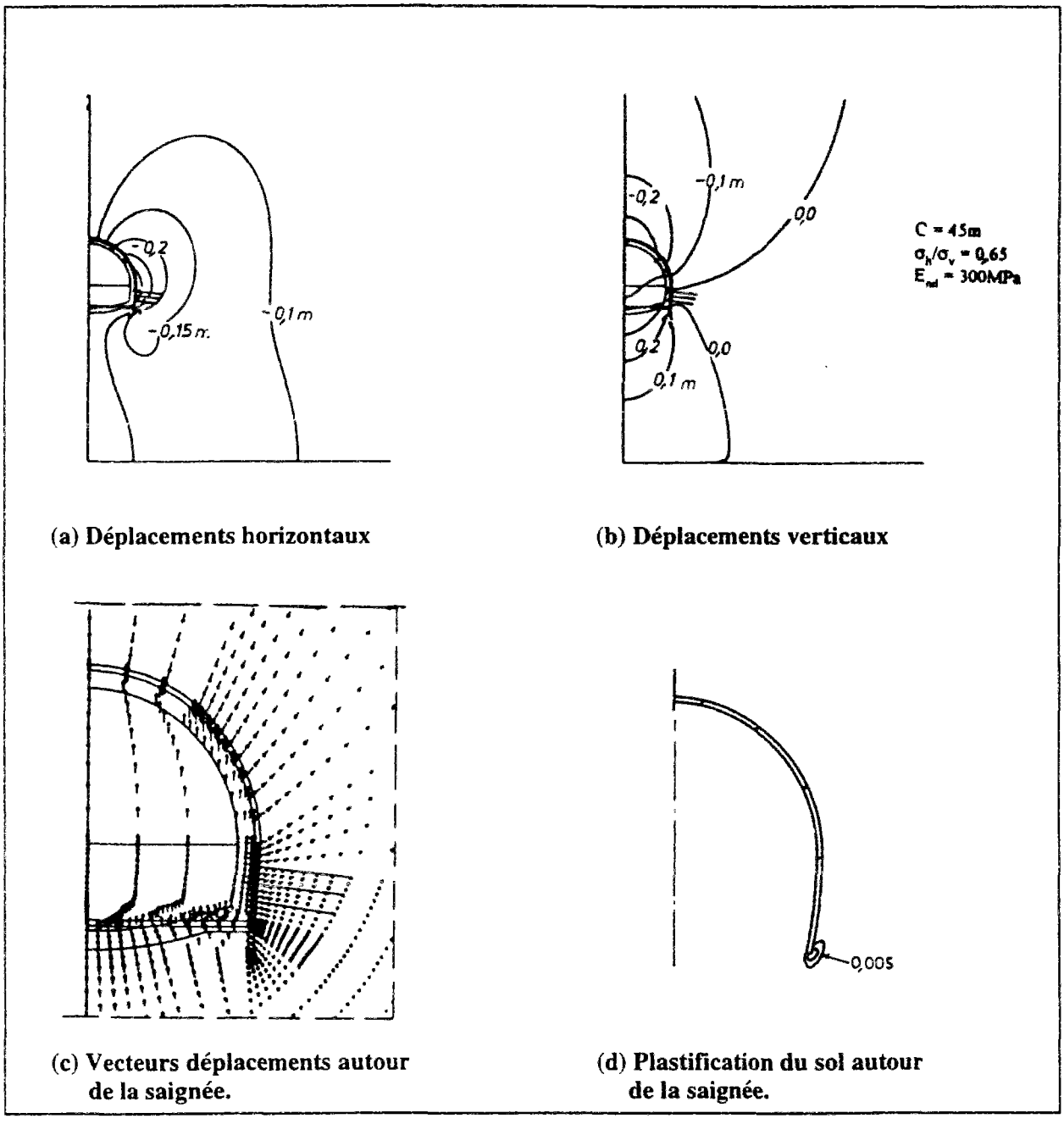
Les résultats des calculs ont, par ailleurs, mis en évidence un blocage des coins de la saignée au moment de son excavation ; ce blocage a été à chaque fois accompagné d'une importante concentration de contraintes et parfois d'une plastification locale du sol au niveau des arêtes de la saignée. Ce phénomène est peut-être dû à des problèmes d'ordre numérique ; il reflète néanmoins une réalité physique liée à l'importante rigidité due à l'effet de voûte créé, dans cette région, par la réalisation de la saignée. Ce phénomène a notamment été observé dans les résultats du calcul T1x, qui modélise le phasage de la construction de la prévoûte par panneaux individuels : la figure V.14a montre l'évolution de la déformée du sol au cours de la réalisation des trois premiers panneaux ; le creusement a été accompagné d'une plastification du sol aux abords des coins de chaque panneau (figure V.14b).

Toutefois, les déformations plastiques les plus importantes se développent après l'abattage du stross au-dessous de la prévoûte terminée. La figure V.15 montre les zones de sol en comportement plastique et leur évolution avec les étapes du creusement pour la coupe T1 du tunnel de Tartaiguille. Les déformations plastiques commencent à se développer dans un premier temps à la base de la prévoûte et tendent ensuite à se propager dans le massif en piédroit et surtout au niveau du radier où ces déformations sont amplifiées, notamment après l'excavation du radier. Les calculs T2 et T3, de même que M1 et M2 pour le tunnel de Marseille, ont conduit à des résultats analogues.

Dans le calcul T1x, une plastification similaire s'est développée en radier ; celle-ci est venue se superposer, au fur et à mesure du creusement, aux zones plastiques qui se sont développées pendant la réalisation des panneaux de prévoûte. En revanche, dans le cas du

tunnel de Lambesc, et ce grâce à des hypothèses de résistance de sols plus favorables, les calculs L1 et L2 n'ont fait apparaître aucune plastification, le comportement de sol restant élastique au cours de toutes les étapes du creusement.

Enfin, les résultats en termes de déplacements globaux (élastiques et plastiques) permettent de suivre l'évolution des déformations du sol pendant les trois phases principales du creusement. Les déplacements obtenus dans le cas de calcul T1 sont donnés sur la figure V.16. On observe notamment des zones comprimées au niveau des reins de l'ouvrage et des zones en extension en clé et au niveau du radier.



(a) Déplacements horizontaux

(b) Déplacements verticaux

(c) Vecteurs déplacements autour de la saignée.

(d) Plastification du sol autour de la saignée.

Figure V.13 : Déplacements du sol autour de la saignée (calcul M1 du tunnel de Marseille).

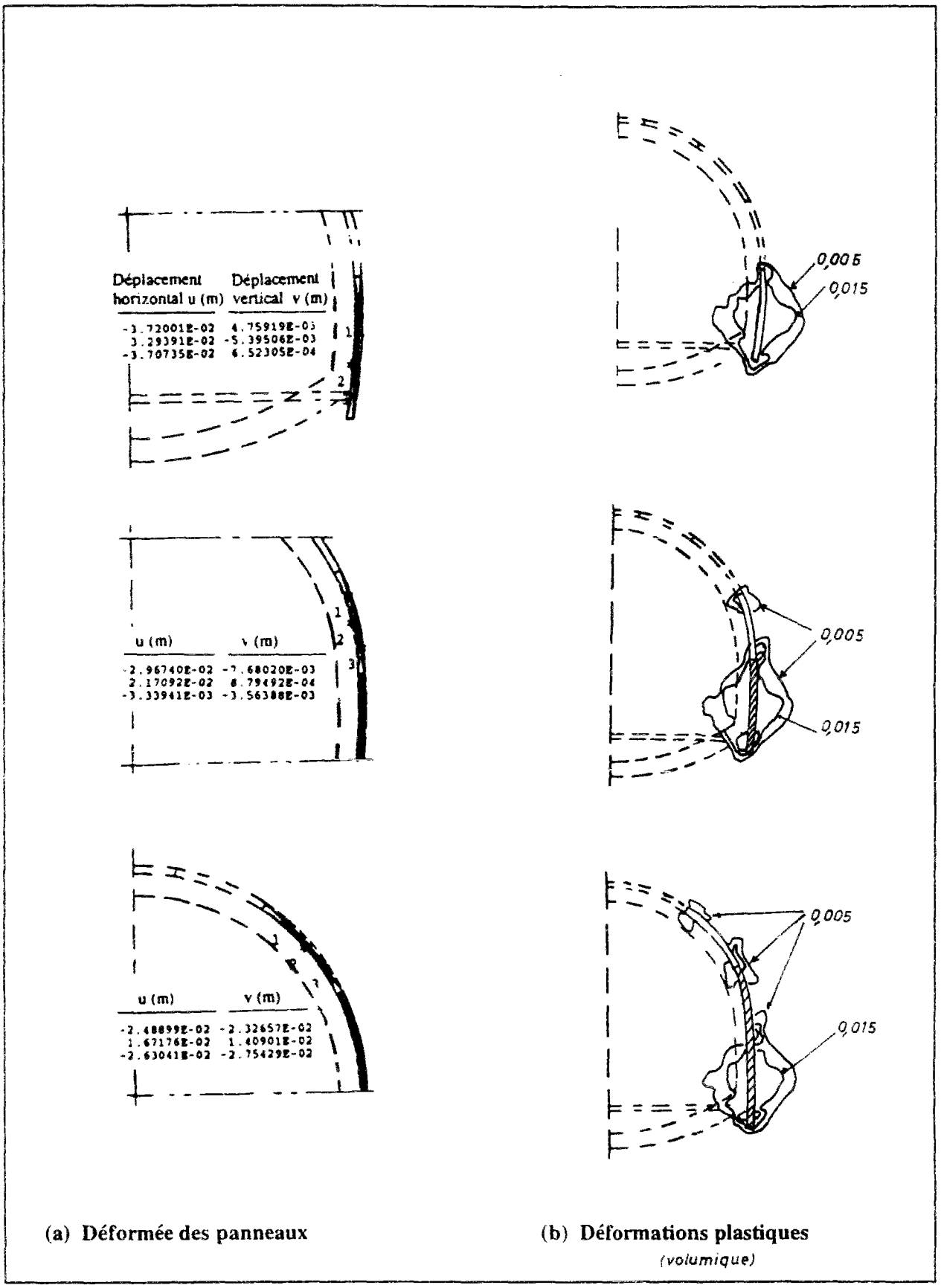
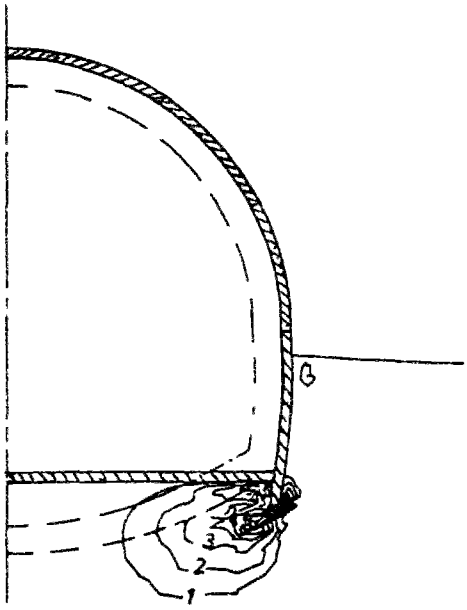
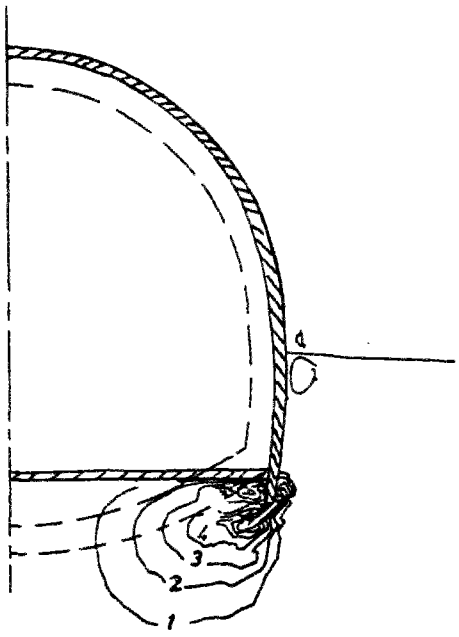


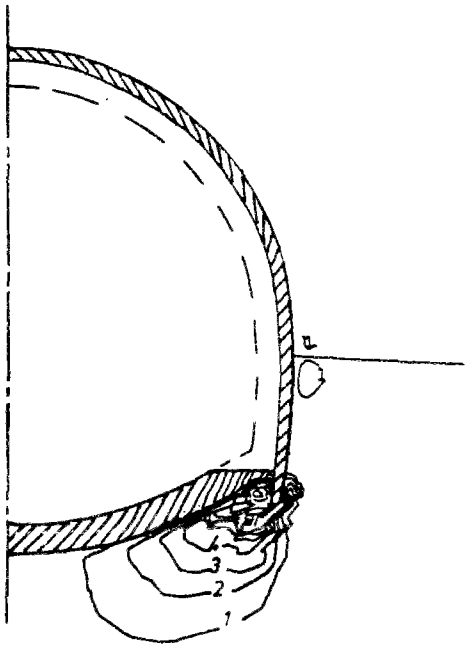
Figure V.14 : Déformée du sol autour des panneaux de la saignée et plastification du sol (calcul T1x du tunnel de Tartaiguille).



(a) Après l'abattage du stross et l'installation du radier provisoire (λ=0,9).



(b) Après l'installation des boulons et le déconfinement total du terrain (λ=1).

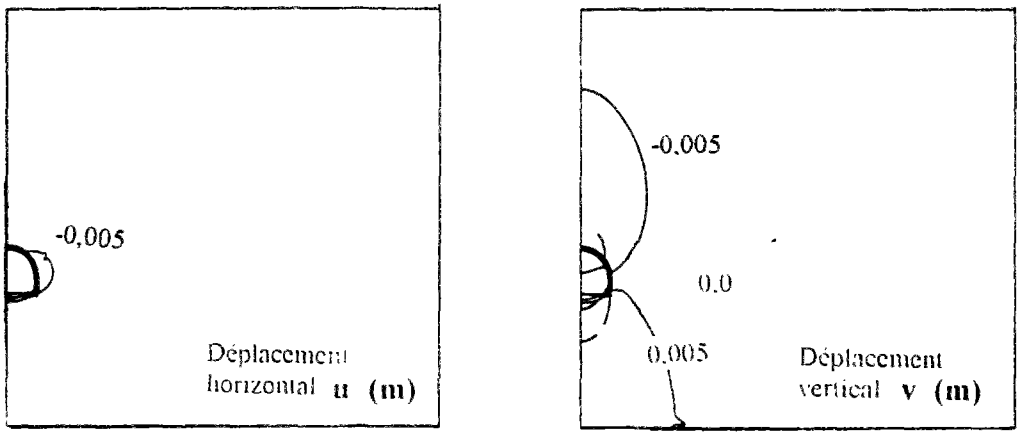


(c) Après le creusement et le bétonnage du radier.

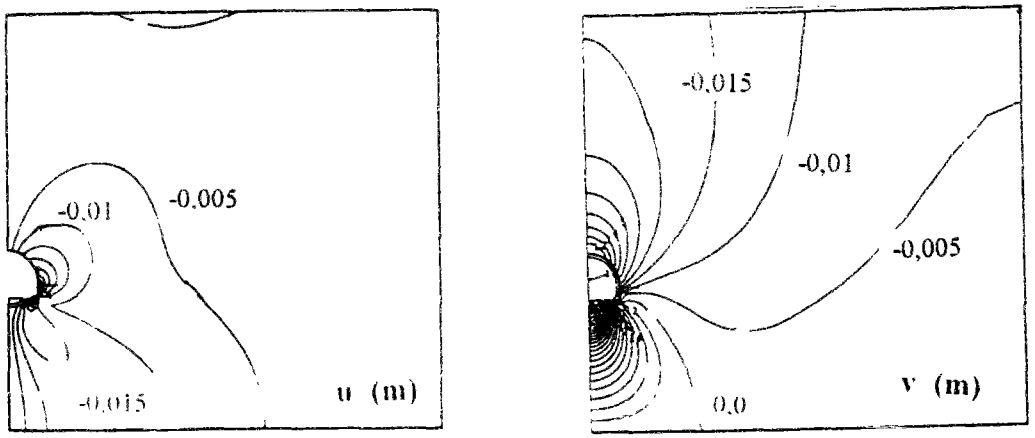
Déformations plastiques

1 : 0,005
2 : 0,010
3 : 0,015
4 : 0,020
5 : 0,025

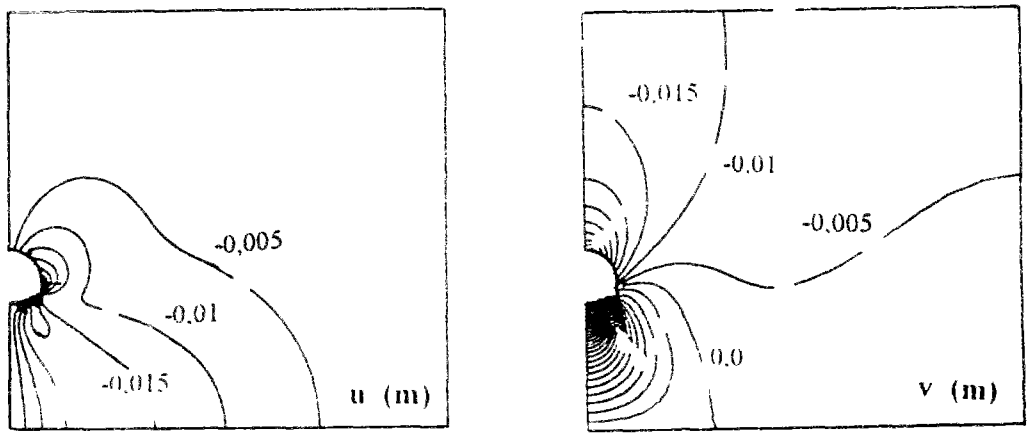
Figure V.15 : Evolution des déformations plastiques au cours du creusement (calcul T1 du tunnel de Tartaiguille).



(a) Après la réalisation de la saignée.



(b) Après l'abattage du front et installation du radier provisoire et des boulons.



(c) Après le creusement et le bétonnage du radier.

Figure V.16 : Evolution des déplacements de sol au cours du creusement (calcul T1 du tunnel de Tartaiguille).

V.2.4.2 Comportement de la prévoûte

Les calculs effectués pour les trois projets ont permis de dégager quelques aspects caractéristiques du comportement de la prévoûte au cours des différentes étapes de la construction.

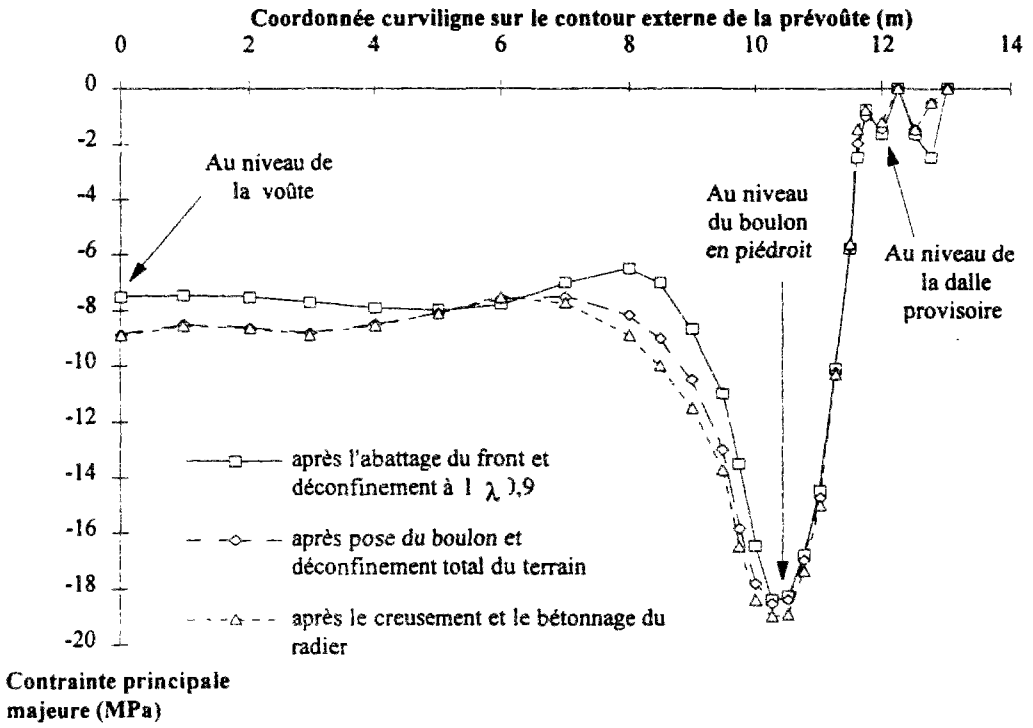
La première de ces caractéristiques concerne la distribution des contraintes dans la structure. La distribution obtenue pour les contraintes des fibres externes et internes de la prévoûte est représentée sur les figures V.17a et V.17b, dans la configuration de calcul M1 du tunnel de Marseille. Ces figures montrent l'évolution des contraintes principales dans la prévoûte au cours de trois phases prépondérantes de la construction : après l'abattage du stross et l'installation de la dalle provisoire, après la pose des boulons et le déconfinement total du terrain et après l'excavation de la partie inférieure du tunnel et le bétonnage du radier définitif. On peut constater que la distribution des contraintes reste relativement homogène le long de la structure, avec toutefois des valeurs de pic au contact de l'intrados avec le radier provisoire. Les variations de contraintes entre les fibres internes et externes de la prévoûte indiquent par ailleurs que les moments fléchissants les plus importants se développent au contact de la prévoûte et du radier.

Des caractéristiques analogues ont été constatées pour le chargement de prévoûte dans toutes les configurations étudiées. On a, de plus, pu constater que les contraintes ne varient que très peu au cours des différentes phases (figures V.17a et V.17b), le chargement de la prévoûte semblant se développer lors des premières étapes du creusement. Toutefois, les calculs de la phase de terrassement (troisième phase) sont basés sur l'hypothèse que le radier définitif est posé instantanément après l'excavation, ce qui suppose un massif encaissant relativement raide et/ou un avancement de la construction par passes courtes avec bétonnage immédiat.

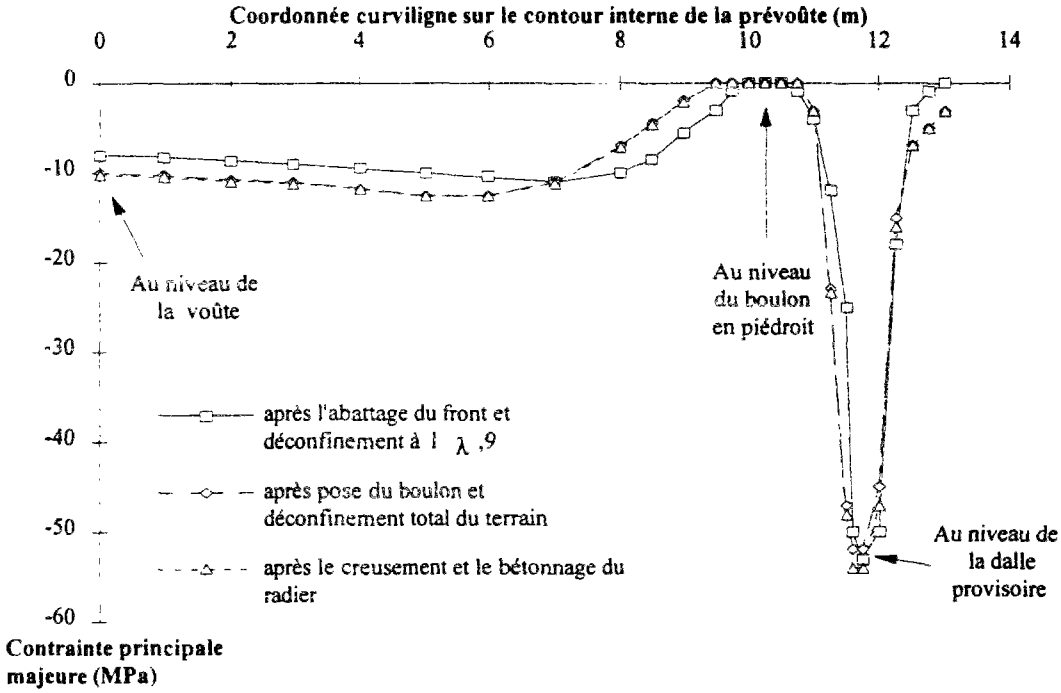
D'autre part, les déformées obtenues pour les différentes configurations de prévoûtes étudiées ont présenté des allures analogues ; la figure V.18 montre la déformée après déconfinement total du terrain dans le cas M1 du tunnel de Marseille : on remarque une convergence de la structure sur toute sa périphérie, excepté en piédroit grâce à la présence du radier et des boulons. Ces boulons ont développé une traction maximale de l'ordre de 86 kN par mètre de tunnel (figure V.19).

Dans la configuration M2, les valeurs des contraintes dans la prévoûte sont de 15 à 20% plus importantes et les efforts dans les boulons atteignent 100 kN/m. Cette faible augmentation de contraintes par rapport à la configuration M1, bien que le tunnel soit creusé sous une couverture plus importante dans un sol de déformabilité comparable, est à relier à une plus faible plastification du sol, les caractéristiques de résistance étant plus importantes (ϕ_{nd}=25°, au lieu de 20° dans la configuration M1).

Dans le cas de la configuration T1 du tunnel de Tartaiguille, le tunnel est encore plus profond (C = 100m) ; les contraintes obtenues dans la prévoûte par le calcul T1a varient, dans



(a) Contraintes principales sur la fibre externe de la prévoûte



(b) Contraintes principales sur la fibre interne de la prévoûte

Figure V.17 : Contraintes principales dans la prévoûte (prévisions obtenues par le calcul M_1 du tunnel de Marseille).

ce cas, entre 25 et 35 MPa. Le niveau important de ces contraintes par rapport à celles obtenues dans le cas du tunnel de Marseille est dû à la plus grande déformabilité du sol, le module élastique du terrain encaissant (une argile marneuse) étant 50% plus faible que celui des argiles gréseuses du site du tunnel de Marseille. Les déformées de prévoûte sont également plus importantes (60mm en clé et 40mm en piédroit) ; les efforts dans les boulons atteignent 310 kPa par mètre de tunnel.

Dans les configurations T2 et T3, aussi bien les contraintes de la prévoûte que les efforts des boulons sont de moindre importance ; ceci est à relier, d'une part, à la plus grande rigidité du terrain et à sa meilleure résistance au cisaillement et, d'autre part, à la plus grande souplesse de la structure (de 20cm d'épaisseur au lieu de 25cm pour T1).

D'un autre côté, la simulation du phasage de la réalisation des panneaux de prévoûte (calcul T1x) a fait apparaître des contraintes plus importantes à l'intrados de la prévoûte, par rapport à celles obtenues par le calcul T1 (prévoûte simulée en une seule phase) ; une diminution généralisée des contraintes est en revanche obtenue sur la fibre externe. Ce phénomène peut être interprété par le faible déconfinement des contraintes du massif lorsque la saignée est réalisée par étapes : les efforts repris par la prévoûte sont par conséquent plus importants.

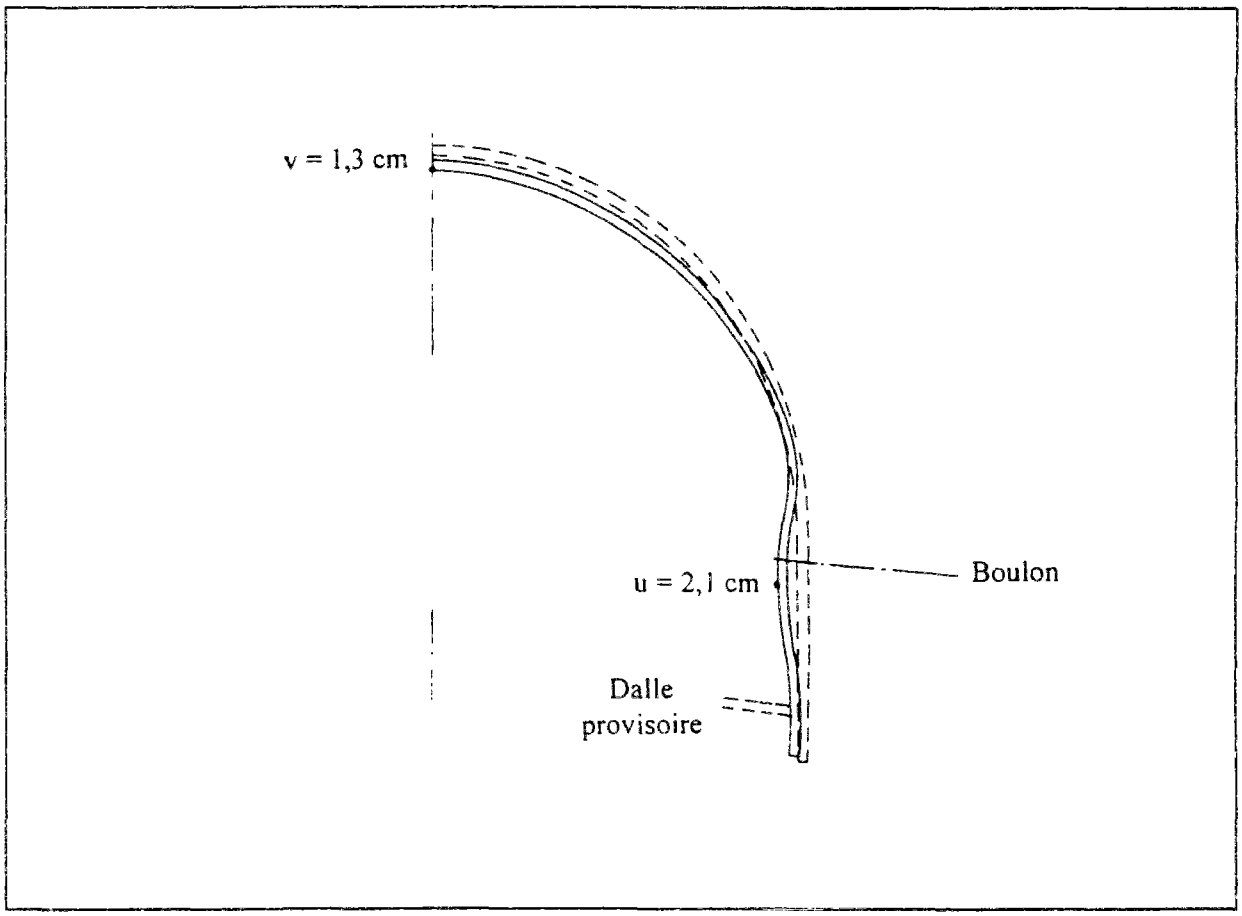


Figure V.18 : Déformée de la prévoûte à la phase de déconfinement total du terrain (calcul M1 du tunnel de Marseille)

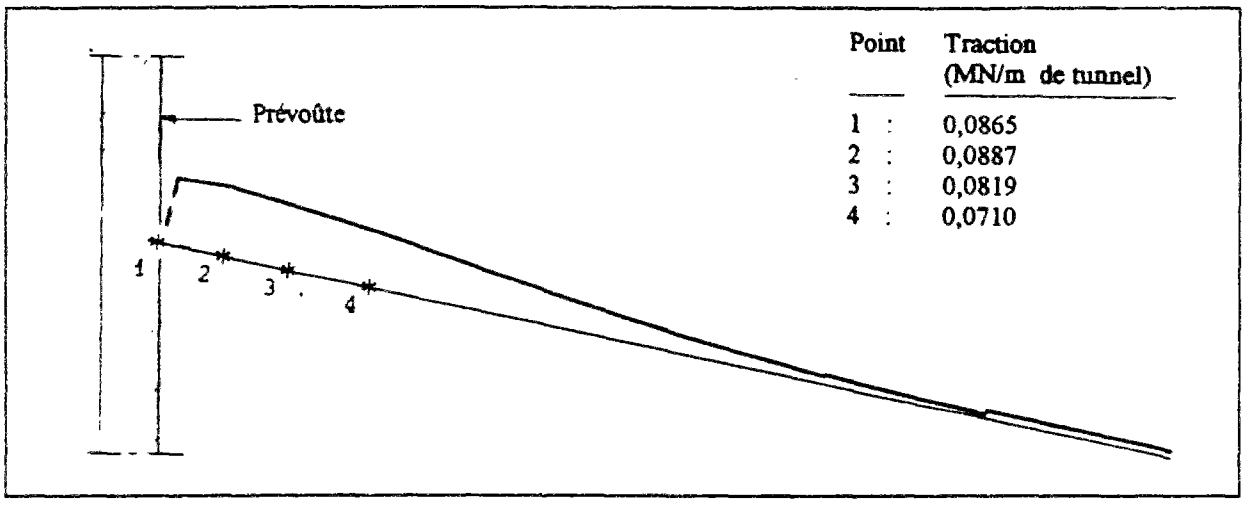


Figure V.19 : Variation de la force de traction le long d'un boulon.

Par ailleurs, les résultats des différents calculs ont permis d'analyser le rôle des boulons dans le comportement de la prévoûte. L'ensemble des configurations étudiées conduisent à supposer que le boulonnage latéral a pour effet de limiter la déformée de prévoûte sur une certaine hauteur au-dessus de la dalle provisoire (figure V.19) et de réduire les contraintes qui se développent dans la prévoûte.

L'analyse des résultats des calculs avec deux rangées de boulons (calcul T1b) confirme cette constatation ; elle n'a montré que très peu de différences par rapport au calcul avec une rangée de boulons (calcul T1a) ; les efforts qui se développent dans chaque rangée de boulons de la configuration T1b sont du même ordre de grandeur (280 - 300 kPa) que ceux qui se développent lorsqu'une seule rangée est considérée. L'influence des boulons semble être limitée à un renforcement du massif au niveau local, limitant ainsi les déformations de sol. Le type de boulon considéré (élément barre en contact parfait avec le sol sur 5m de longueur) ne peut en aucun cas servir de tirant d'ancrage pour la prévoûte ; travaillant au cisaillement, il agit plutôt comme un clouage du sol.

V.2.4.3 Résultats des calculs à long terme

Comme nous l'avons souligné précédemment, la simulation du passage de l'état non drainé du court terme aux conditions drainées du long terme par une approche purement mécanique a nécessité d'adopter certaines hypothèses qui ne peuvent rendre compte de toute la complexité du problème.

Ces hypothèses ont favorisé l'étude du chargement de la structure, en simulant le fluage du sol (diminution de rigidité), les pressions d'eau et les éventuelles pressions de gonflement, pour vérifier la tenue du revêtement définitif ; elles ne permettent pas de donner une description correcte du comportement du massif à long terme.

Compte tenu de ces considérations, les résultats de calcul doivent être considérés avec une grande réserve. Les contraintes obtenues pour la configuration L1 du tunnel de Lambesc sont montrées sur la figure V.20 ; le tunnel est situé à 38m de profondeur et supporte une pression hydrostatique correspondant à 32 m de charge d'eau en clé ; le calcul suppose par ailleurs une pression de gonflement de 0,7 MPa appliquée uniquement en radier.

Ces résultats semblent indiquer que le niveau de chargement auquel l'ouvrage est soumis à long terme dépend principalement de l'importance de la charge hydraulique du massif, le fluage du terrain et l'éventuel gonflement de sol n'ayant qu'un rôle secondaire en présence d'une nappe hydrostatique. Ceci a également été constaté dans les résultats des tunnels de Marseille et de Tartaiguille ; ce dernier, étant situé sous 104m de charge hydraulique, les contraintes obtenues varient entre 25 et 44MPa dans la paroi et atteignent 50 MPa en radier.

Enfin, on a pu constater que les pressions d'eau induisaient des efforts relativement homogènes le long de la structure. Par contre, le chargement induit par le fluage provoque une augmentation des contraintes sur la fibre externe en voûte et en radier et sur la fibre interne en piédroit. Dans le cas d'un éventuel gonflement, son effet varie selon que cette pression se développe sur toute la paroi du revêtement ou uniquement en radier.

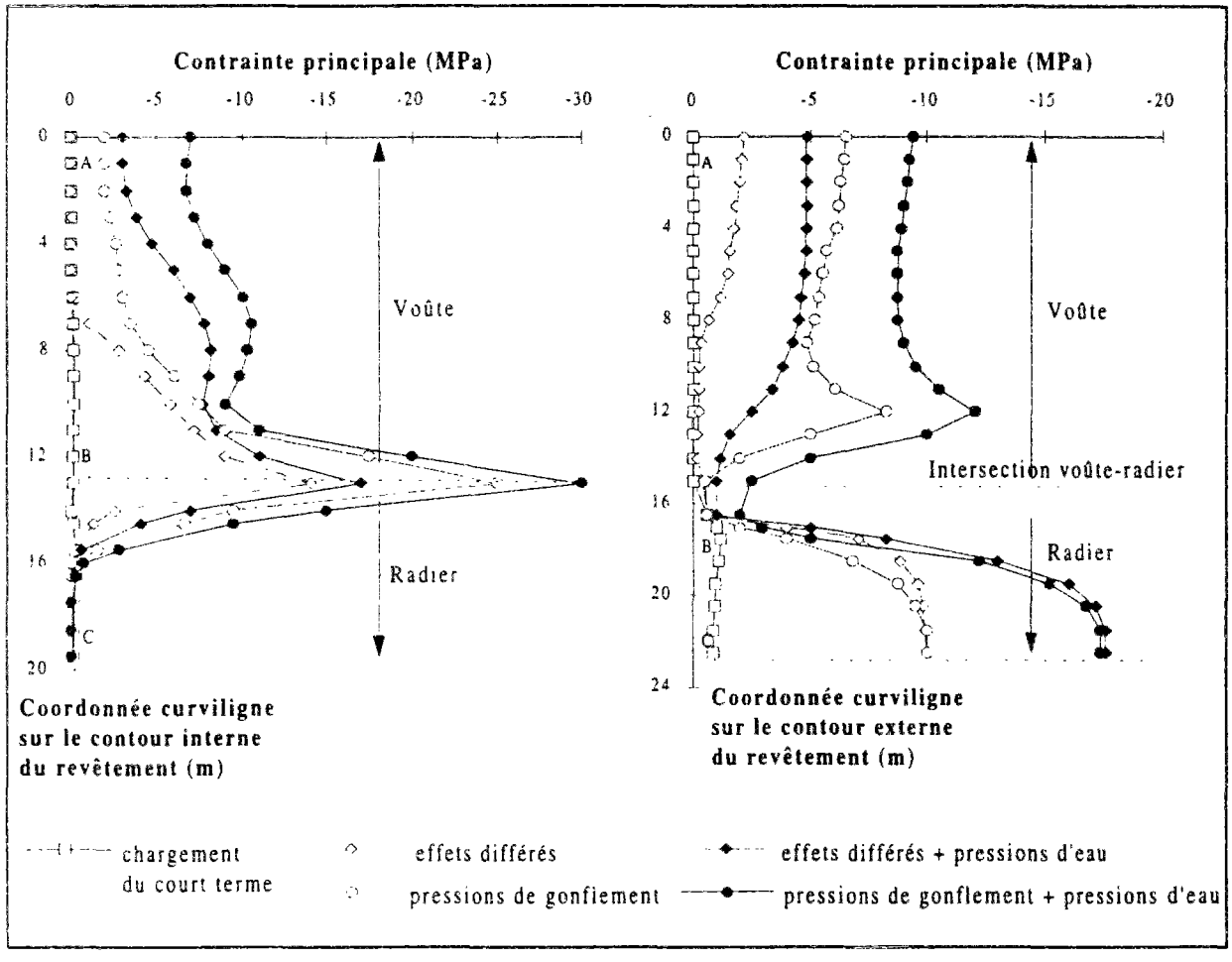


Figure V.20 : Contraintes principales dans le revêtement définitif (prévisions obtenues par le calcul du tunnel de Lambesc).

V.2.5 Adéquation de l'approche - Critiques

Les calculs réalisés pour ces trois tunnels ont permis de dégager certaines conclusions vis-à-vis de la réponse d'un massif au creusement d'un tunnel par la méthode du prédécoupage, ainsi que de la distribution des contraintes induites dans la structure de soutènement provisoire.

Toutefois, l'approche adoptée présente un certain nombre de limites, tant sur le plan numérique (la méthode des éléments finis) que sur le plan rhéologique (le calcul en conditions non drainées).

Sur le plan numérique, les principaux problèmes rencontrés proviennent des concentrations de contraintes qui apparaissent au niveau des angles du maillage dans les phases de déconfinement du terrain ; les valeurs de pic qui en résultent pouvant induire une exagération des zones plastiques, ce problème nécessiterait dans l'avenir un traitement mieux adapté.

Sur le plan rhéologique, les calculs ont fait apparaître des difficultés diverses. La première de ces difficultés est relative à la simulation du comportement de l'interface entre le sol et les éléments de la structure, d'une part, et entre les éléments de la structure eux-mêmes d'autre part (contact prévoûte-radier, prévoûte-boulon, prévoûte-revêtement définitif). Ce comportement devrait être représenté par des éléments de contact adaptés à la nature de chaque interface.

La seconde difficulté, et sans doute la plus délicate, concerne l'estimation du paramètre λ qui définit le taux de déconfinement du terrain à chaque phase de la construction ; le choix devrait tenir compte de la nature du sol, des dimensions de l'ouverture du tunnel et de la vitesse d'avancement des travaux.

La troisième difficulté concerne la détermination des paramètres géotechniques qui peuvent décrire le comportement du sol et l'état initial du massif. En particulier, le coefficient K_0 exerce une influence importante sur le comportement de la prévoûte et le niveau de sollicitations qu'elle subit.

La quatrième difficulté résulte de l'incapacité des méthodes d'analyses traditionnelles à rendre compte de l'évolution des pressions interstitielles dans le massif, l'adéquation de l'approche non drainée à représenter le comportement à court terme n'étant pas dans tous les cas vérifiée. En effet, le calcul non drainé peut représenter une approche acceptable dans le cas des massifs peu déformables et de faible perméabilité par rapport à la vitesse d'avancement des travaux ; cette dernière condition n'est notamment pas vérifiée dans les configurations M1 et T2 (de Marseille et de Tartaiguille, respectivement), où la perméabilité du grès est importante. Les différentes analyses réalisées ont, par ailleurs, montré l'incapacité des calculs non couplés à simuler le passage des conditions non drainées du court terme à l'équilibre effectif du long terme.

Ces deux dernières difficultés doivent en toute rigueur être résolues par l'élaboration de calculs couplés permettant de tenir compte de l'interaction entre la déformabilité du sol et l'hydraulique des eaux interstitielles.

V.3 Comparaison sur un cas simple des résultats des calculs couplés, drainés et non drainés

Cette section présente les résultats d'une étude comparative entre les analyses en conditions drainées, non drainées et hydromécaniques couplées, appliquées à la modélisation du creusement d'un tunnel.

Cette étude étant initialement destinée à analyser l'influence des écoulements sur les tassements induits par un tunnel (Atwa et al., 1995), elle considère le cas d'un tunnel creusé à faible profondeur dans un massif argileux relativement compressible ; deux configurations sont étudiées pour le revêtement : paroi imperméable et paroi semi-perméable.

Cette configuration permet de vérifier l'importance du calcul couplé pour un tunnel creusé dans un massif compressible ; des cas de terrains plus perméables et/ou plus raides sont par ailleurs considérés pour évaluer l'effet prépondérant de la rigidité du massif encaissant et de sa perméabilité sur les pressions d'eau qui se développent à court terme autour de l'ouvrage.

Les calculs couplés ont été effectués à l'aide du module CSNL de CESAR, qui permet une résolution hydromécanique parfaitement couplée et l'utilisation du modèle élastoplastique MELANIE développé pour décrire le comportement élastoplastique des argiles naturelles anisotropes (Magnan, 1986, Mestat, 1993). Une description détaillée du modèle est présentée dans le chapitre VII de ce rapport.

Nous présentons dans un premier temps les résultats des calculs en termes d'évolution des tassements de surface induits par le creusement d'un tunnel dans deux configurations différentes : tunnel à paroi imperméable et tunnel à paroi drainante. Dans un deuxième temps, nous analysons les pressions interstitielles qui se développent dans le massif et le chargement total qui s'applique sur le revêtement.

V.3.1 Description du modèle

La configuration considérée dans cette étude est représentée sur la figure V.21 ; elle correspond au cas d'un tunnel de 3m de diamètre extérieur, creusé à 7,5m de profondeur. Le niveau piézométrique est supposé constant et situé à la surface du sol ; le substratum indéformable et imperméable se situe à 14m de profondeur.

Le modèle et les conditions imposées aux limites sont décrits sur la figure V.22. Deux conditions de drainage ont été considérées sur la paroi du tunnel : un revêtement parfaitement étanche et un revêtement de faible perméabilité, permettant le suintement des eaux souterraines à l'intérieur de l'ouvrage. Dans ce second cas, on suppose que le tunnel est non-revêtu dans un premier temps (pendant 4 jours), puis revêtu d'une paroi en béton de 0,25 m d'épaisseur.

Les paramètres mécaniques et hydrauliques considérés dans le calcul sont issus des résultats expérimentaux obtenus pour l'argile du site expérimental de Cubzac-les-Ponts (Piyal et Magnan, 1984) ; ceux-ci sont rassemblés dans le tableau V.5.

Les propriétés mécaniques et hydrauliques du revêtement sont regroupées dans le tableau V.6 ; les caractéristiques hydrauliques ont été choisies pour simuler le suintement des eaux à travers la paroi dans le second calcul, le premier calcul étant effectué en supposant la paroi parfaitement imperméable.

Trois phases de calcul sont considérées : déconfinement du terrain (λ passant de 0 à 0,3 en 4 jours), application du chargement résiduel après la pose du revêtement (λ passant de 0,3 à 1 en 4 jours) et consolidation du terrain (pendant une durée de 10 ans).

Dans les calculs en conditions drainées, la déformabilité du sol est décrite à travers la notion de contraintes effectives, avec les mêmes valeurs des modules d'élasticité drainés du sol que dans l'approche couplée.

Dans les calculs en conditions non drainées, le calcul est mené en contraintes totales en adoptant une plage de variation de module d'élasticité non-drainé, le rapport entre les modules non drainés et drainé variant entre 1 et 10.

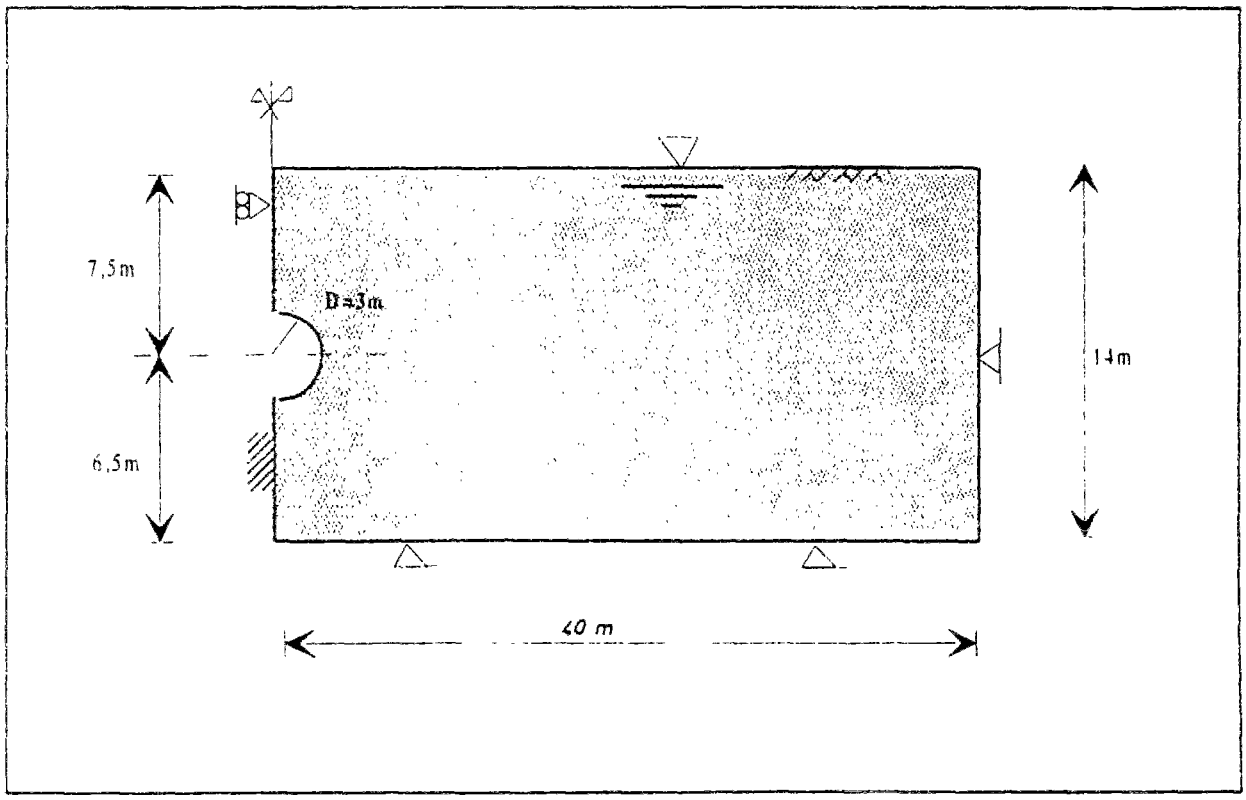


Figure V.21: Modèle étudié pour la comparaison des résultats des calculs couplés, drainés et non drainés.

Tableau V.5 : Paramètres mécaniques et hydrauliques adoptés pour l'argile.

Modules d'élasticité drainés (horizontal et vertical)	1674 kPa	2678 kPa
Coefficient de Poisson (directions h/h et v/h)	0,1	0,25
Module de cisaillement	1205 kPa	
Coefficients de perméabilité (horizontal et vertical)	10^{-4} m/s	2.10^{-5} m/s
Pente de la courbe vierge isotrope	0,5	
Indice des vides initial	2,15	
Contrainte verticale en place	98 kPa	
Contrainte de préconsolidation oedométrique	102 kPa	
Coefficient K_0 en place et celui du sol normalement consolidé	0,55	0,5

Tableau V.6 : Paramètres mécaniques et hydrauliques adoptés pour le revêtement.

Module d'élasticité drainé	25.10^6 kPa
Coefficient de Poisson (directions h/h et v/h)	0,2
Module de cisaillement	$8,33.10^6$ kPa
Coefficient de perméabilité	$1,0.10^{-12}$ m/s

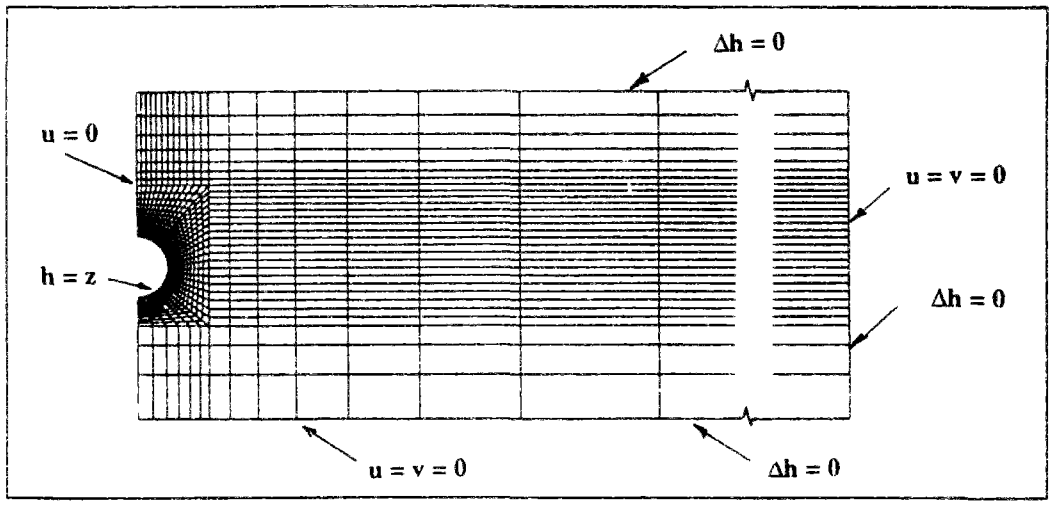


Figure V.22 : Modèle d'éléments finis et conditions aux limites.

V.3.2 Analyse des déformations du massif

L'évolution dans le temps des tassements de surface au-dessus de l'axe du tunnel donnés par les calculs couplés est comparée aux résultats des calculs en conditions drainées et non drainées sur la figure V.23a. Les résultats fournis par les différents calculs peuvent également être comparés en termes de cuvette de tassement ; cette comparaison est représentée sur la figure V.23b. Ces comparaisons permettent de vérifier un certain nombre de concepts bien établis dans les pratiques de calcul géotechnique.

Les résultats permettent notamment de vérifier les limites de l'application de l'approche non drainée pour étudier la réponse d'un massif compressible à court terme, les tassements calculés étant très sensibles à la valeur du module non-drainé adopté. Par ailleurs, les calculs en conditions drainées ne permettent de représenter les conditions à long terme que dans le cas où il n'y a aucun drainage par la paroi du tunnel (aucune perte d'eau) et dans le cas où les variations de pressions qui se développent au cours de la construction sont faibles. Dans le premier cas étudié dans cette section (tunnel imperméable), les tassements de surface obtenus par le calcul drainé ne sont que légèrement plus importants par rapport à ceux que l'on obtient par le calcul couplé.

En effet, dans le cas d'un tunnel drainant, des déformations additionnelles viennent se superposer à celles dues au déconfinement du terrain. Ces déformations sont induites par l'établissement d'un régime d'écoulement vers l'ouvrage à long terme. Le tunnel agissant comme un drain dans le massif, il provoque la consolidation du sol par diminution des pressions interstitielles par rapport aux conditions hydrostatiques initiales (section V.3.3).

Les calculs couplés permettent en revanche une simulation plus fine de l'évolution du comportement du massif de sol lors du creusement d'un tunnel qui provoque des variations de pression interstitielle. Les figures V.24a et V.24b montrent les vecteurs des incréments de déplacements obtenus entre 0 et 4 jours, entre 4 et 60 jours et enfin, entre 60 jours et 360jours et entre 360 jours et 10 ans. La comparaison de ces résultats avec la réponse des calculs non-drainés et drainés est très claire : l'évolution des pressions interstitielles conditionne les déformations du massif.

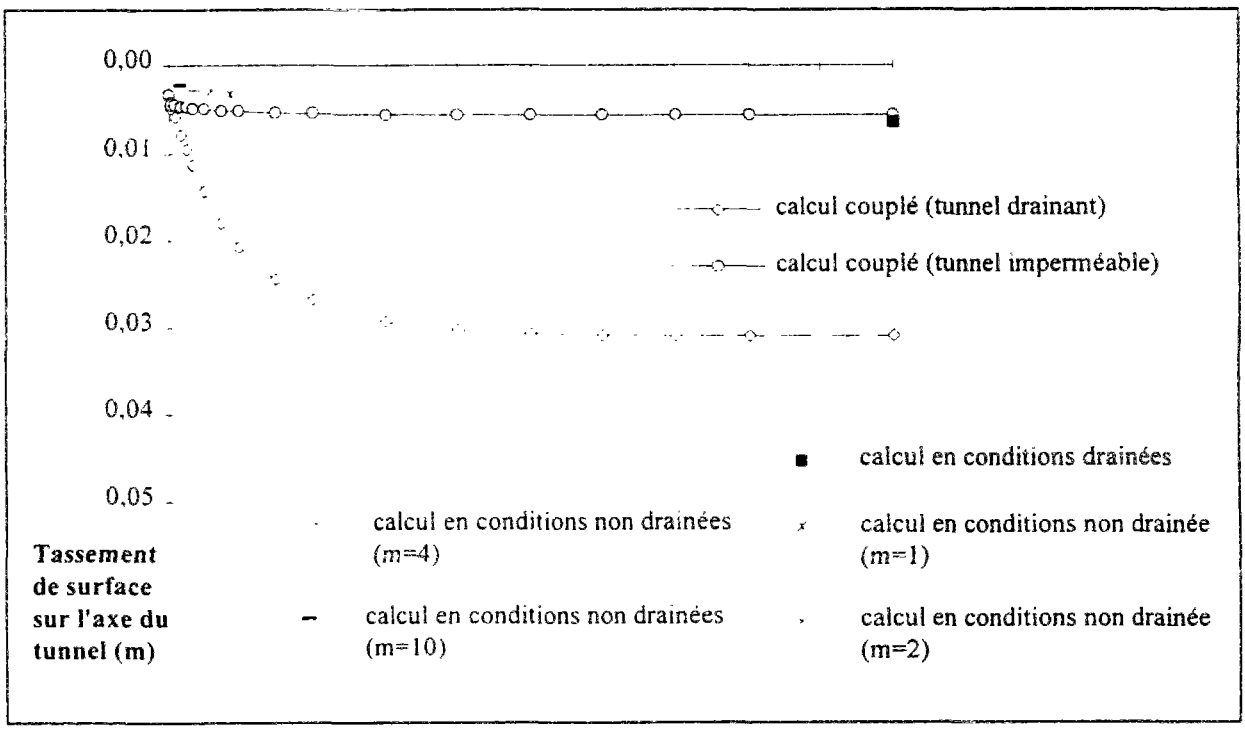


Figure V.23a : Evolution des tassements de surface au cours du temps - Comparaison des résultats de calculs couplés, drainées et non drainées.

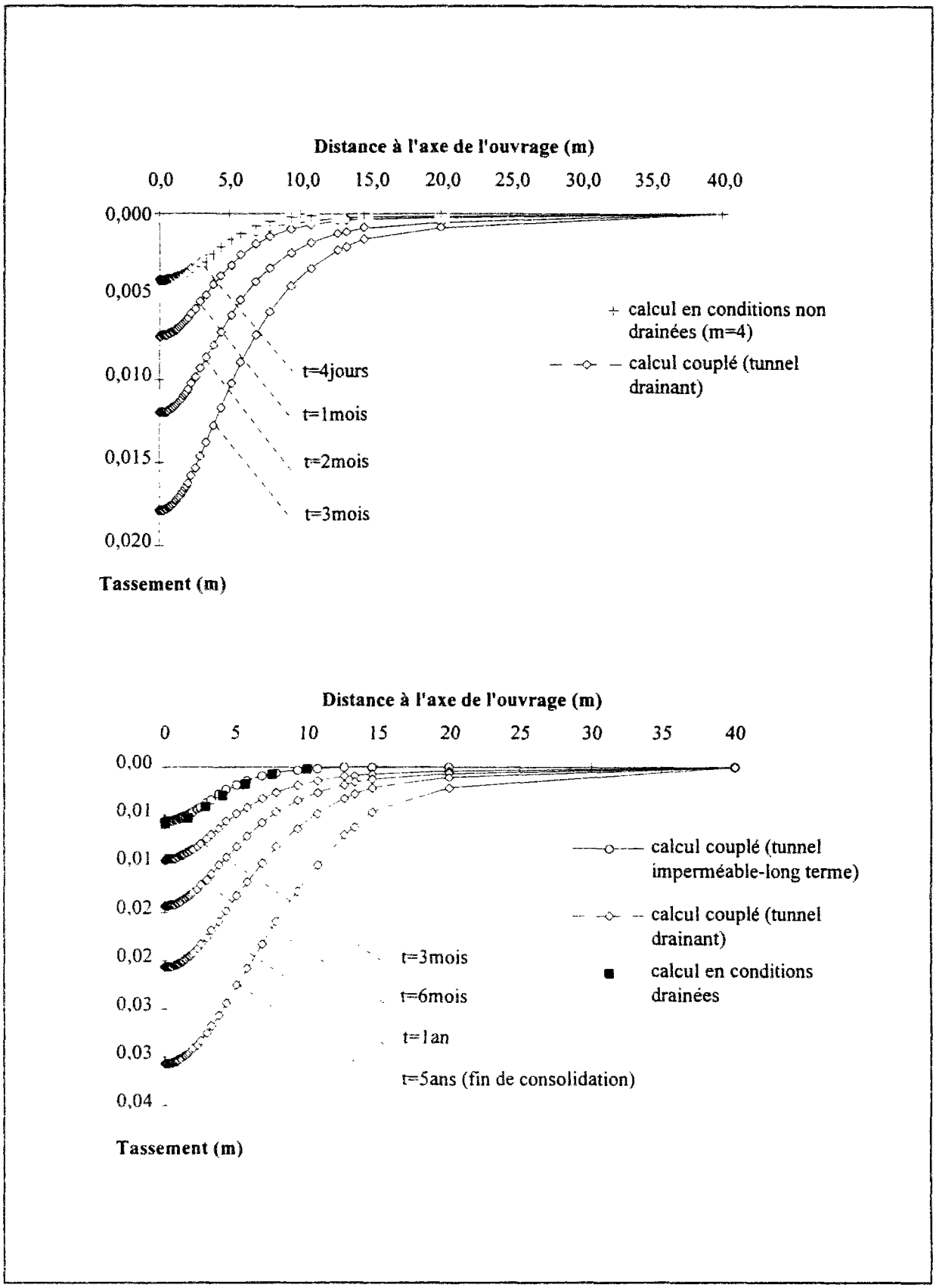


Figure V.23b : Comparaison des tassements de surface obtenus au-dessus du tunnel dans les calculs couplés et les calculs en conditions drainées et non drainées.

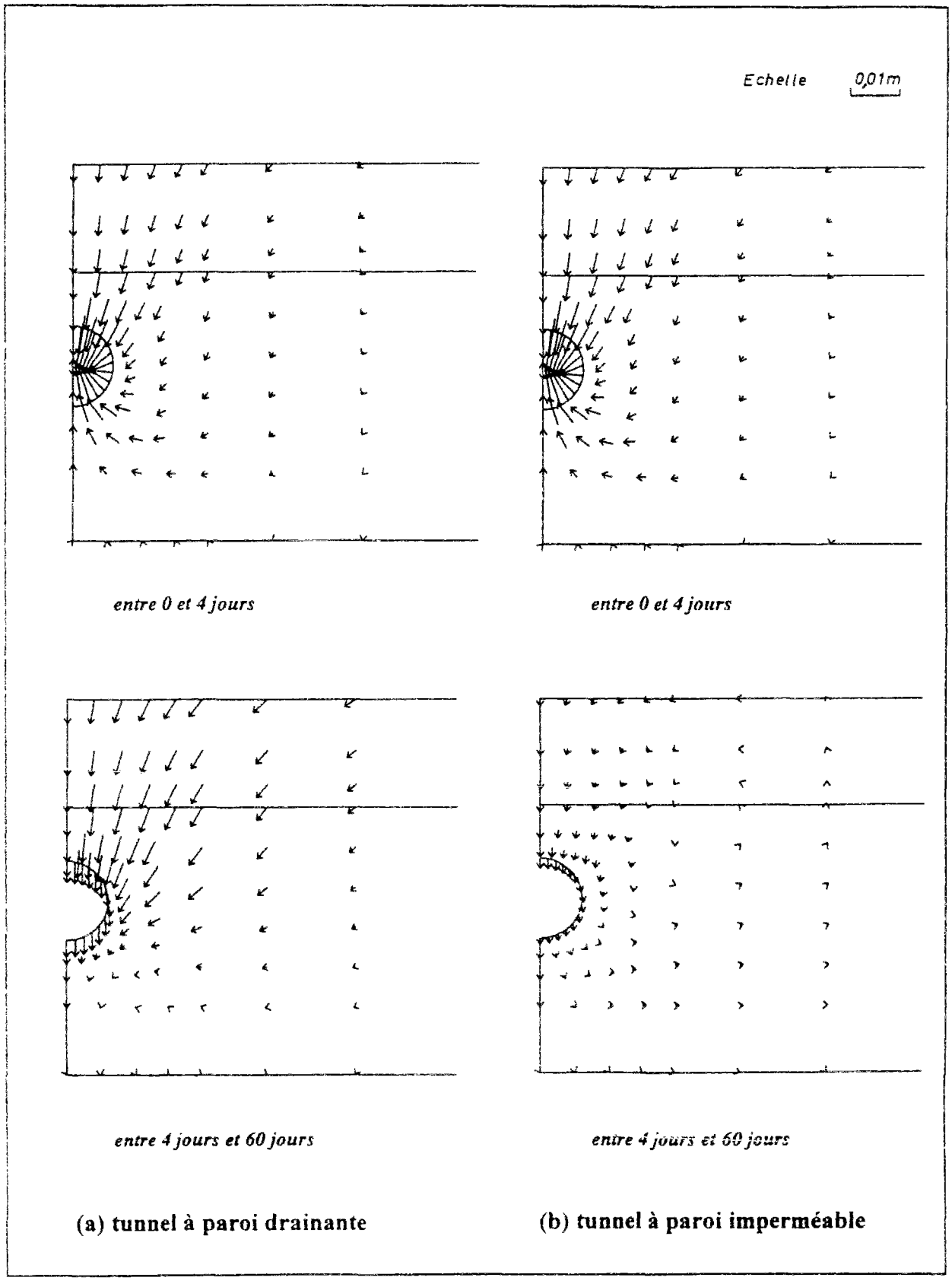


Figure V.24a : Evolution des vecteurs d'incréments de déplacements dans le temps (tunnel à paroi drainante et tunnel à paroi imperméable).

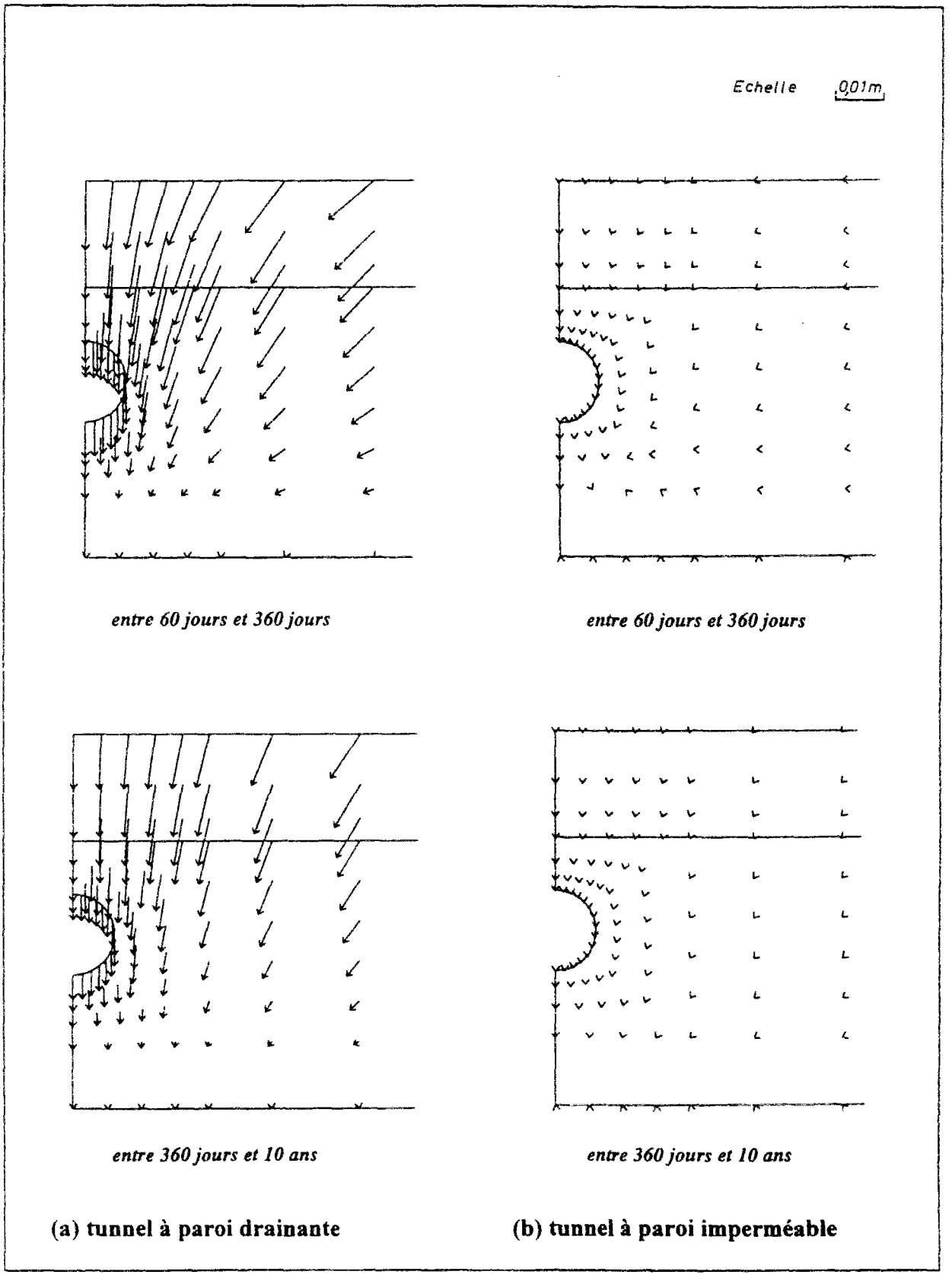


Figure V.24b : Evolution des vecteurs d'incréments de déplacements dans le temps (tunnel à paroi drainante et tunnel à paroi imperméable).

Enfin, il est à signaler que les résultats des calculs n'ont montré aucune plastification du sol. Ceci est dû au fait que le modèle numérique a été établi dans l'hypothèse d'une contrainte de préconsolidation homogène dans le massif (102 kPa), correspondant au niveau de contraintes maximales à la base du maillage ; cette valeur est relativement importante par rapport au niveau des contraintes évoluant localement autour de l'ouvrage (figure V.25).

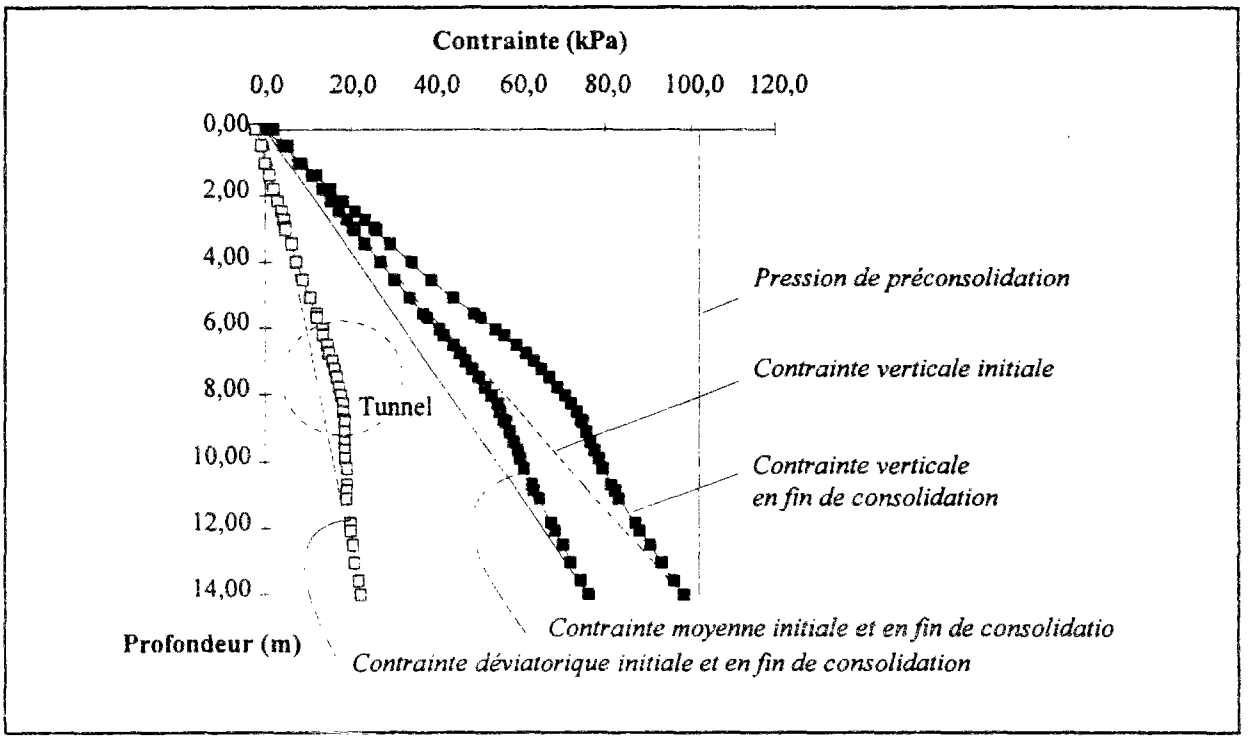


Figure V.25 : Variation des contraintes effectives dans le massif le long d'un profil vertical à 1m de la paroi du tunnel en piédroit et profil de la contrainte de préconsolidation.

V.3.3 Analyse de l'évolution des pressions interstitielles

Les calculs couplés permettent de déterminer l'évolution des pressions interstitielles dans le massif pendant le creusement de la galerie. Les surpressions interstitielles calculées, dans le cas d'un tunnel à paroi drainante sont présentées sur la figure V.26, pour quatre pas de temps différents.

A court terme (figure V.26a ; t=4 jours), on observe une augmentation des pressions interstitielles dans les zones en contraction au-dessus du tunnel et sur les côtés latéraux ; une diminution des pressions interstitielles est par contre observée à la base et dans une zone limitée en voûte ; cette diminution est liée au soulèvement de radier et au déconfinement de sol, qui se développe au niveau de la voûte.

Après la pose du revêtement, les écoulements d'eau se développent à partir des zones de hautes pressions vers les zones de pressions moindres; ils permettent la dissipation des surpressions interstitielles (figures V.26b et V.26c) et le développement des déformations différées du massif par consolidation de sol (figures V.23 et V.24a et b).

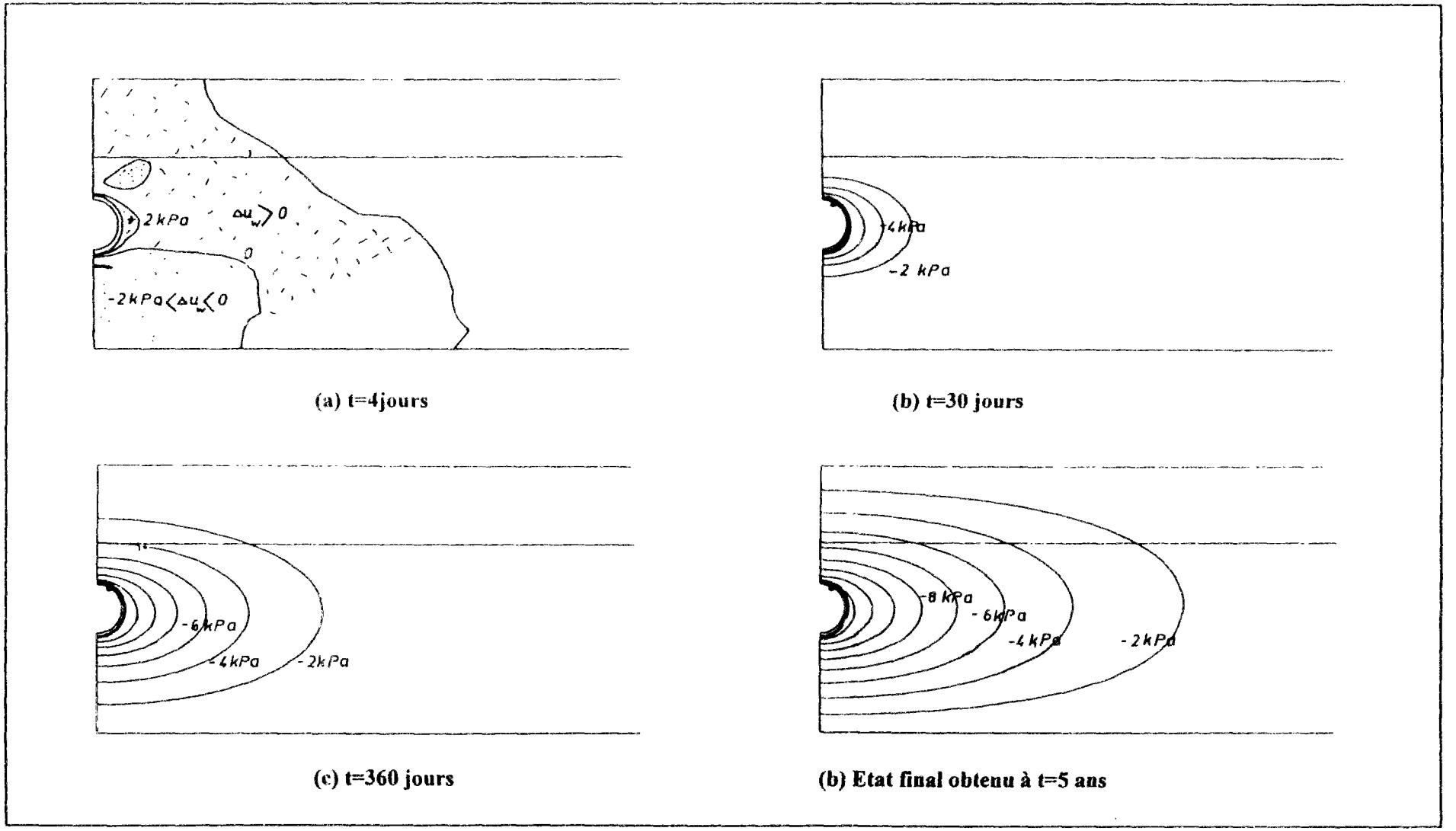


Figure V.26 : Evolution au cours du temps des variations de pressions interstitielles par rapport aux conditions hydrostatiques (tunnel à paroi drainante).

A plus long terme, la perte de charge qui se développe au sein du revêtement semi-perméable provoque un régime d'écoulement permanent autour de l'ouvrage, qui induit une diminution des pressions par rapport aux conditions hydrostatiques initiales (figure V.26d) et provoque les tassements additionnels constatés dans la section précédente (V.3.2).

La distribution des pressions qui s'établit à long terme autour de l'ouvrage dépend principalement des conditions aux limites du massif (sources de réalimentation) et de la perméabilité relative revêtement-sol ; plus ce rapport est petit, plus l'ampleur et l'étendue de la diminution des pressions autour de l'ouvrage est importante.

A court terme, les surpressions qui se développent autour de la galerie dépendent principalement de la rigidité du terrain et de sa perméabilité.

La figure V.27 montre des résultats de calculs effectués avec des valeurs différentes du module élastique du squelette et du coefficient de perméabilité du massif. Cette comparaison révèle l'impact plus faible du creusement sur le régime hydraulique des massifs relativement raides et/ou relativement perméables.

V.3.4 Chargement appliqué sur le revêtement

Les différents calculs permettent également de comparer les contraintes obtenues dans le revêtement par les approches couplée, drainée et non drainée. Les distributions de contraintes principales majeures le long des fibres externes et internes du revêtement sont montrées sur la figure V.28.

Cette figure montre l'évolution du chargement que donne le calcul couplé pour un tunnel à paroi drainante et le résultat à long terme pour un tunnel à paroi imperméable. Elle montre également la réponse obtenue par superposition des résultats du calcul en contraintes effectives (conditions drainées) et d'une distribution hydrostatique des pressions d'eau, d'une part, et la réponse obtenue par une superposition des résultats des calculs non drainés (avec différentes valeurs de module élastique du sol non-drainé) et une distribution hydrostatique des pressions d'eau, d'autre part ; le chargement induit par les pressions d'eaux seules est reporté sur la même figure.

Cette comparaison montre que le calcul en contraintes effectives ou en contraintes totales seuls (sans le chargement induit par les pressions d'eaux) ne donnent des résultats proches de ceux obtenus par un calcul couplé que dans le cas d'un tunnel imperméable et ce à long terme après le rétablissement du régime d'eau hydrostatique. Dans le cas où la paroi du tunnel est de perméabilité finie, la diminution des pressions d'eau autour de la galerie induit une augmentation des contraintes du revêtement. La superposition du chargement induit par une distribution hydrostatique de pressions d'eaux et celui donné par la charge du massif en conditions drainées et non drainées permet d'approcher les valeurs de contraintes maximales qui se développent sur la fibre interne du revêtement en piédroit et sur la fibre externe en voûte et en radier ; cette superposition exagère toutefois les contraintes obtenues dans les autres sections du revêtement.

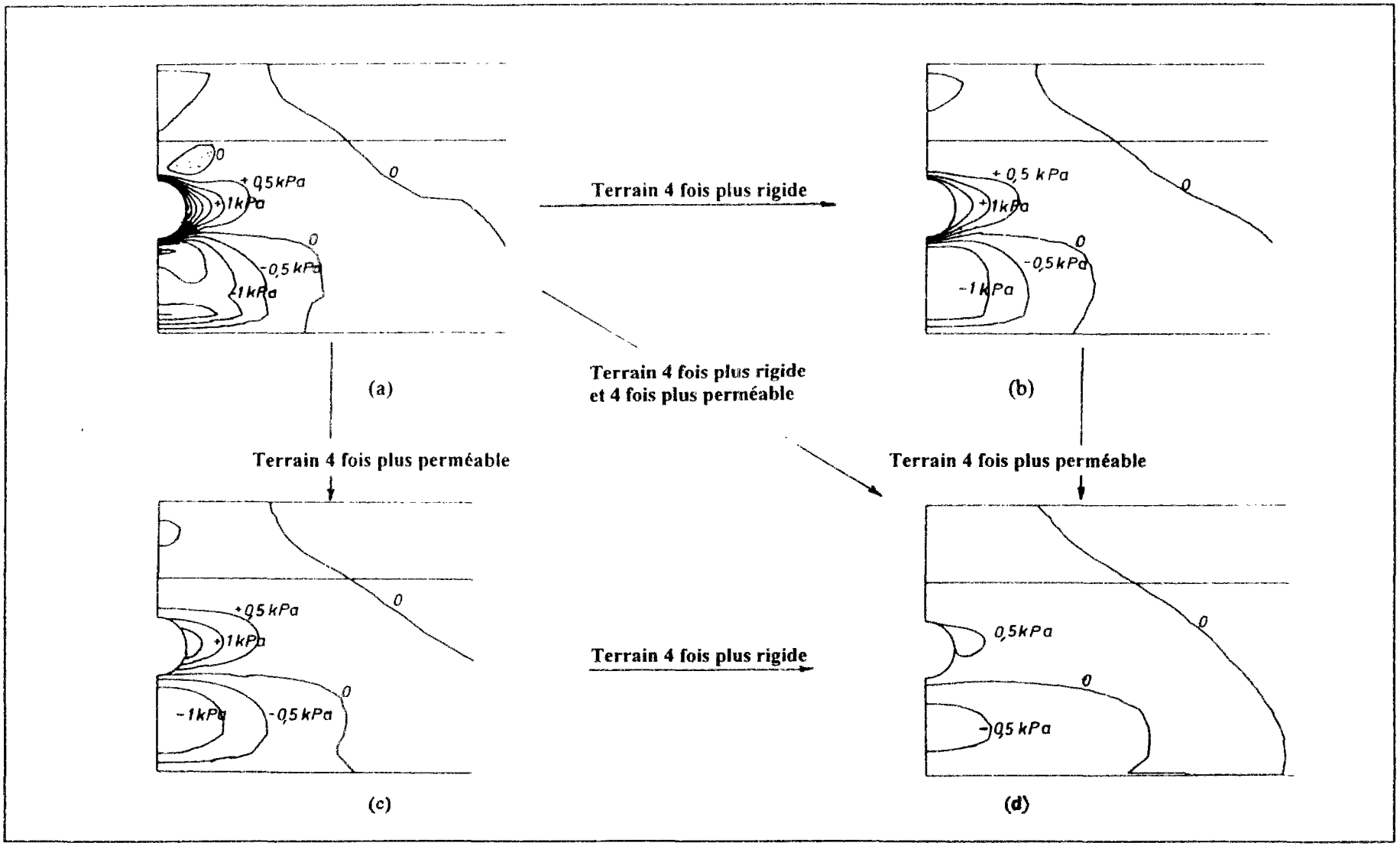


Figure V.27 : Comparaison des surpressions interstitielles qui se développent autour du tunnel à court terme (t=4 jours) pour différentes rigidités et différentes perméabilités du massif.

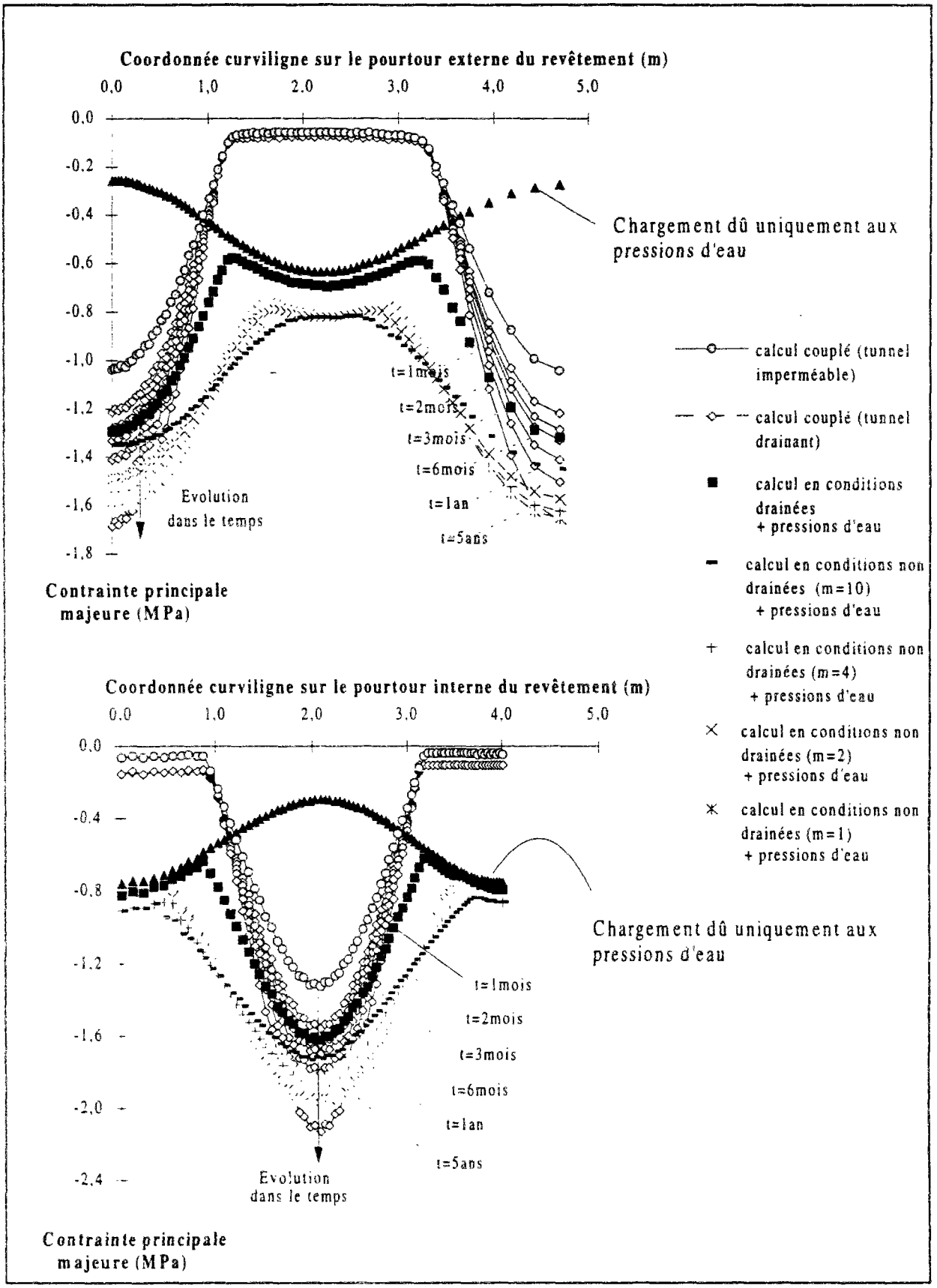


Figure V.28 : Comparaison des résultats des calculs couplés, drainés et non drainés en termes de chargement des fibres externe et interne du revêtement.

V.4 Conclusions

Ce chapitre a présenté des modélisations de creusement de tunnels en analyse non-drainée, drainée et hydromécanique couplée, à l'aide du progiciel CESAR-LCPC.

L'approche non drainée a été adoptée pour modéliser le creusement de trois tunnels par la méthode du prédécoupage dans des terrains relativement raides sous la nappe. La modélisation des différentes configurations a permis de dégager les principaux aspects de la réponse d'un massif à la méthode de creusement proposée et d'étudier le comportement de la prévoûte au cours des différentes phases de la construction.

Ces modélisations ont toutefois montré l'incapacité des méthodes d'analyses traditionnelles (drainée et/ou non drainée) à rendre compte de toute la complexité des phénomènes qui se développent en présence d'eau. En particulier, elles ne permettent pas de considérer l'évolution des pressions interstitielles autour de l'ouvrage et ne peuvent donner une réponse satisfaisante au problème du passage des conditions non drainées du court terme à celles drainées à long terme.

La modélisation en analyse hydromécanique couplée permet un traitement plus adapté. L'étude comparative présentée dans la seconde partie de ce chapitre a mis en évidence son importance, notamment pour les tunnels creusés dans des sols compressibles.

Elle a notamment permis d'évaluer les variations de pressions d'eau à court terme pendant la construction : des surpressions interstitielles apparaissant au niveau des reins de l'ouvrage, tandis que des diminutions de pressions se développent en voûte et en radier. L'amplitude de ces variations dépend principalement de la compressibilité du sol.

Cette étude a également comparé les cas d'un tunnel imperméable et d'un tunnel agissant à long terme comme un drain dans le massif. Les résultats ont confirmé que le drainage du massif vers la paroi semi-perméable du tunnel amplifie les tassements de surface et prolonge l'évolution des phénomènes dans le temps, une diminution des pressions d'eau par rapport aux conditions hydrostatiques s'établissant au proche voisinage de l'ouvrage.

Cette application a par ailleurs montré les limites du programme et les nécessités de développements du modèle de comportement (MELANIE) et du module de calcul (CSNL), pour un traitement plus adapté des phénomènes pouvant se développer au cours du creusement d'un tunnel. En particulier, il nous a semblé important de :

- permettre au modèle MELANIE de gérer un profil de préconsolidation variable avec la profondeur, et

- permettre à CSNL de traiter une éventuelle évolution du niveau piézomètrique.

L'adaptation de CESAR-LCPC pour y intégrer ces deux possibilités a été l'objectif qui a guidé la troisième partie de cette thèse.

TROISIEME PARTIE

CHAPITRE VI

MODELISATION DE LA CONSOLIDATION DES SOLS ARGILEUX SATURES ET EN PRESENCE D'UNE SURFACE LIBRE - SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

VI.1 Introduction

Le chapitre précédent a mis en évidence l'importance d'une modélisation hydro-mécanique couplée pour l'étude des déformations du sol autour des tunnels creusés dans des terrains argileux.

Le présent chapitre est consacré à la description physique et théorique du phénomène de consolidation des sols fins et à l'application de la méthode des éléments finis pour modéliser ce phénomène. On décrit, en particulier, l'évolution récente en matière de traitement des problèmes géotechniques en consolidation, notamment l'utilisation croissante de modèles non linéaires pour caractériser la compressibilité des argiles.

La construction d'un tunnel sous la nappe peut provoquer un rabattement du niveau piézométrique. Ceci conduit à diviser le massif en deux zones de caractères distincts : une zone saturée au-dessous de la surface libre et une zone au-dessus de cette surface, où existent des pressions interstitielles négatives et qui peut se désaturer. Ces effets sont également pris en compte dans notre étude. Nous analysons notamment l'approche suivie dans le code de calcul CESAR-LCPC pour traiter la consolidation en présence d'une surface libre, ainsi que les démarches adoptées par les autres chercheurs qui se sont intéressés à ce problème. Nous examinons, par ailleurs, les derniers résultats expérimentaux publiés sur le comportement des sols argileux dans le domaine des pressions négatives.

Cette analyse nous a permis de mieux appréhender ces phénomènes et de proposer une approche plus réaliste pour la modélisation de la consolidation des massifs argileux en présence d'une surface libre.

VI.2 Modélisation théorique et numérique de la consolidation des sols saturés

VI.2.1 Bases théoriques de la consolidation des sols

Le formalisme théorique de la consolidation des sols saturés est posé depuis plus de soixante-dix ans par la théorie unidimensionnelle de Terzaghi (1923) et le principe des contraintes effectives (Terzaghi, 1925). La généralisation de cette théorie s'est développée grâce notamment aux travaux de Rendulic (1936) et à la théorie tridimensionnelle de Biot (1941, 1955).

La consolidation, étant un phénomène couplant les deux aspects, mécanique et hydraulique, du comportement des massifs de sol, doit en toute rigueur être traitée par une résolution simultanée des équations correspondantes.

Le phénomène de consolidation est totalement décrit si l'on écrit pour chacun des deux aspects du comportement du sol, une équation générale d'équilibre et une loi de comportement adaptée (figure VI.1). La solution de ces équations ne dépend alors plus que des conditions aux limites du massif et des conditions de chargement imposées.

Du point de vue mécanique, l'équation d'équilibre, écrite en contraintes effectives, permet d'intégrer le rôle de la pression interstitielle dans l'équilibre mécanique de l'élément considéré. Cette équation est associée à une loi de comportement décrivant les déformations du squelette en fonction de la variation de contrainte qu'il subit, et combinée avec les conditions aux limites et les conditions initiales du domaine étudié, pour aboutir au système d'équations qui permet de décrire l'aspect mécanique du phénomène de consolidation.

Pour l'aspect hydraulique, c'est l'équation de conservation de la masse d'eau qui régit l'équilibre hydraulique du milieu. L'écoulement de l'eau est décrit par la loi de Darcy, qui relie la vitesse de déplacement de l'eau interstitielle à l'intérieur du sol au gradient de la charge hydraulique.

La validité de cette loi a été contestée par différents chercheurs, notamment dans le domaine des faibles gradients (Hansbo, 1960, Basak, 1977) ou celui des forts gradients qui se développent au voisinage des surfaces de suintement (figure VI.2). Toutefois, les résultats de Tavenas et al. (1983) montrent qu'une analyse hâtive des résultats des essais de perméabilité peut conclure à la non linéarité de la loi de Darcy dans le cas des faibles gradients, alors que l'analyse détaillée des mesures montre au contraire sa validité (cité par Magnan, 1984).

En ce qui concerne les gradients élevés au proche voisinage des ouvrages, compte tenu des valeurs des gradients obtenues dans les calculs d'écoulement effectués dans la première partie de cette thèse ainsi que des valeurs usuellement très faibles de la perméabilité des argiles, ces gradients ne semblent pas pouvoir induire des vitesses d'écoulement trop élevées. De plus, dans ce type de sol, les dimensions des pores entre les particules d'argiles étant microscopiques, le nombre de Reynolds doit en général rester dans les limites de validité de la loi de Darcy.

La loi de Darcy est utilisée avec l'équation de la conservation de la masse d'eau et les conditions aux limites et initiales du massif. pour décrire l'aspect hydraulique du phénomène de la consolidation.

Le traitement de la consolidation passe par une résolution simultanée du système d'équations relatives aux deux composantes mécanique et hydraulique de la réponse du milieu encaissant. Le couplage s'effectue principalement à travers les variables communes aux deux phénomènes, à savoir la pression interstitielle u_w et la déformation volumique ε_v.

Par ailleurs, le couplage peut être approfondi en considérant l'évolution des paramètres caractéristiques du sol et du fluide interstitiel en fonction de l'évolution de l'état du sol. Dans ce domaine, deux types de relations sont aujourd'hui bien établies en mécanique des sols : la diminution de la perméabilité du sol avec celle de l'indice des vides, et la diminution de la compressibilité du fluide interstitiel avec l'accroissement de la pression qu'il subit.

Différentes relations entre la variation de la perméabilité du sol et celle de l'indice des vides ont été établies. L'une des premières relations présentées est celle de Lambe et Whitman (1969), définie par corrélation de résultats expérimentaux pour différents types de sables.

Dans le cas des argiles, l'expérience montre que le logarithme du coefficient de perméabilité k varie proportionnellement à l'indice des vides e (Poskitt, 1969 ; Mesri et Rokhsar, 1974). La relation reliant k à e peut se mettre sous la forme :

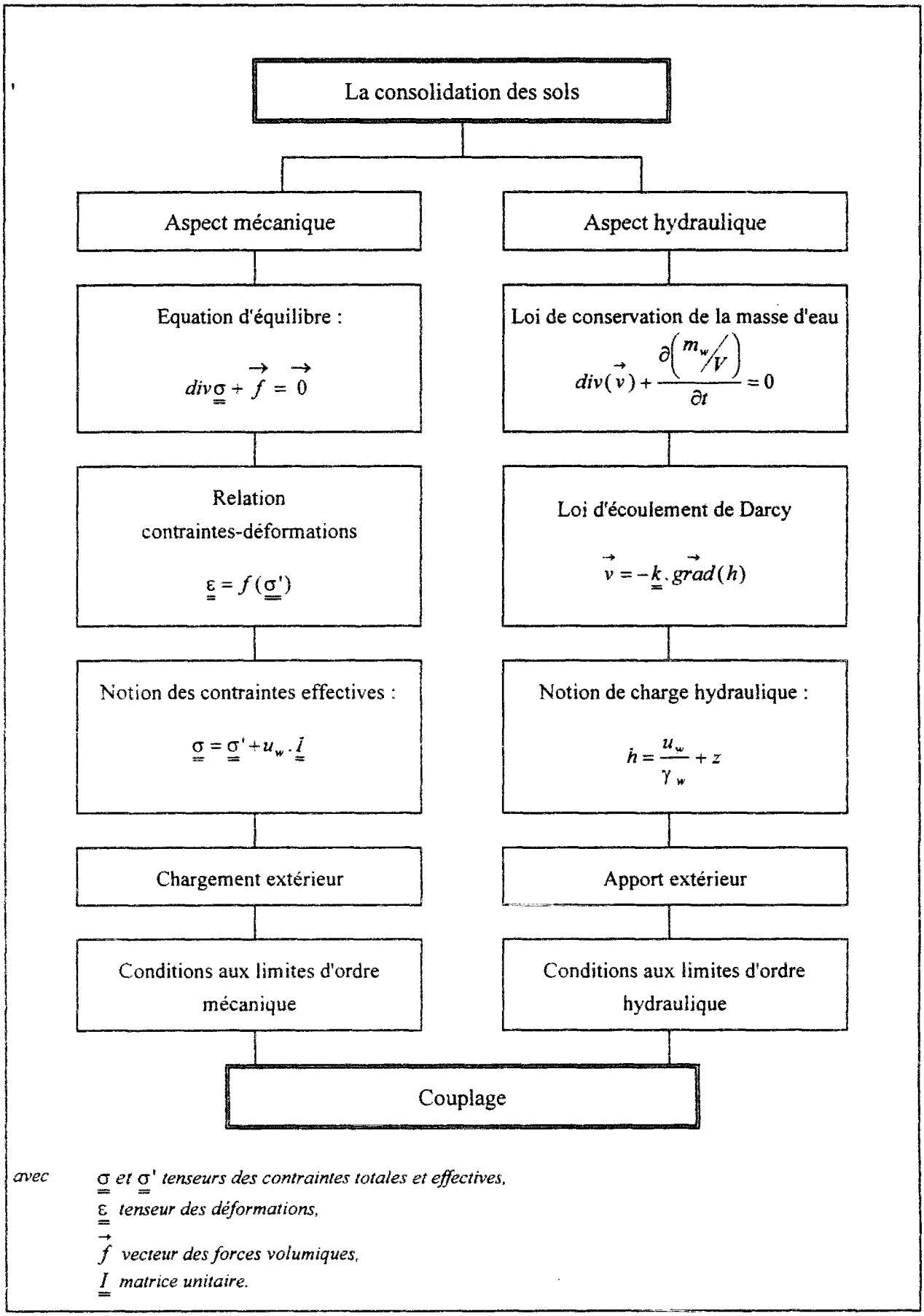
$$\lg (k/k_r) = (e-e_r) / C_k \qquad \text{(VI.1)}$$

où k_r et e_r désignent respectivement la perméabilité de référence et l'indice des vides correspondant, et C_k une constante du sol.

Les résultats expérimentaux de Magnan et al. (1983) et Tavenas et al. (1979 et 1983) vérifient cette relation (figure VI.3). A titre d'exemple, les expériences effectuées sur l'argile molle de Cubzac-les-Ponts ont donné des valeurs de C_k variant entre 0,4 et 0,9 et un rapport C_k/C_c compris entre 0,55 et 0,85 (C_c est l'indice de compression oedométrique).

Considérer la variation de perméabilité associée à une diminution de l'indice des vides dans un calcul de consolidation peut s'avérer important, notamment dans les sols mous (Magnan, 1984). Cet intérêt devrait être accentué dans le cas des applications géotechniques impliquant des zones de sol en contraction et d'autres en dilatation, telles que les excavations et les tunnels, l'écoulement d'eau se faisant dans ce cas suivant des chemins préférentiels.

Par ailleurs, la prise en compte de la compressibilité du fluide a_w associée à la pression qu'il subit u_w améliore la précision du couplage (Dang et Magnan, 1977). En effet, l'hypothèse d'un sol saturé est une idéalisation théorique ; un faible pourcentage d'air existe dans tout type de sol, notamment dans les sols argileux ; de plus, l'eau n'est pas un matériau tout à fait incompressible.



avec $\underline{\underline{\sigma}}$ *et* $\underline{\underline{\sigma}}'$ *tenseurs des contraintes totales et effectives,*

$\underline{\underline{\varepsilon}}$ *tenseur des déformations,*

$\vec{f}$ *vecteur des forces volumiques,*

$\underline{\underline{I}}$ *matrice unitaire.*

Figure VI.1 Bases théoriques de la consolidation des sols.

Des relations entre a_w et u_w ont été publiées par Hilf (1948), Skempton et Bishop (1954), Chang et Duncan (1983), qui ont utilisé les lois de Boyle et de Henri pour définir la compressibilité du mélange eau-air en fonction des pressions interstitielles appliquées. Dang et Magnan (1977) ont établi un abaque définissant la compressibilité du fluide a_w en fonction de la pression u_w et du degré de saturation S_r (figure VI.4).

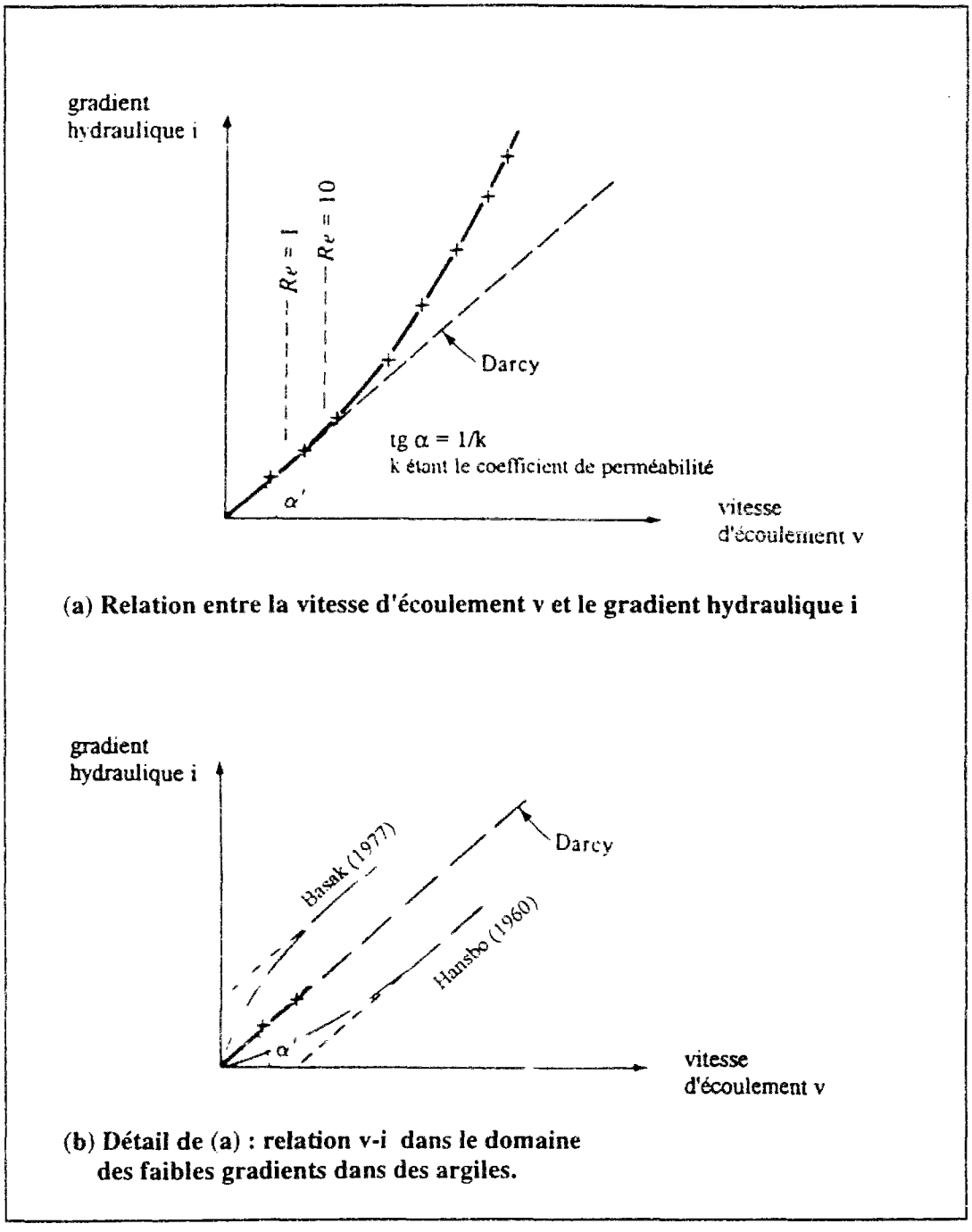


Figure VI.2 : Domaine de validité de la loi de Darcy.

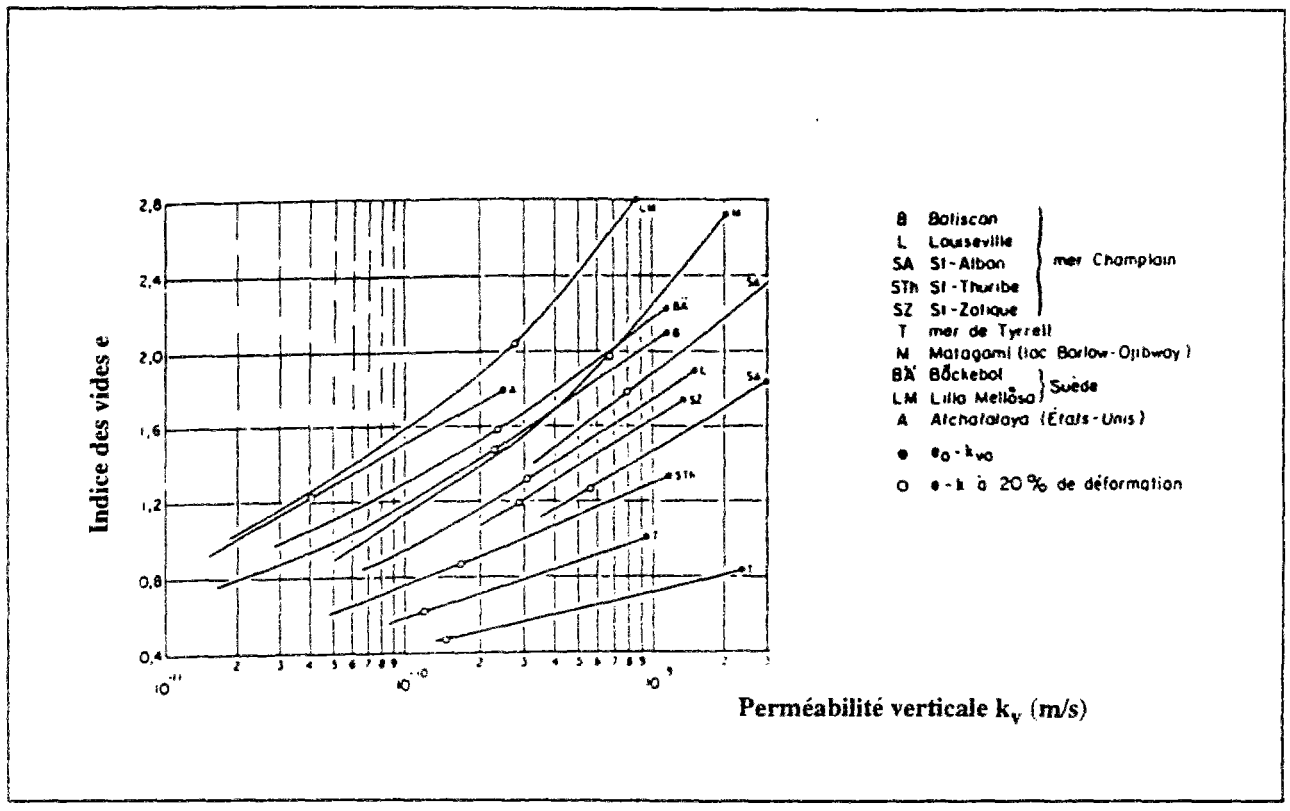


Figure VI.3 : Evolution du coefficient de perméabilité du sol avec la variation de l'indice des vides (Tavenas et al., 1983)

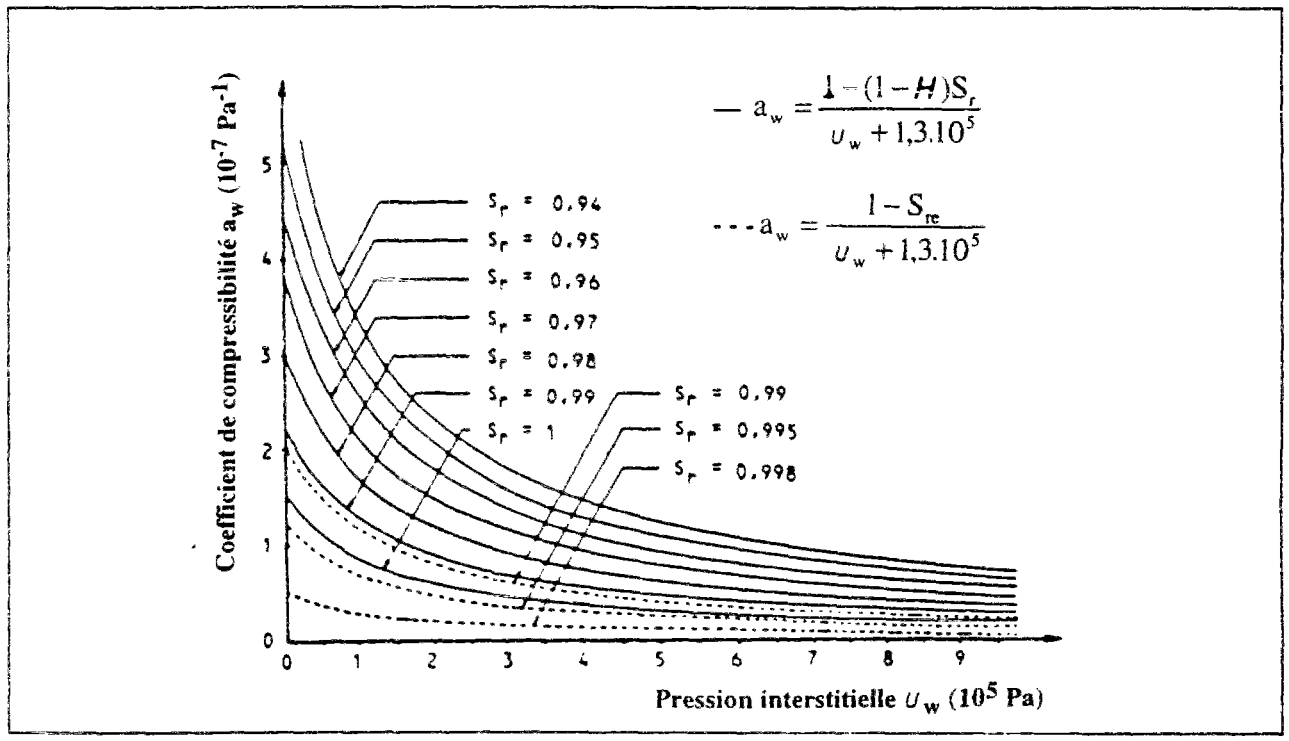


Figure VI.4 : Variation de la compressibilité du fluide interstitiel en fonction du degré de saturation (Dang et Magnan, 1977).

VI.2.2 Evolution récente du traitement des problèmes géotechniques en consolidation

Depuis les premiers travaux de Frontard (1914), Terzaghi (1923) et Biot (1941), la consolidation des argiles a toujours suscité l'intérêt des mécaniciens des sols, notamment à partir des années 1960, qui virent un développement important dans la construction d'ouvrages géotechniques en présence de sols argileux et en particulier de remblais routiers et de barrages. L'exécution de ces projets a été accompagnée d'un vaste travail de recherche dans de nombreux pays dont la France. Une synthèse des travaux effectués jusqu'à 1985 peut être trouvée dans les rapports de Magnan (1986 et 1987).

Les bases théoriques de la consolidation des sols étant déjà établies, les principales avancées de cette période concernent la caractérisation du comportement des argiles et le calcul par modélisation numérique.

Dans le domaine du comportement des argiles, une avancée considérable a été accomplie par les chercheurs de l'université de Cambridge qui ont introduit un modèle mathématique pouvant décrire le comportement élastoplastique des sols argileux et les variations de volume dues aux contraintes de cisaillement : le modèle Cam-Clay (Roscoe et Burland, 1968 ; Schofield et Wroth, 1968). Depuis, de nombreux travaux ont été effectués dans ce domaine ; Magnan (1986) a décrit les caractéristiques de 27 modèles élastoplastiques développés entre 1971 et 1981.

L'application de ces modèles a été facilitée notamment par le développement des outils de calcul numérique, qui permettent de gérer plus facilement la non linéarité du comportement du sol.

En effet, même s'il est possible de développer quelques solutions analytiques de la théorie de la consolidation pour des cas à géométries simples (Mandel, 1953 ; Cryer, 1963 ; Schiffman et al., 1969), des difficultés importantes sont généralement rencontrées dans la recherche d'une solution précise à la majorité des applications de l'ingénieur. C'est notamment pour cette raison que la recherche tend à se diriger vers les méthodes numériques, qui sont mieux adaptées au traitement des problèmes à géométries complexes et gérés par des lois de comportement non linéaires. Après une certaine période, où la méthode des différences finies a été largement appliquée pour résoudre les problèmes de consolidation unidimensionnels, la méthode des éléments finis a rapidement émergé comme la mieux adaptée aux problèmes bi- et tridimensionnels.

D'un autre côté, le développement des modèles a été accompagné d'une importante activité expérimentale, à la fois en laboratoire pour étudier le comportement rhéologique du sol et déterminer ses paramètres caractéristiques, et in situ pour analyser le comportement réel des ouvrages dans leur environnement et valider les modèles de calculs numériques.

Les laboratoires des Ponts et Chaussées ont notamment contribué à cette évolution. De 1970 à nos jours, ils ont mené un vaste programme de recherche suivant trois axes principaux : l'étude expérimentale, l'analyse théorique et la modélisation numérique.

Dans le domaine expérimental, divers travaux ont été menés d'une part sur des éprouvettes d'argile naturelle en laboratoire (Magnan et al., 1982b ; Magnan et Piyal, 1986 ; Khemissa et al., 1993), et d'autre part, sur des ouvrages en vraie grandeur pour étudier le comportement réel des sols en place (Magnan et al., 1983) et analyser les moyens adaptés à l'exploitation de tels essais (Magnan et al., 1981 ; Magnan et Mieussens, 1980 et 1981). Des travaux récents ont été consacrés à l'étude du comportement de remblais sur sols mous renforcés par une nappe de géotextile (Quaresma, 1992), et à l'effet de l'élargissement des remblais par modélisation expérimentale en centrifugeuse (Akou, 1995).

Ce programme de recherche a été accompagné de travaux théoriques (Magnan et Dufour, 1976 ; Magnan et Deroy, 1980) et de nombreux développements numériques (Magnan et al., 1982a ; Mouratidis et Magnan, 1983 ; Magnan, 1986 ; Lepidas et Magnan, 1990 ; entre autres). Ces travaux ont permis l'élaboration de plusieurs modules intégrés au code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, permettant de traiter les problèmes de géotechnique impliquant la consolidation du sol (figure VI.5).

Depuis la fin des années 1980, on observe peu d'évolutions dans la recherche sur le traitement de la consolidation des sols : l'intérêt s'est surtout porté sur l'amélioration des algorithmes de calcul et la résolution de certains problèmes numériques.

L'intérêt s'est aussi porté sur le calcul de la consolidation en grandes déformations et sur l'intégration des phénomènes de viscosité dans les modèles de comportement des argiles (Magnan, 1987).

Par ailleurs, il semble que l'on soit entré dans une période de "consolidation" des connaissances, où l'on s'intéresse principalement à la validation des concepts déjà établis pour le calcul d'ouvrages réels instrumentés et à la comparaison des résultats de calculs avec les mesures effectuées in situ pendant et après la construction des ouvrages.

Duncan (1994) a présenté un récent état des connaissances basé sur une revue de plus de cent travaux portant sur la modélisation numérique de différents types d'ouvrages géotechniques. Parmi ces travaux, plus de 50% traitent les déformations du sol en présence d'eau par analyses couplées en consolidation, notamment en présence de sols fins.

Par ailleurs, l'utilisation des modèles non linéaires pour représenter l'évolution des déformations des sols argileux dues aux variations de contraintes subies est aujourd'hui bien établie (Dysli, 1984, Magnan, 1987, Duncan, 1994). Les modèles existants dans la littérature peuvent être classés selon trois grandes familles :

- les modèles à base élastique, comme le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) ou le modèle multi-élastique d'Asoaka (1985),

- les modèles à base élastoplastique, comme les modèles Cam-Clay, Cam-Clay modifié et leurs dérivés (Magnan, 1986),

- les modèles élastoplastiques intégrant la viscosité, tels que le modèle de Sekigushi-Ohta (1977) et le modèle de Oka et al. (1986).

L'analyse des travaux cités par Duncan (1994), pour la modélisation de la consolidation autour d'ouvrages géotechniques construits dans des argiles, montre que les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifié sont toujours de nos jours les plus utilisés (tableau VI.1). Cela provient sans doute de la facilité de leur application et du nombre réduit des paramètres qu'ils comportent. De plus, ces paramètres sont facilement identifiables à partir de quelques essais classiques de mécanique des sols (essais oedométriques et triaxiaux).

D'un autre côté, on peut constater l'émergence des modèles élasto-viscoplastiques, qui permettent la prise en compte du fluage du sol parallèlement au phénomène de consolidation. L'un des modèles les plus utilisés est sans doute celui de Sekigushi et Ohta (1977), qui a fait l'objet de nombreuses applications à différents types d'ouvrages géotechniques (tableau VI.1).

Tableau VI.1 : Modèles de comportement les plus fréquemment utilisés pour la modélisation de la consolidation des argiles (tableau issu des travaux cités par Duncan, 1994).

Modèle	Nombre total d'applications	Répartition selon le type d'ouvrages			
		Remblais, barrages	Tunnels	Excavations	Autres
Cam-Clay	4	3	-	1	-
Cam-Clay modifié	18	12	2	2	2
Autres modèles élastoplastiques	11	5	1	2	3
Modèle de Sékigushi-Ohta (1977)	10	6	1	2	1
Autres modèles élasto-viscoplastiques	6	3	-	-	3
Total par type d'ouvrages		29	4	7	9

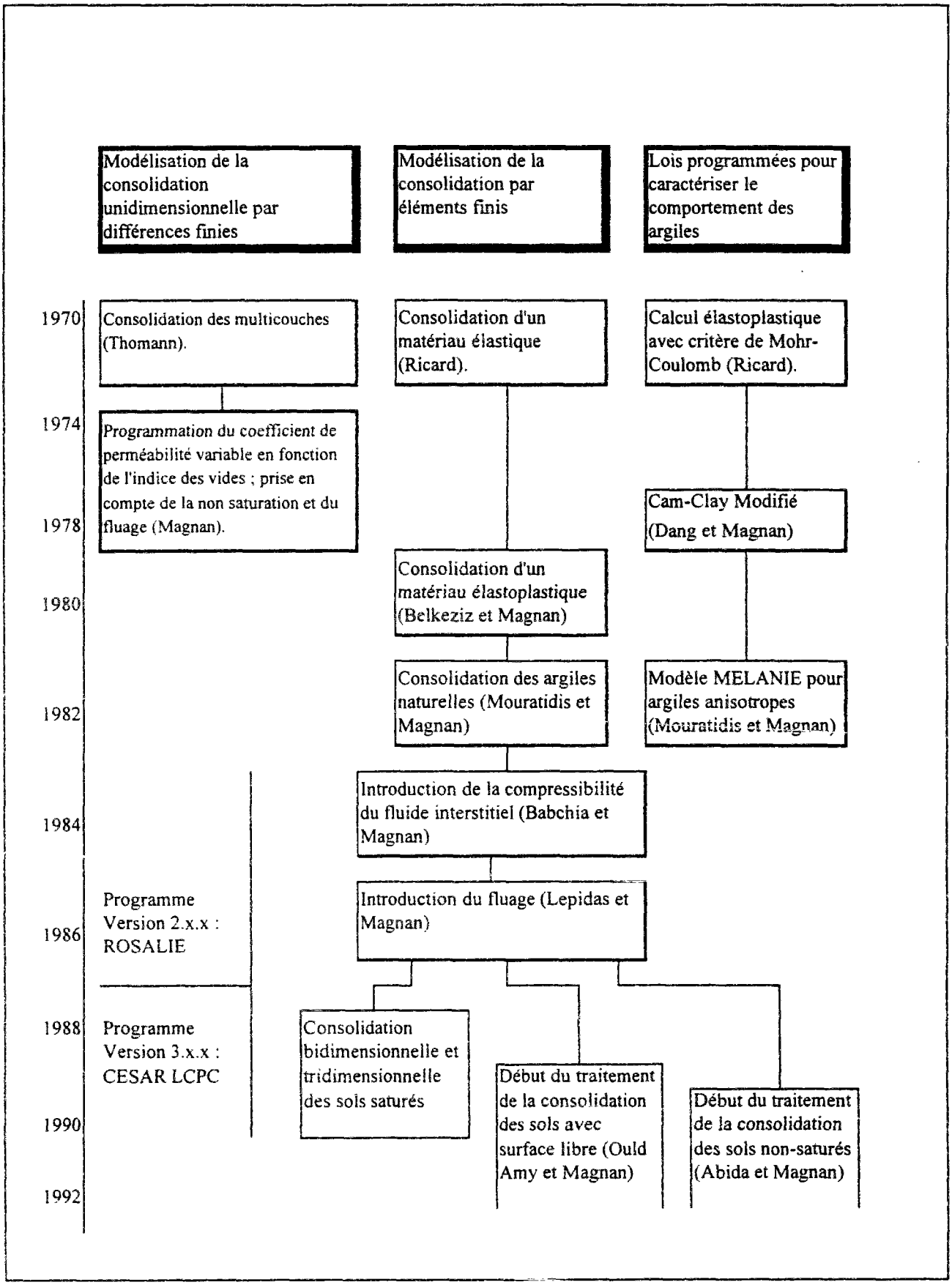


Figure VI.5 : Evolution du traitement de la consolidation des argiles dans CESAR-LCPC.

VI.2.3 Résolution du problème de consolidation des sols par la méthode des éléments finis

Le développement de l'utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols est dû essentiellement à certains précurseurs, parmi lesquels on doit citer : Zienkewicz, Sandhu et Desai.

La première formulation en éléments finis de la consolidation des sols a été l'oeuvre de Sandhu et Wilson (1969). Parmi les premiers travaux dans ce domaine, on doit citer également ceux de Christian et Boehmer (1970), Hwang et al. (1971) et Yokoo et al. (1971). Au LCPC, les premières applications ont été effectuées dans le cadre de la thèse de Ricard (1972-1974).

La formulation variationnelle du problème de la consolidation des sols est le résultat de l'application du principe variationnel, obtenu par intégration sur le domaine étudié (figure VI.6) des équations générales de la consolidation, couplant le comportement mécanique du squelette solide à l'écoulement des eaux interstitielles (équations groupées sur la figure VI.1).

Sous forme variationnelle, le problème conduit à la recherche d'un champ de déplacements virtuels admissibles "U" et d'une distribution de charge hydraulique "H" qui maximisent simultanément deux fonctionnelles F et J et vérifient :

$$dF = \int_{\Omega} \varepsilon^T E \delta\varepsilon \, d\Omega - \int_{\Omega} \gamma_w H \delta\theta \, d\Omega - \int_{\Omega} f_v^T \partial U \, d\Omega - \int_{S_\sigma} \bar{T}^T \partial U \, dS = 0 \qquad \text{(VI.2)}$$

$$dJ = \int_{\Omega} H_{,j}{}^T k^{ij} \delta H_{,i} \, d\Omega - \int_{\Omega} \dot{\varepsilon}_v \partial H d\Omega - \int_{S_\varphi} N(H) dS = 0 \qquad \text{(VI.3)}$$

dans lesquelles on a :

F : fonctionnelle relative aux équations d'équilibre et de comportement du squelette,
J : fonctionnelle relative aux équations de continuité et d'écoulement de l'eau interstitielle,
H et U : vecteurs de la charge hydraulique et des déplacements,
ε : tenseur des déformations,
$\dot{\varepsilon}_v$: dérivée de la déformation volumique ε_v par rapport au temps,
E : tenseur de déformabilité du squelette,
K : tenseur de perméabilité du sol,
γ_w : poids volumique de l'eau,
f_v : forces volumiques,
T : forces de surface appliquées au massif,
Ω : domaine étudié,
S : surface extérieur du domaine étudié,
S_σ : partie de la surface S soumise à des forces de surface,
N : fonction de la charge hydraulique, dépendant des conditions aux limites hydrauliques.

La minimisation des fonctionnelles F et J, après discrétisation spatiale en éléments finis, permet d'obtenir, au niveau élémentaire, une formulation matricielle qui se met sous la forme :

$$R.U(t) - C.H(t) = F(t) \quad \text{(VI.4)}$$

$$-C^T.U(t) - K.H(t) = -Q(t) \quad \text{(VI.5)}$$

Dans ces expressions, R et K représentent les matrices de rigidité correspondant respectivement à la déformabilité et à la perméabilité du massif, et C une matrice de couplage ; F désigne le vecteur de chargement et Q le vecteur des débits imposés.

Comme il s'agit d'un problème d'évolution dans le temps, on le traite en général par un algorithme d'intégration pas à pas, en fonction du temps. Le schéma d'intégration peut être implicite ou explicite.

Après l'intégration dans le temps et la fusion des deux équations, la résolution du problème se résume à celle d'une équation matricielle globale qui se met sous la forme :

$$G_{(dt)} \cdot V_{(t+dt)} = G'_{(dt)} \cdot V_{(t)} + L_{(dt)} \quad \text{(VI.6)}$$

G désignant la matrice de rigidité globale, V le vecteur des déplacements et des charges hydrauliques (solution recherchée), G' la matrice de rigidité du second membre, V le vecteur des déplacements et des charges hydrauliques, et L le vecteur des chargements mécanique et hydraulique.

Dans le cas où le comportement du sol est supposé linéaire, le système matriciel précédent est résolu à l'aide d'un algorithme numérique direct. Par contre, pour gérer une loi de comportement non linéaire, la résolution du système passe par l'écriture de la loi de comportement sous forme incrémentale et l'utilisation d'un algorithme itératif (figure VI.7).

Plusieurs approches peuvent être adoptées pour prendre en compte la non linéarité du comportement du sol. Les plus courantes sont la méthode des rigidités variables et la méthode des contraintes initiales. Dans la méthode des rigidités variables, on réactualise à chaque itération la matrice de rigidité globale, tandis que, dans la méthode des contraintes initiales, on garde une matrice de rigidité constante et on introduit dans l'équation mécanique un vecteur de forces traduisant l'effet des déformations plastiques. Le lecteur désireux de plus d'informations peut se reporter aux ouvrages de base de la méthode des éléments finis (Zienkiewicz, 1973 ; Dhatt et Touzot, 1981 ; Bathe, 1982).

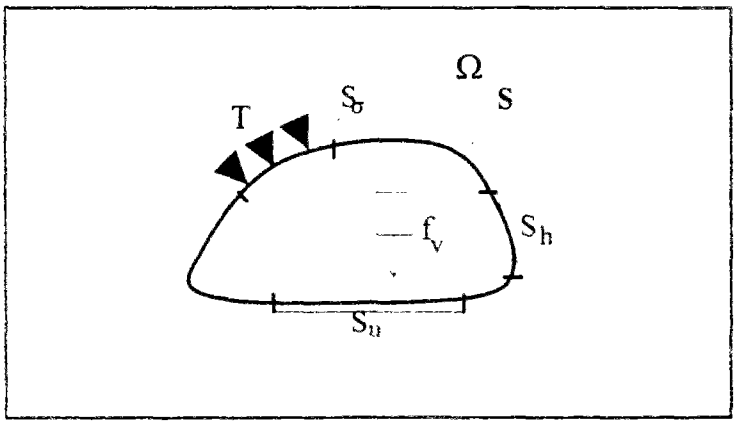


Figure VI.6 : Définition du chargement et des conditions aux limites pour un domaine Ω.

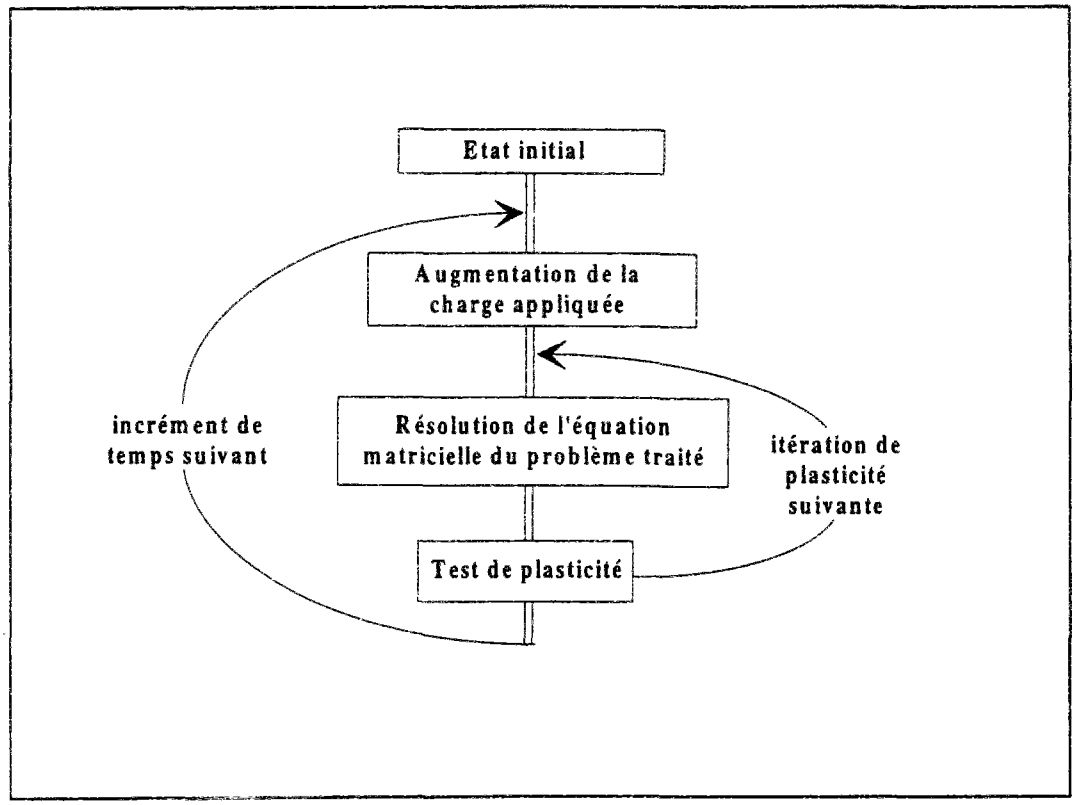


Figure VI.7 : Algorithme de traitement numérique d'un problème de consolidation élastoplastique.

VI.3 Modélisation de la consolidation des sols en présence de surface libre

VI.3.1 Généralités

L'analyse numérique de la construction d'un ouvrage dans un massif de sol où évolue une surface libre variable présente certaines difficultés au niveau de la modélisation des phénomènes de consolidation du sol dans la partie du massif où les pressions d'eau sont négatives. Ces problèmes touchent aux aspects hydrauliques et mécaniques de la consolidation.

Dans la première partie de ce rapport, nous avons présenté les difficultés théoriques et numériques liées à la présence d'une surface libre dans la modélisation des écoulements d'eau dans le sol. Nous avons, par ailleurs, montré comment ces problèmes ont été surmontés en appliquant le concept de continuité des écoulements entre les deux zones saturée et non-saturée de l'aquifère à travers l'approche monophasique de Richards (1931).

Du point de vue mécanique, la description du comportement du sol au-dessus de la surface libre n'est pas encore bien établie. Les principales difficultés proviennent de la complexité du phénomène de consolidation des sols non-saturés, notamment celle due à l'interaction entre les deux phases du fluide qui remplit les pores : l'air et l'eau. La faible quantité de résultats expérimentaux disponibles n'a permis jusqu'à nos jours qu'une avancée limitée dans ce domaine.

VI.3.2 Problèmes posés par la présence d'une surface libre

Trois séries d'interrogations se posent à l'ingénieur confronté à l'analyse du comportement d'un massif dont une partie peut être non-saturée. La première touche la notion de contraintes effectives:

- La notion des contraintes effectives de Terzaghi est-elle valable dans le domaine non-saturé? Sinon y a-t-il une notion alternative ?

La deuxième série de questions est relative aux modes de déformation du sol non-saturé et aux paramètres caractéristiques de son comportement :

- La déformabilité des sols non-saturés suit-elle les mêmes lois de comportement que pour les sols saturés?

- Un sol donné a-t-il les mêmes valeurs de paramètres mécaniques, qu'il soit saturé ou non-saturé?

La troisième série de questions concerne la définition de la rupture du matériau et ses paramètres caractéristiques :

- La rupture des sols non-saturés suit-elle les mêmes notions d'état critique que les sols saturés?

- Pour un sol donné, saturé ou non, les valeurs des paramètres définissant la rupture sont-elles les mêmes ?

Pour répondre à ces questions, différents travaux consacrés à l'étude du comportement non-saturé des sols sont actuellement en cours en France et à travers le monde. Ces travaux sont toutefois basés sur un certain nombre de développements antérieurs effectués depuis plus de 30 ans (Bishop, 1960 ; Bishop et Blight, 1963).

Bishop (1960) a proposé l'une des premières expressions définissant la contrainte effective dans un sol non-saturé. Basée sur le principe de Terzaghi, cette expression généralise celles données par un certain nombre de ses contemporains (Aitchison, 1960 ; Croney et Coleman, 1960 ; Jennings, 1960) ; elle s'écrit :

$$\sigma' = [\sigma - u_a] + \chi(S_r).[u_a - u_w] \qquad \text{(VI.7)}$$

u_a désignant la pression de l'air, u_w la pression de l'eau, et χ un paramètre dit "de Bishop" ; ce paramètre caractérise le pourcentage de pression interstitielle qui contribue à la contrainte effective. Il dépend du degré de saturation S_r et varie entre 1 (sol saturé) et 0 (sol sec).

Toutefois, la validité de cette expression a été largement critiquée par un certain nombre d'auteurs : Jennings et Burland (1962), Coleman (1962), Matyas et Radhakrishna (1968) et Fredlund et Morgenstern (1977). Le paramètre χ est surtout critiqué pour son incapacité à reproduire le comportement expérimentalement observé, l'empirisme lié à sa détermination, sa

dépendance vis-à-vis du chemin de contraintes suivi par le sol et la grande variabilité de la fonction reliant χ à S_r (figure VI.8).

D'autres auteurs contestent la validité de l'expression de Bishop en raison de son inaptitude à simuler l'effondrement observé dans certains sols durant l'humidification (augmentation de la teneur en eau) ou le gonflement de ces mêmes sols, selon la charge externe appliquée (Jennings et Burland, 1962).

Pour pallier ces inconvénients, Bishop et Blight (1963) ont préconisé une description du comportement du sol en considérant les variables $[\sigma - u_a]$ et $[u_a - u_w]$ séparément. Cette approche a été suivie par Matyas et Radhakrishna (1968) et Barden et al.(1969), qui ont obtenu une surface continue dans le plan $e-[\sigma-u_a]-[u_a-u_w]$ (figure VI.9). L'unicité de cette surface a été démontrée par la suite par Fredlund et Morgenstern (1976, 1977). Depuis, de nombreux chercheurs ont explicité leurs résultats en variables indépendantes et ont proposé plusieurs expressions pour décrire cette surface (Lloret et Alonso, 1985).

Toutefois, lorsqu'une hystérésis de saturation se produit, l'unicité de cette surface est compromise ; de plus, l'approche n'explique pas les phénomènes d'effondrement irréversible déjà cités. Les travaux d'Alonso et al. (1987) constituent une avancée importante dans ce domaine.

Alonso et al. (1987) ont proposé un modèle élastoplastique de comportement du sol, permettant notamment de décrire les phénomènes de gonflement et d'effondrement (figure VI.10). Ce modèle est basé sur l'existence de trois surfaces limites dans le plan $p - [u_a-u_w]$, p désignant la contrainte moyenne $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$. Les deux premières de ces surfaces, notées LC (loading collapse) et SI (suction increase), délimitent un domaine où le comportement du sol est pseudo-élastique. La troisième surface notée SD (suction decrease) décrit le gonflement éventuel du sol. L'humidification du sol provoque l'écrouissage de cette surface SD, accompagné d'un mouvement vers l'intérieur de la surface LC. Si le chemin de contraintes rencontre cette dernière, il y a effondrement irréversible de la structure du sol.

Ce concept a été étendu par Alonso et al. (1987) sur la base du modèle Cam-Clay modifié. Le modèle utilise une ellipse pour décrire la surface d'état limite dans le plan p-q (q désignant la contrainte déviatorique) et une courbe pour définir l'état critique du matériau. La seule différence par rapport au modèle Cam-Clay traditionnel des sols saturés réside dans le fait que la position de ces courbes dépend de la succion $[u_a-u_w]$ du sol (figure VI.10).

En France, des travaux sont effectués au Centre d'Enseignement et Recherche en Mécanique des Sols (CERMES-ENPC) depuis le début des années 1980 pour étudier le comportement des sols non-saturés en variables indépendantes (Delage, 1988). Ces travaux comportent des études expérimentales (Delage et al., 1987) et le développement d'un modèle de calcul numérique (Gatmiri, 1989 ; Nanda, 1989). Toutefois, les modèles en variables indépendantes sont encore en phase d'étude, du point de vue de la validation et de la détermination de leurs paramètres caractéristiques. Récemment, deux travaux de recherche se sont succédés au Laboratoire Central

des Ponts et Chaussées : Abida (1992) et Wone (1995). Ces travaux contribuent au développement, dans CESAR-LCPC, d'un modèle de calcul des sols non-saturés selon l'approche des variables indépendantes. Ils ont permis, entre autres, d'évaluer les difficultés rencontrées dans l'application de tels modèles notamment du point de vue des expérimentations délicates qu'ils nécessitent pour la détermination des nombreux paramètres indispensables à leur mise en oeuvre.

Dans le cadre de cette thèse, nous avons choisi d'approfondir une approche plus adaptée aux applications courantes de l'ingénieur en géotechnique. Celle-ci repose sur une généralisation appropriée du principe des contraintes effectives de Terzaghi, de manière à pouvoir appliquer les lois de comportement du sol saturé aussi bien dans les zones du massif où les pressions d'eau sont positives que dans celles où elles sont négatives.

Une approche dans ce sens a, notamment, été programmée dans le code CESAR-LCPC par Ould Amy et Magnan (1991). Des travaux comparables peuvent être trouvés dans la littérature. Les deux sections qui suivent sont consacrées à la description, d'une part, de l'approche suivie au LCPC, et, d'autre part, des approches utilisées dans d'autres centres de recherche.

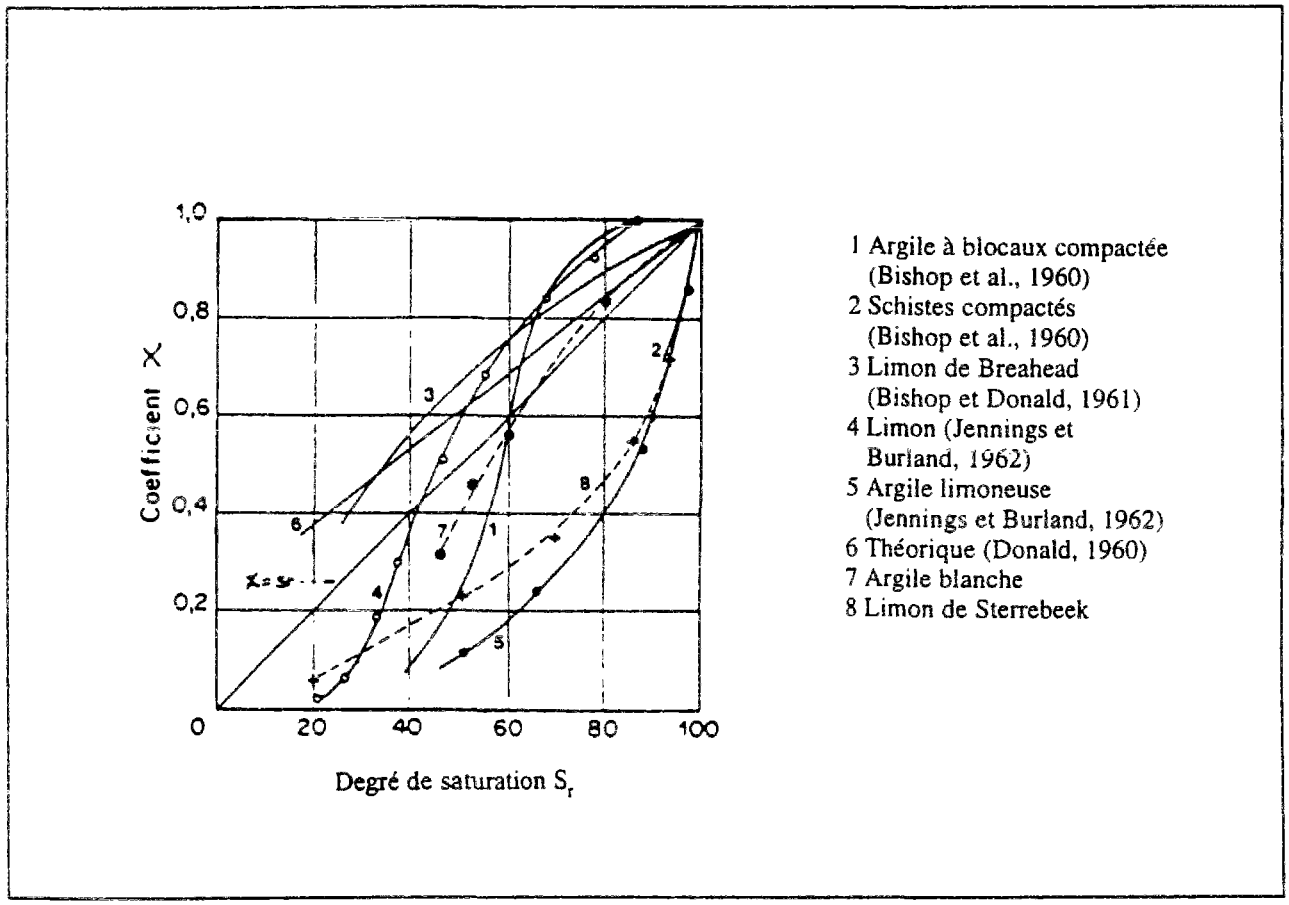


Figure VI.8 : Evolution du coefficient χ de Bishop avec le degré de saturation pour différents matériaux (Zerhouni, 1991).

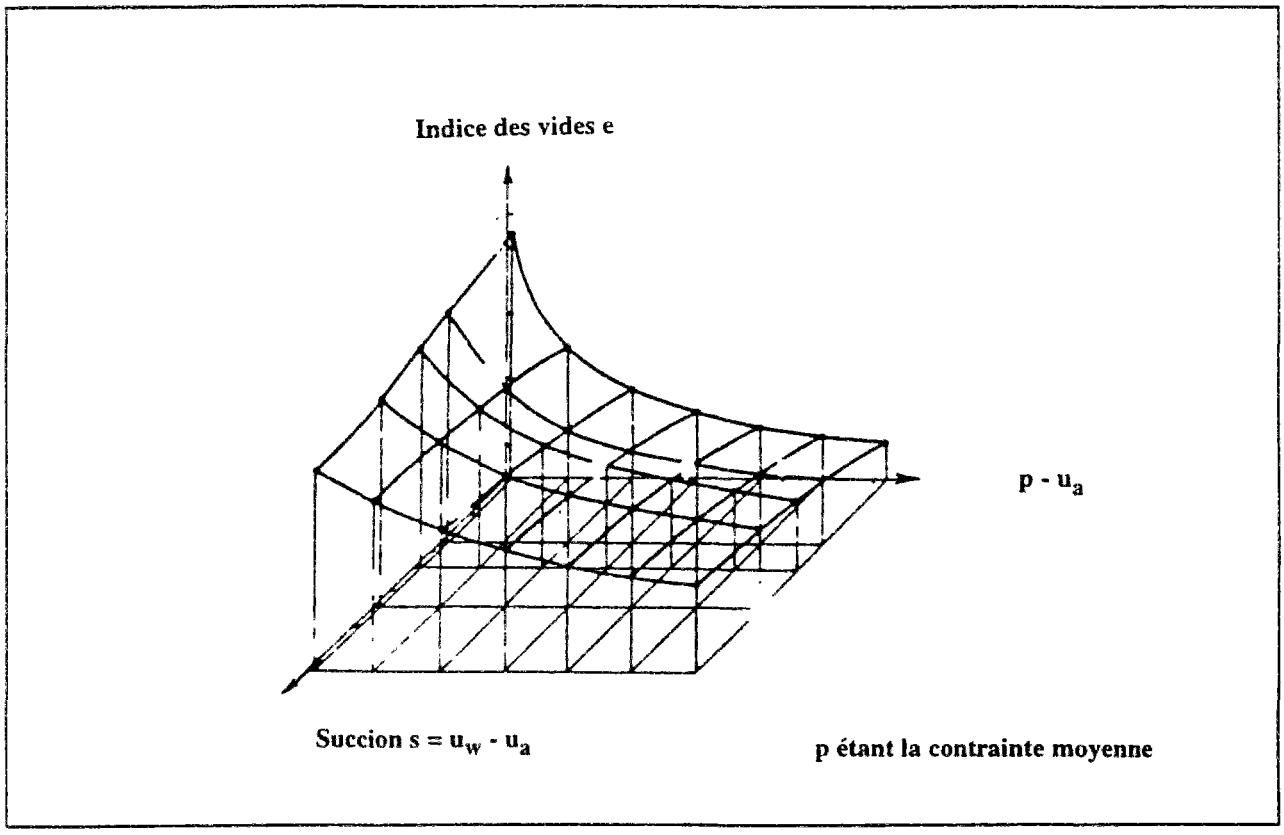


Figure VI.9 : Variation de volume dans le domaine des pressions négatives (Matyas et Radhakrishna, 1968).

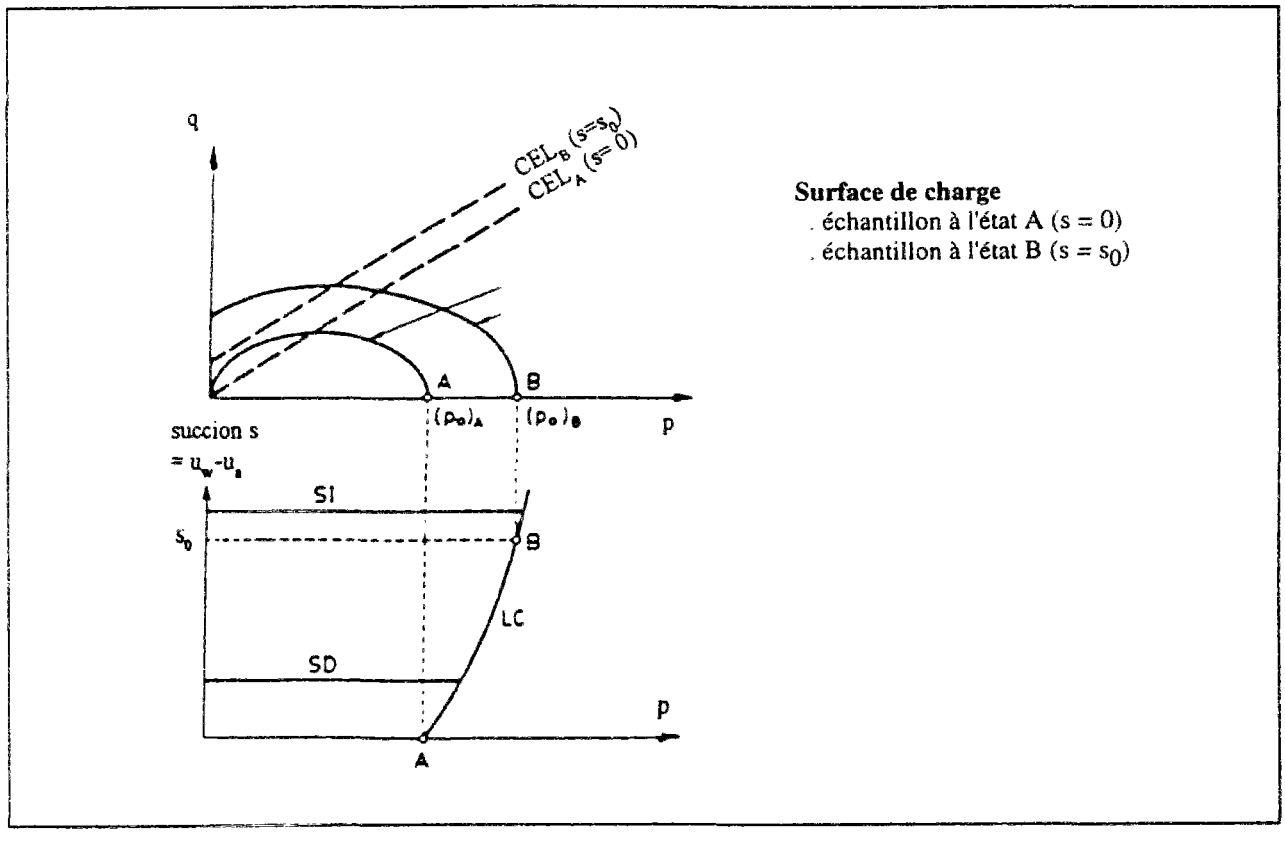


Figure VI.10 : Le modèle élastoplastique d'Alonso et al. (1987).

VI.3.3 Traitement de la consolidation avec surface libre dans CESAR-LCPC

VI.3.3.1 Généralités

Le traitement de la consolidation en présence de surface libre a été introduit dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC dans le cadre de la thèse d'Ould Amy (1989).

Le module mis au point est basé sur la combinaison de deux modules de calcul par éléments finis du code CESAR-LCPC : le premier module a été élaboré pour le traitement des problèmes de consolidation des sols saturés ; le deuxième module est relatif au calcul des écoulements en milieux poreux indéformables saturés ou non-saturés avec ou sans surface libre : module NSAT, largement exploité dans la première partie de cette thèse.

VI.3.3.2 Description de l'approche suivie dans CESAR-LCPC

Comme nous l'avons vu, l'éventuelle non saturation du sol au-dessus de la surface libre pose des difficultés physiques et théoriques majeures dans la modélisation des massifs concernés.

Pour éviter les controverses concernant la notion de contraintes effectives et la description des déformations des sols non-saturés, Ould Amy et Magnan (1991) ont établi une approche idéalisant le comportement mécanique et hydraulique du massif. Cette approche est basée sur les hypothèses suivantes :

H1 - sol homogène,
H2 - petites déformations,
H3 - incompressibilité des grains solides,
H4 - écoulement de Darcy,
H5 - découplage mécanique-hydraulique au-dessus de la surface libre.

De toute ces hypothèses, la dernière est sans doute la plus restrictive. Elle suppose qu'au-dessus de la surface libre la contrainte effective est indépendante de la pression interstitielle et que cette surface est aussi la limite supérieure du domaine de l'écoulement.

Deux principales considérations ont amené Ould Amy (1989) à adopter ces hypothèses :

1- Si l'on veut tenir compte d'un écoulement monophasique au-dessus de la surface libre dans le domaine non-saturé, il faut introduire la contrainte de Bishop ou toute autre relation ... or cette loi a été largement critiquée ... .

2- Il semble prouvé expérimentalement ... qu'au delà de la surface libre le comportement mécanique du squelette se rapproche sensiblement d'un comportement de massif sec ... .

Sur la base de ces considérations, Ould Amy (1989) a développé une formulation du problème de la consolidation des sols prenant en compte la présence d'une surface libre. Du point de vue

des contraintes, le modèle découple les phénomènes mécanique et hydraulique au-dessus de la surface libre (figure VI.11a). Cela revient à définir la notion des contraintes effectives comme suit (convention de signes de la mécanique des milieux continus):

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma'}} + u_w \underline{\underline{I}} \qquad \text{(dans le domaine au-dessous de la surface libre)} \qquad \text{(VI.8a)}$$

et

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma'}} \qquad \text{(dans le domaine au-dessus de la surface libre)} \qquad \text{(VI.8b)}$$

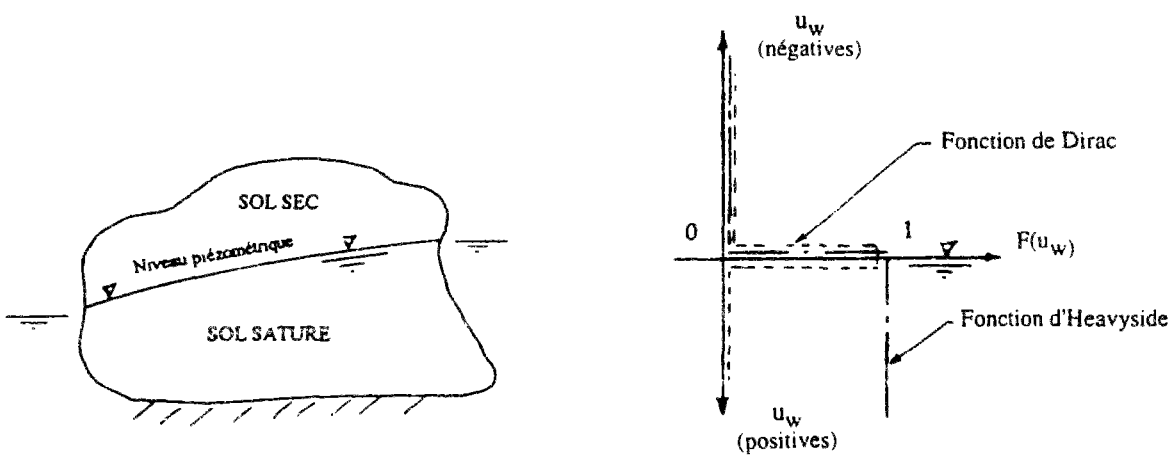
$\underline{\underline{\sigma}}$ et $\underline{\underline{\sigma'}}$ désignant respectivement le tenseur des contraintes totales et le tenseur des contraintes effectives, u_w la pression interstitielle et $\underline{\underline{I}}$ le tenseur unité.

Ceci se traduit dans l'équation d'équilibre mécanique par l'introduction d'une fonction du type Heavyside Y(p), dont la distribution est constante et égale à 1 dans le domaine situé au-dessous de la surface libre et nulle au-dessus de celle-ci (figure VI.11b) :

$$div\,\underline{\underline{\sigma'}} + Y(u_w).\vec{grad}\,u_w + \vec{f} = 0 \qquad \text{(VI.9)}$$

$\vec{f}$ représentant le vecteur des forces volumiques.

Une fois donnée la loi de comportement du squelette en contraintes effectives, l'équation d'équilibre ainsi définie permet de décrire les déformations du squelette dans la totalité du massif.



(a) Le modèle considéré

(b) Caractérisation du comportement au-dessus de la surface libre.

Figure VI.11 : Hypothèse de l'approche d'Ould Amy et Magnan (1991).

Du point de vue hydraulique, le modèle reprend l'équation de continuité de la masse fluide des sols saturés. Celle-ci s'écrit, au niveau élémentaire, sous la forme:

$$\frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} - \mathrm{div}(\rho_w \bar{v}) = 0 \qquad \text{(VI.10)}$$

où ρ_w représente la masse volumique du fluide, n la porosité du squelette, $\bar{v}$ la vitesse d'écoulement et t le temps.

En se basant sur la validité de la loi de Darcy, et après dérivation, l'équation de continuité de la masse fluide s'écrit:

$$-\mathrm{div}\,(k\,\overline{\mathrm{grad}\,h}) = \frac{1}{\rho_w}.\frac{\partial \rho_w}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial t} \qquad \text{(VI.11)}$$

k désignant le coefficient de perméabilité du sol saturé et h la charge hydraulique, définie égale à $-u_w/\gamma_w + z$, où z représente la cote du point considéré par rapport au niveau de référence et γ_w le poids volumique de l'eau.

En admettant que la compressibilité du fluide a_w est égale à $-1/\rho_w.\partial\rho_w/\partial u_w$, et après avoir écrit la relation donnant la variation de porosité (∂n) en fonction de l'incrément de déformations volumiques induites dans l'élément considéré $\partial(tr\varepsilon)$, l'équation obtenue par Ould Amy (1989) se met sous la forme:

$$-\mathrm{div}\,(k\,\overline{\mathrm{grad}\,h}) = n a_w \gamma_w.\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(tr\varepsilon)}{\partial t} \qquad \text{(VI.12)}$$

terme 1 *terme 2* *terme 3*

Ould Amy (1989) affecte aux trois termes de cette dernière équation une fonction du type Heavyside, pour restreindre son emploi au domaine saturé au-dessous de la surface libre.

Il introduit, par ailleurs, dans cette dernière formulation un terme supplémentaire (*terme 4*) destiné à décrire le mouvement de la surface libre. L'équation devient alors :

$$-Y(u_w).\mathrm{div}\,(k\,\overline{\mathrm{grad}\,h}) = Y(u_w).\left[n a_w \gamma_w.\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(tr\varepsilon)}{\partial t}\right] + \gamma_w \theta_{sat} \xi(u_w)\frac{\partial h}{\partial t} \qquad \text{(VI.13)}$$

terme 4

où θ_{sat} est la teneur en eau volumique à la saturation du sol, définie comme le rapport entre le volume d'eau qui remplit les pores et le volume total de l'élément considéré.

Ce quatrième terme est déduit de la cinématique du mouvement de la surface libre, en supposant que le volume d'écoulement pendant les descentes (ou les remontées) de cette surface est égal à la quantité d'eau remplissant les vides de la tranche qui se déssature (ou se sature) du fait du mouvement de la surface libre. Ce terme représente une forme d'emmagasinement localisé sur la surface libre, lié à la chute de teneur en eau au passage de cette surface. Cet

emmagasinement est simulé mathématiquement par une fonction de type Dirac $\xi(p)$, dont la valeur est égale à 1 au niveau de la surface libre et zéro dans le reste du domaine (figure VI.11b).

L'équation de continuité reliant le tenseur des déformations $\underline{\underline{\varepsilon}}$ et le vecteur des déplacements $\underline{u}$, dans le cadre de l'hypothèse des petites déformations, et l'expression de la loi de comportement fournissent les derniers compléments nécessaires à la résolution du problème.

VI.3.3.3 Analyse et commentaires

L'analyse de l'approche suivie pour le traitement de la consolidation des sols en présence de surface libre dans CESAR-LCPC nous a permis de mieux appréhender les domaines d'applicabilité du module de calcul. L'approche programmée repose sur un découplage au delà de la surface libre qui concerne à la fois les deux aspects hydraulique et mécanique de la consolidation. Du point de vue hydraulique, l'approche suppose, au delà de la surface libre, un massif sec et sans écoulement ; du point de vue mécanique, les contraintes effectives sont prises égales aux contraintes totales dans ce domaine.

Ces trois hypothèses fondamentales restreignent l'application du modèle de calcul. Dans le cas de la consolidation autour de tunnels construits dans l'argile, ces hypothèses ne semblent pas être adaptées. Dans un sol argileux, le rabattement du niveau piézométrique ne paraît pas pouvoir désaturer la partie de l'aquifère au-dessus de la surface libre, où le comportement de l'aquifère se rapproche plus du comportement d'un massif saturé que de celui d'un sol sec.

Par ailleurs, les résultats présentés dans la première partie de cette thèse semblent indiquer que l'écoulement au-dessus de la surface libre peut être d'une grande importance, dans la mesure où il réalimente la nappe, ralentit le rabattement et affecte l'évolution des pressions interstitielles dans la totalité du massif. Il influence, par conséquent, les déformations induites par la consolidation.

Du point de vue mécanique, la définition des contraintes effectives adoptée dans l'approche d'Ould Amy considère que les contraintes qui régissent le comportement du sol au-dessus de la surface libre sont les contraintes totales. Elle ne résout pas le problème quant à la détermination de la part de contrainte appliquée au squelette, dont dépendent les déformations du sol. Par ailleurs, l'approche suivie utilise les mêmes lois de comportement dans les zones saturées et sèches de l'aquifère. Elle ne permet pas de considérer l'influence de la désaturation sur le comportement mécanique du sol.

Différentes approches nous ont semblé adaptées pour étendre le domaine d'applicabilité de ce modèle au traitement du creusement de tunnels dans l'argile. Toutefois, et par souci de cohérence, nous avons voulu d'abord étudier les travaux antérieurs effectués par d'autres chercheurs pour traiter de la consolidation des sols en présence de surface libre. Une recherche bibliographique a été menée, débouchant sur un certain nombre de travaux publiés ; ceux-ci sont décrits et analysés dans la section suivante.

VI.3.4 Traitement de la consolidation avec surface libre - Synthèse bibliographique

VI.3.4.1 Généralités

Le couplage hydro-mécanique en présence de surface libre intéresse les spécialistes de différents domaines des sciences de l'ingénieur : hydrogéologie, génie civil. Pour cette raison, les travaux antérieurs que nous avons pu collecter ont des origines diverses.

Ces travaux suivent différents types d'approches ; ils peuvent être classés en trois principales familles. La première est celle des hydrogéologues qui s'intéressent en premier lieu à l'écoulement des eaux souterraines et au mouvement des nappes ; les déformations induites par ces mouvements étant limitées, la déformabilité du sol vient au second plan dans leurs approches (Narasimhan et Witherspoon, 1977). La deuxième famille s'intéresse plus particulièrement à l'aspect mécanique du phénomène, reléguant le problème hydraulique au second plan ; c'est le cas des travaux de Li et Desai (1983), Dysli et Rybisar (1988) et Borja (1992). Enfin, des approches traitant les deux aspects hydraulique et mécanique au même niveau d'importance ont été adoptées par Akai et al. (1979), Schrefler et Simoni (1988), Hsi et Small (1992a).

VI.3.4.2 Description des travaux

Le tableau VI.2 résume les principales caractéristiques des approches utilisées dans ces différents travaux pour traiter du couplage hydro-mécanique en présence de surface libre. Il donne également la méthode de résolution adoptée. Le tableau VI.3 décrit les calculs de validation effectués par les auteurs, les études paramétriques et les applications à des ouvrages réels ainsi que les résultats obtenus dans la comparaison aux mesures effectuées sur le terrain.

L'une des approches les plus complètes du point de vue hydraulique est sans doute celle de Narasimhan et Witherspoon (1977, 1978a). Elle considère la continuité des écoulements entre zones saturées et non-saturées de l'aquifère à travers les relations bien établies par l'expérience entre la teneur en eau volumique et le coefficient de perméabilité du sol, d'une part, et la pression interstitielle négative, d'autre part (figure VI.12a). De plus, l'équation régissant les phénomènes hydrauliques permet de considérer les trois sources d'emmagasinement, à savoir la compressibilité de l'eau, la désaturation des vides et la déformabilité du squelette.

Du point de vue mécanique, l'approche adopte les principes de Bishop pour la description des contraintes effectives dans la partie désaturée du massif. Etablie pour des applications hydrogéologiques, où les déformations du sol sont essentiellement verticales et dues à l'évolution des pressions interstitielles dans le massif, l'approche de Narasimhan et Witherspoon (1977, 1978a) utilise une loi oedométrique reliant les déformations du sol aux variations des contraintes moyennes. Cette approche a fait l'objet d'un bon nombre de calculs (Narasimhan et Witherspoon, 1978b), dont les plus importants sont décrits dans le tableau VI.3.

Tableau VI.2 : Modélisation de la consolidation des sols en présence de surface libre - Caractéristiques des travaux antérieurs

Auteurs	Couplage		Aspect hydraulique					Aspect mécanique				
	Mode de résolution numérique	Mode de couplage	Régime de l'analyse	Emmagasinement hydraulique	Description physique de l'évolution de la surface libre	Ecoulement au dessus de la S.L.	Traitement numérique de la S.L.	Loi de comportement du squelette	Traitement de la non-linéarité mécanique	Couplage au dessus de la S.L.	Contraintes au dessus de la S.L.	Poids volumique au-dessus de la S.L.
Narasimhan et Witherspoon (1977, 1978a, 1978b)	Résolution couplée	CP	RT	Déformabilité du squelette, compressibilité du fluide, désaturation des pores.	Degré de saturation : S_r fonction non-linéaire de la pression négative s (succion).	Perméabilité relative fonction non-linéaire de s $k_r(s)$, s étant la succion.		Loi non-linéaire oedométrique.	_____	oui	Contraintes effectives de Bishop.	_____
Akai et al. (1979) Ohnishi et al. (1982)	Résolution couplée	CP	RT	Déformabilité du squelette et désaturation des pores.	Teneur en eau volumique θ(s) : fonction exponentielle.	$k_r(s)$: fonction non-linéaire.	MN	Elastoplastique parfaite (Mohr-Coulomb).	_____	oui	Contraintes effectives de Bishop.	Fonction du degré de saturation
Li et Desai (1983)	Résolution alternée	CF	RT	Coefficient d'emmagasinement global : S.	S régit le mouvement de la surface libre.	$k_r(s)$ linéaire avec valeur minimale.	MR	Elastique, Hyperbolique, Drucker-Prager.	CI	oui	Contraintes totales.	Sol sec
Dysli et Rybisar (1988)	Résolution alternée	CF	RT	Coefficient d'emmagasinement global : S.	S régit le mouvement de la surface libre.	$k_r(s)$ fonction non-linéaire.		Elastique, élasto-plastique parfaite (Von-Mises)		oui	Contraintes effectives de Terzaghi.	Sol saturé
Schrefler et Simoni (1988)	Résolution couplée	CF	RT	Déformabilité du squelette, compressibilité des grains et du fluide, désaturation des pores.	$S_r(s)$: fonction non-linéaire.	$k_r(s)$ fonction non-linéaire.	MP	Elasto-plastique (Lewis et Schrefler, 1987).		oui	Contraintes effectives de Bishop.	Fonction du degré de saturation
Ould Amy et Magnan (1991)	Résolution couplée	CP	RT	Déformabilité du squelette, compressibilité du fluide, désaturation des pores.	θ(s) : fonction d'Heavyside.	_____	MP	Elastique.	CI	non	Contraintes totales.	Sol saturé
Borja (1992) Kishnani et Borja (1993)	Résolution alternée	CF	RP	_____	M(s) : paramètre de pénalisation : fonction d'Heavyside.	_____	MR	Elastique, Drucker-Prager, Cam-Clay modifié	RV	non	Contraintes totales.	Sol saturé
Hsi et Small (1992a,1992b, 1992c, 1993)	Résolution couplée	CP	RT	Coefficient d'emmagasinement global S.	S régit le mouvement de la surface libre.	$k_r(s)$ linéaire avec limite minimale.	MR	Elastique, Cam-Clay.	CI	oui	Contraintes effectives de Bishop.	Sol saturé

CP = Couplage par les Pressions et les déplacements
CF = Couplage par les Forces d'écoulements

RP = Régime Permanent
RT = Régime Transitoire

MR = Méthodes des Résidus
MP = Méthode du Point fixe
MN = Méthode de Newton-Raphson

RV= méthode des Rigidités Variables
CI = méthodes des Contraintes Initiales

Tableau VI.3 : Modélisation de la consolidation en présence de surface libre - Applications décrites dans la littérature

Auteurs	Type de calcul	Sujet de l'application	Type de sol	Loi de comportement	Résultats de calculs	Commentaires
Narasimhan et Witherspoon (1978b)	TV	Drainage vertical d'une colonne de sol (Liakopoulos, 1965)	Sable de Del Monte	Loi oedométrique	Evolution de la distribution verticale des pressions interstitielles et évolution du débit sortant.	Bonne similitude avec les résultats expérimentaux de Liakopoulos (1965)
	TV	Drainage plan à travers une boîte de sol	Sable	Loi oedométrique	Evolution dans le temps du niveau piézométrique et des débits de sortie.	Une très bonne concordance est obtenue dans la comparaison avec les mesures expérimentales et les résultats numériques de Vauclin et al. (1976)
	EP	Consolidation autour d'une excavation verticale	Argile molle de San-Francisco	Loi oedométrique	Evolution dans le temps de la surface libre, des pressions d'eau, des déplacements verticaux en surface et du soulèvement du fonds de fouille.	Bonne concordance des résultats avec les observations de Peck (1969)
Ohnishi et al. (1982)	EP	Stabilité d'une pente exposée à un écoulement réalimenté par un tunnel hydraulique.	Roche	Elasto-plastique. (Mohr-Coulomb)	Etude de l'évolution des pressions interstitielles dans le terrain ; évolution des zones en rupture.	Un étanchement de la galerie sur une distance de 130 mètres est nécessaire à la stabilité de la pente
Li et Desai (1983)	TV	Ecoulement transitoire à travers un modèle visqueux simulant un barrage.	———	Milieu indéformable	Evolution de la surface libre dans le temps	Concordance entre résultats numériques et expérimentaux très satisfaisante
	CO	Barrage d'Oroville	Corps du barrage en enrochements et noyau d'argile	Hyperbolique	Comparaison entre les déplacements verticaux et horizontaux calculés, mesurés sur chantier et ceux obtenus par l'approche non-drainée de Nobari et Duncan (1979).	Les résultats de l'analyse couplée sont plus proches des mesures. Toutefois, au voisinage du noyau les résultats surestiment les déplacements du sol.
Dysli et Rybisar (1988)	EP	Ecoulement vers un puits	Limon	Elastique	Etude de l'influence de la prise en compte de l'écoulement non-saturé sur les pressions interstitielles dans le terrain.	La relation $k_r(s)$ modifie sensiblement la distribution des pressions interstitielles négatives.
Schrefler et Simoni (1988)	TV	Drainage vertical d'une colonne de sol (Liakopoulos,1965)	Sable de Del Monte	Elastique	Distribution verticale des pressions interstitielles, calculs pour milieu indéformable et pour milieu déformable.	Résultats du calcul indéformable non satisfaisants, notamment à court terme, résultats en milieu déformable très sensibles à la valeur du module E.
Ould Amy et Magnan (1991)	CO	Digue de Maurepas-Courance (Delfaut et al, 1984)	Fondation : argile, marnes, calcaire. Barrage en enrochements et noyau de limon	Elastique	Evolution des tassements et des déplacements horizontaux durant la construction. Evolution de la distribution des pressions interstitielles durant le remplissage.	Bonne concordance entre les résultats de calculs et les mesures de tassements effectués pendant la construction.

TV = Test de Validation | EP = Etudes Paramétriques | CO = Calcul d'Ouvrage réel

Tableau VI.3 (suite) : Modélisation de la consolidation en présence de surface libre - Applications décrites dans la littérature

Auteurs	Type de calcul	Sujet de l'application	Type de sol	Loi de comportement	Résultats de calculs	Commentaires
Borja (1992)	EP	Excavation d'une partie d'une colonne verticale	Cas 1 : sable Cas 2 : argile	Elastique Drucker-Prager Cam-Clay modifié	Comparaison entre le comportement élastique, le comportement dilatant des sables et le comportement contractant des argiles en analyses couplée et non-drainée.	La différence entre les deux analyses est importante dans le cas de l'argile, notamment à la base de la paroi.
	CO	Excavation verticale butonnée de l'avenue Ranken à San-Francisco	Argile molle de San-Francisco	Elastique	Comparaison des résultats de calculs couplés et non-drainés avec les mesures de la déformée de la paroi.	Les résultats sous-estiment les déplacements dans la partie haute de la paroi et les surestiment à la base.
Kishnani et Borja (1993)	EP	Excavation verticale butonnée	Argile	Cam-Clay modifié	Etude de l'influence du frottement sol-palplanche sur la poussée latérale appliquée à la paroi et la déformée de cette dernière.	L'analyse couplée montre une poussée sur la paroi et une déformée moins importante. Toutefois, les tassements sont plus important. Le frottement sol-paroi réduit les tassements et les déplacements horizontaux.
	CO	Excavation verticale butonnée : Centre de Greenway pour le Contrôle de la Pollution, Canada.	Sable dense	Drucker-Prager	Comparaison des résultats de calculs couplés avec et sans frottement sol-palplanche avec les mesures des forces dans les butons et la déformée du rideau.	Pressions dans les butons surestimées par les calculs ; déformée obtenue beaucoup plus réduite que celle mesurée sur le chantier.
Hsi et Small (1992a)	TV	Excavation monodimensionnelle d'une colonne verticale	Argile	Elastique	Evolution de la distribution verticale des pressions interstitielles. Comparaison avec les résultats d'Osaimi et Clough (1979) effectués sans surface libre.	Les pressions interstitielles sont moins importantes que dans l'étude d'Osaimi et Clough (1979).
	TV	Une excavation à paroi verticale	Sable	Elastique	Evolution de la surface libre, des tassements et des déplacements horizontaux au niveau de la paroi.	Résultats en concordance avec les comportements observés dans de pareils chantiers.
Hsi et Small (1992b)	TV	Une excavation à paroi butonnée	Argile	Cam-Clay	Distribution des pressions interstitielles, des déplacements horizontaux et verticaux des contraintes de cisaillement et des zones plastifiées.	Résultats cohérents avec les observations de Peck (1969).
Hsi et Small (1992c)	CO	Excavation instrumentée pour la station de pompage de Chung-Chow (Taiwan)	Multicouches d'argiles limoneuses et de sables limoneux	Elastique	Comparaison des résultats obtenus par rapport aux mesures du niveau piézométrique et des tassements de surface.	Résultats proches des mesures effectuées pendant les travaux d'excavation.
Hsi et Small (1993)	CO	Excavation à paroi butonnée pour les fondations du bâtiment Hong-Hsi Garden Field (Taiwan)	Argiles limoneuses	Cam-Clay	Comparaison entre les résultats de calcul et les mesures de tassements de surface, de soulèvement du fond de fouille, de déformée de la palplanche, des forces dans les butons et du niveau piézométrique.	Bonne concordance du point de vue des déplacements et des forces appliquées aux butons pour différentes dates du chantier ; résultats moins satisfaisants en ce qui concerne le niveau piézométrique.

TV = Test de Validation | EP = Etudes Paramétriques | CO = Calcul d'Ouvrage réel

Le cas d'une fouille verticale réalisée dans l'argile molle de San-Francisco est, notamment, traité. La modélisation de l'ouvrage considère un soutènement flexible et imperméable. L'évolution des pressions interstitielles autour de l'ouvrage et celle de la surface libre sont représentées sur la figure VI.12b. Les déplacements horizontaux et verticaux calculés concordent avec la description établie par Peck (1969).

D'un autre côté, Borja (1992) a établi une approche qui donne plus d'importance à l'aspect mécanique en considérant un massif sec au-dessus du niveau piézométrique. Cette approche est basée sur une résolution alternée par la méthode des forces d'écoulement en considérant l'évolution hydraulique comme une succession d'états en régime permanent. Dans cette approche, le traitement du couplage au-dessus de la surface libre est similaire à celui d'Ould Amy et Magnan (1991), dans la mesure où il n'y a dans cette région ni écoulement, ni couplage entre les contraintes effectives et les pressions interstitielles. Les contraintes au-dessus de la surface libre sont identifiées aux contraintes totales.

L'approche de Li et Desai (1983) est également basée sur une résolution alternée par la méthode des forces d'écoulements, mais tient compte de l'évolution hydraulique dans le massif. Ceci est effectué à travers l'introduction d'un coefficient d'emmagasinement global, qui permet de gérer le mouvement de la surface libre.

Par ailleurs, cette approche tient compte également de la continuité de l'écoulement à travers la surface libre par l'intermédiaire d'une loi linéaire décrivant les variations de perméabilité en fonction des pressions interstitielles négatives. Une valeur minimale est par ailleurs attribuée au coefficient de perméabilité du sol, conformément aux observations expérimentales établies dans ce domaine. La figure VI.13 illustre la relation $k(u_w)$ adoptée et le principe de base du couplage par la méthode des forces d'écoulement.

De ce point de vue, le couplage considéré par Li et Desai (1983) admet que les contraintes effectives au-dessus de la surface libre sont égales aux contraintes totales. Toutefois, Li et Desai (1983) utilisent le poids volumique du sol sec au-dessus de la nappe.

Cette approche a été appliquée pour le calcul du barrage d'Oroville, précédemment traité par Nobari et Duncan (1979) en conditions non drainées. Les résultats de l'analyse sont plus proches des mesures in situ ; toutefois, les calculs surestiment les déplacements au voisinage du noyau argileux.

Une résolution alternée a, par ailleurs, été adoptée par Dysli et Rybisar (1988). Le modèle repose sur le couplage entre deux codes de calculs (figure VI.14a) : le premier résout le problème hydraulique, les résultats étant injectés dans un deuxième code qui effectue le calcul mécanique. La résolution est obtenue par itérations successives à l'aide d'un troisième programme, qui assure la liaison entre les deux codes de calculs et vérifie, à chaque pas de temps, la convergence des résultats.

L'approche de Dysli et Rybisar (1988) permet de considérer la continuité de l'écoulement entre zones saturées et non-saturées de l'aquifère à travers une variation non-linéaire de la perméabilité

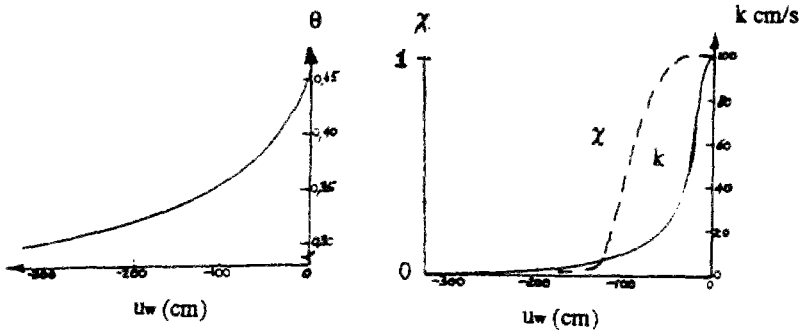
du sol en fonction de la distribution des pressions interstitielles dans le massif. Toutefois, cette approche utilise le même traitement mécanique au-dessus et au-dessous de la surface libre. Le couplage est assuré dans l'ensemble du massif par le principe des contraintes effectives de Terzaghi. Dysli et Rybisar (1988) ont appliqué ce modèle au calcul des écoulements et des déformations autour d'un puits. Les résultats obtenus mettent en évidence l'impact de l'écoulement au-dessus de la surface libre sur les pressions interstitielles induites dans le massif (figure VI.14b).

L'approche proposée par Schrefler et Simoni (1988) permet une représentation plus fine des phénomènes. Elle repose sur une résolution couplée utilisant les déplacements et les pressions interstitielles comme variables de calcul. L'évolution de la surface libre est décrite à partir de la variation du degré de saturation de l'aquifère. L'emmagasinement hydraulique est caractérisé par les compressibilités du fluide et des grains solides, la déformabilité du squelette et la désaturation des pores. Au-dessus de la surface libre, l'écoulement est décrit par une relation non linéaire entre le coefficient de perméabilité et la pression négative. Le couplage y est régi par la notion de contraintes effectives de Bishop. Toutefois, cette approche n'a fait l'objet que d'un seul test de validation, ce qui ne permet pas d'apprécier véritablement son champ d'application. Il s'agit du cas d'une colonne de sable drainée verticalement, étudié expérimentalement par Liakopoulos (1965) et traité numériquement par Narasimhan et Witherspoon (1978b). Les résultats de calcul obtenus par Schrefler et Simoni (1988) permettent d'approcher les valeurs des pressions négatives enregistrées au cours des essais.

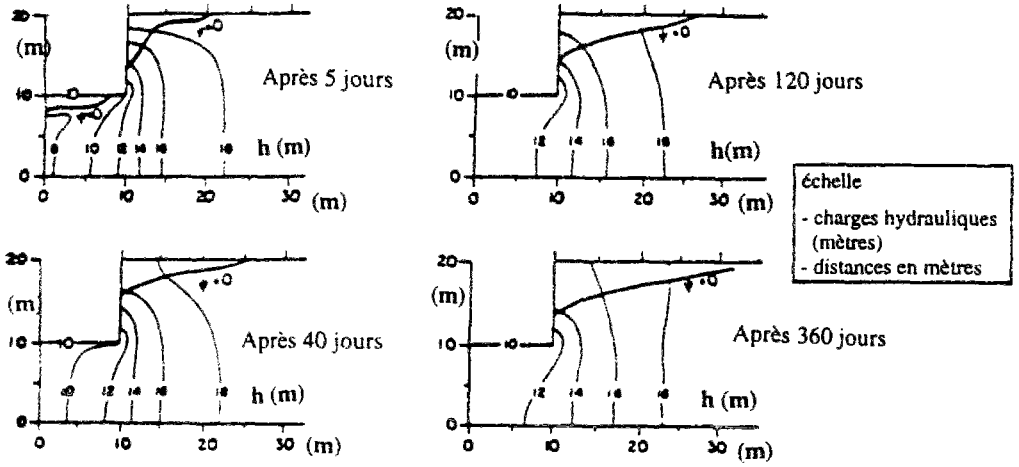
Une approche similaire a, par ailleurs, été proposée par Akai et al. (1979). Elle intègre l'écoulement au-dessus de la surface libre, dont l'évolution est décrite à partir de la variation du degré de saturation. Du point de vue mécanique, le couplage est effectué à travers les principes de Bishop. D'autre part, le poids volumique du sol est relié à son degré de saturation. L'application de cette approche a permis à Ohnishi et al. (1982) de vérifier la stabilité d'une pente naturelle en site rocheux, site choisi pour la construction d'un tunnel hydraulique en charge. La remontée de la nappe et la distribution des pressions interstitielles obtenues par le calcul sont représentées sur la figure VI.15 pour deux configurations : tunnel complètement perméable (figure VI.15a) et tunnel à paroi imperméabilisée sur une longueur de 130 mètres (figure VI.15b).

Enfin, la plus récente des approches proposées dans la littérature est celle de Hsi et Small (1992a et 1992b). C'est aussi l'approche qui a fait l'objet du plus grand nombre d'applications (tableau VI.3).

Du point de vue hydraulique, l'approche de Hsi et Small (1992a) est similaire à celle de Li et Desai (1983). Par contre, le couplage est géré par la notion des contraintes effectives de Bishop et le poids volumique du sol au-dessus de la surface libre est celui du sol saturé. Par ailleurs, l'approche repose sur un couplage simultané, les variables de calcul étant constituées par les pressions d'eau et les déplacements. Cette approche a notamment été appliquée à la modélisation d'une excavation réalisée dans la station de pompage de Chung-Chow (Hsi et Small, 1992c). Les résultats des calculs permettent de retrouver l'évolution observée du niveau piézométrique de la nappe et des tassements de surface (figure VI.16).



(a) Description du comportement au-dessus de la surface libre.



(b) Evolution du niveau piézométrique et des équipotentielles autour d'une excavation réalisée dans une argile compressible.

Figure VI.12 : Modélisation de la consolidation avec surface libre - approche de Narasimhan et Witherspoon (1977, 1978a, 1978b).

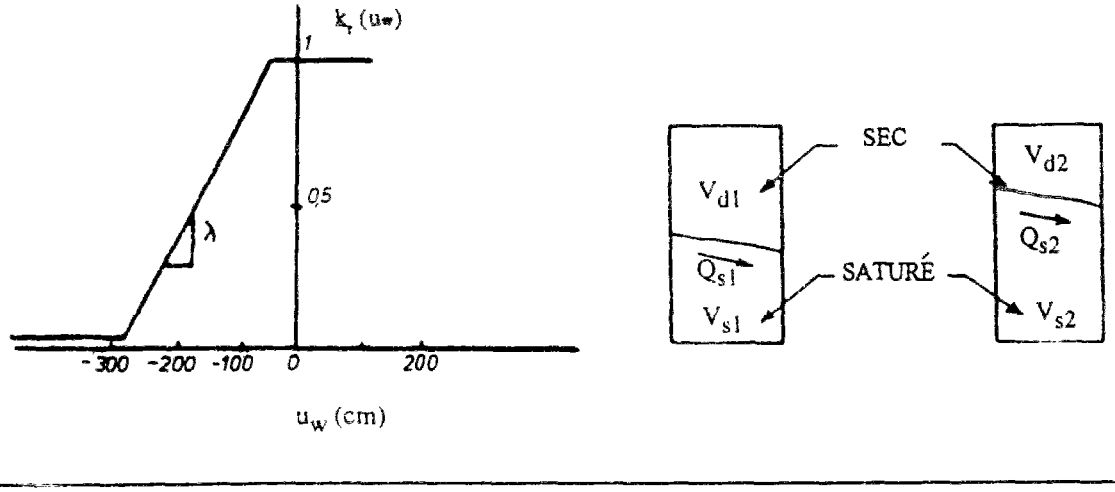
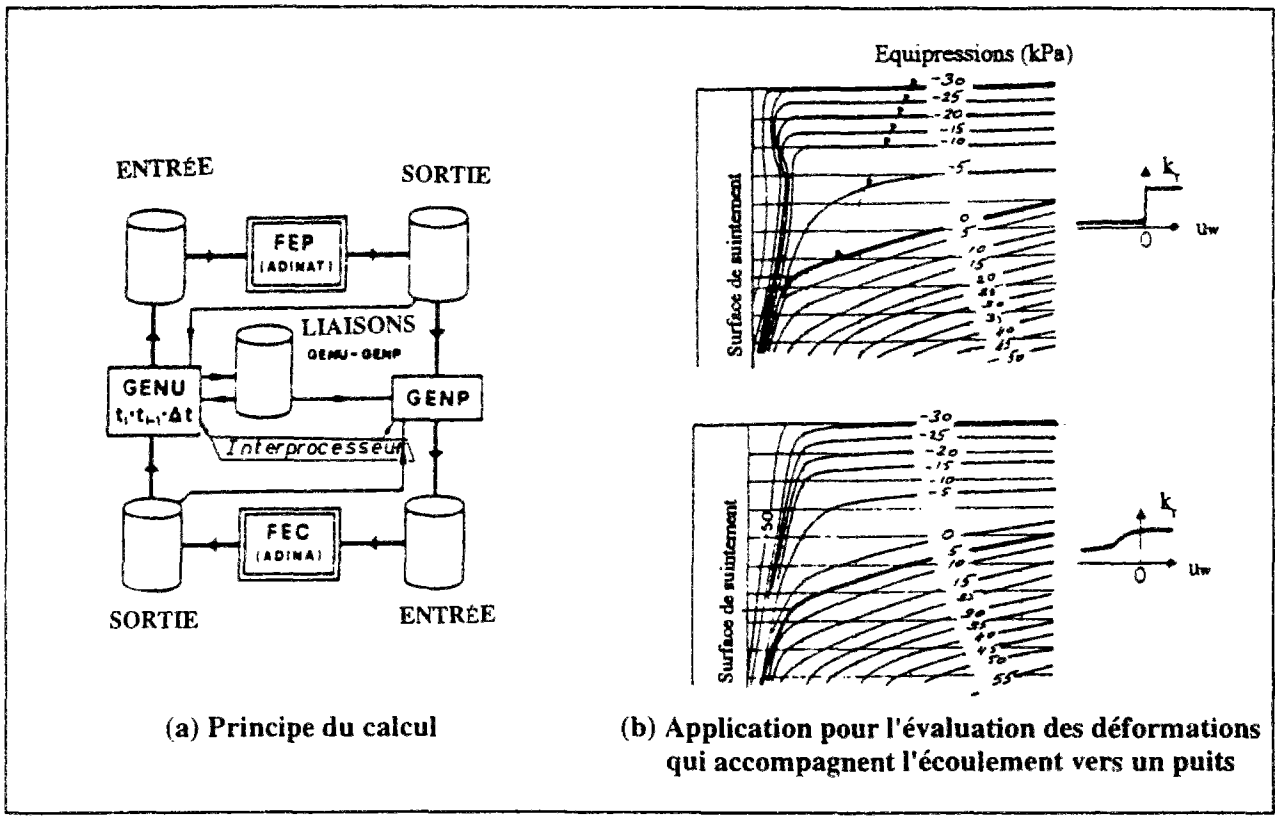


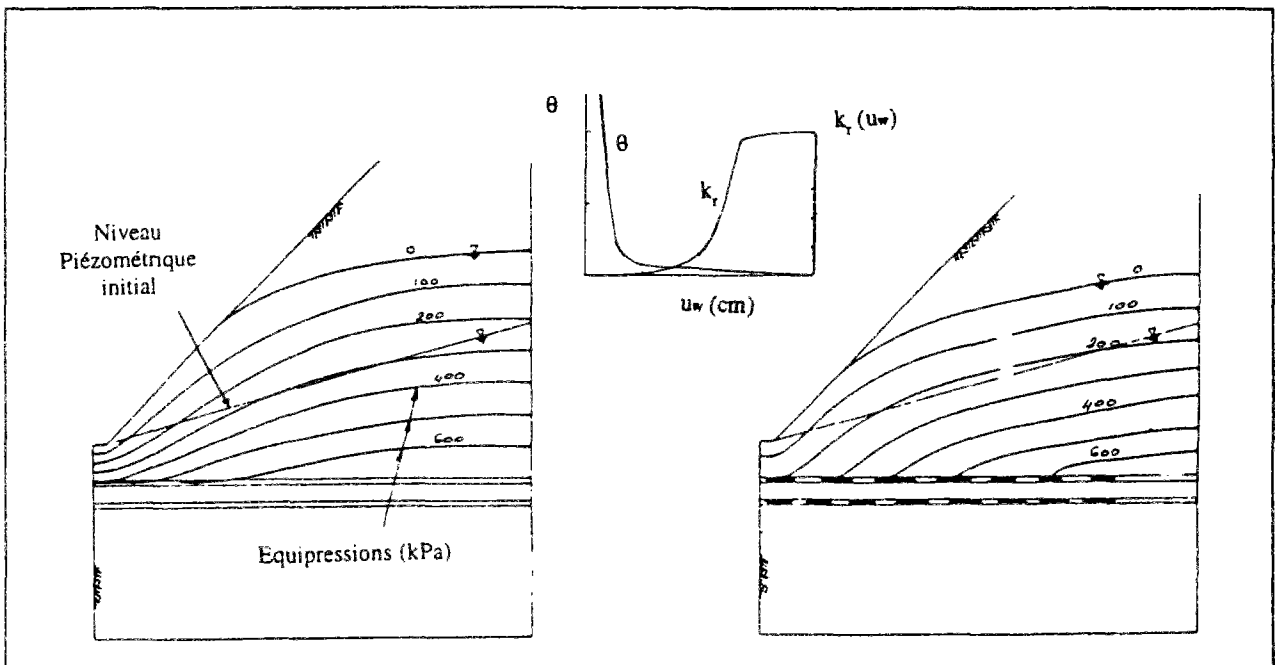
Figure VI.13 : Couplage par les forces d'écoulement (Li et Desai, 1983).



(a) **Principe du calcul**

(b) **Application pour l'évaluation des déformations qui accompagnent l'écoulement vers un puits**

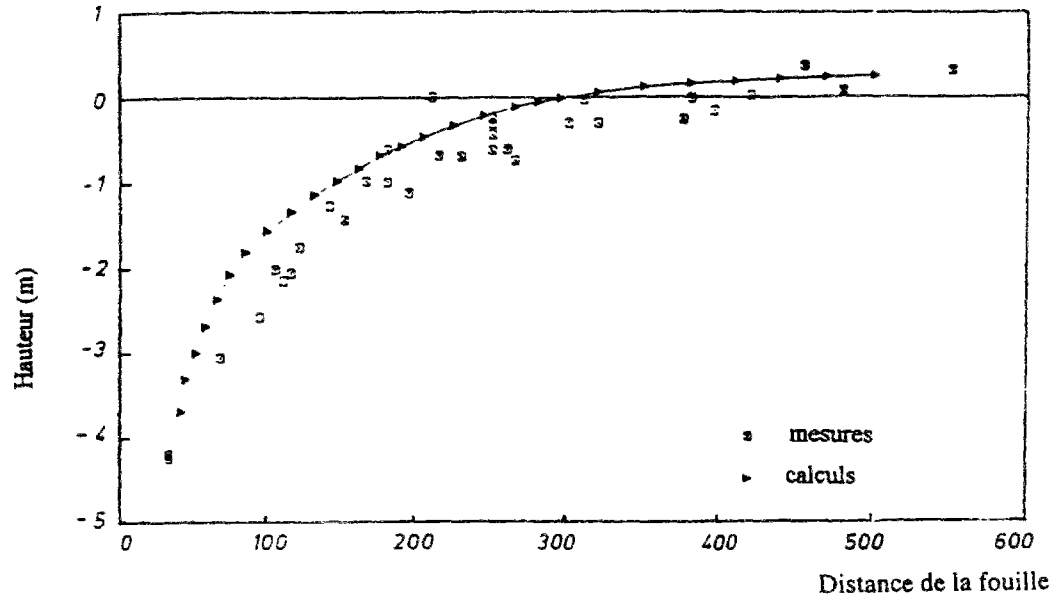
Figure VI.14 :Traitement adopté par Dysli et Rybisar (1988).



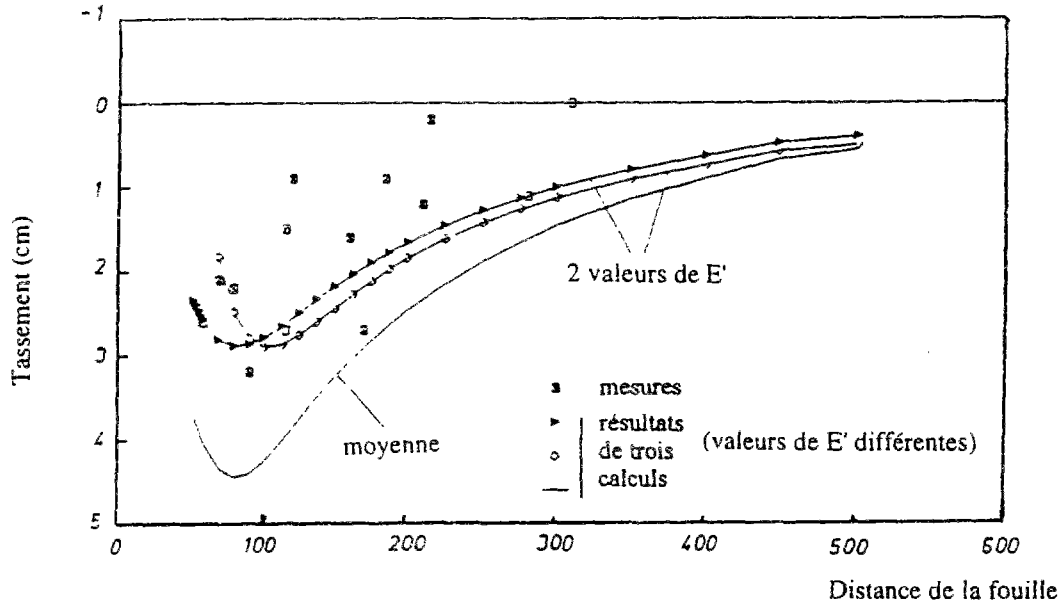
(a) **Pressions interstitielles à l'équilibre pour un tunnel perméable.**

(b) **Pressions interstitielles à l'équilibre pour un tunnel imperméabilisé sur 130m de longueur.**

Figure VI.15 : Modélisation des écoulements et des déformations dans un versant drainé par un tunnel (Ohnishi et al., 1982).



(a) niveau piézométrique



(b) tassements de surface

Figure VI.16 : Niveau piézométrique et tassement de surface calculés et observés sur le site de Chung-Chow six mois après le début des travaux (Hsi et Small, 1992c).

VI.3.4.3 Commentaire et comparaison

L'étude des différentes approches développées dans la littérature nous a permis de mieux situer la méthode programmée dans CESAR-LCPC.

Une comparaison des principes adoptés par ces différentes approches est présentée sur la figure VI.17. Cette figure compare les hypothèses relatives à l'aspect hydraulique du problème et les hypothèses relatives à la définition des contraintes ; elle montre par ailleurs la distribution des pressions interstitielles résultant des hypothèses adoptées. A l'exception de l'approche de Hsi et Small (1992), les différents modèles considèrent une distribution hydrostatique des pressions d'eau au-dessus de la surface libre.

Du point de vue mécanique (figure VI.17), on peut classer les hypothèses adoptées pour coupler les contraintes appliquées au squelette et la pression d'eau au-dessus de la surface libre, en trois approches distinctes :

- contraintes effectives de Terzaghi,
- identité entre contraintes effectives et contraintes totales,
- contraintes effectives définies à partir du principe de Bishop.

Pour appréhender les limites de l'application de telles hypothèses, il faut examiner les résultats expérimentaux récents issus de l'étude du comportement des sols argileux soumis à des pressions interstitielles négatives.

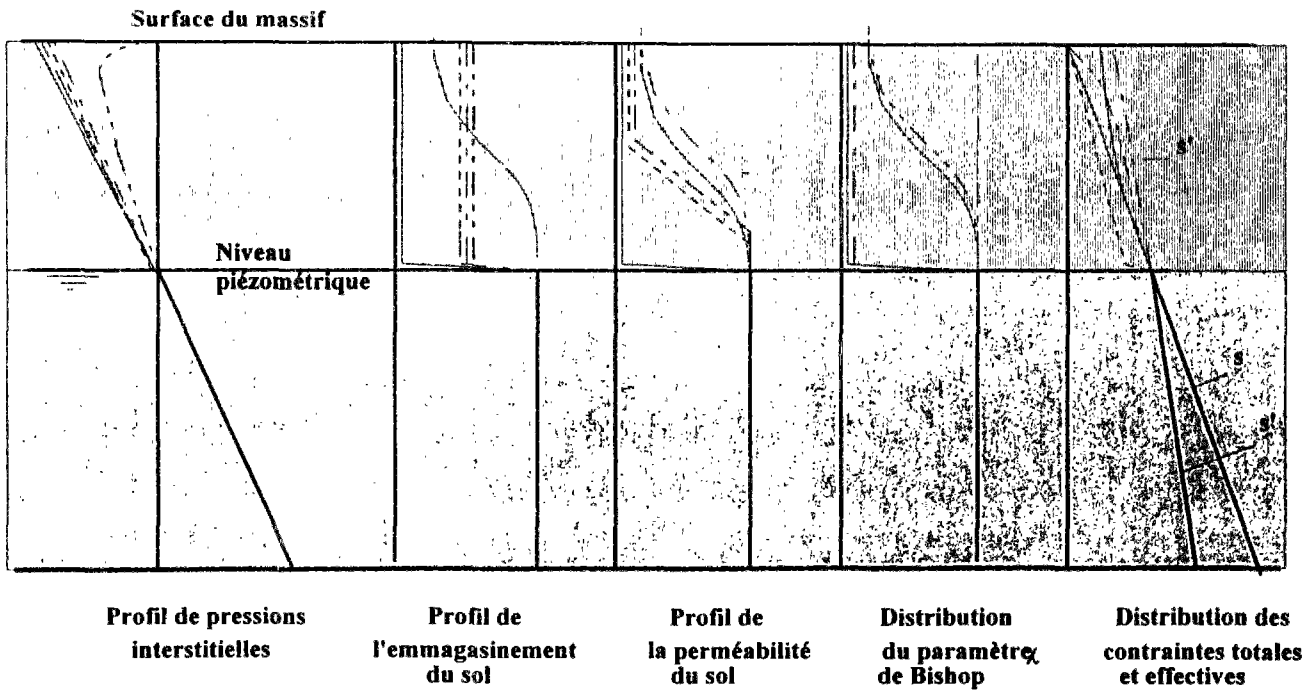


Figure VI.17 : Comparaison des hypothèses proposées pour le traitement de la consolidation avec surface libre.

VI.3.5 Comportement des sols argileux dans le domaine des pressions négatives

De nombreux résultats expérimentaux ont été publiés ces dernières années concernant l'étude du comportement des argiles dans le domaine non-saturé. Ils permettent de dégager deux écoles de pensées différentes, dont les domaines d'intérêts sont toutefois aussi différents. La première école adopte le principe des contraintes effectives (parmi les chercheurs en France : Biarez, Fleureau et les chercheurs de l'ECP) ; la deuxième suit les principes des variables indépendantes (Delage et les chercheurs du CERMES).

Toutefois, les travaux de ces deux écoles ne semblent pas contradictoires. Pour les sols soumis à des pressions interstitielles négatives, plusieurs domaines de comportement peuvent être définis en fonction de la teneur en eau ou du degré de saturation du sol. Notamment, Barden (1965) a identifié les domaines suivants (figure VI.18) :

D1- un domaine considéré comme saturé (cas des faibles succions), où le degré de saturation est proche de l'unité ; la faible fraction d'air contenue dans le sol est occluse entre les particules et ne perturbe pas l'écoulement d'eau ; dans ce domaine, les contraintes appliquées sur le squelette solide peuvent être définies par le principe de Terzaghi $\sigma' = \sigma - u_w$;

D2- un domaine quasi-saturé, où le surplus d'air présent dans le sol est dissous dans l'eau ; il perturbe son écoulement et augmente sa compressibilité ; le principe de Terzaghi reste toutefois valable ;

D3- un domaine de désaturation, où, l'eau et l'air circulent à la fois, dans les vides du sol avec une forte interaction ; les pressions inter-granulaires sont influencées par la pression d'air et par la pression d'eau ;

D4- un domaine de faible teneur en eau, où la quantité d'eau contenue dans le sol est en parfaite adhésion avec les particules argileuses, l'air étant le seul fluide à circuler entre les grains ; son écoulement est influencé par la structure du matériau et son degré de saturation ; les pressions inter-granulaires sont plus sensibles à la pression d'air qu'à la pression de l'eau ;

D5- un domaine de comportement quasi sec (fortes succions), quand l'argile est fortement désaturée ; l'air circule librement entre les grains ; on peut définir les contraintes appliquées sur le squelette par $\sigma' = \sigma - u_a$.

Barden (1965) donne, à titre indicatif, les limites plausibles de ces domaines dans le cas d'une argile : S_r est compris entre 0,95 et 0,9 pour le domaine D2 ; S_r est plus petit que 0,5 dans le domaine D5.

Les travaux expérimentaux de Vachaud et al. (1976) permettent de donner des limites similaires pour le cas des sables : S_r est compris entre 0,99 et 0,8 dans le domaine D2 ; S_r est compris entre 0,6 et 0,3 dans le domaine D4.

Barden (1965) définit par ailleurs une certaine limite "optimale", à partir de laquelle le sol commence à se désaturer et l'interaction entre les différentes phases du fluide interstitiel apparaît. Edil et al. (1981) confortent ce point de vue en analysant des résultats expérimentaux à partir du

principe de Terzaghi ; ils mettent en évidence une pression interstitielle critique de l'ordre de -600 kPa à -800 kPa, à partir de laquelle les propriétés mécaniques de l'argile diminuent fortement.

Ces différentes analyses permettent de mieux situer les travaux des deux écoles décrites précédemment. La première école s'intéresse plus particulièrement aux sols quasi-saturés, soumis à des pressions négatives qui ne dépassent pas l'optimum défini par Barden ; ses chercheurs suivent ainsi une approche par l'intérieur de la saturation correspondant au côté saturé de cet optimum (domaines D1 et D2). La deuxième école s'intéresse au comportement des sols fortement désaturés ; cette approche, qui correspond au côté sec de l'optimum de Barden permet de compléter la description des domaines de saturation rencontrés dans la pratique (domaines D5, D4 et D3).

Dans le cas d'un massif où évolue une surface libre, les pressions interstitielles risquant d'être développées au-dessus du niveau piézométrique ne semblent pas pouvoir fortement désaturer le sol, notamment si c'est un massif d'argile. De ce fait, nous nous sommes intéressés plus particulièrement aux résultats obtenus par les chercheurs de l'Ecole Centrale de Paris et, notamment, à l'étude de Biarez et al. (1988) qui vérifie que les argiles restent quasi-saturées jusqu'à des pressions négatives de l'ordre d'un mégapascal. Cette étude compare, par ailleurs, les résultats d'essais de drainage-humidification et ceux d'essais de compression-décompression oedométriques et triaxiaux isotropes (figure VI.19). Elle a permis de montrer l'existence d'une équivalence entre les contraintes mécaniques et les pressions interstitielles négatives, dans un certain domaine de pressions (u_w > -600 kPa). De plus, elle semble indiquer que le comportement du sol peut être décrit, dans ce domaine de pressions, par les coefficients C_c et C_s des sols saturés (Zerhouni, 1991) en se basant sur la notion des contraintes effectives de Terzaghi. Les résultats obtenus par Fleureau et al. (1990) confortent ces observations à partir d'essais oedométriques et triaxiaux sur différents types d'argiles quasi-saturées.

D'un autre côté, Biarez et al. (1991) ont montré qu'en interprétant les résultats expérimentaux (sur échantillons quasi-saturés, S_r > 90%) par la notion des contraintes effectives de Terzaghi, il est possible d'obtenir dans le domaine des petites déformations une loi du type $E = \alpha.p^n$ identique à celle admise pour les sols saturés entre le module élastique du sol E et la contrainte moyenne p.

Du point de vue du comportement à la rupture, Gan et al. (1988) vérifient le critère établi par Fredlund et Morgenstern (1977), qui se met sous la forme :

$$\tau = c' + [\sigma - u_a].tg\ \phi' + [u_a - u_w].tg\ \phi_b \qquad (VI.22)$$

où τ est la contrainte de cisaillement à la rupture, c' la cohésion effective du sol, ϕ' l'angle de frottement interne effectif et ϕ_b un angle de frottement fonction de la succion $[u_a-u_w]$.

A l'égard de cette dernière expression, Gan et al. (1988) ont observé que, dans un domaine de faibles pressions négatives, ϕ_b est égal à ϕ' ; l'équation VI.22 coïncide alors avec le critère de rupture des sols saturés. Ce phénomène s'interprète par un comportement de sol du type saturé tant que la pression interstitielle négative ne provoque pas d'entrée d'air ; en revanche, dès qu'un certain seuil de pression négative est atteint, l'angle ϕ_b diminue avec l'augmentation de la

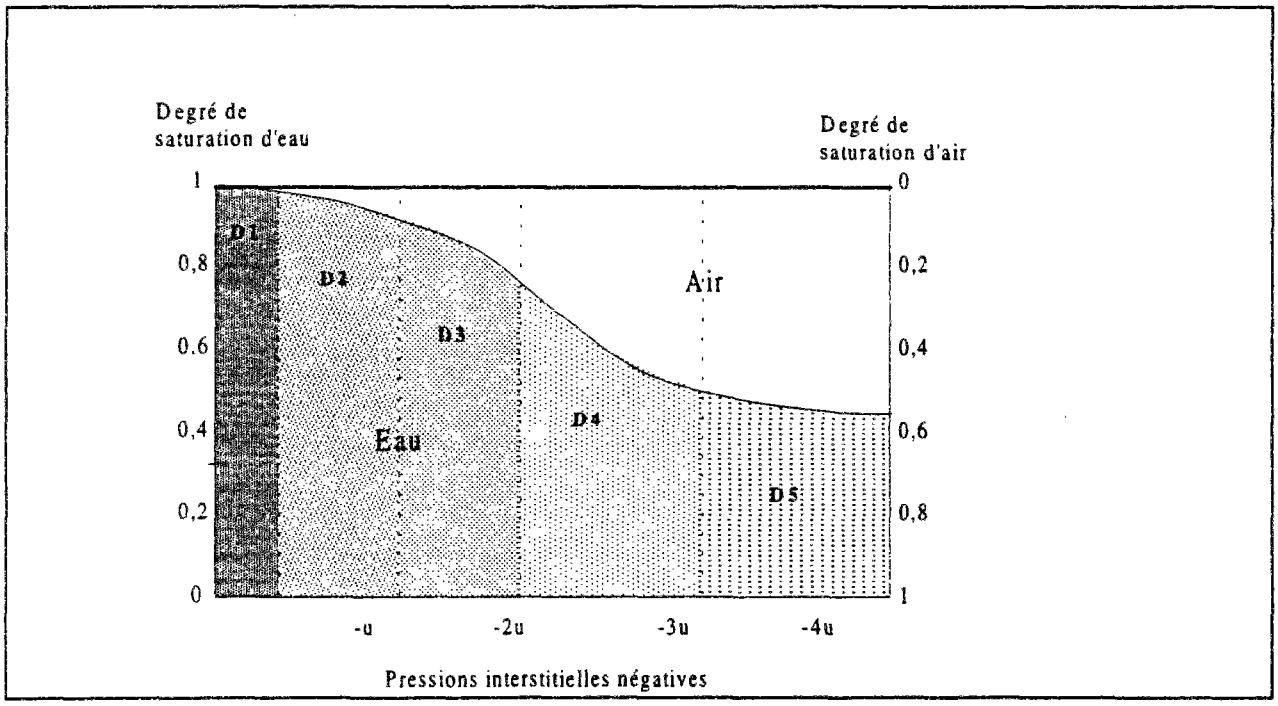


Figure VI.18 : Domaines définis par Barden (1965) pour le comportement des sols non-saturés.

succion du sol (figure VI.20). Dans le cas du matériau utilisé par Gan et al. (une moraine glaciaire compactée), l'entrée de l'air a été observée pour une succion de l'ordre de 100 kPa ; pour le sable argileux de Madrid, étudié par Escario et Saez (1987), la diminution de ϕ_b par rapport à ϕ' a été mise en évidence pour une succion de l'ordre de 150 kPa.

Par ailleurs, Biarez et al. (1991) ont vérifié à partir d'essais triaxiaux sur des matériaux compactés quasi-saturés (S_r > 90 %) qu'une interprétation en contrainte effective reste valable dans le domaine des pressions interstitielles négatives étudié (jusqu'à -600 kPa) et que la résistance du sol peut s'exprimer à partir de l'expression q=M.p' établie pour les sols saturés. Ceci a également été confirmé par les résultats de Toll (1990).

Il ressort de cet aperçu des principaux résultats expérimentaux concernant le comportement des argiles soumises à des pressions négatives que, dans le domaine des valeurs usuelles de succions rencontrées dans des massifs d'argile au-dessus du niveau piézométrique, le principe des contraintes effectives de Terzaghi reste valable, et que le comportement mécanique du sol peut être décrit par les lois établies en conditions saturées, aussi bien du point de vue de la déformabilité que de celui de la rupture.

Au-delà d'une certaine désaturation, un traitement approprié doit être suivi pour pouvoir prendre en compte l'effet de l'air dans le comportement mécanique du sol. Deux méthodes peuvent être employées : une analyse en variables indépendantes ou un calcul considérant une notion de contraintes effectives modifiée pour tenir compte de l'effet de la désaturation sur les propriétés mécaniques du sol.

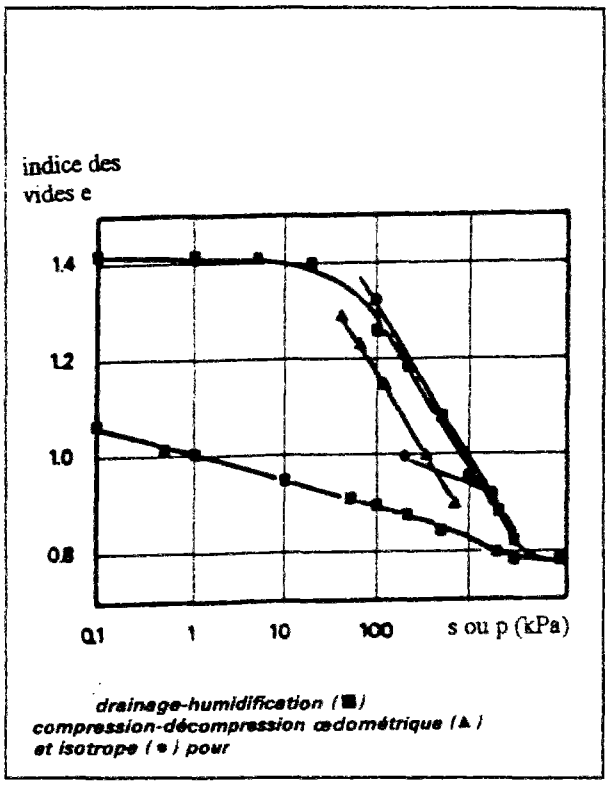


Figure VI.19 : Comparaison des chemins de drainage-humidification et de compression-décompression oedométrique et isotrope pour une argile quasi-saturée (Biarez et al., 1988)

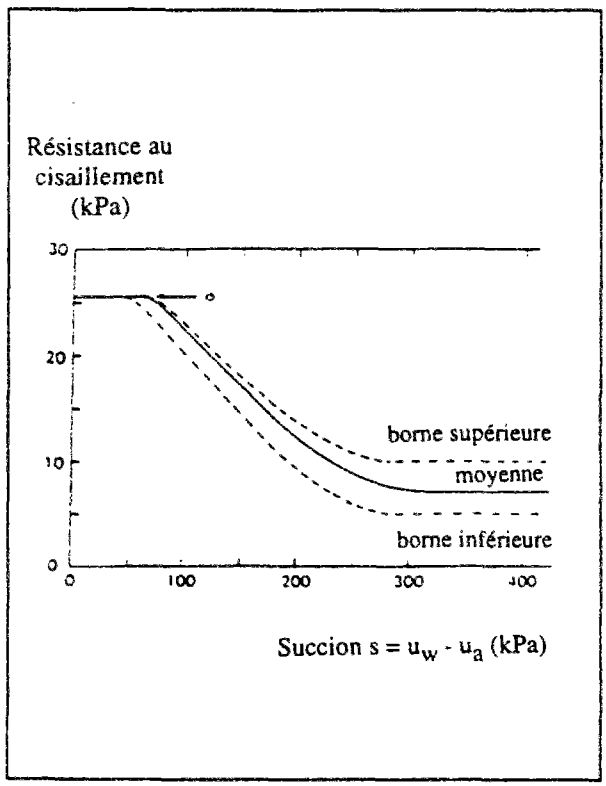


Figure VI.20 : Diminution de la résistance au cisaillement avec la pression négative dans un échantillon de moraine glaciaire compactée (Gan et al., 1988).

VI.3.6 Approche retenue pour le traitement de la consolidation avec surface libre

Compte tenu des résultats expérimentaux exposés dans la section précédente, nous avons décidé de généraliser l'approche suivie dans CESAR-LCPC de manière à préserver la continuité de l'écoulement entre les zones saturées et désaturées de l'aquifère. En fait, l'approche que nous proposons consiste à considérer le massif comme comportant trois parties (figure VI.21):

- une partie saturée (S_r=1), située principalement au-dessous de la surface libre, et englobant une certaine frange au-dessus du niveau piézométrique ; dans cette zone, limitée par ce qu'on peut appeler le front de saturation, le comportement du massif suit les principes de la mécanique des sols saturés, à savoir la notion de contraintes effectives de Terzaghi et les lois de comportement mécanique établies pour les sols saturés, la loi de Darcy s'appliquant pour l'écoulement hydraulique ;

- au-delà du front de saturation, le massif est considéré comme quasi-saturé ; le degré de saturation chute et la perméabilité du sol diminue ; toutefois, les pressions interstitielles dans le sol sont supposées satisfaire aux conditions nécessaires pour un traitement mécanique

équivalent à celui d'un sol saturé ; cette approche étant valable tant que S_r reste supérieur à une certaine valeur critique ;

- au delà de cette valeur minimale de désaturation, le principe de Bishop (1960) pour définir les contraintes effectives est appliqué ; le coefficient correcteur de cette loi étant fonction du degré de saturation du sol, on suppose que sa variation permet de simuler la diminution des propriétés mécaniques dans la partie désaturée, de façon à pouvoir appliquer dans cette zone les lois établies pour les sols saturés.

Dans cette troisième partie du massif, la description du comportement mécanique comporte, il est vrai, une certaine approximation due à la définition ainsi posée du coefficient de Bishop ; une analyse en variables indépendantes et en écoulement biphasique serait sans doute plus appropriée. Toutefois, cette approche permet l'utilisation des mêmes lois de comportement dans les zones saturées et non-saturées du massif ; elle ne fait appel qu'à un seul type d'essai complémentaire pour définir la variation du coefficient χ en fonction du degré de saturation.

Par ailleurs, un massif argileux dans lequel évolue une nappe phréatique risque peu de se désaturer par l'écoulement des eaux vers un ouvrage en construction, et l'incorporation du principe de Bishop offre à l'ingénieur un outil simple, lui permettant de modéliser une couche de sable ou de gravier, chargeant le massif argileux au-dessus du niveau piézométrique. De plus, les déformations dans ce type de matériaux étant limitées, elles n'affectent pas le comportement mécanique global du massif autant qu'elles influencent l'équilibre hydraulique du milieu.

D'un autre côté, l'approche proposée exige l'hypothèse d'une relation univoque entre le degré de saturation et la pression d'eau interstitielle. Cette relation est bien établie par l'expérience. Des relations analogues sont, par ailleurs, requises pour définir l'évolution du coefficient de perméabilité du sol et du coefficient de Bishop avec le degré de saturation du sol.

Les caractéristiques de l'approche proposée sont décrites sur la figure VI.21, qui donne les variations de la pression interstitielle u_w, du degré de saturation $S_r(u_w)$, et du coefficient de perméabilité $k(S_r)$ avec la profondeur pour un massif où évolue un niveau piézométrique. La figure VI.21 montre la variation du coefficient de Bishop $\chi(S_r)$ avec la profondeur, ainsi que la distribution des contraintes effectives verticales qui en résulte.

Cette approche permet de généraliser le traitement de la consolidation des sols en présence de surface libre dans CESAR-LCPC. Elle a comme intérêt majeur de préserver la continuité de l'écoulement entre zones saturées et non-saturées de l'aquifère. Du point de vue mécanique, elle permet de modéliser rigoureusement le comportement d'un massif argileux jusqu'à un certain niveau de désaturation ; dans les zones fortement désaturées, la définition du comportement mécanique du sol n'est toutefois qu'approchée.

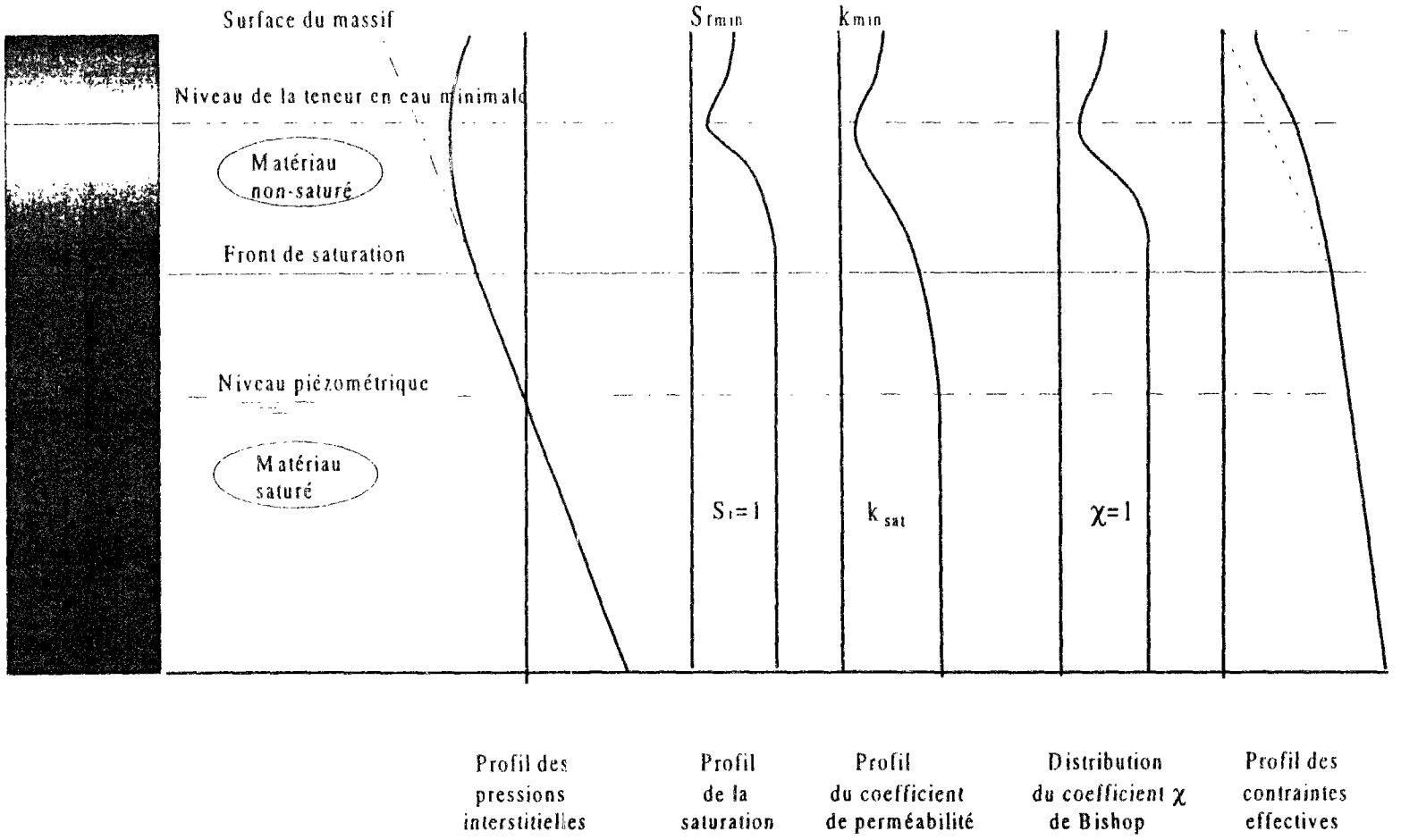


Figure VI.21 : Principes de l'approche adoptée pour le traitement de la consolidation en présence d'une surface libre.

VI.4 Conclusions

Le présent chapitre a permis d'exposer les principes théoriques et expérimentaux du phénomène de la consolidation des sols fins et de synthétiser les bases du traitement numérique de ce phénomène pour le calcul de la réponse des massifs à la réalisation d'ouvrages géotechniques.

L'étude des principaux travaux récents a permis de dégager le peu d'évolution actuelle dans le domaine du traitement de la consolidation des argiles. Les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifié sont toujours les plus utilisés pour simuler le comportement du sol ; le calcul couplé est adopté, dans la majorité des cas, pour étudier des remblais et des barrages. On voit apparaître toutefois quelques rares applications de tunnels et d'excavations verticales traitées en analyses couplées ; l'utilisation de modèles visco-élastoplastiques se développe également.

Par ailleurs, ce chapitre a présenté les problèmes physiques et rhéologiques posés par la modélisation de la consolidation d'un massif au sein duquel évolue un niveau piézométrique, les principaux problèmes étant liés à la modélisation du comportement du sol dans le domaine des pressions négatives se développant au-dessus de la surface libre et à la désaturation des pores qui peut en résulter.

Une recherche bibliographique a permis d'analyser les principales approches développées pour traiter la consolidation des massifs avec surface libre et d'étudier les principales observations expérimentales sur le comportement des sols argileux soumis à des pressions interstitielles négatives.

La synthèse de ces travaux nous a permis de proposer une nouvelle approche basée sur un traitement monophasique, adoptant les hypothèses de Richards (1931) pour le traitement de l'écoulement au-dessus de la surface libre et adoptant la généralisation de la notion des contraintes effectives proposée par Bishop (1960). Le développement théorique de cet approche et son adaptation à un traitement par la méthode des éléments finis sont présentés dans le chapitre VIII de ce mémoire.

CHAPITRE VII

CONTRIBUTION AU DEVELOPPEMENT DU MODELE DE MELANIE DANS LE PROGICIEL CESAR-LCPC

VII.1 Introduction

Le chapitre précédent a montré l'utilisation de plus en plus fréquente des modèles élastoplastiques pour la modélisation d'ouvrages construits dans des argiles. Le modèle MELANIE est un modèle élastoplastique qui présente l'avantage de considérer le caractère anisotrope des massifs d'argiles naturelles.

L'application du modèle MELANIE pour la modélisation du creusement d'un tunnel (chapitre V) a montré l'importance de la prise en compte de l'augmentation de la contrainte de préconsolidation avec la profondeur pour une reproduction plus fine des conditions autour d'un ouvrage. L'augmentation du module élastique d'une couche de sol donnée avec la profondeur est également une caractéristique bien établie dans le domaine géotechnique (Burland et al., 1979). La prise en compte de cette caractéristique dans l'application du modèle MELANIE doit permettre d'étendre les capacités du modèle.

Ce chapitre présente une nouvelle approche pour le traitement du modèle MELANIE dans CESAR-LCPC qui permet de prendre en compte les variations de la contrainte de préconsolidation et de la rigidité du sol avec la profondeur ; elle permet également de déterminer l'évolution de l'indice des vides, à chaque instant, en tout point du massif.

La première partie du chapitre décrit les fondements du modèle MELANIE et le développement de l'approche proposée pour étendre ses capacités de calcul. La deuxième partie du chapitre présente les résultats obtenus avec la nouvelle version programmée dans deux cas pratiques : le cas du chargement d'un massif par une fondation superficielle et le cas du creusement d'un tunnel.

VII.2 Description du modèle MELANIE

Le modèle MELANIE est un modèle élastoplastique développé pour décrire le comportement des argiles naturelles généralement anisotropes. Inspiré des modèles de l'université de Cambridge, la conception du modèle a été le fruit d'une coopération entre l'université Laval à Québec (Tavenas et Leroueil, 1979) et le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Mouratidis et Magnan, 1983 ; Piyal et Magnan, 1984).

Le modèle MELANIE est basé sur un certain nombre de principes fondamentaux. Le premier principe est l'existence dans l'espace s'-t-e d'une surface de forme ellipsoïdale (s' et t étant les contraintes moyenne et déviatorique effectives et e l'indice des vide). Cette surface délimite le domaine des états possibles du sol (figure VII.1), c'est la surface de charge ou la surface d'état limite "SEL". Le comportement d'un élément de sol "i" est élastique (réversible) si le point qui représente son état (s'_i-t_i-e_i) se trouve à l'intérieur de cette surface ; son comportement sera en chargement plastique si le point qui le représente se situe sur la surface d'état limite.

Le deuxième principe fondamental de MELANIE suppose que le point représentatif de l'état initial d'un élément de sol se trouve dans un plan incliné par rapport à la verticale (figure VII.2) : c'est le "mur élastique" ; pour un chargement ou un déchargement de l'élément de sol, à partir de l'état initial, le point représentatif de son état se déplace sur ce plan, restant élastique tant que le point n'atteint pas la surface de charge. L'inclinaison du mur est due au caractère anisotrope du comportement élastique du sol.

En projetant ces deux surfaces (surface d'état limite et mur élastique) sur les plans (s'-e) et (s'-t), on se ramène aux notions plus traditionnelles de la mécanique des sols (figures VII.3 et VII.4) :

- l'intersection de la surface d'état limite avec le plan (s'-e) est la courbe vierge isotrope CVI, dont la representation dans un plan semi-logarithmique (ln s' - e) est une droite de pente λ ;

- l'intersection du mur élastique avec le même plan (s'-e) est une droite appelée CDRI (courbe de déchargement-rechargement isotrope). Cette droite est inclinée sur l'axe s' d'angle α *qui dépend des propriétés élastiques du sol et de son indice des vides initial :*

$$\alpha = \frac{(1+e_0)(1-\nu'_{hh}-2n\nu'^2_{vh})}{E'_v} \frac{(1+\nu'_{hh})(2n\nu'_{vh}-1+\nu'_{hh})-n(1-n\nu'^2_{vh})}{n^2\nu'_{vh}(1+\nu'_{hh})-n(1-n\nu'^2_{vh})(1-\nu'_{hh})} \qquad \text{(VII.1)}$$

où $n=E'_h/E'_v$; E'_h, E'_v, ν'_{hh} *et* ν'_{vh} *sont les paramètres d'élasticité orthotrope du sol et* e_0 *l'indice des vides initial de l'élément considéré.*

- enfin, la projection sur le plan (s'-t) de l'intersection du mur élastique et de la surface d'état limite est une ellipse (courbe d'état limite), dont le grand axe est incliné d'un angle θ *sur l'axe s'.*

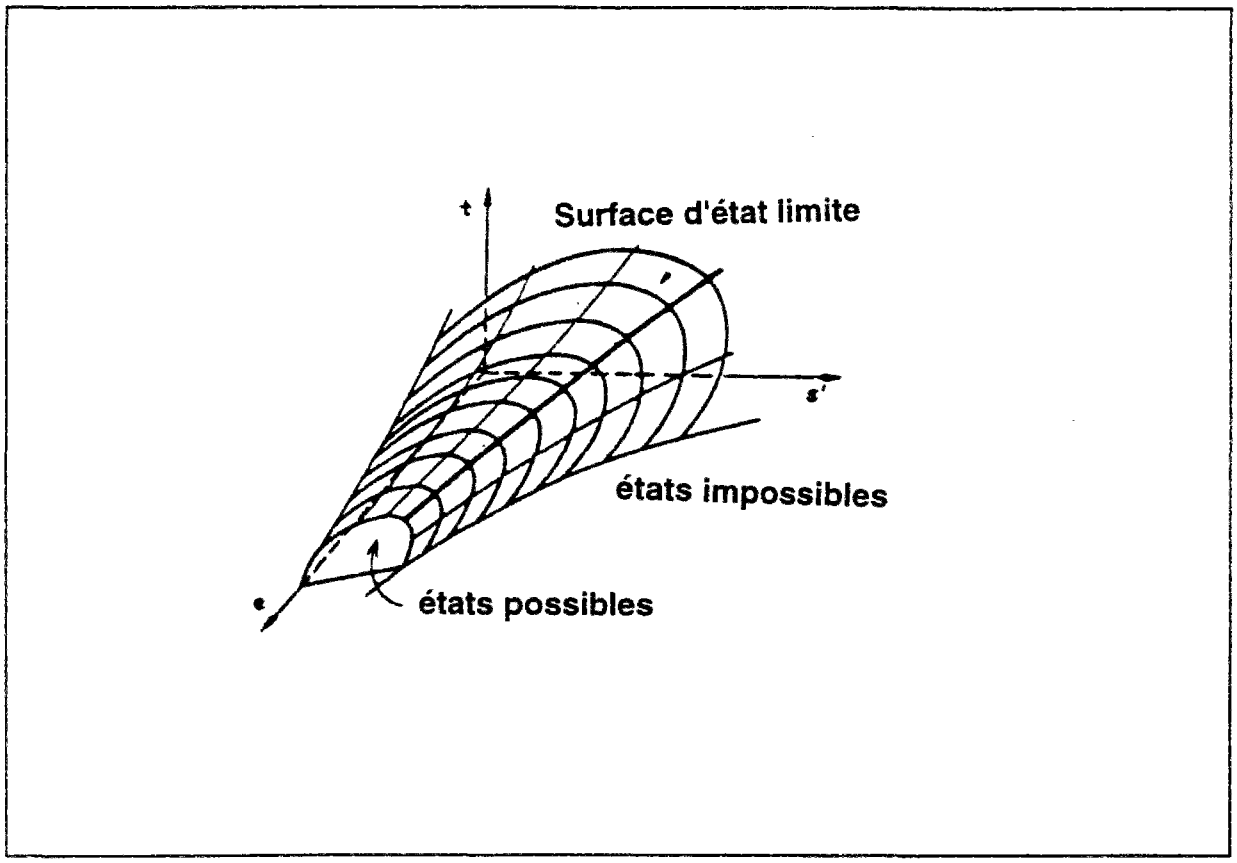


Figure VII.1 : Surface d'état limite - modèle MELANIE.

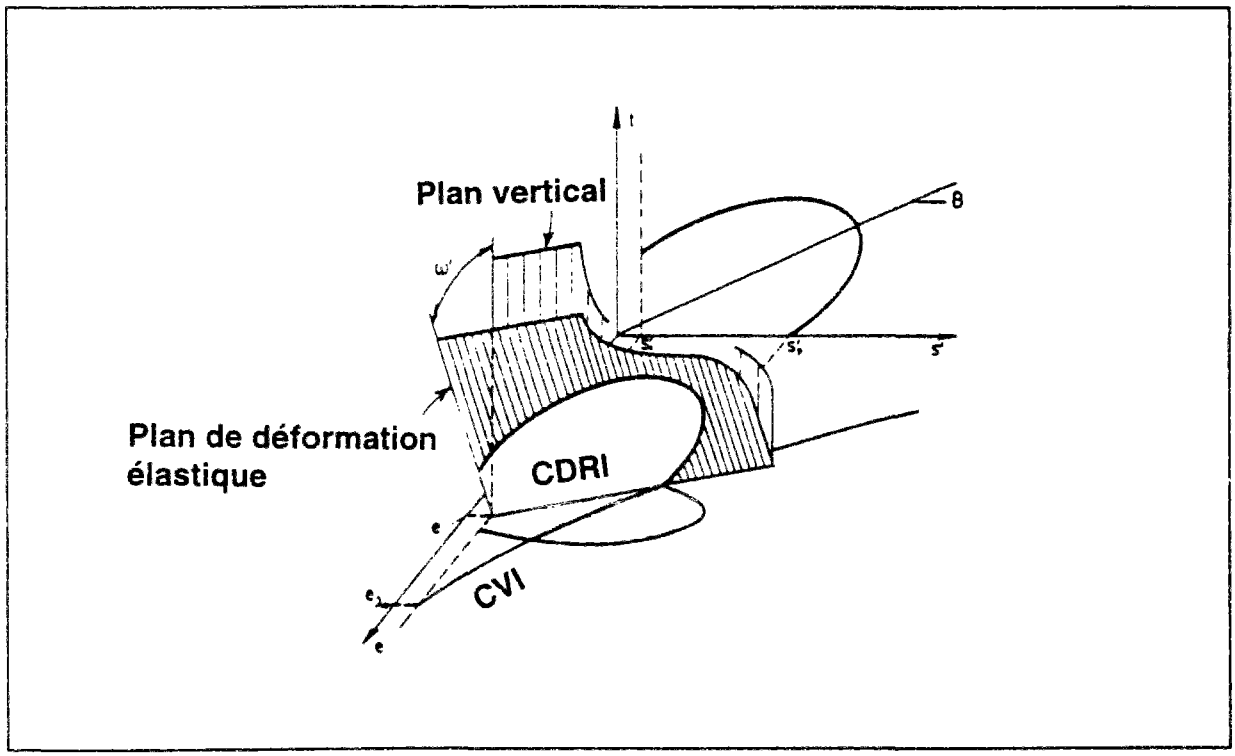


Figure VII.2 : Description du mur élastique - modèle MELANIE.

Les caractéristiques de cette ellipse (la courbe d'état limite) ont été déterminées à travers un certain nombre de travaux expérimentaux réalisés sur des argiles naturelles anisotropes (Mouratidis et Magnan, 1983 ; Magnan, 1986) ; ces travaux ont permis de compléter les principes du modèle (figure VII.4) :

- l'inclinaison de l'axe principal de l'ellipse par rapport à l'axe s' (K_0=1) est fonction du coefficient au repos du sol à l'état normalement consolidé K_0^{nc}, l'angle θ étant relié à K_0^{nc} par l'équation :

$$\theta = arctg\left(\frac{1-K_0^{nc}}{1+K_0^{nc}}\right) \quad ; \qquad \text{(VII.2)}$$

- l'ellipse coupe l'axe s' à l'origine des coordonnées et en un second point d'abscisse s'_p , fonction de l'état de préconsolidation du sol (l'expérience prouve que s'_p = 0,6 fois la contrainte de préconsolidation oedométrique) ;

- les courbes d'état limite correspondant à différents états de préconsolidation sont homothétiques par rapport à l'origine des coordonnées et leur dimension est proportionnelle à la valeur de s'_p dans le plan (s'-e) ;

- les vecteurs des déplacements dans le domaine plastique $\vec{D}_p$ suivent une direction comprise entre la normale à la courbe d'état limite et l'axe reliant l'origine au point représentatif de l'état actuel de l'élément de sol (certains résultats semblent indiquer que $\vec{D}_p$ est sur la bissectrice de l'angle entre ces deux axes) ;

- enfin, l'équation de cette ellipse peut se mettre sous la forme :

$$f(s',t,s'_p) = A^2\left(s'\cos\theta + t\sin\theta - \frac{s'_p}{AC}\right)^2 + B^2\left(t\cos\theta - s'\sin\theta\right)^2 - \left(\frac{s'_p}{C}\right)^2 = 0 \qquad \text{(VII.3)}$$

avec : $A = 2(\sin\theta + \cos\theta)$

$$B = \frac{A^2\cos\theta}{C\sin^2\theta}\left(\frac{2}{A} - C\cos\theta\right)$$

$$C = 0,6$$

Les travaux plus récents de Lépidas et Magnan (1990) ont permis de compléter les équations du modèle en déduisant l'inclinaison du mur élastique des paramètres d'élasticité orthotrope du sol :

$$w' = arctg\left[(1+e_0)\left(\frac{1-\nu'^2_{hh} - n - n^2\nu'^2_{hh}}{nE_v}\right)\right] \qquad \text{(VII.4)}$$

où $n=E'_h/E'_v$; E'_h, E'_v, ν'_{hh}, et ν'_{vh} désignent les paramètres d'élasticité du sol et e_0 l'indice des vides initial de l'élément considéré.

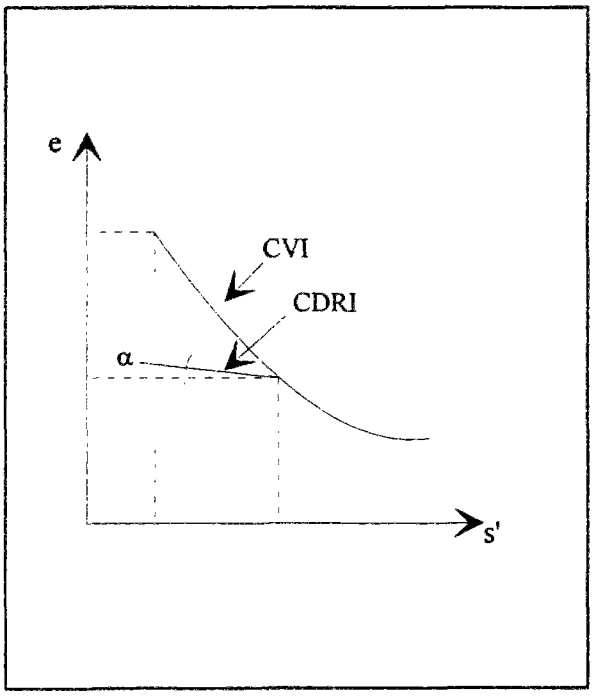


Figure VII.3 : Projection des courbes caractéristiques modèle MELANIE dans le plan (s'-e).

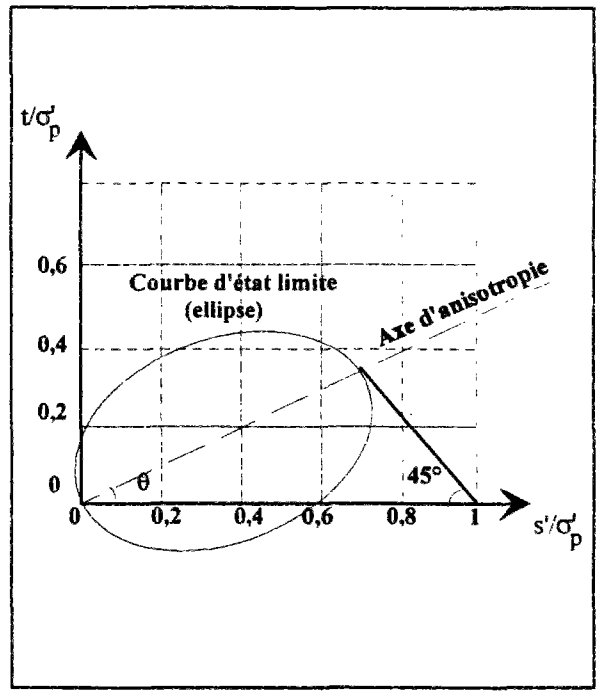


Figure VII.4 : Projection des courbes caractéristiques du modèle MELANIE dans le plan (s'-t).

Enfin, l'application numérique du modèle MELANIE adopte un vecteur de déformations plastiques qui suit une règle d'écoulement pouvant être associée ou non associée. Cette loi s'écrit sous la forme :

$$\frac{\vec{\partial g}}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial f / \vec{\partial} \sigma_{ij}}{\left\| \partial f / \vec{\partial} \sigma_{ij} \right\|} + \eta \frac{\vec{OM}}{\left\| \vec{OM} \right\|} \qquad \text{(VII.5)}$$

f désignant l'équation de la surface de charge, $\vec{OM}$ le vecteur passant par l'origine et le point représentatif de l'état des contraintes dans le plan (s'-t), et η un indicateur d'associativité ; lorsque η=0, la loi d'écoulement est associée et, lorsque η=1, elle est non-associée et le vecteur des déplacements plastiques $\vec{D}_p$ suit la bissectrice de l'angle entre la normale à la surface de charge et $\vec{OM}$.

VII.3 Nouveau traitement numérique du modèle

La programmation du modèle MELANIE dans CESAR prend, comme référence de calcul, l'état initial du sol défini par s'_0-t_0-e_0 (figure VII.5), cet état étant déterminé à partir des caractéristiques du sol en place (la contrainte verticale initiale $\sigma_{v'0}$, le coefficient de pression des terres au repos K_0^{oc} et l'indice des vides e_0) introduites par l'utilisateur comme données de

calcul pour chaque matériau du massif (Kattan, 1990). Cette définition de l'état de référence convenait bien aux premières applications de MELANIE pour le calcul de la consolidation des massifs multicouches, les paramètres du modèle étant définis couche par couche ; elle a l'inconvénient toutefois de ne pas permettre de tenir compte de la variation continue des contraintes initiales dans un massif homogène (distribution géostatique) ou de la variation de la contrainte de préconsolidation avec la profondeur.

Une nouvelle programmation du modèle a donc été effectuée afin de construire le modèle sur la base d'un état de référence intrinsèque du sol (dépendant de la nature du sol et non de son état).

VII.3.1 Nouvelle approche

L'approche adoptée consiste à considérer un point caractéristique de la courbe vierge isotrope dans le plan (s',e) : le point (s'_1,e_1), e_1 désignant l'indice des vides du sol correspondant à une valeur fixée s'_1=1 kPa de la contrainte isotrope (figure VII.6).

L'équation de la courbe vierge isotrope peut alors s'écrire sous la forme :

$$e = e_1 - \lambda.\ln s'_p \qquad \text{(VII.6)}$$

où λ représente la pente de la courbe vierge isotrope dans le plan (e-ln s').

En adoptant les hypothèses de base du modèle MELANIE, à savoir que le point descriptif de l'état du sol dans l'espace (s',t,e) doit être obligatoirement situé sur un mur élastique incliné d'un angle ω' sur le plan vertical et passant par le point (s'_p,0,e_p) et que, dans ce plan, le point se trouve sur une droite dont la projection sur le plan (s'-e) est inclinée d'un angle α sur l'axe p' ; on obtient :

$$e = e_1 - \lambda.\ln s'_p + \alpha.(s'_p - s') - t.\mathrm{tg}\omega' \qquad \text{(VII.7)}$$

L'indice des vides initial en place peut être déduit de cette dernière équation ; connaissant l'état des contraintes effectives initiales (s'_0, t_0) calculé à partir d'une distribution géostatique, on obtient:

$$e_0 = e_1 - \lambda.\ln s'_p + \alpha.(s'_p - s'_0) - t_0.\mathrm{tg}\omega' \qquad \text{(VII.8)}$$

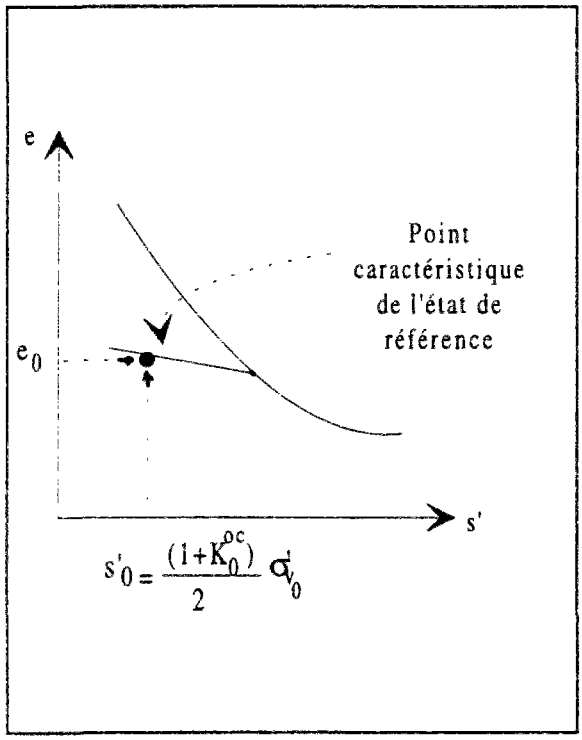


Figure VII.5 : Bases initiales de la programmation du modèle MELANIE dans CESAR.

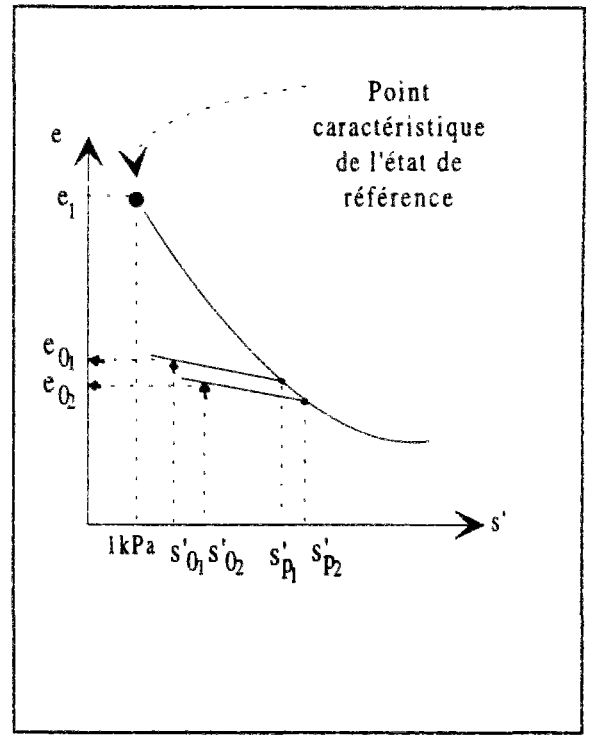


Figure VII.6 : Principes du nouveau traitement proposé pour le modèle MELANIE dans CESAR.

Les paramètres α et tgω' étant eux-mêmes fonction de e_0 (Lépidas et Magnan, 1990), un développement de l'équation précédente doit être effectué ; celui-ci permet d'obtenir la définition suivante de e_0 :

$$e_0 = \frac{e_t - \lambda . \ln s'_p + \alpha_{int} . (s'_p - s'_0) - t_0 . (tgw')_{int}}{1 - \alpha_{int} . (s'_p - s'_0) - t_0 . (tgw')_{int}} \qquad \text{(VII.9)}$$

où $(tg\omega')_{int}$ et α_{int} représentent des paramètres intermédiaires, fonctions uniquement des paramètres de comportement élastique du sol E'_h, E'_v, ν'_{hh}, et ν'_{vh}.

La programmation du modèle sur la base d'un état de référence défini par le point (s'_1, e_1) permet finalement de considérer un état initial (en termes de contraintes et d'indices des vides) continu dans le massif.

Cette approche permet, par ailleurs, de prendre en compte une variation continue de la contrainte de préconsolidation avec la profondeur (figure VII.7). Dans le cadre de ce travail, nous avons choisi d'écrire cette variation sous la forme linéaire :

$$\sigma'_p = \sigma'_{Pref} - \lambda_{\sigma' ref} . (z - z_{ref}) \qquad \text{(VII.10)}$$

σ'_p désignant la contrainte de préconsolidation, z la cote du point considéré, z_{ref} le niveau de référence correspondant à la contrainte de préconsolidation σ'_{Pref} introduite comme donnée

dans le programme et $\lambda_{\sigma'_p}$ le taux de variation avec la profondeur (de valeur positive si σ'_p augmente avec la profondeur).

L'approche développée permet également de tenir compte de l'éventuelle variation des modules élastiques E'_h et E'_v avec la profondeur ; il a également été nécessaire de s'intéresser à la variation du module de cisaillement G'_{vh}, le comportement anisotrope du sol étant fortement influencé par le rapport G'_{vh}/E'_v (Meftah et Magnan, 1988).

Des résultats de mesures des variations de E'_h, E'_v et G'_{vh} avec la profondeur dans différents massifs naturels peuvent être trouvés dans la littérature ; quelques profils de variations sont regroupés en annexe de ce mémoire.

Pour définir ces variations, notre choix s'est porté sur une fonction semi-logarithmique qui se met sous la forme :

$$\frac{E'_h}{E'_{h_{ref}}} = 1 + A_{Eh} \ln\left[1 + B_{Eh}\left(z_{ref} - z\right)\right] \qquad \text{(VII.11)}$$

$$\frac{E'_v}{E'_{v_{ref}}} = 1 + A_{Ev} \ln\left[1 + B_{Ev}\left(z_{ref} - z\right)\right] \qquad \text{(VII.12)}$$

$$\frac{G'_{vh}}{G'_{vh_{ref}}} = 1 + A_G \ln\left[1 + B_G\left(z_{ref} - z\right)\right] \qquad \text{(VII.13)}$$

où $A_{Eh}, B_{Eh}, A_{Ev}, B_{Ev}, A_G$ *et* B_G sont des paramètres scalaires.

Ce type de fonction (semi-logarithmique) permet non seulement de donner une bonne reproduction des allures des profils observés in situ, mais permet également d'obtenir une bonne précision numérique pour les éléments finis utilisés dans le calcul (éléments quadratiques à huit noeuds avec fonction d'interpolation du second degré).

La figure VII.8 montre des exemples de variation E'_h, E'_v et G'_{vh} avec la profondeur , pour différentes valeurs de $A_{Eh}, B_{Eh}, A_{Ev}, B_{Ev}, A_G$ *et* B_G. Les deux dernières configurations (représentées sur la figure VII.8 en traits pleins) seront utilisées dans les calculs présentés en fin de chapitre.

Enfin, l'actualisation de l'indice des vides peut être réalisée à tout instant en fonction de l'évolution de l'état de contraintes d'un point du massif ; ceci est réalisé à travers l'équation VII.7. Les valeurs des indices des vides actualisées pourront être utilisées dans l'avenir pour actualiser les propriétés du sol avec les déformations qu'il subit, comme pour l'actualisation des coefficients de perméabilité, proposée dans le prochain chapitre pour le traitement de la consolidation (chapitre VIII).

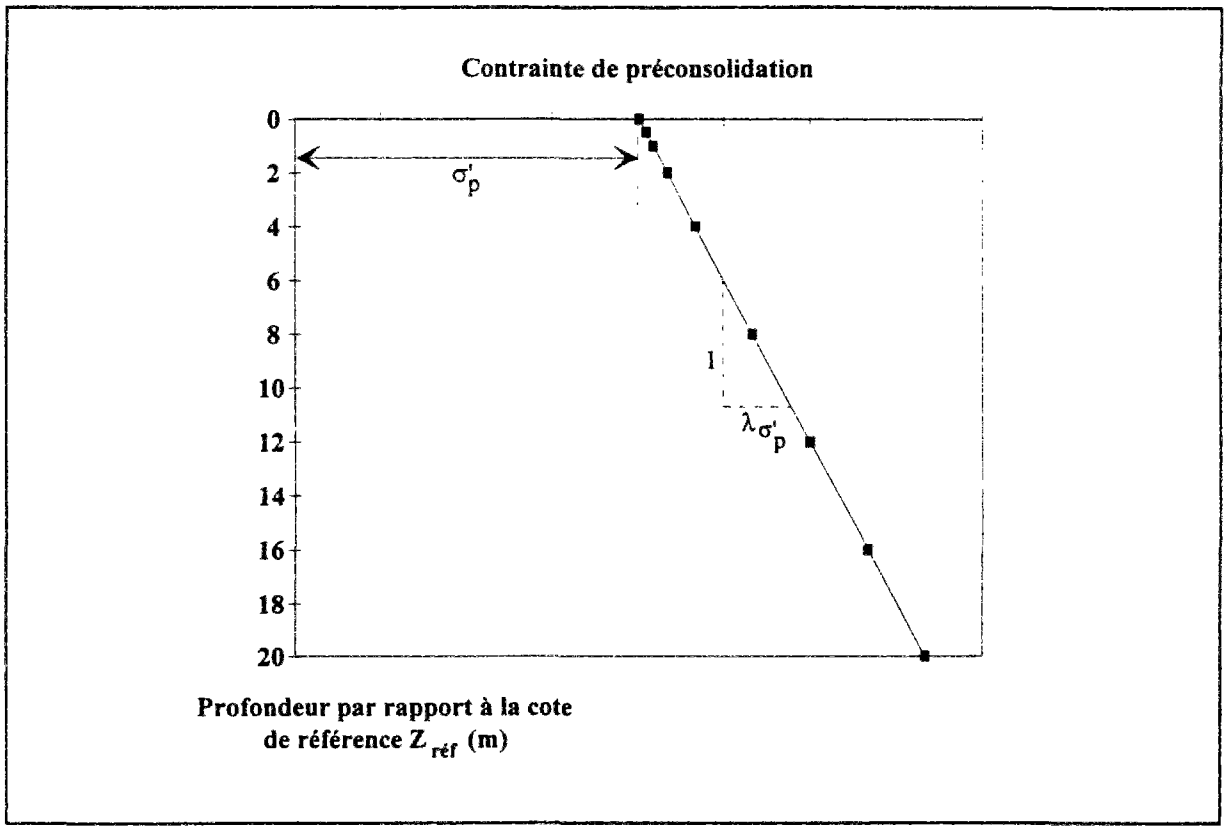


Figure VII.7 : Variation de la contrainte de préconsolidation avec la profondeur.

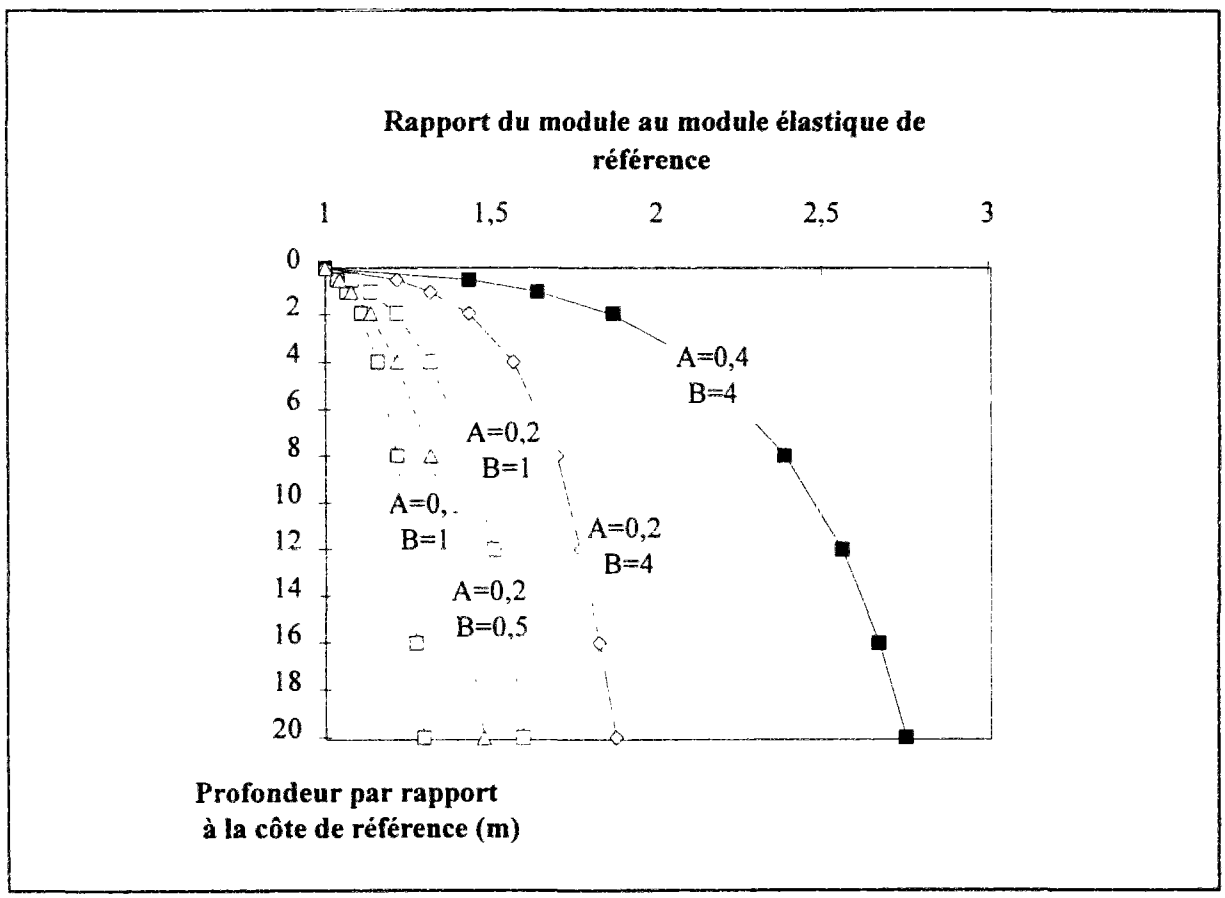


Figure VII.8 : Variation des modules d'élasticité avec la profondeur.

VII.3.2 Programmation

L'adaptation du module de calcul à l'approche proposée dans ce chapitre a nécessité la modification du sous-programme spécifique de traitement de la loi de comportement MELANIE dans CESAR (CRIT34) ; l'organigramme du nouveau sous-programme, appelé CRITxx, est donné sur la figure VII.9.

Le sous-programme calcule, à la phase d'initialisation, la contrainte de préconsolidation (équation VII.10) et les modules d'élasticité (équations VII.11 et VII.12) au niveau du point considéré ; ces valeurs permettent de déterminer l'indice des vides initial correspondant (équation VII.9).

A chaque passage, les modules d'élasticité au niveau du point considéré sont nécessaires au calcul de α (la pente de la droite de chargement-déchargement isotrope élastique) et pour la détermination de la valeur de $d\lambda$, le multiplicateur qui régit l'amplitude des déformations plastiques, définies par :

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \frac{\partial g(\sigma'_{ij}, s'_{p})}{\partial \sigma'_{ij}} \quad , \tag{VII.14}$$

g désignant la loi d'écoulement plastique, σ'_{ij} le tenseur des contraintes et $d\lambda$ le multiplicateur de plasticité défini par l'expression :

$$\partial\lambda = \frac{f(\sigma'_{ij}, s'_{p})}{\frac{\partial f}{\partial s'_{p}} \frac{\partial s'_{p}}{\partial \lambda} + \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} E \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}}} , \tag{VII.15}$$

où f désigne la surface de charge et E la matrice d'élasticité.

En sortie de calcul, le sous-programme actualise, à chaque fois, l'indice des vides au point considéré à l'aide de l'équation VII.7 ; ce paramètre est stocké dans un vecteur de sortie pour toute utilisation ultérieure, comme l'actualisation proposée du coefficient de perméabilité du sol (chapitre VIII).

La variation des modules d'élasticité avec la profondeur a également nécessité de modifier le sous-programme de calcul de la matrice de rigidité du squelette solide et de la matrice d'élasticité permettant de déterminer les variations de contraintes en fonction des déformations du sol (sous-programme RIG41, devenu après modification RIGxx) ; il a fallu également modifier le sous-programme de calcul des forces de corrections plastiques (CTCSNL, devenu après modification CTCSNX).

La vérification de la programmation de la variation des modules d'élasticité a été réalisée à l'aide d'un calcul élastique pour le cas classique du chargement axial d'un tube épais à comportement isotrope ($E'_h=E'_v=E'$, $\nu'_{hh}=\nu'_{vh}=\nu'$ et $G'_{vh}=E'/2(1+\nu')$) ; les résultats du calcul ont été confrontés à ceux données par la solution analytique développée par Mestat (1988a) ; cette vérification est présentée en annexe de ce rapport.

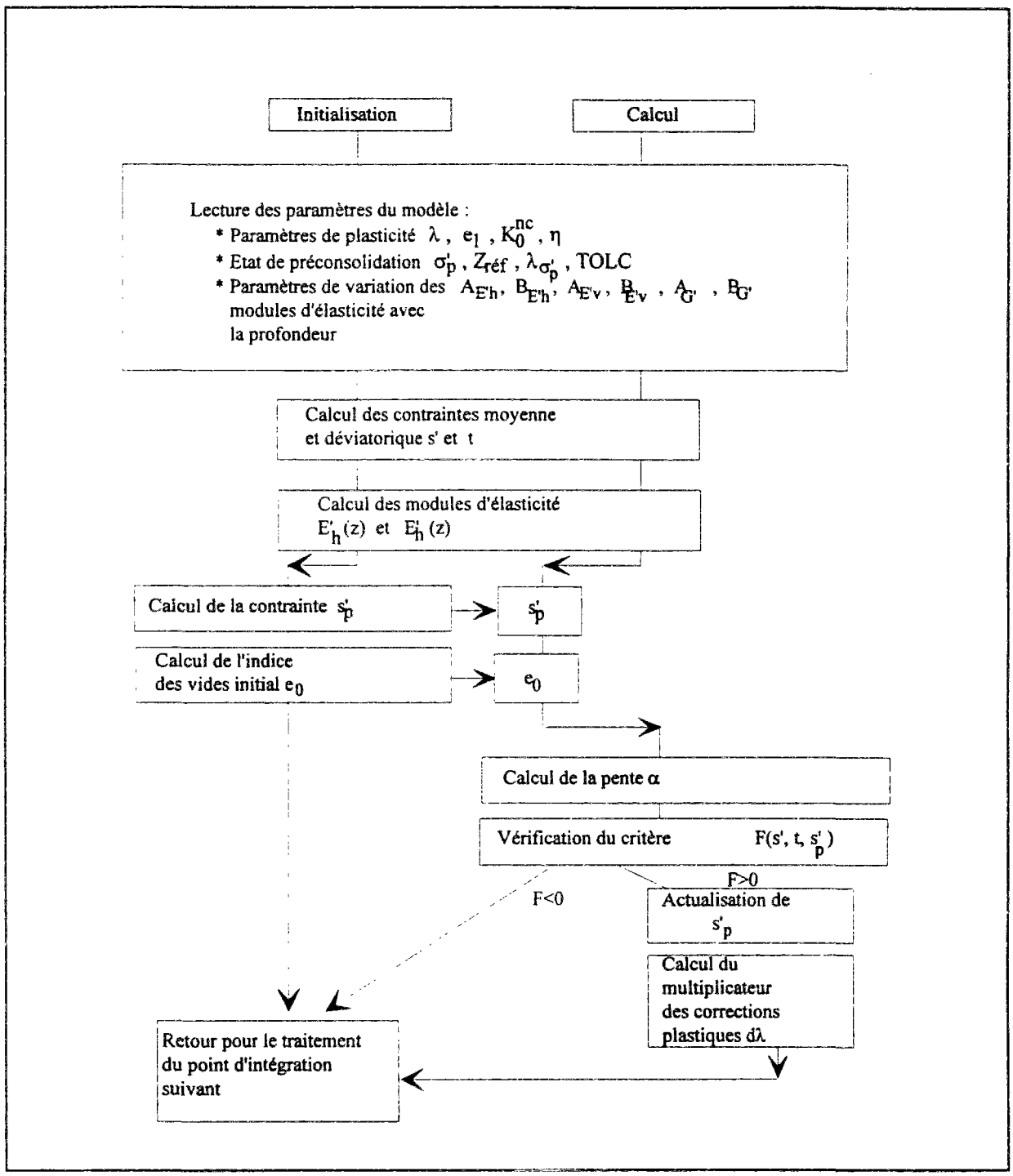


Figure VII.9 : Organigramme de la nouvelle programmation du modèle MELANIE dans CESAR-LCPC.

VII.4 Application du modèle à des cas pratiques

La présente section est consacrée à l'application du programme à deux cas pratiques qui permettent de montrer l'influence des modifications apportées à la programmation du modèle MELANIE dans CESAR-LCPC.

Nous traitons, pour une même configuration de massif, l'impact du chargement d'une fondation superficielle et celui du creusement d'un tunnel (figures VII.10a et VII.10b), ce dernier cas étant identique au cas de tunnel précédemment traité en analyse couplée dans la deuxième partie du chapitre V.

Les paramètres de calcul utilisés sont identiques à ceux précédemment considérés, issus des résultats expérimentaux du site de Cubzac-les-Ponts. Ils sont rappelés dans le tableau VII.1.

Nous avons étudié, dans un premier temps, l'influence d'un profil de contraintes de préconsolidation croissantes avec la profondeur (le profil de préconsolidation observé sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts a été adopté pour cette étude ; figure VII.10).

La nouvelle programmation du modèle MELANIE implique l'initialisation, en tout point, de l'indice des vides du sol en fonction de l'état des contraintes initiales et de la pression de préconsolidation ; la figure VII.11 montre les distributions d'indices des vides obtenues avec un profil de pressions de préconsolidation homogènes d'une part (configuration pc0) et, d'autre part, avec un profil de pressions de préconsolidation variables (configuration pd0). On observe une nette influence du profil de préconsolidation sur la distribution initiale de l'indice des vides dans le massif.

Tableau VII.1 : Paramètres de calcul (issus des résultats expérimentaux du site de Cubzac-les-Ponts).

Paramètres hydrauliques		**Paramètres d'élasticité orthotrope**		**Paramètres de plasticité**		**Etat de préconsolidation**		**Etat des contraintes effectives initiales**	
γ_w	10 kN/m^3	E'_h	1674 kPa	λ	0,5	σ'_p	102 kPa	Z_{surf}	10m
n	0,5	E'_v	2678 kPa	e_i	4,2	Z_{ref}	10m	γ'	7kPa
a_w	10-5 kPa^{-1}	ν'_{hh}	0,1	K_0^{nc}	0,5	$\lambda_{\sigma'_p}$	0	K_0^{oc}	0,55
k_x	10^{-4} m/jour	ν'_{vh}	0,25	η	1	TOLC	0,05		
k_y	2.10^{-5} m/jour	G_{vh}	1205 kPa						
k_{xy}	0								

Dans un deuxième temps, nous nous sommes intéressés à l'influence de la rigidification du massif avec la profondeur. La configuration pd0 a été adoptée en tenant compte d'une variation des modules E'_h, E'_v et G'_{vh} avec la profondeur ; deux cas ont été considérés : une augmentation homogène de E'_h, de E'_v et de G'_{vh} avec la profondeur (configuration pd1) et une augmentation plus importante de E'_h et G'_{vh} par rapport à celle de E'_v (configuration pd2). Le tableau VII.2 présente les données des calculs ; les caractéristiques d'élasticité données dans le tableau VII.1 ont été supposées correspondre à la rigidité du sol, à une profondeur de 4m par rapport à la surface.

Tableau VII.2 : Définition des calculs effectués et des paramètres pris en compte pour la variation des modules d'élasticité avec la profondeur.

	$A_{E'h}$	$B_{E'h}$	$A_{E'v}$	$B_{E'v}$	$A_{G'}$	$B_{G'}$
Calcul pd0	0	0	0	0	0	0
Calcul pd1	0,2	4	0,2	4	0,2	4
Calcul pd2	0,4	4	0,2	4	0,4	4

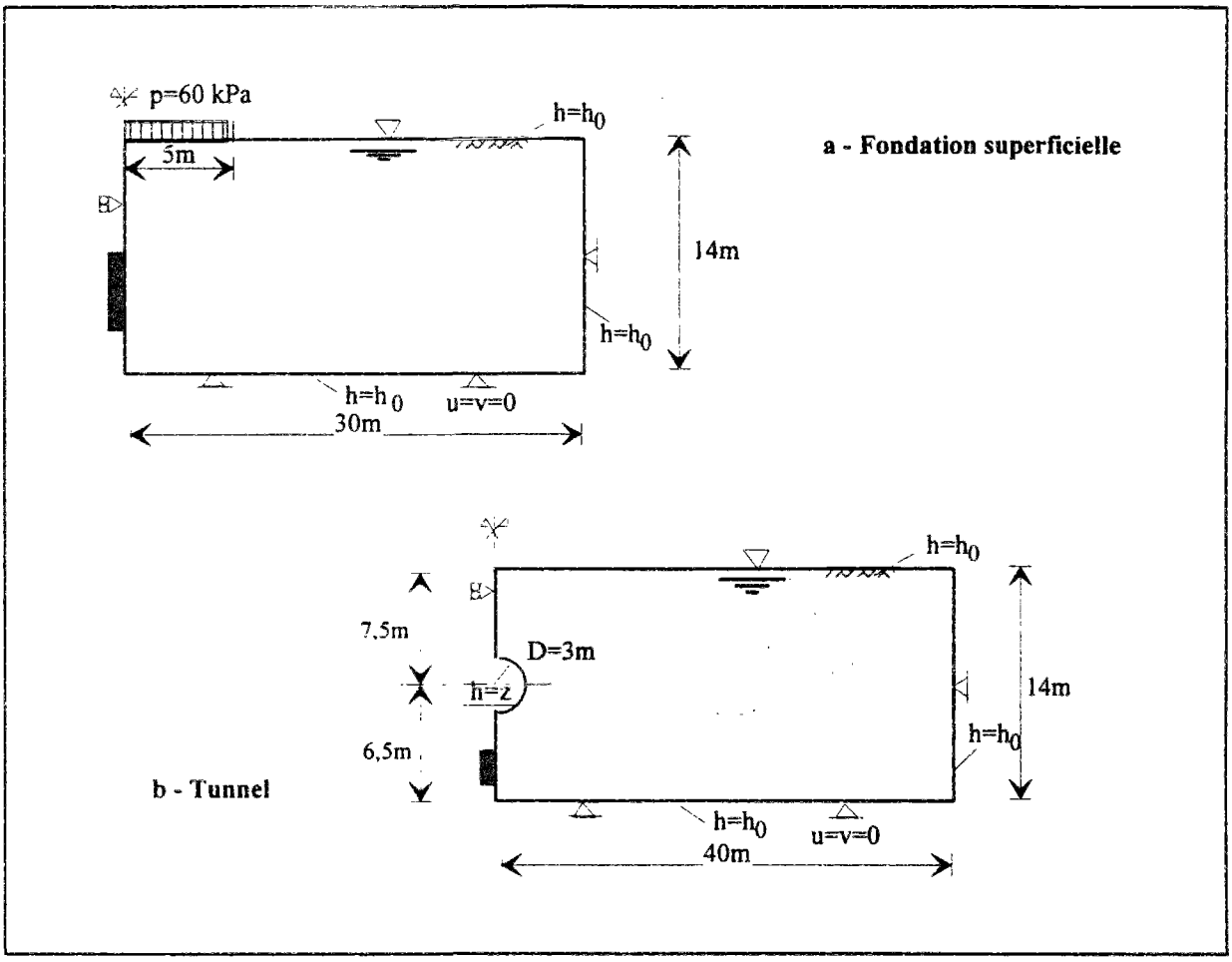
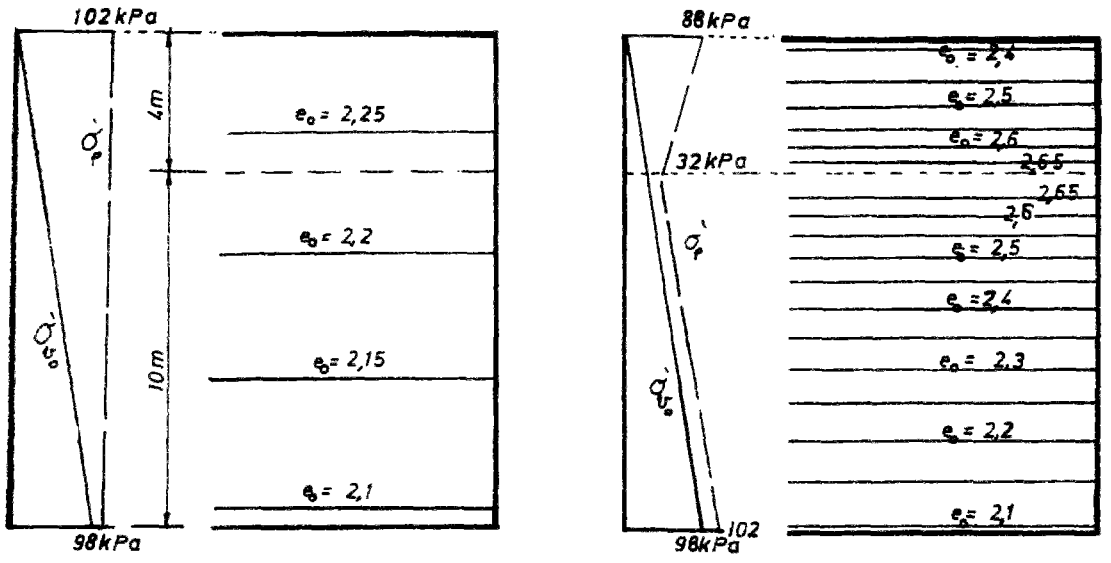


Figure VII.10 : Configurations adoptées pour étudier l'influence du profil de préconsolidation et de l'augmentation de la rigidité du sol avec la profondeur.



(a) Pression de préconsolidation constante (configuration pc0)

(b) Pression de préconsolidation variable (configuration pd0)

Figure VII.11 : Influence du profil de préconsolidation sur la distribution des valeurs initiales de l'indice des vides.

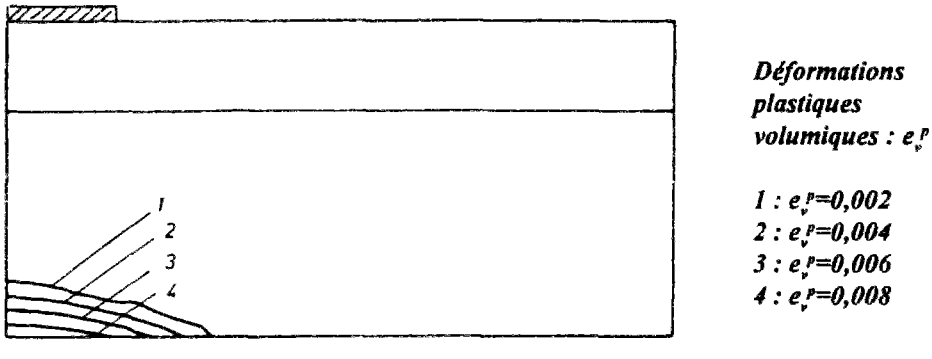
VII.4.1 Modélisation du chargement d'une fondation superficielle

La figure VII.10a décrit le problème étudié. Il s'agit d'une semelle filante de 10m de largeur, qui charge le massif d'une pression de 100kPa.

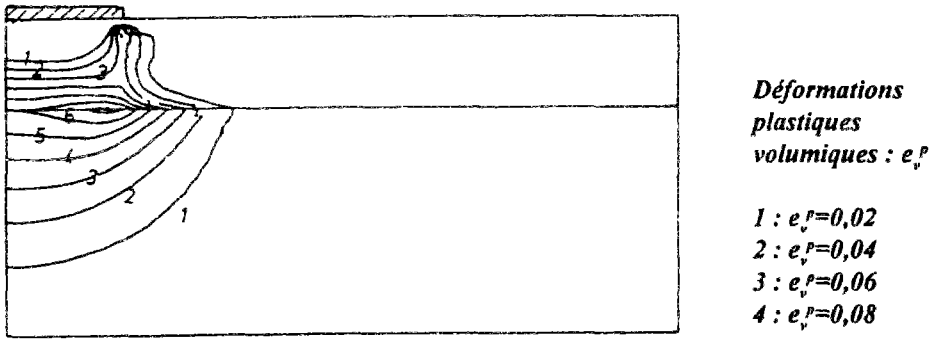
L'utilisation d'un profil de pressions de préconsolidation croissantes avec la profondeur a une influence nette sur l'ampleur des déformations plastiques qui se développent dans le massif. La figure VII.12 compare les distributions des déformations plastiques obtenues, à long terme, avec et sans variation de la pression de préconsolidation avec la profondeur.

La figure VII.13 compare l'évolution dans le temps des tassements sur l'axe de la fondation en surface ; l'amplification de la plastification du sol induit un accroissement de ses déformations et, par conséquent, une augmentation du temps nécessaire à la stabilisation des phénomènes. La figure VII.14 compare les tassements de surface obtenus à long terme et la variation des déplacements latéraux qui se produisent dans un plan vertical à 5m de l'axe de la fondation.

L'utilisation d'un profil d'élasticité variable avec la profondeur a, en revanche, montré une influence plus réduite sur le comportement du massif sous la fondation. Les figures VII.15a et VII.15b comparent les résultats obtenus pour les trois configurations pd0, pd1 et pd2 (tableau VII.2) ; ces comparaisons portent sur la distribution des déplacements latéraux et verticaux dans le massif (figure VII.15a) et selon différents plans horizontaux et verticaux (figure VII.15b). Ces résultats montrent que les déplacements verticaux sont plus affectés par la variation de la rigidité du sol que les déplacements latéraux, notamment lorsque le taux de variation avec la profondeur de E'_h et G'_{vh} est plus important que celui de E'_v. Cette observation concorde avec les résultats antérieurs de Meftah (1988), qui a montré que la valeur du rapport G'_{vh}/E'_v influence fortement la réponse des massifs anisotropes au chargement par des fondations.



(a) Pression de préconsolidation constante (configuration pc0)



(b) Pression de préconsolidation variable (configuration pd0)

Figure VII.12 : Influence du profil de préconsolidation sur la distribution des déformations plastiques qui se développent à long terme sous une fondation superficielle.

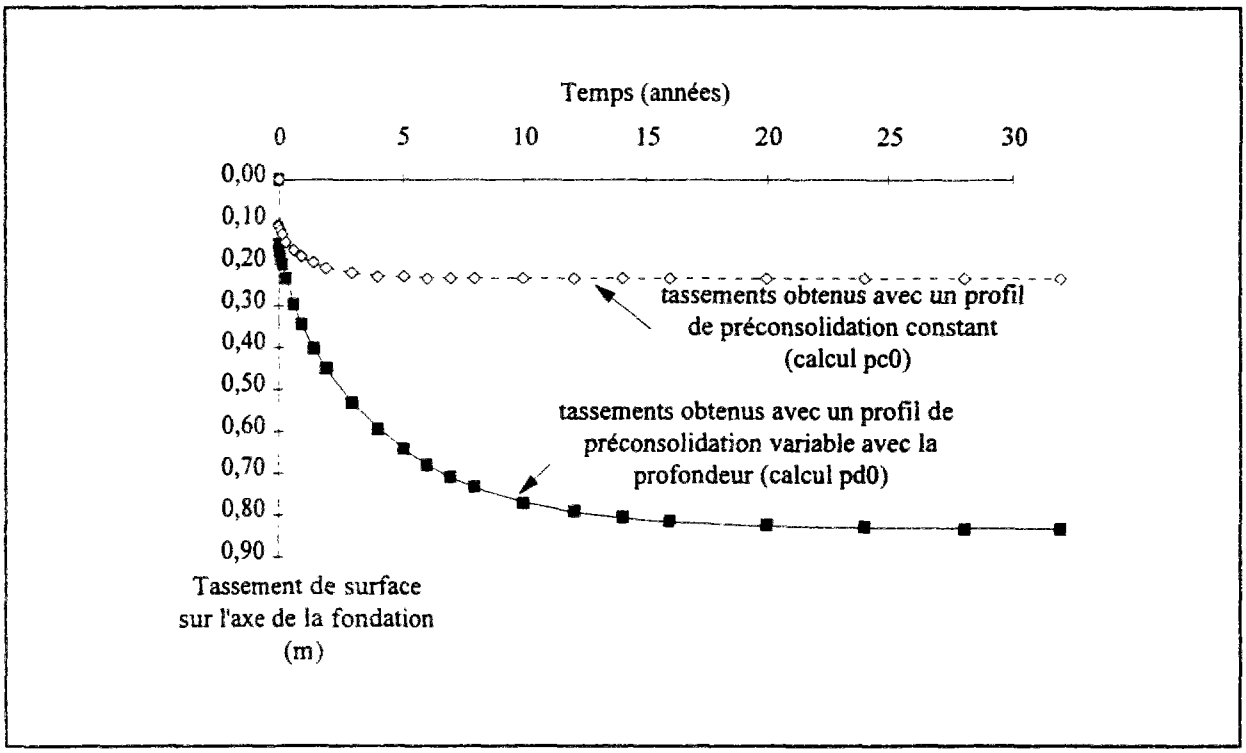


Figure VII.13 : Influence du profil de préconsolidation sur l'évolution du tassement sur l'axe de la fondation.

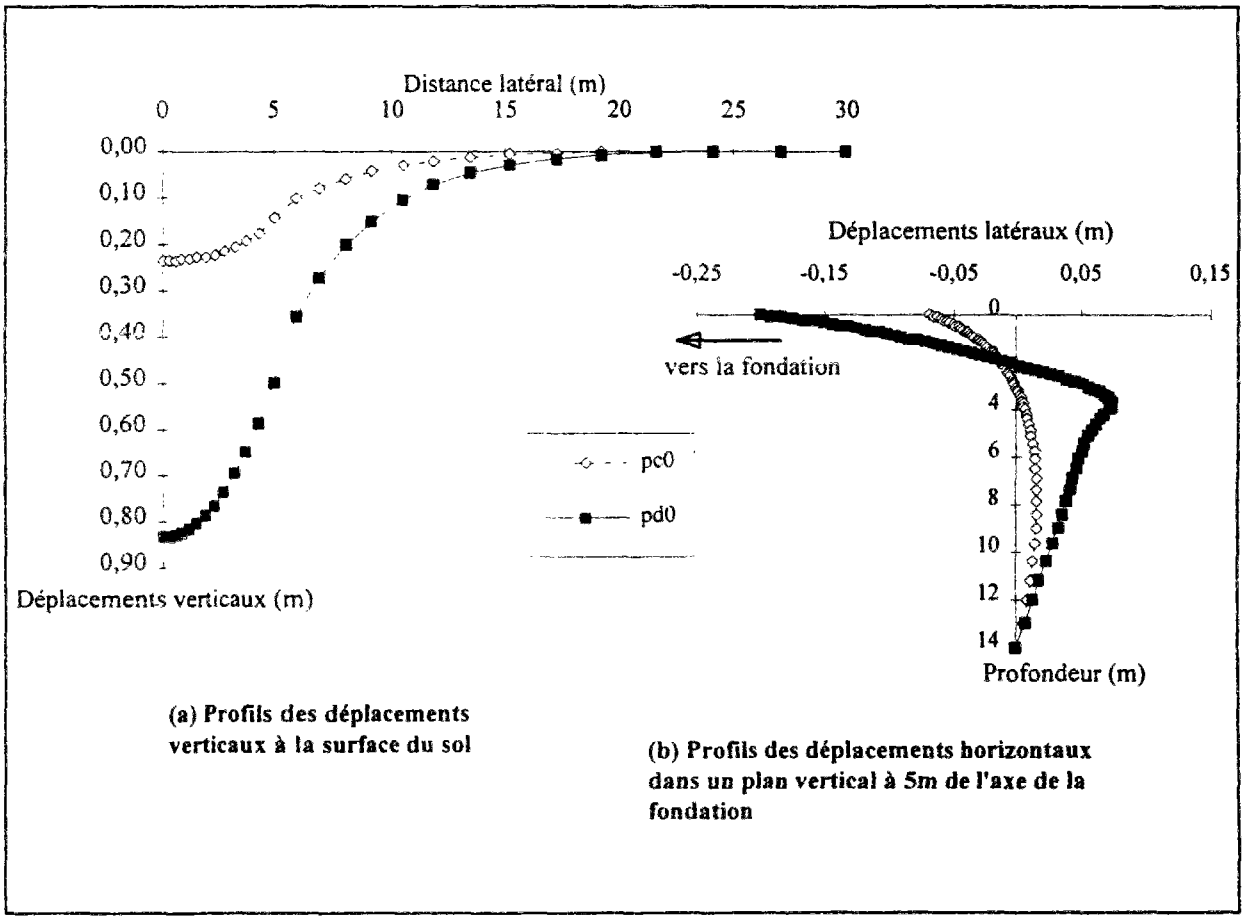
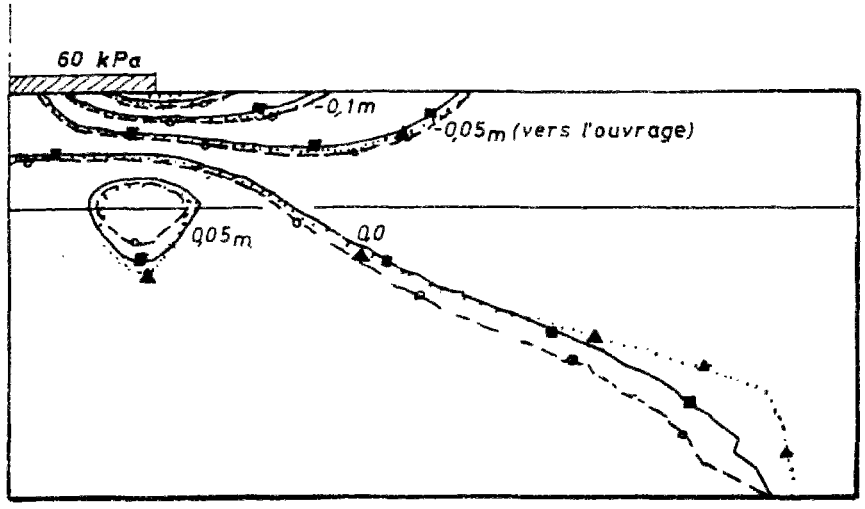
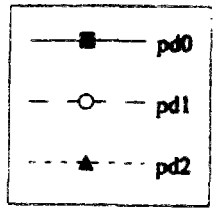
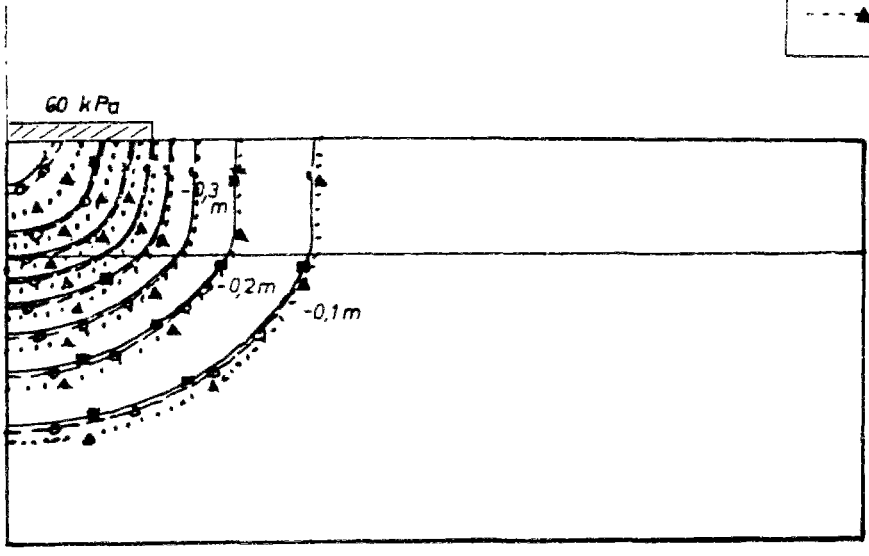


Figure VII.14 : Influence du profil de préconsolidation sur les déplacements du sol à long terme.



(b) déplacements horizontaux





(b) déplacements verticaux

Figure VII.15a : Comparaison des déplacements obtenus à long terme sous une fondation superficielle avec trois distributions verticales différentes de E'_h, E'_v et G'_{vh}.

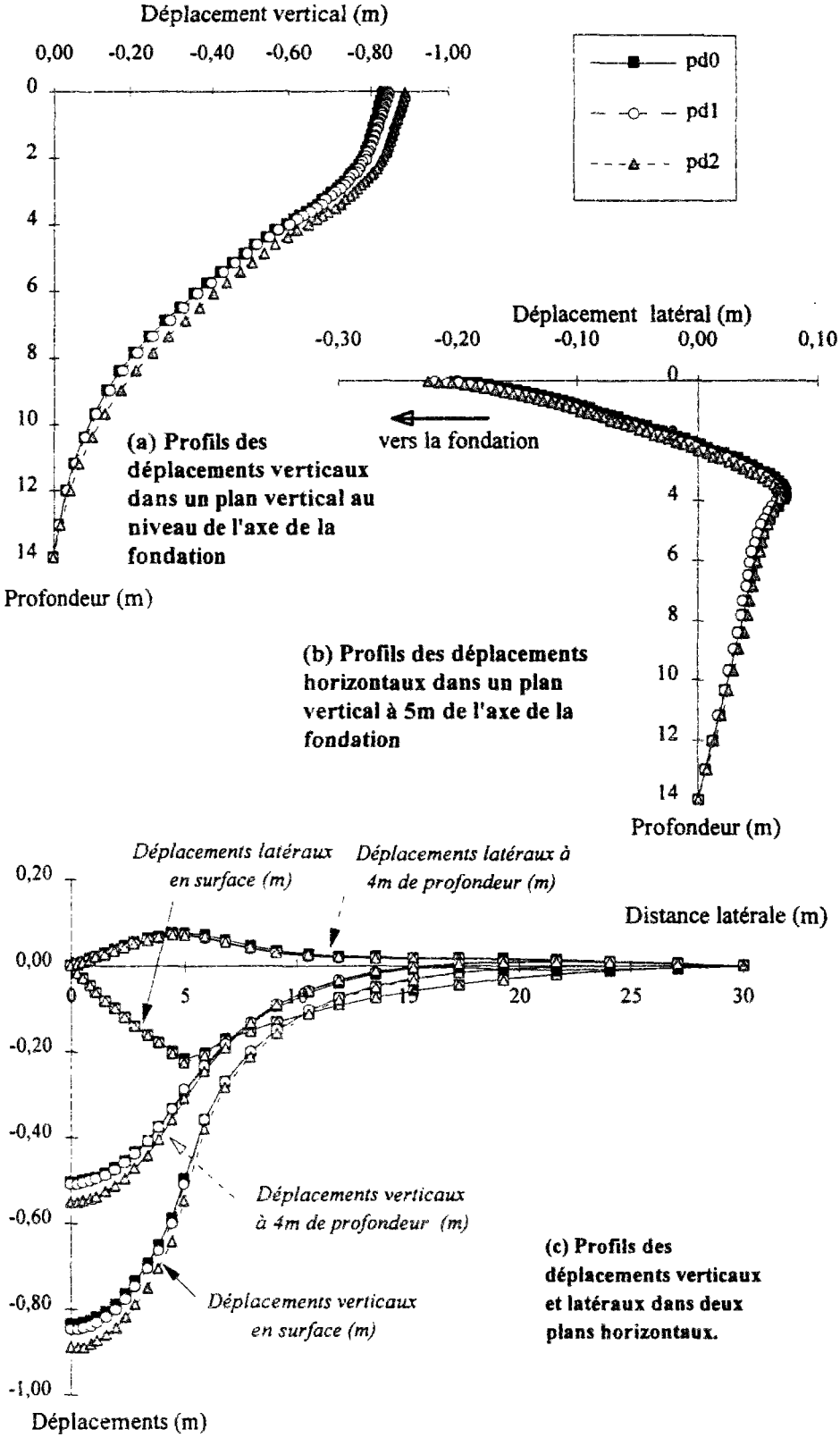


Figure VII.15b : Comparaison des déplacements obtenus à long terme sous une fondation superficielle avec trois distributions verticales différentes de E'_h, E'_v et G'_{vh}.

VII.4.2 Modélisation du creusement d'un tunnel

La configuration retenue pour le calcul du creusement d'un tunnel est présentée sur la figure VII.10b ; elle correspond à la configuration de tunnel à paroi drainante précédemment traitée dans la deuxième partie du chapitre V.

Le calcul a été aussi effectué en trois phases : déconfinement du terrain (taux de déconfinement λ passant de 0 à 0,3 en 4 jours), application du chargement résiduel après la pose du revêtement (λ passant de 0,3 à 1 en 4 jours) et consolidation du terrain.

Les paramètres caractérisant le comportement du sol sont ceux précédemment présentés dans le tableau VII.1. Le revêtement de l'ouvrage, d'une épaisseur de 25cm, est supposé élastique isotrope drainant, avec une perméabilité isotrope égale à 5.10^{-6} m/jour, un module d'élasticité de 15 MPa et un coefficient de Poisson de 0,2.

L'hypothèse d'un profil de préconsolidation variable a permis, cette fois, de montrer le développement des déformations plastifiques autour de l'ouvrage (figure VII.16). Ces déformations se concentrent autour de la galerie au cours de la construction et se répandent dans le massif à long terme du fait de la diminution progressive des pressions intersititielles due à l'écoulement des eaux vers l'ouvrage (tunnel drainant).

La figure VII.17 montre l'impact de la plastification du sol sur l'évolution des tassements dans le temps ; la figure VII.18 compare, pour les deux configurations pc0 (calcul avec profil de préconsolidation constant) et pd0 (calcul avec profil de préconsolidation variable), les cuvettes de tassement obtenues à long terme en surface et les déplacements latéraux qui se développent vers l'ouvrage. Ces résultats mettent en évidence la nette influence de la plastification du sol sur les déplacements latéraux vers l'ouvrage et sur l'ampleur des tassements de surface et leur évolution dans le temps ; ils montrent, en revanche, une faible influence du profil de préconsolidation sur l'étendue de la cuvette de tassement de surface, la plastification du sol étant concentrée autour du tunnel en clé.

Pour la même configuration, l'utilisation d'une rigidité élastique variable avec la profondeur a montré des différences relativement importantes par rapport au cas d'une rigidité homogène (figures VII.19a et VII.19b ; configurations présentées dans le tableau VII.2). Contrairement au cas d'une fondation superficielle, des différences peuvent être notées dans les déplacements latéraux et verticaux. Le mode de sollicitation dû au creusement d'un tunnel est vraisemblablement la raison de cette influence.

Les résultats du calcul pd2 confirment, encore une fois, la nette influence du rapport G'_{vh}/E'_{v} sur les déformations des massifs anisotropes.

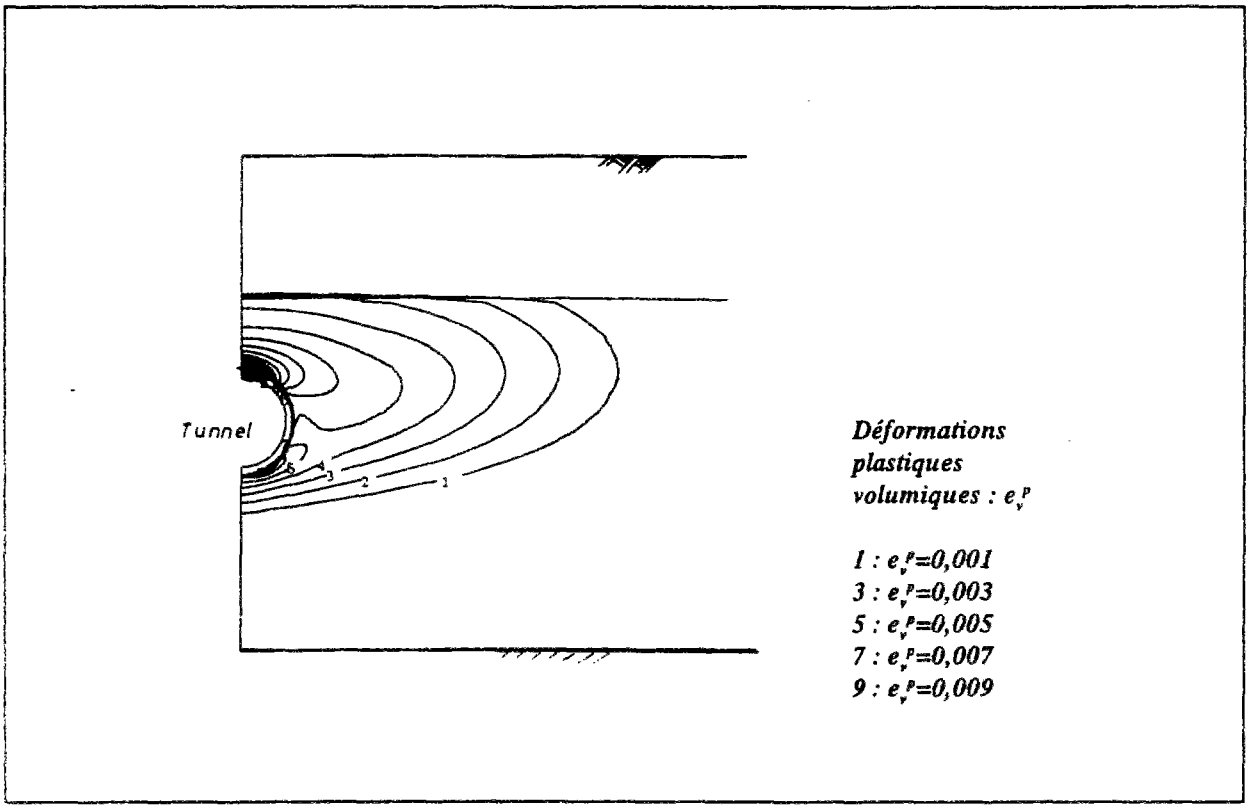


Figure VII.16 : Déformations plastiques obtenues autour de l'ouvrage à long terme lorsque l'on tient compte de l'évolution de la pression de préconsolidation avec la profondeur (calcul pd0).

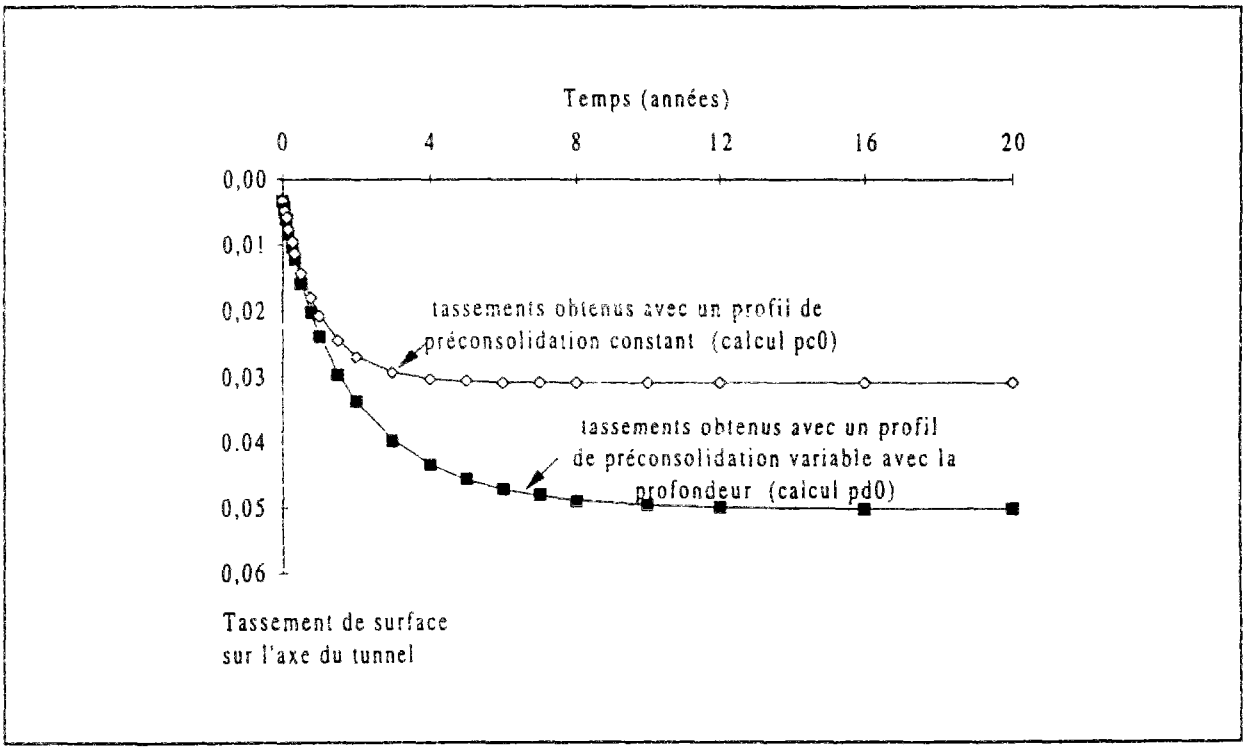


Figure VII.17 : Evolution des tassements de surface sur l'axe de l'ouvrage - Comparaison des résultats des calculs avec un profil de préconsolidation constant et un profil de préconsolidation variable.

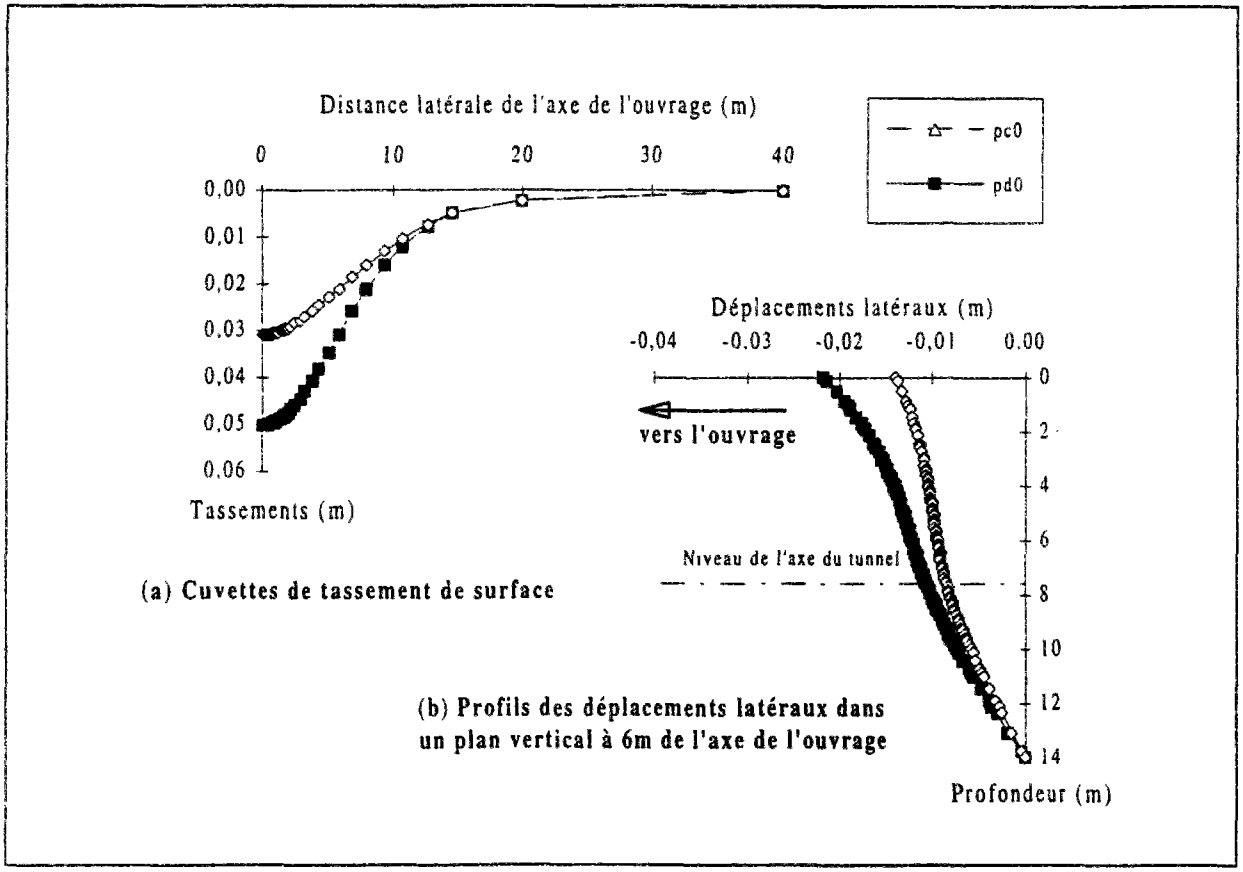


Figure VII.18 : Mouvements obtenus à long terme - Comparaison des résultats des calculs avec un profil de préconsolidation constant et un profil de préconsolidation variable.

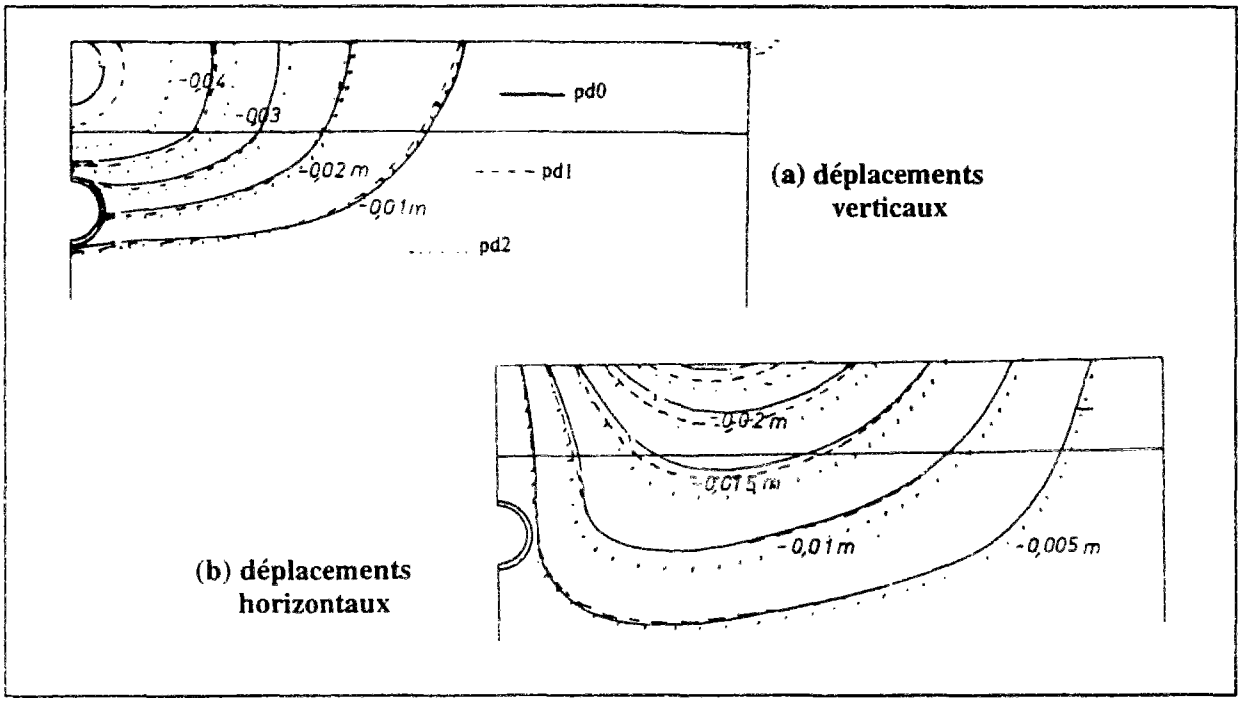


Figure VII.19a : Comparaison des tassements et des déplacements horizontaux à long terme autour du tunnel pour trois distributions verticales différentes de E'_h, E'_v et G'_{vh}.

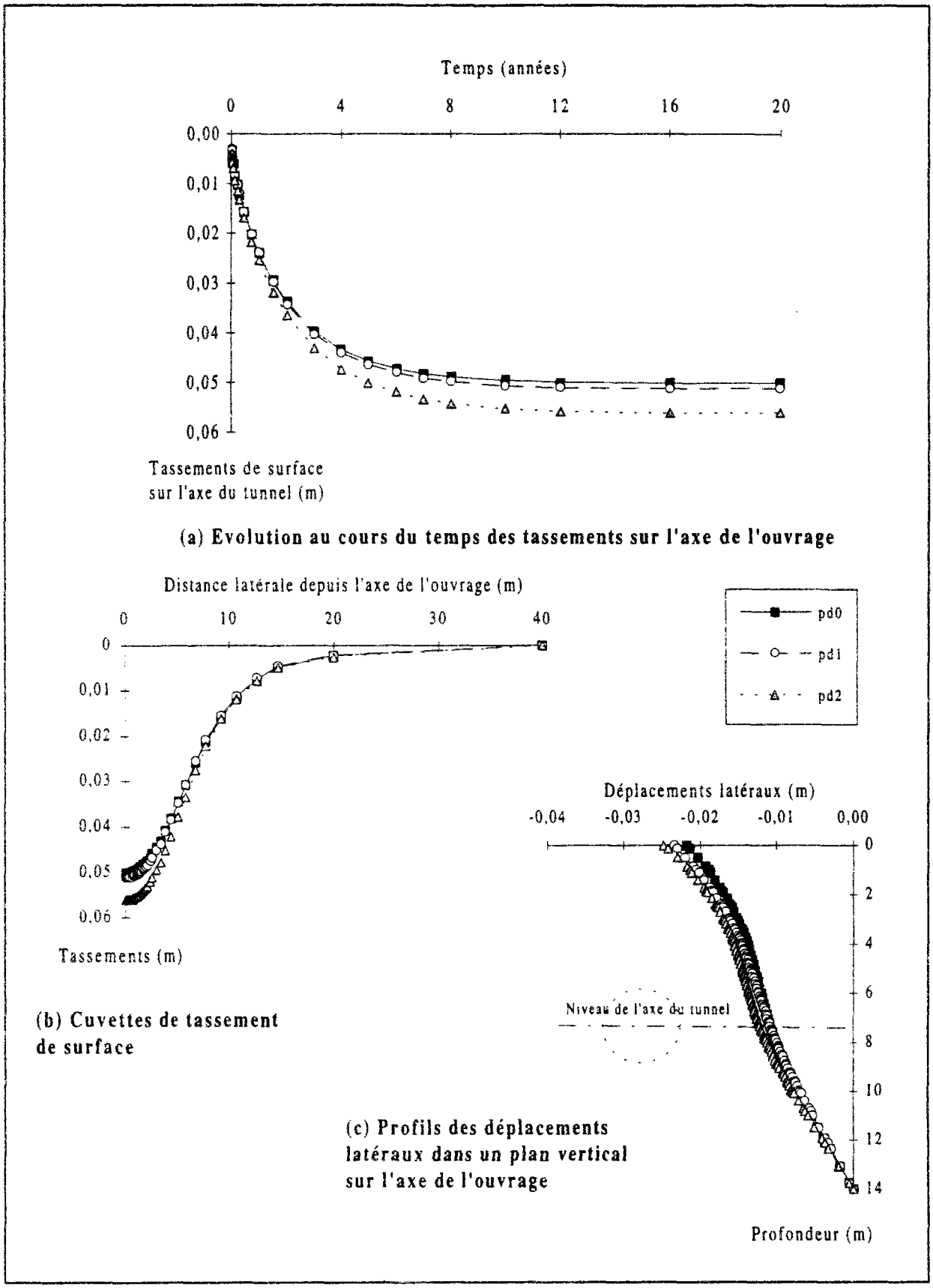


Figure VII.19b : Comparaison des tassements et déplacements horizontaux à long terme autour du tunnel pour trois distributions verticales différentes de E'_h, E'_v et G'_{vh}.

VII.5 Conclusions

Ce chapitre a présenté une nouvelle approche pour le traitement du modèle élastoplastique pour sols anisotropes MELANIE.

Cette nouvelle approche permet de traiter, un profil de préconsolidation variable avec la profondeur dans un massif de caractéristiques homogènes et/ou un profil de rigidité variable (variation de E'_h, E'_v et/ou G'_{vh}).

L'intégration de ces caractéristiques a nécessité de modifier le traitement numérique de MELANIE dans CESAR-LCPC ; elle a également nécessité la modification du sous-programme de calcul de la matrice de rigidité des éléments de consolidation de CESAR.

L'application de la nouvelle version de MELANIE dans CESAR au calcul de deux types d'ouvrages a permis d'apprécier l'effet de la prise en compte de la variation du profil de préconsolidation avec la profondeur et de la rigidification du sol, sur la consolidation du massif dans le cas d'une fondation superficielle ou du creusement d'un tunnel.

La prise en compte d'un profil de préconsolidation variant avec la profondeur permet une reproduction plus réaliste des conditions de plastification de sol aussi bien sous une fondation superficielle qu'autour d'une galerie souterraine.

La prise en compte d'une rigidification du massif avec la profondeur a également montré une certaine influence sur les déformations qui se développent autour des deux ouvrages ; cette influence est plus importante lorsqu'il s'agit d'un creusement de tunnel et lorsque le taux de variation de E'_h et G'_{vh} avec la profondeur est plus important que la variation de E'_v.

Toutefois, ces résultats ne peuvent être généralisés qu'avec une étude paramétrique détaillée faisant varier les différents paramètres géométriques et rhéologiques de chaque problème ; le massif argileux considéré dans ce chapitre étant faiblement surconsolidé et d'une épaisseur limitée, l'influence de la variation de la rigidité élastique pourrait être plus importante dans des massifs plus fortement surconsolidés et/ou plus étendus en profondeur.

Enfin, la nouvelle version du programme permet l'actualisation de l'indice des vides à tout instant, et en tout point du massif, en fonction de l'évolution de l'état de contraintes. La valeur de l'indice des vides actualisé pourra être utilisé à l'avenir pour modifier, au cours d'un calcul, les caractéristiques des matériaux, simulant ainsi l'évolution des propriétés du sol ; cette caractéristique sera notamment utilisée pour l'actualisation des coefficients de perméabilité, prise en compte dans le prochain chapitre pour le traitement de la consolidation (chapitre VIII).

CHAPITRE VIII

CONTRIBUTION AU DEVELOPPEMENT DE LA MODELISATION DE LA CONSOLIDATION AVEC SURFACE LIBRE DANS CESAR-LCPC

VIII.1 Introduction

Ce chapitre est consacré au développement de l'approche proposée à la fin du chapitre VI pour le traitement de la consolidation des sols argileux en présence d'une surface libre.

La première partie du chapitre présente les bases théoriques de calcul, qui a nécessité la réécriture de l'équation de conservation de la masse d'eau pour un élément de sol non-saturé, ainsi que la généralisation de l'équation relative au comportement mécanique.

La deuxième partie du chapitre décrit la formulation numérique du calcul pour le cas d'un comportement non-linéaire du sol. Elle expose également la démarche adoptée pour la programmation des équations dans un nouveau module du progiciel CESAR-LCPC, ainsi que pour la vérification du bon fonctionnement du programme.

Ce programme a été appliqué au calcul d'une fondation superficielle et du creusement d'un tunnel ; ces exemples permettent d'apprécier l'importance de la prise en compte de la cinématique du niveau piézométrique dans le calcul d'un ouvrage géotechnique.

VIII.2 Développement d'une nouvelle approche pour le traitement de la consolidation avec surface libre

L'approche proposée dans ce chapitre pour le traitement de la consolidation avec surface libre vise à préserver la continuité du comportement hydraulique et mécanique entre les zones saturées et non-saturées du massif.

Du point de vue hydraulique, cette approche est basée sur les principes de l'écoulement monophasique de Richards. Sur le plan mécanique, elle repose sur la généralisation de la notion de contraintes effectives proposée par Bishop ; celle-ci permet d'exprimer l'influence de la désaturation sur le comportement mécanique du sol, en passant de manière continue du domaine saturé aux parties non-saturées du massif.

Les argiles, dans leur majorité, restent quasi-saturées jusqu'à des valeurs élevées des pressions interstitielles négatives et leur comportement mécanique dans ce domaine peut être décrit par la notion de contraintes effectives de Terzaghi. Toutefois, l'application du principe de Bishop permet de traiter avec le même formalisme d'éventuelles zones en forte désaturation correspondant à une couche de sol plus grossier ou une strate d'argile fortement désaturée.

Le développement théorique de l'approche proposée repose sur huit hypothèses principales :

H1- continuité de l'écoulement entre zones saturées, quasi-saturées et non-saturées de l'aquifère ;

H2- relation univoque entre le degré de saturation du sol et la pression de l'eau interstitielle ;

H3- la perméabilité du sol fonction de son degré de saturation ;

H4- écoulement décrit par la loi de Darcy, généralisée par Richards (1931);

H5- validité de la notion de contraintes effectives de Terzaghi tant que le sol reste quasi-saturé ;

H6- comportement dans la zone désaturée régi par les lois de comportement du sol saturé, les contraintes effectives étant définies par l'équation de Bishop où la variation du paramètre χ permet de représenter les variations des propriétés mécaniques du matériau ;

H7- incompressibilité des grains solides ;

H8- hypothèse des petites déformations.

L'approche proposée étant destinée à préserver la continuité du comportement hydraulique et mécanique entre les zones saturées et non saturées du massif, sa description analytique a reposé sur deux principes :

- une réécriture de l'équation de la conservation de la masse d'eau pour un milieu déformable et à degré de saturation variable.

- une rédéfinition de la notion de contraintes effectives à travers les principes de Bishop pour pouvoir gérer la déformabilité des parties non-saturées du massif avec les mêmes lois de comportement que pour le sol saturé.

Avant de présenter le développement analytique de cette approche, on doit signaler que la convention de signes adoptée dans ce chapitre est celle utilisée dans la programmation du code CESAR-LCPC, à savoir la convention de signes de la mécanique des milieux continus pour l'aspect mécanique de la consolidation (contraintes, pressions mécaniques, ..) et celle de la mécanique des sols pour l'aspect hydraulique (pressions d'eau, débits, ..).

VIII.2.1 Equation de conservation de la masse d'eau

La continuité de l'écoulement s'exprime par l'équation de conservation de la masse d'eau interstitielle au niveau élémentaire (figure VIII.1). Cette équation peut-être écrite en fonction de la masse volumique de l'eau ρ_w, du volume d'eau contenu dans l'élément de sol V_w et du volume total de l'élément V. On obtient :

$$\mathrm{div}(\rho_w \vec{v}) + \frac{\partial(\rho_w V_w / V)}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.1)}$$

où $\vec{v}$ désigne la vitesse d'écoulement au sens de Darcy et t le temps.

Après développement, l'équation précédente se met sous la forme :

$$\rho_w . div(\vec{v}) + \vec{v}.\vec{grad}\rho_w + \frac{V_w}{V}.\frac{\partial \rho_w}{\partial t} + \frac{\rho_w}{V}.\frac{\partial V_w}{\partial t} - \frac{\rho_w V_w}{V^2}.\frac{\partial V}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.2)}$$

En négligeant le second terme, supposé petit, et en divisant l'équation résultante par ρ_w, on obtient :

$$\mathrm{div}(\vec{v}) + \frac{V_w}{V}.\frac{\partial \rho_w / \rho_w}{\partial t} + \frac{\partial V_w / V}{\partial t} - \frac{V_w}{V}.\frac{\partial V / V}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.3)}$$

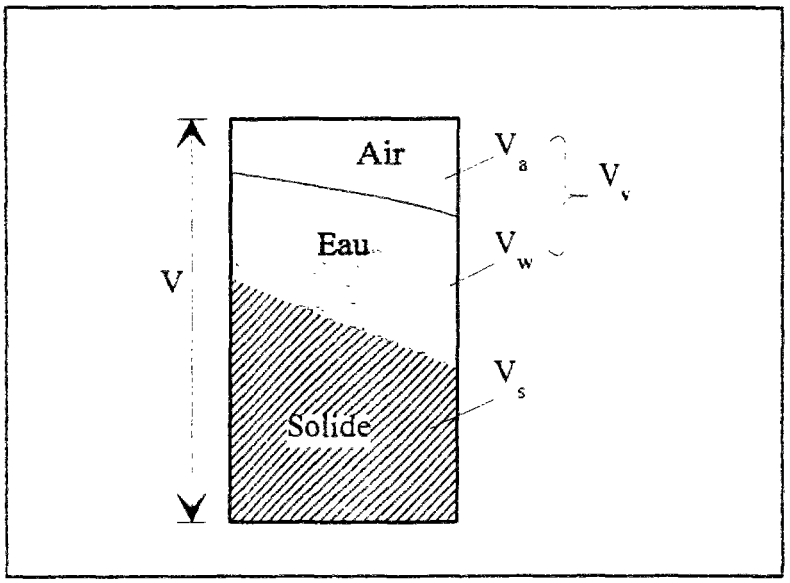


Figure VIII.1 : Elément de sol non-saturé.

Sachant que $\frac{-\partial \rho_w / \rho_w}{\partial u_w} = a_w$ (compressibilité du fluide) et $\frac{\partial V}{V} = \partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})$ (déformation volumique dans l'élément considéré), l'équation de conservation de la masse d'eau peut s'écrire :

$$div(\vec{v}) - \frac{V_w}{V}.a_w.\frac{\partial u_w}{\partial t} + \frac{\partial V_w / V}{\partial t} - \frac{V_w}{V}.\frac{\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.4)}$$

Compte tenu des définitions du degré de saturation $S_r = \frac{V_w}{V_v}$ et de la porosité $n = \frac{V_v}{V}$, cette dernière équation se met sous la forme :

$$div(\vec{v}) - n.S_r.a_w.\frac{\partial u_w}{\partial t} + \frac{\partial V_w / V}{\partial t} - n.S_r.\frac{\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.5)}$$

Par ailleurs, en différenciant l'équation définissant S_r par rapport à ses deux variables V_w et V_v, on a :

$$\partial S_r = \frac{\partial V_w}{V_v} - \frac{V_w \partial V_v}{V_v^2} \qquad \text{(VIII.6)}$$

On en déduit :

$$\partial V_w = V_v.\partial S_r + S_r.\partial V_v \qquad \text{(VIII.7)}$$

et

$$\frac{\partial V_w}{V} = n.\partial S_r + S_r.\frac{\partial V_v}{V} \qquad \text{(VIII.8)}$$

Le volume des solides étant supposé constant dans l'élément, on a $\partial V_s / V = \partial V / V = \partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})$, et l'équation VIII.8 devient :

$$\frac{\partial V_w}{V} = n.\partial S_r + S_r.\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}}) \qquad \text{(VIII.9)}$$

L'équation de conservation de la masse d'eau se met alors sous la forme :

$$div(\vec{v}) - n.S_r.a_w.\frac{\partial u_w}{\partial t} + n.\frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r.\frac{\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})}{\partial t} - n.S_r.\frac{\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.10)}$$

ou

$$div(\vec{v}) - n.S_r.a_w.\frac{\partial u_w}{\partial t} + n.\frac{\partial S_r}{\partial t} + (1-n).S_r.\frac{\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.11)}$$

Compte tenu de l'hypothèse H2 (relation univoque entre le degré de saturation et la pression interstitielle), l'équation VIII.11 devient :

$$div(\vec{v}) - n.S_{r(u_w)}.a_w.\frac{\partial u_w}{\partial t} + n.\frac{\partial S_{r(u_w)}}{\partial u_w}.\frac{\partial u_w}{\partial t} + (1-n).S_{r(u_w)}.\frac{\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.12)}$$

En introduisant la charge hydraulique h égale à : $u_w / \gamma_w + z$ (ce qui implique $\partial h = \partial u_w / \gamma_w$), l'équation de la conservation de la masse d'eau se met finalement sous la forme :

$$div(\vec{v}) + n.\gamma_w\left[-S_{r(u_w)}.a_w + \frac{\partial S_{r(u_w)}}{\partial u_w}\right].\frac{\partial h}{\partial t} + (1-n).S_{r(u_w)}.\frac{\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.13)}$$

Cette dernière équation permet de décrire la continuité de l'écoulement dans l'ensemble du massif ; elle prend, par ailleurs, en compte les trois sources d'emmagasinement, à savoir la compressibilité du fluide a_w, l'entrée de l'air $\partial S_r/\partial t$ et la déformabilité du sol $\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})/\partial t$.

D'un autre côté, cette équation permet, par le choix des paramètres appropriés, de retrouver l'équation de conservation de la masse d'eau caractérisant un milieu déformable continuellement saturé ou celle d'un milieu indéformable en présence de surface libre.

Dans le cas d'un milieu continuellement saturé, on a : $S_r = 1$ et $\partial S_r = 0$; l'équation VIII.13 s'écrit alors :

$$div(\vec{v}) - n.\gamma_w.a_w.\frac{\partial h}{\partial t} + (1-n).\frac{\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}})}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.14)}$$

Dans le cas d'un milieu indéformable, on a $n.S_r = \theta_w$, $n.\partial S_r = \partial\theta_w$ et $\partial tr(\underline{\underline{\varepsilon}}) = 0$; l'équation de conservation de la masse d'eau se met alors sous la forme :

$$div(\vec{v}) + \gamma_w.\left[-\theta_w.a_w + \frac{\partial\theta_w}{\partial u_w}\right].\frac{\partial h}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.15)}$$

Enfin, cette approche étant basée sur la relation entre le degré de saturation et la pression interstitielle négative (hypothèse H2), une loi $S_r(u_w)$ adaptée doit être choisie pour approcher l'allure expérimentalement observée. Des résultats pour différents types de sols peuvent être trouvés dans la littérature ; certains ont été groupés en annexe de ce rapport.

Dans le cadre de ce travail, nous avons utilisé une loi en S, initialement développée par Gardner (1958) et adoptée dans le module de calcul NSAT ; les variables sont toutefois à adapter pour tenir compte de certaines observations expérimentales, et en particulier de la limite de pression d'eau négative à partir de laquelle le sol commence à se désaturer et de l'existence d'un degré de saturation vers lequel la quantité d'eau dans les pores tend à se stabiliser. Pour ce faire, nous proposons d'introduire S_r^* et u_w^* définis comme :

$$S_r^* = \frac{S_r - S_{r_{min}}}{1 - S_{r_{min}}} \qquad \text{(VIII.16)}$$

et

$$u_w^* = \frac{u_{w_{désat}} - u_w}{u_{w_{désat}} - u_{w_{min}}} \qquad \text{(VIII.17)}$$

avec

$S_r(u_w)$: degré de saturation correspondant à une certaine pression interstitielle négative,
S_{rmin} : degré de saturation minimum,
$u_{w_{desat}}$: pression interstitielle à partir de laquelle le sol commence à se désaturer,
$u_{w_{min}}$: pression interstitielle à partir de laquelle le sol ne libère plus d'eau.

La relation $S_r^*(u_w^*)$ peut alors se mettre sous la forme:

$$S_r^*(u_w^*) = \frac{A_s}{A_s + (u_w^*)^{B_s}} \qquad \text{si } u_w^* < 0 \qquad \text{(VIII.18)}$$

et

$$S_r^*(u_w^*) = 1 \qquad \text{si } u_w^* \geq 0 \qquad \text{(VIII.19)}$$

où A_s et B_s sont des paramètres adimensionnels, qui varient selon le type de sol.

L'allure de cette relation est donnée sur la figure VIII.2, qui décrit également la correspondance entre S_r^* et S_r d'une part, et entre u_w^* et u_w d'autre part.

D'un autre côté, la continuité du flux d'écoulement dans le massif nécessite l'introduction de la loi de Darcy généralisée par Richards (1931). Celle-ci s'écrit sous la forme :

$$\vec{v} = -k_r(S_r).\vec{grad}(h) \qquad \text{(VIII.20)}$$

où k désigne le coefficient de perméabilité du sol saturé et k_r (S_r) le rapport entre les coefficients de perméabilité du sol à l'état désaturé et à l'état saturé [$k(S_r)$ / k].

Une loi en S a également été choisie pour décrire la relation entre le coefficient de perméabilité du sol et son degré de saturation (figure VIII.3). Cette loi permet de donner une bonne représentation des résultats observés expérimentalement (une synthèse de résultats expérimentaux est présentée en annexe). La fonction proposée peut s'écrire :

$$k_r(S_r) = \frac{k(S_r)}{k(S_r=1)} = \frac{A_k.(1-k_{r_{min}})}{A_k+(1-S_r)^{B_k}} + k_{r_{min}} \qquad \text{(VIII.21)}$$

où A_k et B_k sont des paramètres scalaires et $k_{r_{min}}$ la perméabilité relative minimale.

D'un autre côté, l'introduction d'une relation entre la variation du coefficient de perméabilité du sol et celle de son indice des vides présente un intérêt certain dans la modélisation de la consolidation des argiles. Une relation semi-logarithmique entre les deux paramètres a été bien établie par l'expérience. La variation du coefficient de perméabilité du sol peut être définie par :

$$k_e(e) = \frac{k(e)}{k(e_k)} = 10^{\left(\frac{e-e_k}{C_k}\right)} \qquad \text{(VIII.22)}$$

avec

$k_e(e_k)$: coefficient de perméabilité du sol saturé déterminé expérimentalement,
e_k : indice des vides de l'échantillon testé,
C_k : coefficient de variation de la perméabilité en fonction de la variation de l'indice des vides.

Cette relation peut être généralisée à l'ensemble du massif, la perméabilité du sol étant décrite, dans les zones saturées et non saturées, en fonction du coefficient de perméabilité du sol saturé.

L'hypothèse H3 peut-être généralisée de façon à supposer que la perméabilité du sol est non seulement fonction de son degré de saturation, mais aussi de son état d'indice des vides.

La loi de Darcy généralisée peut alors se mettre sous la forme :

$$\vec{v} = -k_{re}(S_r,e).\vec{grad}(h) \qquad \text{(VIII.23)}$$

$k_{re}(S_r,e)$ représentant le coefficient de perméabilité relative actualisé pour tenir compte de la valeur de l'indice des vides et du degré de saturation ; ce coefficient peut être défini par l'équation suivante, développée par Van Genuchten (1980 ; cité par Ozanam, 1988) :

$$k_{re}(S_r,e) = \frac{k_{re}(S_r,e)}{k_{re}(S_r = 1, e_k)} = k_r(S_r).k_e(e) \qquad \text{(VIII.24)}$$

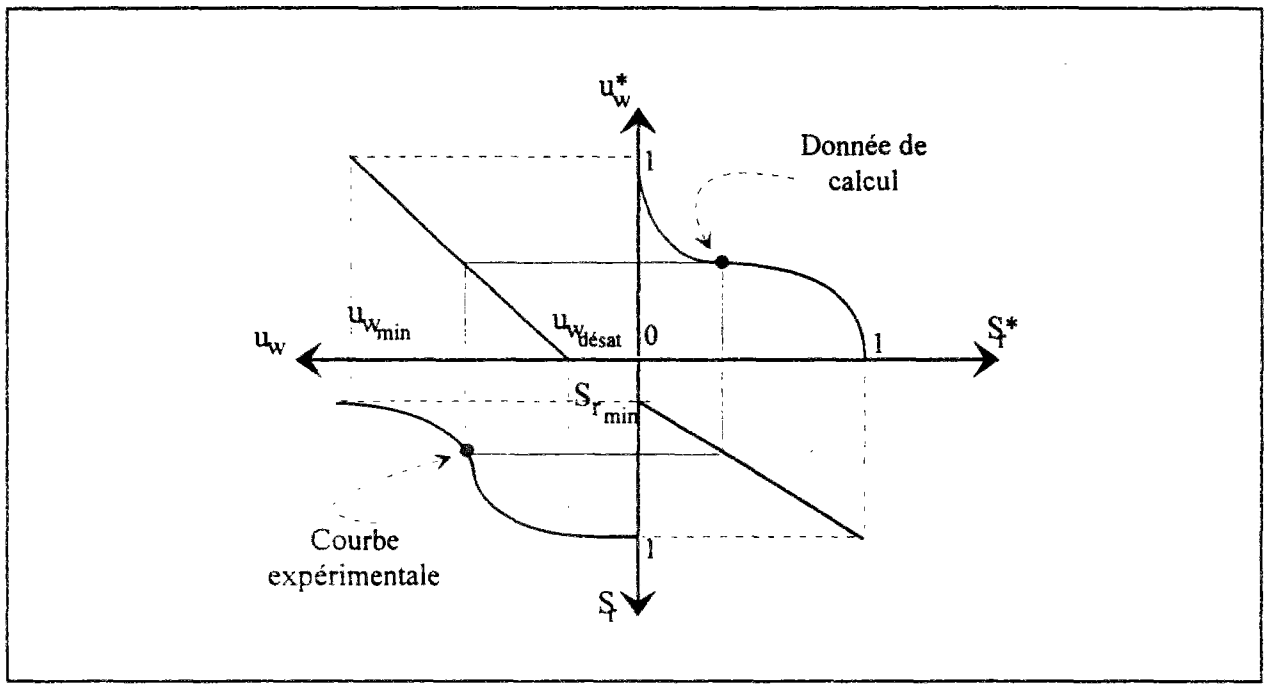


Figure VIII.2 : Relation adoptée entre le degré de saturation et la pression négative du sol au niveau macroscopique.

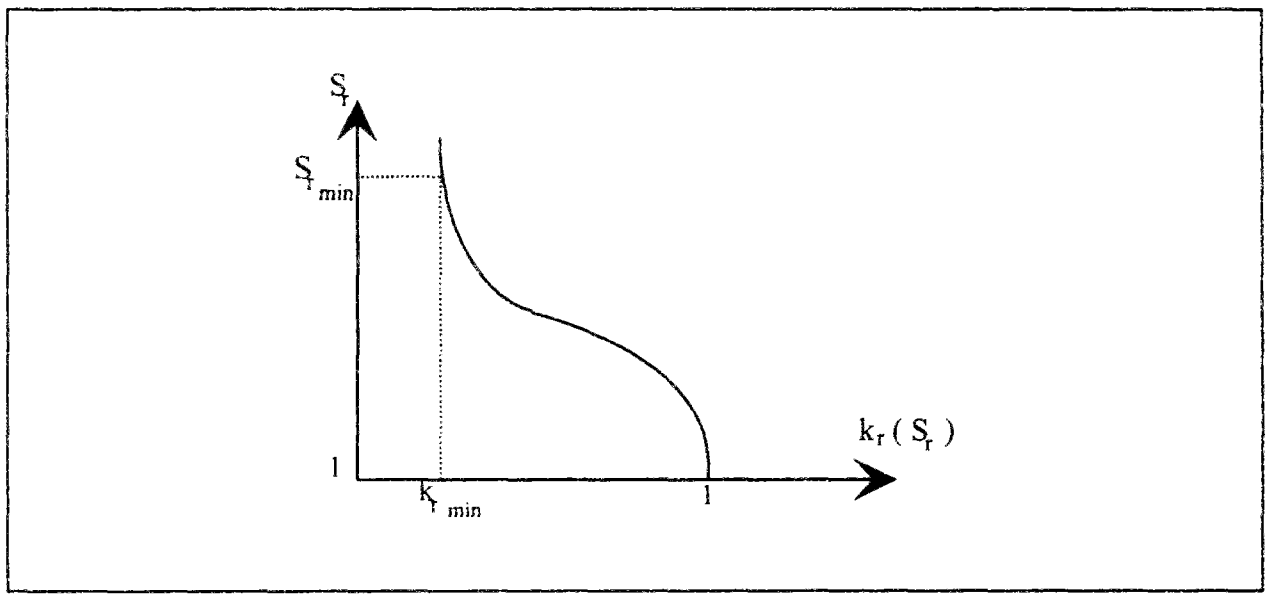


Figure VIII.3 : Influence de la désaturation sur le coefficient de perméabilité au niveau macroscopique.

VIII.2.2 Notion de contrainte effective modifiée selon les principes de Bishop

Compte tenu de l'éventuelle désaturation d'une partie du massif, une définition adaptée des contraintes effectives s'impose. Nous avons choisi de prendre en compte, la désaturation à travers le coefficient χ de Bishop, qui est lié au degré de saturation du sol.

Rappelons simplement qu'on suppose que la loi de variation de χ permet de représenter la variation des propriétés mécaniques du sol en utilisant les mêmes lois mécaniques dans les zones saturée et non-saturée du massif.

Pour détérminer le coefficient χ de Bishop, on applique une variation de pression interstitielle négative Δu_w et on mesure la variation d'indice des vides Δe qu'elle provoque. En se référant aux courbes de comportement caractéristique du sol saturé dans le plan e-p', on obtient une variation équivalente de contraintes moyennes $\Delta p'$ (figure VIII.4) et le coefficient χ est défini par le rapport $\Delta p'/\Delta u_w$.

Compte tenu de la forme de la fonction $\chi(S_r)$ obtenue expérimentalement pour différents types de sols, une loi en S semble aussi être adaptée pour définir la relation entre $\chi(S_r)$ et S_r. La définition de $\chi(S_r)$ peut alors se mettre sous la forme :

$$\chi(S_r) = \frac{A_\chi}{A_\chi + (1 - S_r)^{B_\chi}} \qquad \text{(VIII.25)}$$

où A_χ et B_χ sont des paramètres adimensionnels qui varient selon le type de sol.

Les contraintes effectives dans le massif se déduisent donc de l'équation :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}' - \chi(S_r).u_w.\underline{\underline{I}} \qquad \text{(VIII.26)}$$

où $\underline{\underline{\sigma}}$ et $\underline{\underline{\sigma}}'$ désignent respectivement le tenseur des contraintes totales et le tenseur des contraintes effectives, u_w la pression interstitielle et $\underline{\underline{I}}$ la matrice unité.

L'équation d'équilibre mécanique s'écrit alors sous la forme :

$$\mathrm{div}\,\underline{\underline{\sigma}}' - \chi(S_r).\overrightarrow{\mathrm{grad}}\,u_w + \vec{f} = 0 \qquad \text{(VIII.27)}$$

où $\vec{f}$ désigne le vecteur des forces de volume.

Cette approche permet de traiter la consolidation d'un massif argileux dans lequel évolue une surface libre (figure VIII.5). Dans les zones saturées, le comportement du sol est décrit par les lois traditionnelles de la mécanique des sols saturés et la notion des contraintes effectives de Terzaghi. Ces zones sont caractérisées par la relation $S_r^*(u_w^*)$, dont la valeur dépend de la pression interstitielle $u_{w_{desat}}$ à partir de laquelle le degré de saturation du sol descend au-dessous de 100%. Au-delà de cette valeur de la pression interstitielle, le comportement mécanique du sol est régi par le coefficient $\chi(S_r)$ de Bishop. La donnée des paramètres A_χ et B_χ de la loi reliant χ à S_r permet de représenter les zones quasi saturées où χ est proche de l'unité (faibles désaturations) et les zones désaturées où χ est plus petit que 1.

La courbe en S que nous avons choisie pour décrire la relation entre le degré de saturation et la pression interstitielle négative, ainsi que l'effet de la désaturation sur le comportement mécanique et hydraulique du massif, est une des lois proposées dans la littérature ; elle offre une grande efficacité à reproduire la majorité des courbes expérimentales grâce à deux paramètres indépendants A et B. La sensibilité de la fonction S(x) aux valeurs de A et B peut être appréciée à partir de courbes représentées sur la figure VIII.6.

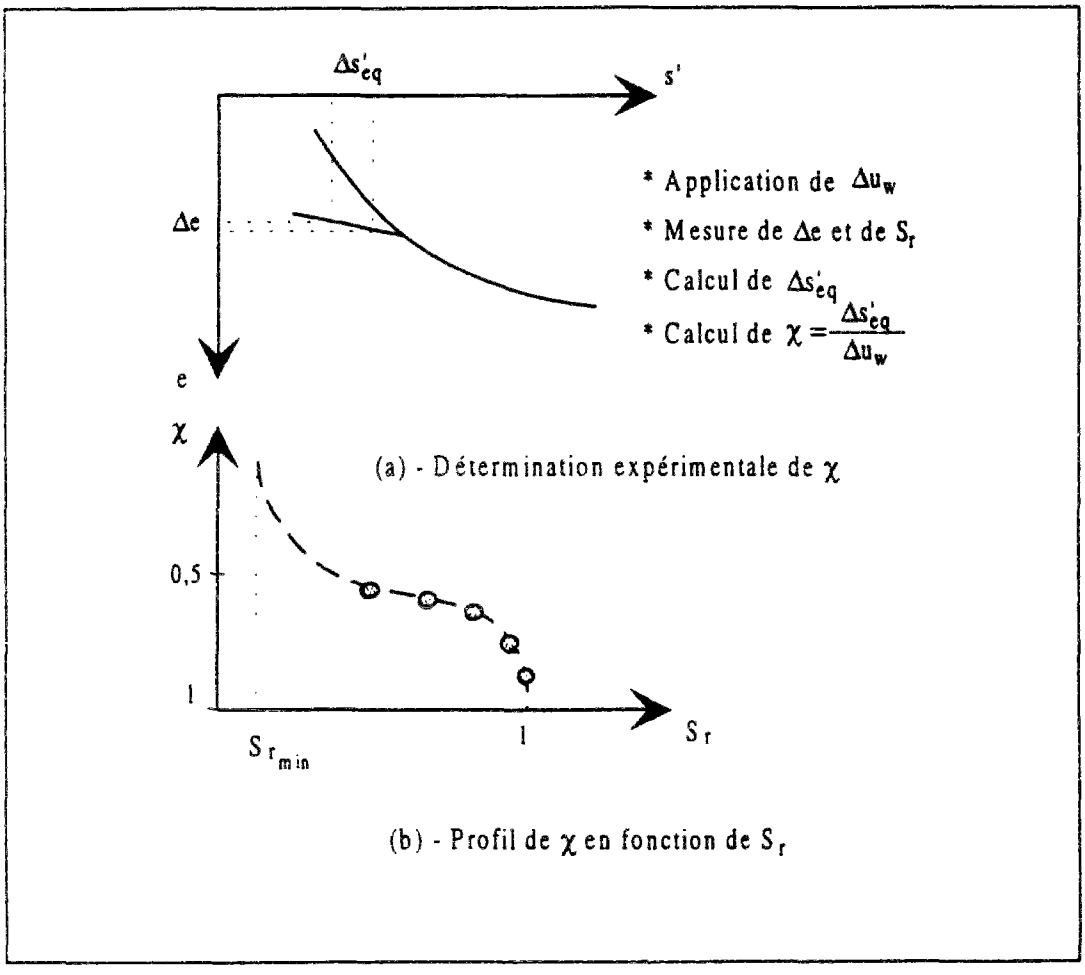


Figure VIII.4 : Détermination du coefficient χ de Bishop.

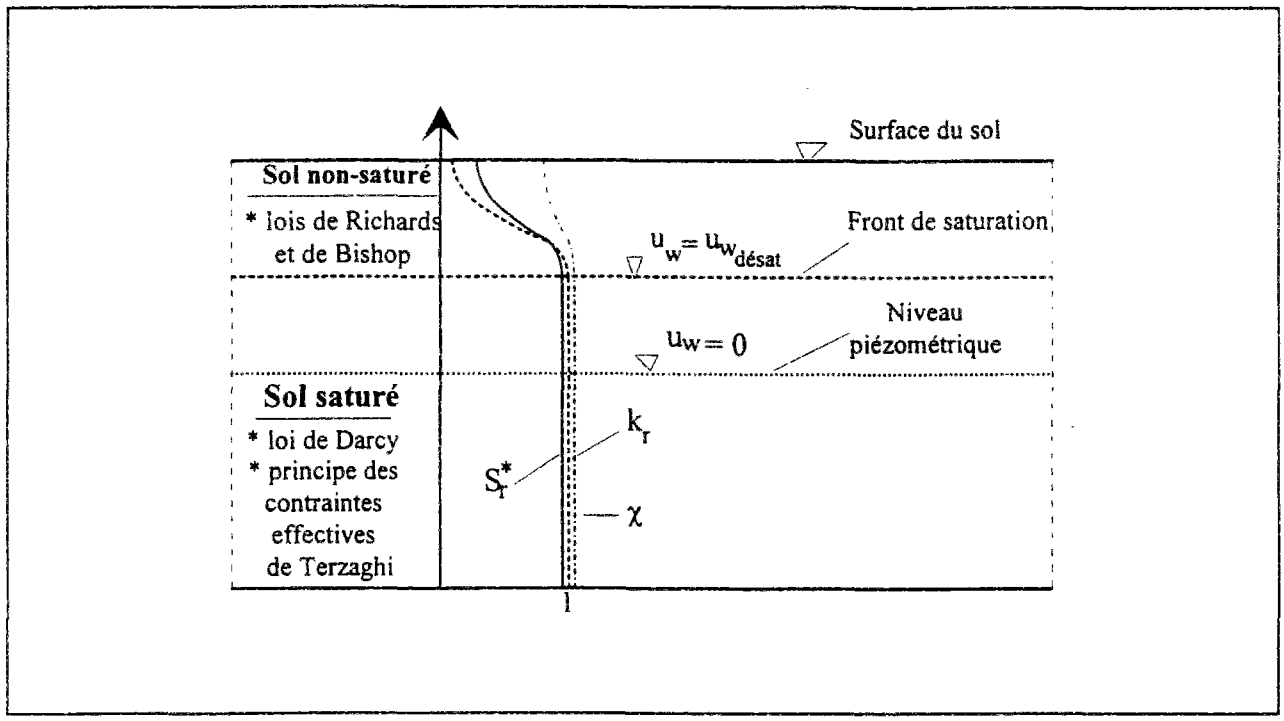


Figure VIII.5 : Continuité du comportement hydraulique et mécanique entre zones saturées et non-saturées.

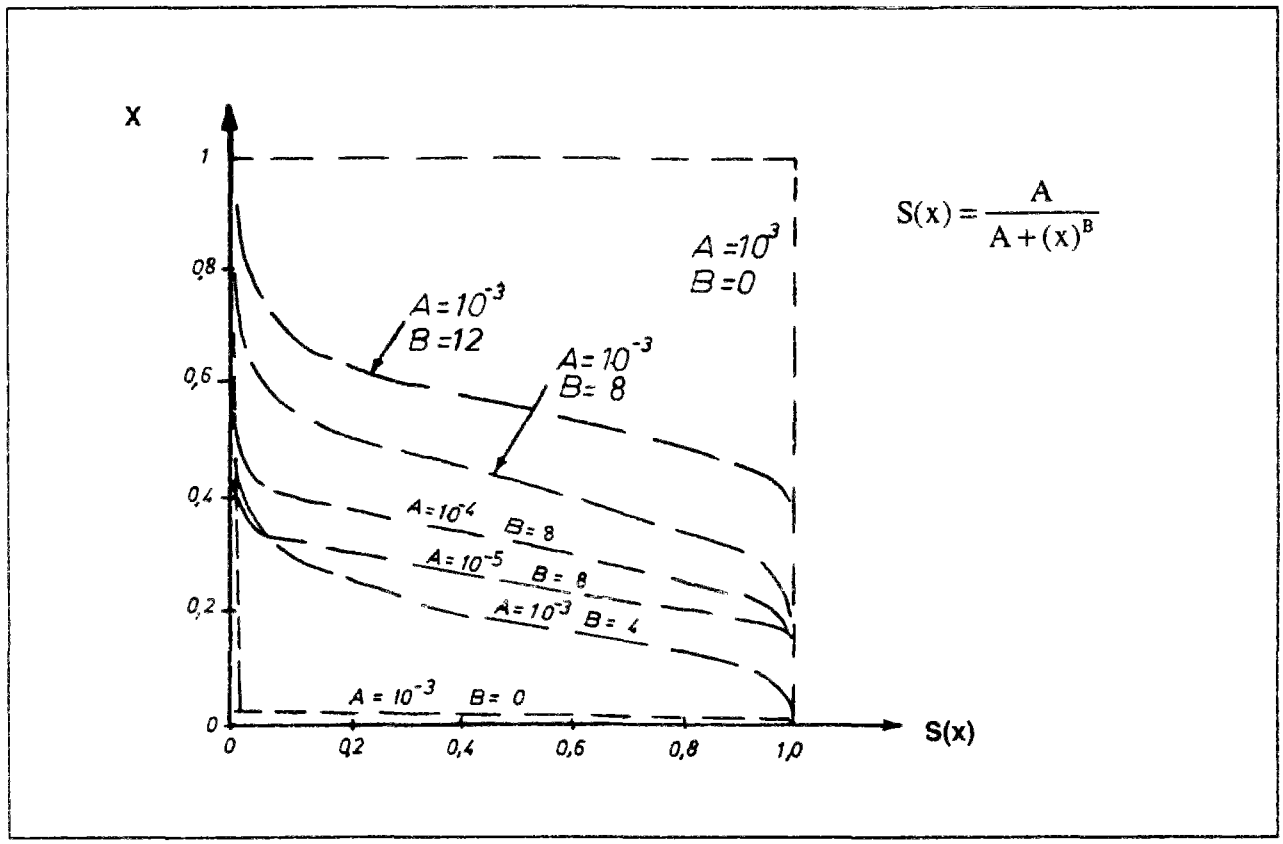


Figure VIII.6 : Sensibilité de la fonction en S à ses paramètres scalaires A et B.

VIII.3 Formulation du modèle pour une résolution numérique

VIII.3.1 Formulation variationnelle

Le traitement numérique du modèle de calcul que nous avons adopté nécessite d'écrire la formulation variationnelle du problème de consolidation des sols, qu'on obtient par intégration sur le massif étudié des équations générales qui régissent le comportement hydro-mécanique du sol.

Les équations développées dans ce chapitre pour traiter la consolidation en présence de surface libre sont groupées sur la figure VIII.7. Il est à noter que la loi de comportement est décrite sous forme incrémentale pour permettre le traitement des modèles de comportement linéaires et non-linéaires.

Après discrétisation du domaine étudié en éléments finis, on peut écrire les formulations relatives aux deux aspects mécanique et hydraulique de la consolidation au niveau élémentaire.

Formulation variationnelle relative à l'aspect mécanique

L'équation d'équilibre mécanique et la notion de contraintes effectives, modifiée selon les principes de Bishop, permettent d'écrire la formulation variationnelle du problème pour un élément donné E, dont la frontière S_E est en partie soumise à un chargement externe T_i :

$$\delta F = \int_E \left\{ \left[\sigma'_{ij}\right]_j - \left[\chi(S_r).u_w.\delta_{ij}\right]_j + \bar{f}_i \right\}.\delta u_i.dE - \int_{S_E} \left\{ \sigma'_{ij} n_j - \chi(S_r).u_w.\delta_{ij}.n_j - \bar{T}_i \right\}.\delta u_i.dS_E = 0 \qquad \text{(VIII.28)}$$

En intégrant par parties et en appliquant le théorème de la divergence, on obtient :

$$\int_E \left[\sigma'_{ij}\right]_j.\delta u_i.dE - \int_{S_E} \sigma'_{ij} n_j.\delta u_i.dS_E = -\int_E \sigma'_{ij}.\delta u_{i'j}.dE \qquad \text{(VIII.29)}$$

$$-\int_E \left[\chi(S_r).u_w.\delta_{ij}\right]_j.\delta u_i.dE + \int_{S_E} \chi(S_r).u_w.\delta_{ij}.n_j.\delta u_i.dS_E = \int_E \chi(S_r).u_w.\delta_{ij}.\delta u_{i'j}.dE \qquad \text{(VIII.30)}$$

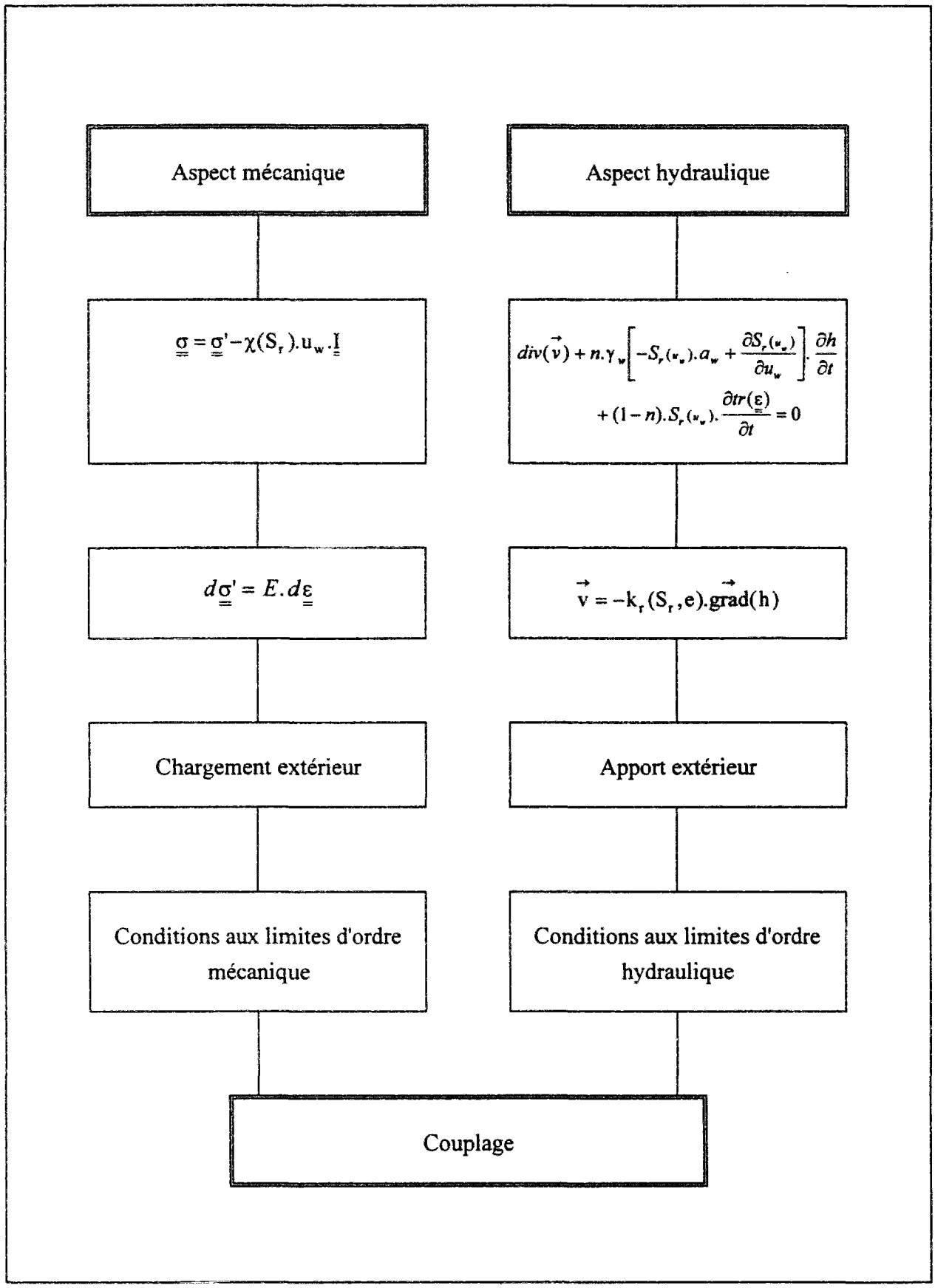


Figure VIII.7 : Traitement de la consolidation en présence de surface libre.

L'équation VIII.28 se met alors sous la forme :

$$\delta F = \int_E \sigma'_{ij}.\delta u_{i'j}.dE - \int_E \chi(S_r).u_w.\delta_{ij}.\delta u_{i'j}.dE - \int_E \bar{f}_i.\delta u_i.dE - \int_{S_E} \bar{T}_i.\delta u_i.dE = 0 \qquad \text{(VIII.31)}$$

En introduisant l'expression de la loi de comportement, et en posant $\sigma'_{ij} = \sigma_0{}'_{ij} + d\sigma'_{ij}$, la formulation variationnelle peut finalement s'écrire :

$$\delta F = \int_E d\varepsilon^T E d\varepsilon.dE + \int_E \sigma_0{}'_{ij}.\delta u_{i'j}.dE - \int_E \chi(S_r).u_w.\delta_{ij}.\delta u_{i'j}.dE - \int_E \bar{f}_i.\delta u_i.dE - \int_{S_E} \bar{T}_i.\delta u_i.dE = 0$$

(VIII.32)

Les significations des cinq termes de cette expression sont détaillées dans le diagramme suivant :

terme 1	terme 2	terme 3	terme 4	terme 5
↓	↓	↓	↓	↓
forces dues à l'incrément de contraintes effectives induit par la déformation de l'élément,	*forces équivalentes aux contraintes effectives initiales dans l'élément,*	*forces équivalentes à la nouvelle distribution des pressions interstitielles dans l'élément,*	*forces équivalentes au poids volumique du sol,*	*forces équivalentes dues au chargement externe additionnel,*
forces équivalentes au nouvel état de contraintes effectives dans l'élément,		*forces équivalentes au nouvel état de pressions interstitielles dans l'élément*	*forces équivalentes au nouvel état de chargement*	
effort interne			*effort externe*	

Formulation variationnelle relative à l'aspect hydraulique

La formulation variationnelle relative à l'aspect hydraulique est liée à l'équation de conservation de la masse d'eau. En lui associant l'expression de la loi de Darcy généralisée et en faisant l'hypothèse d'un apport d'eau extérieur φ (infiltration ou pompage), on obtient au niveau élémentaire une formulation qui peut s'écrire dans un premier temps sous la forme :

$$dJ = \int_E \left\{ \left[k_r(S_r,e).k_{ij}.h_j \right]_{,i} + \left[n.a_w.\gamma_w.\left(S_{r(u_w)} - \frac{\partial S_r(u_w)}{\partial u_w}\right) \right].\frac{\partial h}{\partial t} - \left[S_r(u_w).(1-n).\frac{\partial \varepsilon_{ij}}{\partial t}.\delta_{ij} \right] \right\}.\delta h.dE$$

$$- \int_{S_E} \left\{ k_r(S_r,e).k_{ij}.h_{,j}.n_i - \varphi \right\}.\delta h.dS_E = 0 \qquad \text{(VIII.33)}$$

Compte tenu de la relation :

$$\int_E \left[k_r(S_r,e).k_{ij}.h_{,j} \right]_{,i}.\delta h.dE - \int_{S_E} k_r(S_r,e).k_{ij}.h_{,j}.n_i.\delta h.dS_E = -\int_E k_r(S_r,e).k_{ij}.h_{,j}.\delta h_{,i}.dE \qquad \text{(VIII.34)}$$

l'équation variationnelle VIII.33 peut s'écrire sous la forme :

$$dJ = -\int_E k_r(S_r,e)k_{ij}.h_{,j}\delta h_{,i}\,dE$$

$$+\int_E n.\gamma_w.S_r(u_w).a_w.\frac{\partial h}{\partial t}.\delta h.dE$$

$$-\int_E n.\gamma_w.\frac{\partial S_r(u_w)}{\partial u_w}.\frac{\partial h}{\partial t}.\delta h.dE$$

$$-\int_E S_r(u_w).(1-n).\frac{\partial \varepsilon_{ij}}{\partial t}.\delta_{ij}.\delta h.dE$$

$$+\int_{S_E} \varphi.\delta h.dS_E = 0 \qquad \text{(VIII.35)}$$

La signification physique des cinq termes de cette expression est donnée ci-dessous :

terme 1 ↓	terme 2 ↓	terme 3 ↓	terme 4 ↓	terme 5 ↓
Volume d'eau sortant de l'élément	*variation du volume d'eau V_w dans l'élément, due à la compressibilité du fluide*	*variation du volume d'eau V_w par désaturation des pores*	*variation de V_w due à la déformation des vides*	*Volume d'eau entrant*
débits d'écoulement	*sources d'emmagasinement hydraulique*			*débits imposés*
échanges internes				*apport externe*

VIII.3.2 Prise en compte d'un comportement de sol non-linéaire

La prise en compte du caractère élastoplastique du comportement des massifs argileux nécessite une adaptation de la formulation variationnelle développée dans le paragraphe précédent. Différentes stratégies peuvent être suivies pour gérer numériquement une loi de comportement non-linéaire. La méthode de Newton-Raphson modifiée et la méthode des rigidités variables sont les plus fréquemment utilisées. Dans CESAR-LCPC, les deux méthodes sont implantées dans des sous-programmes spécifiques et chaque module de calcul peut faire appel à l'une ou à l'autre de ces méthodes selon la programmation à laquelle il est adapté.

Toutefois, les travaux antérieurs effectués au LCPC ont permis d'apprécier la souplesse et la robustesse de la méthode de Newton-Raphson modifiée (Mestat, 1993). L'efficacité de cette méthode a, par ailleurs, été établie dans des cas de modélisations d'ouvrages réels avec différentes lois de comportement (Kattan, 1990 ; Quaresma, 1992). En outre, elle s'est avérée, dans tous les cas, plus économique (en temps de calcul et en espace mémoire) que la méthode des rigidités variables.

Compte tenu de ces considérations, c'est la méthode de Newton-Raphson modifiée que nous avons choisie pour traiter la non-linéarité mécanique du sol. Son application est basée sur le principe de l'introduction, dans l'équation d'équilibre mécanique écrite pour un module de rigidité constant, d'un tenseur de contraintes corrigeant l'effet des déformations plastiques.

En considérant l'hypothèse de base du traitement théorique de l'élastoplasticité, qui consiste à décomposer le tenseur des déformations en une partie réversible (élastique) et une deuxième irréversible (plastique), on peut obtenir l'expression suivante pour l'incrément de contraintes effectives :

$$d\sigma_{ij}' = E d\varepsilon_{ij} \tag{VIII.36}$$

$$= E(d\varepsilon_{ij}^{e} + d\varepsilon_{ij}^{p}) = E d\varepsilon_{ij}^{e} - \Delta\sigma_{op}'_{ij} \tag{VIII.37}$$

où $\Delta\sigma_{op}'_{ij}$ représente le tenseur des contraintes de corrections plastiques.

La substitution de cette dernière équation dans la formulation variationnelle développée dans la section précédente (équation VIII.32) permet d'écrire :

$$\delta F = \int_E d\varepsilon^T E d\varepsilon . dE + \int_E \sigma_0'_{ij} . \delta u_{i,j} . dE - \int_E \Delta\sigma_{op}'_{ij} . \delta u_{i,j} . dE$$
$$- \int_E \chi(S_r) . \gamma_w . u_w . \delta_{ij} . \delta u_{i,j} . dE - \int_E \overline{f}_i . \delta u_i . dE - \int_{S_E} \overline{T}_i . \delta u_i . dE = 0 \tag{VIII.38}$$

La détermination du tenseur des corrections plastiques $\Delta\sigma_{op}{}'_{ij}$ s'effectue en fonction de la loi de comportement adoptée ; il est en particulier géré par la fonction définissant le critère de plasticité (surface de charge) et de la loi d'écoulement plastique.

En considérant la définition de l'incrément des déformations plastiques donnée par la théorie générale de l'élastoplasticité $d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \dfrac{\partial g_{(\sigma'_{ij},k)}}{\partial \sigma'_{ij}}$, où $g_{(\sigma'_{ij},k)}$ désigne la loi d'écoulement plastique et $d\lambda$ un multiplicateur plastique, on peut définir le tenseur des contraintes de corrections plastique :

$$\Delta\sigma_{op}{}'_{ij} = Ed\varepsilon_{ij}^{p} = Ed\lambda \frac{\partial g_{(\sigma'_{ij},k)}}{\partial \sigma'_{ij}} \quad . \tag{VIII.39}$$

Le multiplicateur plastique $d\lambda$ est quant à lui obtenu par un développement au premier ordre du critère de plasticité $f(\sigma'_{ij},k)$; en considérant un incrément de contraintes dans le domaine plastique $\partial\sigma_{op}{}'_{ij}$, on a :

$$f(\sigma'_{ij} + \partial\sigma_{op}{}'_{ij}, k + dk) = f(\sigma'_{ij},k) + \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \partial\sigma_{op}{}'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial k} dk = 0 \tag{VIII.40}$$

k désignant le paramètre d'écrouissage.

La combinaison de ces deux dernières équations permet finalement d'obtenir pour $\partial\lambda$ l'expression suivante :

$$\partial\lambda = \frac{f(\sigma'_{ij},k)}{\dfrac{\partial f}{\partial k}\dfrac{\partial k}{\partial \lambda} + \dfrac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} E \dfrac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}}} \tag{VIII.41}$$

et pour $\partial\sigma_{op}{}'_{ij}$:

$$\partial\sigma_{op}{}'_{ij} = \frac{f(\sigma'_{ij},k)}{\dfrac{\partial f}{\partial k}\dfrac{\partial k}{\partial \lambda} + \dfrac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} E \dfrac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}}} E \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad ; \tag{VIII.42}$$

Le tenseur des corrections plastiques $\Delta\sigma_{op}{}'_{ij}$ peut finalement être déterminé à l'aide de la relation :

$$\Delta\sigma_{op}{}'_{ij} = \sum_{1}^{n} \partial\sigma_{op}{}'_{ij} \tag{VIII.43}$$

n désignant le nombre d'incréments de corrections plastiques.

VIII.3.3 Transcription du problème en équations matricielles

Constitution des matrices au niveau élémentaire

Sous forme matricielle, l'expression variationnelle définissant d'un point de vue mécanique le phénomène de consolidation peut s'écrire :

$$dU_E^T.R_E^T\delta U_E - U_E^T(t).C_E^T(S_r)\delta U_E - F^{op}{}_E^T\delta U_E - F^{ch}{}_E^T(t).\delta U_E = 0 \qquad \text{(VIII.44)}$$

où :

$$R_E = \int N^* A^T EAN^* dE \qquad \text{..... matrice de rigidité mécanique} \qquad \text{(VIII.45)}$$

$$C_E(S_r) = \int \gamma_w \chi_E(S_r) N^T BAN^* dE \qquad \text{..... matrice de couplage} \qquad \text{(VIII.46)}$$

$$F^{op}{}_E^T = \int_E \Delta\sigma'_{op}{}^T AN^* dE \qquad \text{..... vecteur des corrections plastiques} \qquad \text{(VIII.47)}$$

$$F^{ch}{}_E^T(t) = F^{\sigma_0}{}_E^T + F^{f}{}_E^T + F^{p}{}_E^T(t) \qquad \text{..... vecteur chargement} \qquad \text{(VIII.48)}$$

avec :

$$F^{\sigma_0}{}_E^T = \int_E \sigma'_{0ij} AN^* dE \qquad \text{..... chargement dû aux contraintes initiales} \qquad \text{(VIII.49)}$$

$$F^{f}{}_E^T = \int_E f^T N^* dE \qquad \text{..... chargement dû au poids volumique} \qquad \text{(VIII.50)}$$

$$F^{p}{}_E^T(t) = \int_{S_E} T^T(t) N^* dS_E \qquad \text{..... chargement dû aux pressions mécaniques appliquées aux frontières du domaine} \qquad \text{(VIII.51)}$$

Dans ces expressions, E désigne la matrice d'élasticité, N la matrice des fonctions d'interpolation, N* une matrice construite à partir de N, A un opérateur différentiel égal à [d/dy d/dy d/dy+d/dy] et B un vecteur uniligne égal à [1 1 0] ; χ_E (S_r) est un vecteur contenant les valeurs de coefficient de Bishop aux points d'intégration de l'élément.

En posant $U_E^T(t) = \Delta U_E^T(t) + U_{w0}^T(t)$ et $\Delta U_E^T(t) = \Delta H_E^T(t)$, on peut réécrire l'équation VIII.44 sous la forme :

$$dU_E^T . R_E^T \delta U_E - \Delta H_E^T(t) . C_E^T(S_r) \delta U_E - F^{op}{}_E^T \delta U_E - F^{ch}{}_E^T(t) . \delta U_E = 0 \qquad \text{(VIII.52)}$$

Le vecteur du chargement dû aux contraintes initiales s'exprime alors en fonction des contraintes totales et se met sous la forme :

$$F^{\sigma_0}{}_E^T(t) = \int_E \sigma_{0ij} AN^* \, dE \qquad \text{(VIII.53)}$$

Du point de vue hydraulique, nous avons choisi de multiplier les termes intervenant dans la formulation variationnelle relative par γ_w pour être homogène avec la formulation relative à l'aspect mécanique ; la formulation hydraulique peut se mettre sous la forme matricielle suivante:

$$-H_E^T(t) . K_E^T(S_r, e) \delta H_E - \dot{H}_E . E_E^T(S_r, n) \delta H_E - \dot{U}_E^T . D_E^T(S_r, n) \delta H_E - Q_E^T(t) . \delta H_E = 0 \qquad \text{(VIII.54)}$$

où :

$$K_E^T(S_r, e) = \int_E \gamma_w . k_{rE}(S_r, e) . N_i^T . K_{ij} . N_i . dE \qquad \text{..... matrice d'écoulement,} \qquad \text{(VIII.55)}$$

$$E_E^T(S_r, n) = \int_E \gamma_w^2 . P_E . \left[-a_w S_{rE}(u_w) + C_{rE}(u_w) \right] . N^T N . dE \qquad \text{..... matrice d'emmagasinement hydraulique,} \qquad \text{(VIII.56)}$$

$$D_E^T(S_r, n) = \int_E \gamma_w . \left[I_E - P_E \right] . S_{rE}(u_w) . N^T BAN^* . dE \qquad \text{..... matrice de l'emmagasinement induit par la déformabilité du sol,} \qquad \text{(VIII.57)}$$

$$Q_E^T(t) = \int_{S_E} \gamma_w . \varphi . N . dS_E \qquad \text{..... vecteur des apports extérieurs,} \qquad \text{(VIII.58)}$$

avec :

$k_{rE}(S_r,e)$ = vecteur des valeurs actualisées de la perméabilité relative aux points d'intégration,
$S_{rE}(u_w)$ = vecteur des valeurs actualisées du degré de saturation aux points d'intégration,
P_E = vecteur des valeurs actualisées de la porosité aux points d'intégration,
$C_{rE}(u_w)$ = vecteur des valeurs actualisées de la dérivée $\partial S_r / \partial du_w$ aux points d'intégration,

$N_{,i}$ désignant la matrice des dérivées des fonctions d'interpolation.

Après assemblage, les équations VIII.52 et VIII.54 permettent d'écrire le système matriciel global sous la forme suivante :

$$R_G.\Delta U - C_G(S_r).\Delta H(t) = F_G^{ch}(t) + F_G^{op} \qquad \text{(VIII.59)}$$

$$-K_G(S_r,e).H(t) - E_G(S_r,n).\dot{H} - D_G(S_r,n).\dot{U} = Q_G(t) \qquad \text{(VIII.60)}$$

où R_G désigne la matrice de rigidité globale, C_G la matrice globale de couplage, K_G la matrice d'écoulement globale, E_G la matrice globale de l'emmagasinement hydraulique, D_G la matrice globale de l'emmagasinement par déformation, $F^{ch}{}_G$ le vecteur global du chargement mécanique, $F^{op}{}_G$ le vecteur global des corrections plastiques et Q_G le vecteur global de l'apport hydraulique extérieur.

VIII.3.4 Intégration du problème dans le temps

Le traitement numérique d'un problème transitoire nécessite la discrétisation de ses équations dans le temps ; cette intégration temporelle peut être effectuée selon différents schémas. Le schéma semi-implicite de Galerkin, réputé adapté aux problèmes linéaires transitoires, est usuellement employé dans les modules de calcul en consolidation dans le code CESAR-LCPC.

Les travaux antérieurs d'Ould Amy (1989) ont toutefois montré qu'une intégration semi-implicite conduit à une instabilité numérique dans le cas où l'on essaye de rechercher la solution en régime permanent à partir des équations du régime transitoire. Ould Amy (1989) a proposé l'utilisation d'un schéma d'intégration totalement implicite dans le temps ; différents tests ont permis de confirmer la pertinence de ce choix.

Dans la présente approche, nous nous sommes intéressés à utiliser l'intégration générale d'Euler, en introduisant un coefficient ς variant entre 0 et 1, qui permet, en fonction de la valeur choisie un schéma implicite ($\varsigma = 1$) ou semi-implicite ($\varsigma = 0{,}67$).

L'intégration générale d'Euler est basée sur l'écriture des formulations variationnelles obtenues dans la section précédente (équations VIII.59 et VIII.60) à l'instant $t+\zeta\Delta t$ et sur l'utilisation des linéarisations suivantes :

$$X(t+\varsigma.\Delta t) = (1-\varsigma).X(t) + \varsigma.X(t+\Delta t). \qquad \text{(VIII.61)}$$

$$\dot{X}(t+\varsigma\Delta t) \cong \frac{\Delta X}{\Delta t} \qquad \text{(VIII.62)}$$

X désignant les paramètres ΔU, H, ou le chargement F ou Q.

L'application de ces principes permet d'obtenir :

$$H(t+\Delta t) = H(t) + \varsigma\Delta H \qquad \text{(VIII.63)}$$

$$\Delta U(t+\Delta t) = \Delta u(t) + \varsigma\delta u \qquad \text{(VIII.64)}$$

L'introduction de ces expressions dans les équations VIII.59 et VIII.60 permet d'établir l'équation générale régissant l'évolution dans le temps du phénomène de la consolidation :

$$\begin{bmatrix} R_G & -C_G \\ -D_G & -E_G - \varsigma\Delta t K_G \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \delta U \\ \Delta H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \Delta t K_G \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \Delta U(t) \\ H(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_G^{\Delta\sigma}(t) + F_G^{op} \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varsigma F_G^{ch}(t+\Delta t) - (1-\varsigma)F_G^{ch}(t) \\ \varsigma Q_G(t+\Delta t) - (1-\varsigma)Q_G(t) \end{bmatrix}$$

(VIII.65)

avec

R_G = matrice de rigidité du squelette ;

C_G = matrice de couplage (matrice non-linéaire fonction du degré de saturation) ;

K_G = matrice d'écoulement (matrice non-linéaire fonction du degré de saturation et de l'indice des vides) ;

E_G et D_G = matrices d'emmagasinement (matrices non-linéaires fonction du degré de saturation et de la porosité) ;

F_G^{ch} = vecteur du chargement mécanique (regroupant les vecteurs des chargements dus aux pressions appliquées au domaine T, aux forces de volumes f_v et aux contraintes initiales totales σ_0).

F_G^{op} = vecteur des corrections plastiques,

$F_G^{\Delta\sigma}(t)$ = vecteur des forces dues aux déformations antérieures au temps t ($F_G^{\Delta\sigma}(t) = R_G \,.\, \Delta u(t)$) ;

Q_G = vecteur de l'apport hydraulique extérieur (vecteur non-linéaire fonction du degré de saturation).

VIII.4 Description du module de calcul programmé

Les développements théoriques et variationnels présentés dans la première partie de ce chapitre ont été adaptés pour la programmation d'un nouveau module s'intégrant dans le progiciel CESAR-LCPC.

La programmation de ce module a été réalisée sur la base du module CSNL de CESAR, qui permet de traiter la consolidation des sols saturés avec une loi de comportement non-linéaire. La généralisation de ce module pour gérer la présence d'une surface libre suivant l'approche proposée dans cette thèse a nécessité un certain nombre de modifications dans l'algorithme du sous-programme principal ainsi que la création de sous-programmes complémentaires. Ceci a donné naissance à un nouveau module, auquel on a attribué provisoirement le nom de CSNX.

VIII.4.1 Programmation

Le premier problème rencontré au cours de la programmation est lié à la dissymétrie de la matrice de rigidité du système à résoudre. Pour éviter le coût relativement élevé du traitement numérique d'une telle matrice, une adaptation de l'équation hydraulique a été introduite pour rétablir la symétrie du système matriciel VIII.65 ; cette adaptation a concerné les matrices D_G, K_G, E_G et Q_G qui se mettent, après modification, sous la forme :

$$D_E^T(S_r,n)=\int_E \gamma_w.\chi_E(S_r).S_{rE}(u_w).N^T BAN^*.dE = C_E(S_r) \qquad \text{(VIII.66)}$$

$$K_E^T(S_r,e)=\int_E \gamma_w.\frac{\chi_E(S_r)}{\left[I_E-P_E\right]}.k_{rE}(S_r,e).N_i^T.K_{ij}.N_i.dE \qquad \text{(VIII.67)}$$

$$E_E^T(S_r,n)=\int_E \gamma_w^2.P_E\frac{\chi_E(S_r).P_E}{\left[I_E-P_E\right]}.\left[-a_w S_{rE}(u_w)+C_{rE}(u_w)\right].N^T N.dE \qquad \text{(VIII.68)}$$

$$Q_E^T(t)=\int_{S_E} \gamma_w.\frac{\chi_E(S_r)}{\left[I_E-P_E\right]}.\varphi.N.dS_E \qquad \text{(VIII.69)}$$

avec les mêmes notations que précédemment.

Il en résulte que le système matriciel à résoudre peut se mettre sous la forme :

$$\begin{bmatrix} R_G & -C_G \\ -C_G & -E_G-\varsigma\Delta t K_G \end{bmatrix}\begin{bmatrix}\delta U \\ \Delta H\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}0 & 0 \\ 0 & \Delta t K_G\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\Delta U(t) \\ H(t)\end{bmatrix}+\begin{bmatrix}F_G^{\Delta\sigma}(t)+F_G^{op} \\ 0\end{bmatrix}+\begin{bmatrix}\varsigma F_G^{ch}(t+\Delta t)-(1-\varsigma)F_G^{ch}(t) \\ \varsigma Q_G(t+\Delta t)-(1-\varsigma)Q_G(t)\end{bmatrix}$$

(VIII.70)

La différence entre les ordres de grandeur de R_G et ΔtK_G fait que ce système matriciel est souvent mal conditionné. Pour éviter cette difficulté, on introduit traditionnellement dans CESAR-LCPC un coefficient de pénalisation α qui aide à rééquilibrer les différentes parties des matrices. Le système matriciel VIII.70 devient ainsi :

$$\begin{bmatrix} R_G & -\alpha C_G \\ -\alpha C_G & -\alpha^2 E_G - \varsigma\alpha^2 \Delta t K_G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta U \\ \Delta H / \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \alpha \Delta t K_G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta U(t) \\ H(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_G^{\Delta\sigma}(t) + F_G^{ep} \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varsigma F_G^{ch}(t+\Delta t) - (1-\varsigma) F_G^{ch}(t) \\ \alpha\varsigma Q_G(t+\Delta t) - \alpha(1-\varsigma) Q_G(t) \end{bmatrix}$$

(VIII.71)

Enfin, la résolution du problème peut être réalisée pas à pas dans le temps, en suivant les intervalles de temps Δt définis par l'utilisateur dans le fichier de données ; le choix d'un algorithme adapté à la non-linéairité du problème traité était la principale difficulté de la programmation du module CSNX.

VIII.4.2 Algorithme adopté pour gérer l'aspect non-linéaire du problème

La principale difficulté rencontrée dans le choix d'un algorithme approprié provient de la double non-linéarité du problème étudié : non linéarité de comportement du squelette et non linéarité due à l'évolution de la surface libre.

Pour des raisons que nous avons évoquées précédemment, notre choix s'est porté sur la méthode de Newton-Raphson modifiée pour résoudre la non-linéarité d'ordre mécanique. Pour gérer l'aspect hydraulique non-linéaire, nous avons choisi d'adopter un algorithme basé sur la linéarisation par morceaux de l'évolution du phénomène. Ceci permet de conserver la symétrie des matrices avec un traitement numérique plus souple et plus rapide, tout en maintenant une précision satisfaisante du résultat recherché.

L'algorithme adopté pour CSNX résulte de la combinaison entre ces deux méthodes (figure VIII.8). Il est caractérisé par plusieurs boucles imbriquées, qui permettent de gérer les deux sources de non-linéarité simultanément.

La boucle principale gère le traitement du problème au cours d'un pas de temps donné. Après résolution du système matriciel (équation VIII.71) et calcul des contraintes et du degré de saturation actualisés, le programme effectue des vérifications simultanées sur le critère de plasticité et le taux de variation du degré de saturation.

La convergence est obtenue du point de vue mécanique lorsque l'amplitude des corrections plastiques rapportée à l'effort interne est inférieure à une certaine tolérance définie par l'utilisateur. Dans un esprit similaire, la convergence hydraulique est obtenue si le taux de variation du degré de saturation au cours du pas de temps rapporté au degré de saturation initial (valeur au début du pas de temps, à partir de laquelle les matrices ont été construites) est inférieur à une certaine tolérance fixée par l'utilisateur.

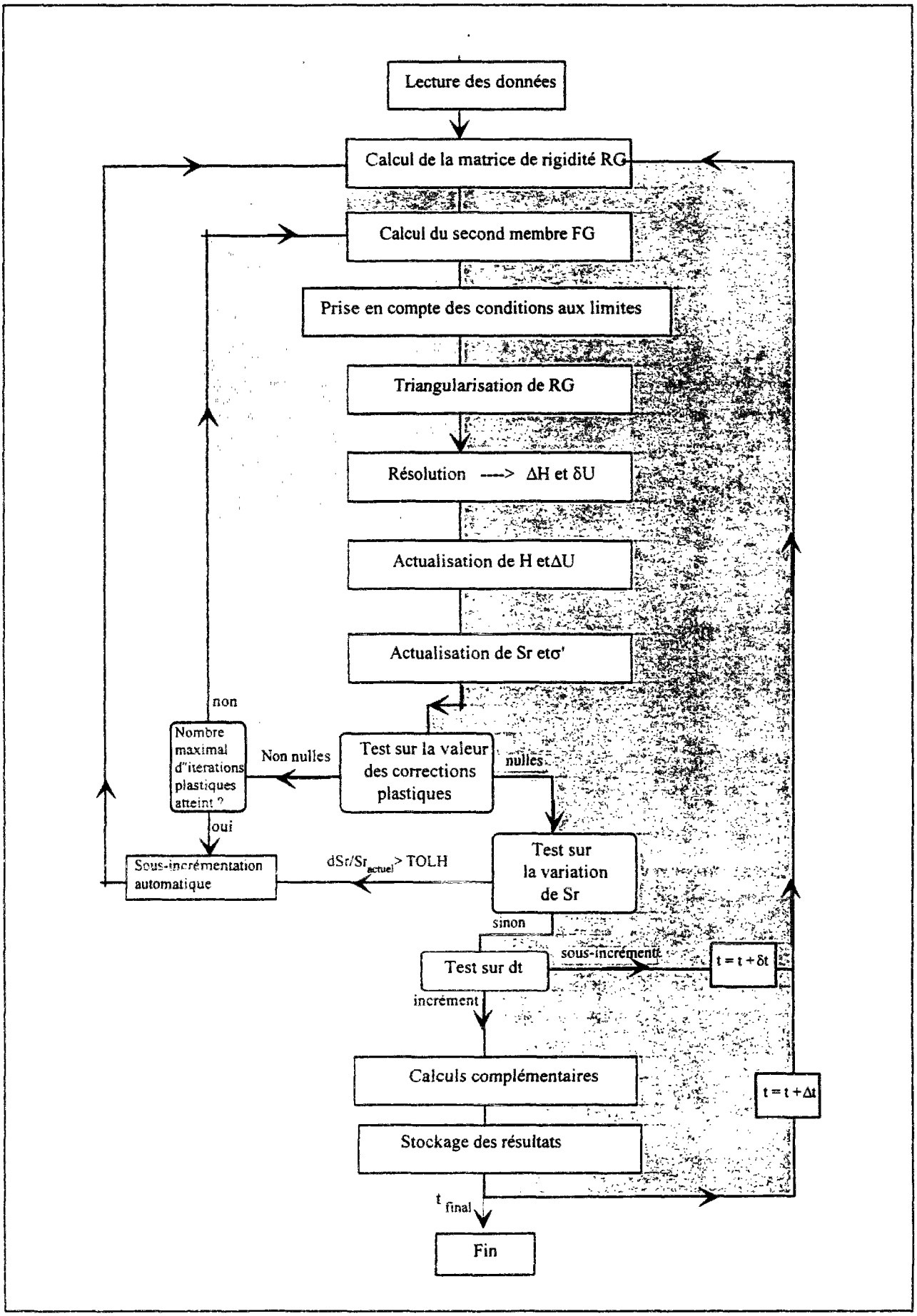


Figure VIII.8 Algorithme de résolution adopté

Dans le cas où il y a convergence hydraulique et non-convergence mécanique (plastification d'un ou plusieurs points d'intégrations dans le modèle), un processus itératif est activé, qui réalise la modification du second membre de l'équation VIII.71 pour le calcul des incréments de déplacements et de charges hydrauliques induits par le chargement de corrections plastiques. Le programme procède par itérations successives sur l'évolution de l'état plastique, en s'assurant à chaque itération de la convergence hydraulique.

Dans les cas de non-convergence hydraulique ou dans le cas où le nombre maximal d'itérations de plasticité défini par l'utilisateur est atteint, un processus de sous-incrémentation automatique est enclenché, qui subdivise le pas de temps en cours de traitement et réalise le calcul pour des sous-pas de temps intermédiaires, permettant de gérer l'évolution non-linéaire.

Ce processus de sous-incrémentation des pas de temps permet de traiter une éventuelle variation du chargement ou une variation des conditions aux limites entre le début et la fin du pas de temps principal, sur la base d'une évolution linéaire sur l'intervalle de temps considéré.

Cet algorithme a montré une grande souplesse d'utilisation. La sous-incrémentation automatique permet des gains de temps et assure la convergence d'un calcul même fortement non-linéaire ; elle présente, de plus, l'avantage de minimiser le nombre de pas de temps principaux à définir, réduisant ainsi le volume des informations stockées en sortie de calcul.

VIII.4.3 Organigramme fonctionnel du module développé

La programmation du nouveau module a été réalisée selon la structure traditionnellement adoptée pour les modules de CESAR-LCPC. L'organigramme fonctionnel du module est donné sur la figure VIII.9 ; celle-ci montre les sous-programmes du nouveau bloc de calcul et leur fonction dans le calcul.

Le nouveau module permet la définition de l'état initial des déplacements et de la charge hydraulique selon les mêmes principes que CSNL ; les chargements, comme les conditions aux limites du type charges hydrauliques à valeurs imposées peuvent, de plus, être appliqués progressivement dans le temps (enchaînement de phases). Les sorties de calcul ont, par ailleurs, été organisées de la même manière que dans le module CSNL.

L'algorithme du programme permet également le stockage des informations nécessaires à une reprise du calcul (pour une activation ou une désactivation d'un groupe d'éléments à travers la modification de ses propriétés mécaniques) ; le fichier de stockage comporte les déplacements, la charge hydraulique, les contraintes et le degré de saturation actualisés aux points d'intégration ainsi que l'état des variables d'écrouissage ; il peut être constitué en fin de calcul ou à la fin d'un pas de temps intermédiaire défini par l'utilisateur. Les données nécessaires au fonctionnement du nouveau bloc et les différentes options de calcul qu'il propose sont décrites en annexe de ce rapport.

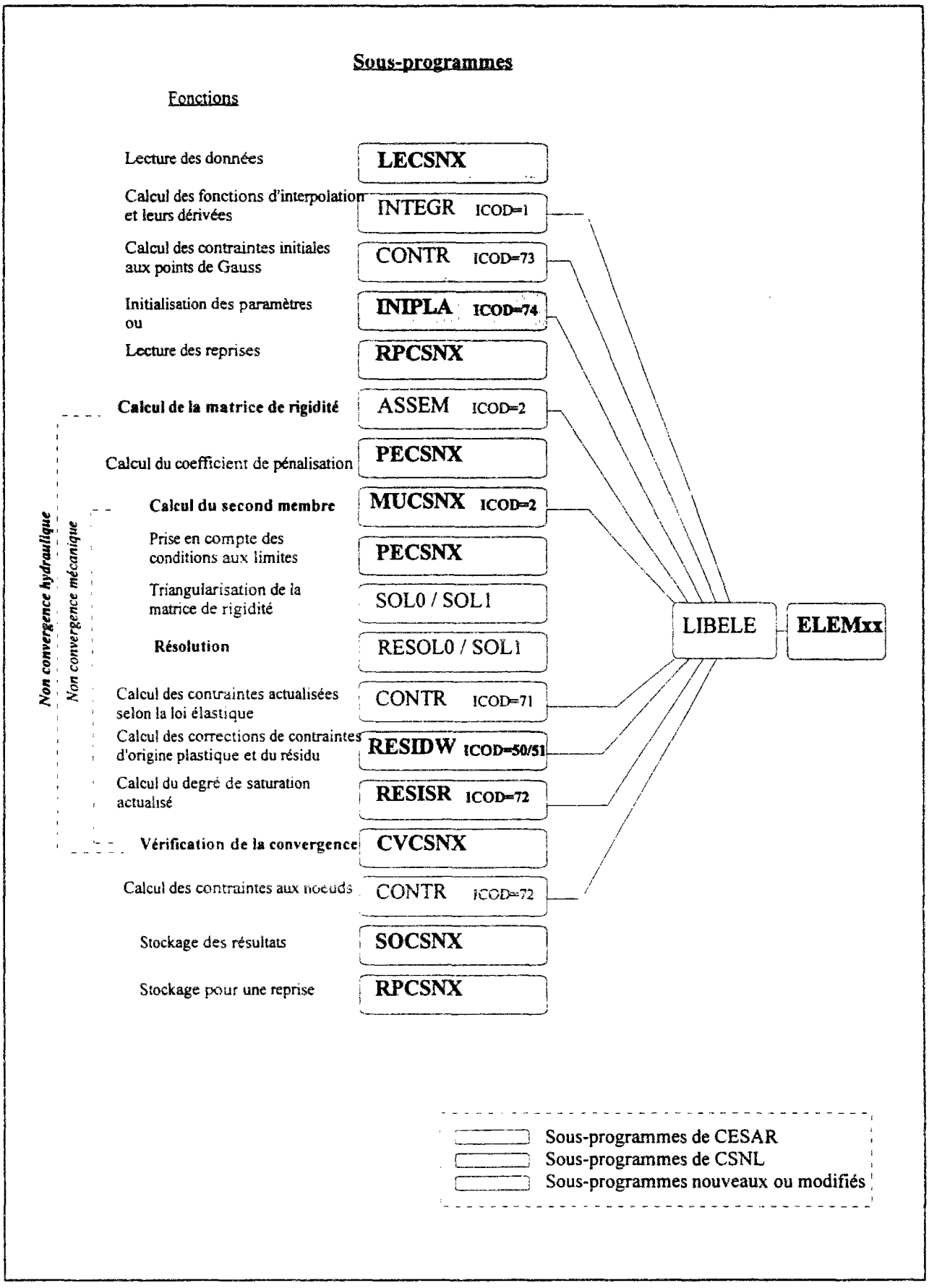


Figure VIII.9 : Organigramme fonctionnel du nouveau module de calcul.

D'un autre côté, l'adaptation du programme a nécessité l'extension des capacités de la famille d'éléments relative au traitement de la consolidation dans CESAR-LCPC pour pouvoir gérer la variation du degré de saturation, de la perméabilité, de la porosité, de l'emmagasinement hydraulique et du coefficient de perméabilité en chaque point d'intégration de l'élément. Ceci nous a conduit à modifier le sous-programme qui gère le traitement de la famille d'éléments de consolidation ELEM41, et à introduire un certain nombre de sous-programmes complémentaires. La figure VIII.10 décrit l'organigramme du nouveau sous-programme ELEMxx, ainsi que ses sous-programmes auxiliaires.

La nouvelle famille d'éléments finis introduite respecte une logique relativement simple : connaissant les valeurs de charges hydrauliques aux noeuds, celles-ci sont extrapolées aux points d'intégration où l'on effectue le calcul de la pression d'eau u_w à partir de la valeur de la charge hydraulique et de la cote du point considéré ; il en découle la détermination du degré de saturation par le biais de la relation $S_r(u_w)$ et l'actualisation des différents paramètres non-linéaires : le coefficient de perméabilité, l'emmagasinement hydraulique et le coefficient de Bishop.

Les données nécessaires à la nouvelle famille d'éléments sont identiques à celles des éléments de consolidation de CESAR-LCPC ; les différences proviennent uniquement des propriétés hydrauliques complémentaires qui gèrent le traitement hydraulique et mécanique au-dessus de la surface libre.

Deux types de comportement ont été provisoirement prévus pour le traitement hydromécanique au-dessus de la surface libre, le choix étant régi par un indicateur I1 :

- un comportement défini par les lois développées dans l'approche proposée dans la première partie de ce chapitre (option I1=1),

- un comportement défini par ces mêmes lois mais avec une fonction de désaturation basée sur une valeur minimale du degré de saturation des terrains en place (I1=2).

Cette deuxième option (I1=2) considère une loi de variation du degré de saturation qui se met sous la forme :

$$S_r(u_w) = 1 \qquad \text{si } u_w \geq 0$$

et

$$S_r(u_w) = S_{r_{min}} + \frac{A_{sp}}{A_{sp} + (u_w)^{B_{sp}}} \qquad \text{si } u_w < 0 \qquad \text{(VIII.72)}$$

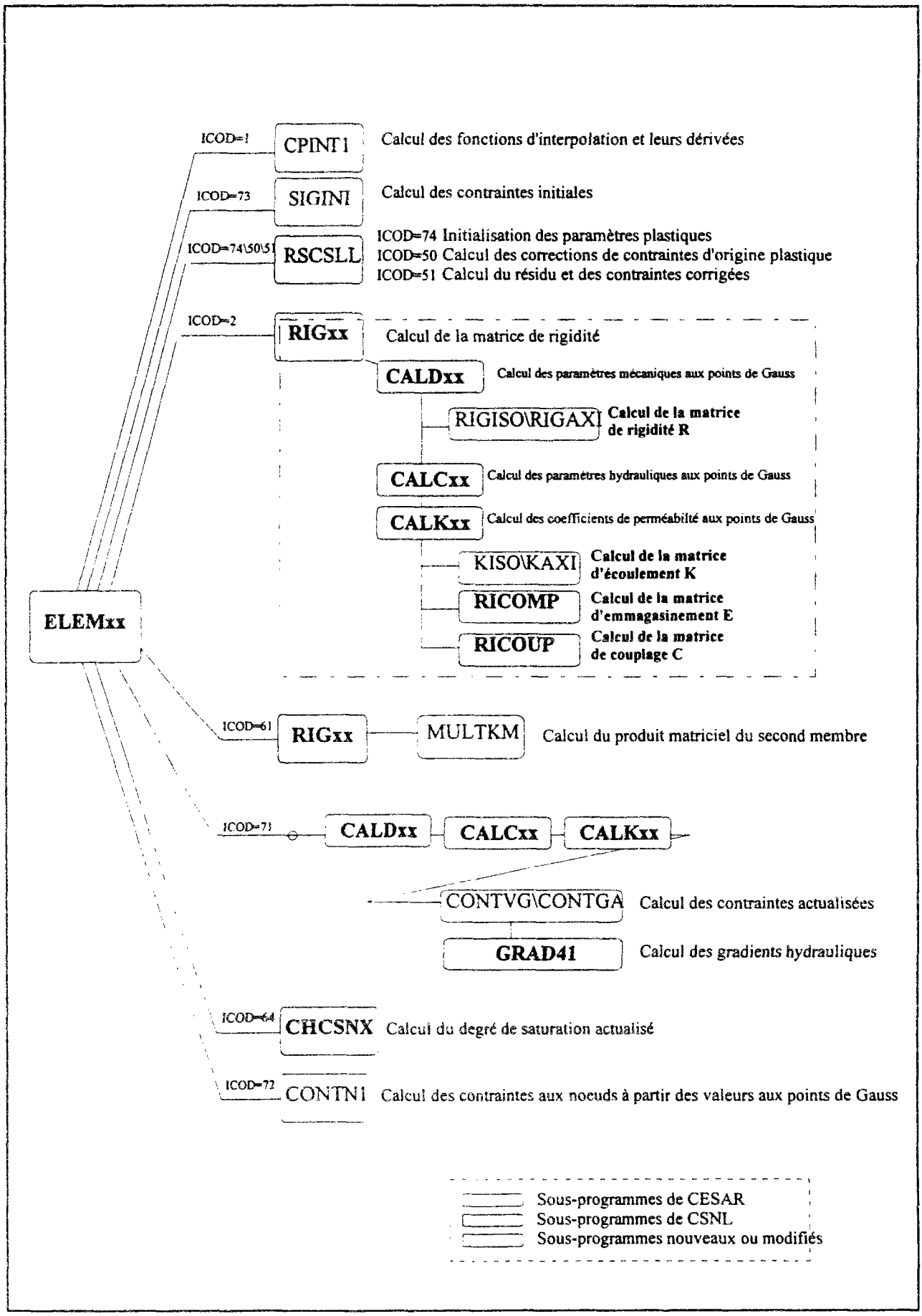


Figure VIII.10 : Organigramme fonctionnel du traitement de la nouvelle famille d'éléments.

En ce qui concerne la variation de la perméabilité avec l'évolution de l'indice des vides, deux options ont été programmées :

- la première option décrit la variation du coefficient de perméabilité en chaque point par rapport à un indice des vides de référence e_k homogène dans le massif, les coefficients de perméabilité définis au programme étant supposés obtenus à partir d'un essai sur un échantillon dont e_k serait l'indice des vides ;

- la deuxième option permet de caractériser la variation du coefficient de perméabilité en chaque point du massif par rapport à l'indice des vides initial en ce point, les coefficients de perméabilité définis au programme étant supposés déduits d'un essai en place ; cette seconde option est activée en attribuant une valeur nulle à e_k dans le fichier des données et le programme calcule la valeur de l'indice des vides initial en chaque noeud du maillage via la loi de comportement élastoplastique (seule la loi de comportement MELANIE est pour l'instant adaptée pour réaliser ce calcul).

Du point de vue mécanique, la programmation de la nouvelle approche n'a nécessité aucune modification dans les sous-programmes du module CSNL relatifs au traitement de la plasticité et le nouveau programme peut en toute rigueur traiter toutes les lois de comportement non-linéaires initialement prévues dans ce module (Kattan, 1990).

Les données nécessaires à la définition des propriétés d'un groupe d'éléments de la nouvelle famille sont explicitées en annexe de ce rapport.

VIII.4.4 Calculs de vérifications

Généralités

La validation d'un outil de calcul en élément finis est une tâche complexe qui doit porter sur deux aspects fondamentaux : vérifier, d'une part, le bon fonctionnement mathématique du programme (une résolution correcte des équations développées) et vérifier, d'autre part, la capacité de l'approche programmée à représenter la réponse d'un massif aux différentes conditions auxquelles il peut être soumis.

Le premier aspect de la validation d'un programme est d'ordre numérique et théorique ; il s'agit, dans un premier temps, de vérifier le bon fonctionnement mathématique de chaque sous-programme, puis, celui de deux ou plusieurs sous-programmes (en vérifiant, par le calcul mathématique, que les résultats de calcul correspondent aux paramètres d'entrée) ; dans un deuxième temps, la vérification du programme consiste à confronter les résultats de calculs de cas simples aux solutions analytiques existantes ou pouvant être développées ; pour les cas plus complexes, on peut avoir recours à des solutions de référence données par d'autres codes de calculs.

Le deuxième aspect de la validation consiste à vérifier l'approche physique et théorique adoptée dans le programme ; les résultats de calcul doivent être confrontés, dans un premier temps, à des mesures réalisées au cours d'expériences dont les conditions peuvent être relativement bien maîtrisées (géométrie, chargement, conditions aux limites, homogénéité des propriétés du matériau, etc.) ; dans un deuxième temps, le programme doit être appliqué à la modélisation d'ouvrages en vraie grandeur instrumentés, afin d'analyser la représentativité du modèle par rapport au comportement observé en conditions naturelles.

Vérification effectuée pour le module CSNX

Nous n'aborderons, dans cette section, que l'aspect numérique et théorique de la validation du nouveau module CSNX. Du fait de l'absence de résultats expérimentaux assez détaillées pour la validation de l'approche proposée, ce deuxième aspect n'a pu être abordé qu'à travers l'application du programme à un calcul d'ouvrage instrumenté ; celle-ci sera présentée dans le chapitre suivant (chapitre IX).

Une vérification numérique a été opérée systématiquement après chaque modification ou création d'un sous-programme. Dans un deuxième temps, et faute de pouvoir développer une solution analytique exacte pour le problème de la consolidation en présence de surface libre, la vérification du programme s'est fondée sur la comparaison des résultats obtenus sur des cas pratiques à des résultats de référence donnés par d'autres modules existants dans CESAR antérieurement validés par rapport à différentes solutions analytiques (Piau, 1991 ; Mestat, 1994).

En effet, le module mis au point permet, par le choix approprié des paramètres, de traiter un problème mécanique pur (élastique ou élastoplastique), un problème hydraulique pur (avec ou sans surface libre) ou un problème de consolidation en conditions saturées (en fixant le niveau de la surface libre). Ce sont ces trois cas de figure que nous avons considérés pour la vérification du nouveau programme.

Cette méthodologie de validation par rapport à des calculs de référence présente l'avantage de permettre la validation du programme aussi bien sur des cas simples, unidimensionnels avec comportement élastique, que sur des cas plus complexes bidimensionnels et/ou avec comportement élastoplastique. Le tableau VIII.1 décrit les cas traités pour la vérification du module CSNX.

Le comportement élastoplastique considéré est décrit par le modèle MELANIE sous la nouvelle version de programmation introduite au chapitre précédent (chapitre VII). Les caractéristiques de sol considérées sont, par ailleurs, celles (issues des résultats expérimentaux de Cubzac-les-Ponts) que nous avons adoptées dans les applications de ce même chapitre VII ; elles sont rappelées dans le tableau VIII.2.

Tableau VIII.1 : Hypothèses considérées pour les calculs de vérification du programme.

Aspect vérifié	Hypothèses		Modèle considéré (figure descriptive)	Module de CESAR utilisé pour le calcul de référence
	sur le squelette	sur l'eau interstitielle		
Aspect mécanique	matériau élastique	sol sec	unidimensionnel M1 bidimensionnel M2 (figures VIII.11a et VIII.b)	MCNL
	matériau élastoplastique (MELANIE)			
Aspect hydraulique	matériau indéformable	aquifère saturé	unidimensionnel E1 bidimensionnel E2 (figures VIII.11c et VIII.11d)	NSAT
	matériau indéformable	présence d'une surface libre	unidimensionnel ES2 (figure VIII.11d)	
Couplage	matériau élastique	sol saturé	unidimensionnel C1 bidimensionnel C2 (figures VIII.11e et VIII.11f)	CSLI
	matériau élastoplastique (MELANIE)			CSNL

Tableau VII.2 : Paramètres de calcul (issus des résultats expérimentaux du site de Cubzac-les-Ponts).

Paramètres hydrauliques		**Paramètres d'élasticité orthotrope**		**Paramètres de plasticité**		**Etat de préconsolidation**	Z>10m	Z<10m	**Etat des contraintes effectives initiales**	
γ_w	10 kN/m^3	E'_h	1048 kPa	λ	0,5	σ'_p (kPa)	80	32	Z_{surf}	14m
n	0,5	E'_v	1677 kPa	e_1	4,2	Z_{ref} (m)	10	10	γ'	7 kPa
a_w	10^{-5} kPa^{-1}	ν'_{hh}	0,1	K_0^{nc}	0,5	$\lambda_{\sigma'_p}$ (kN/m^3)	-12	7	K_0^{oc}	0,55
k_x	10^{-4} m/jour	ν'_{vh}	0,25	η	1	TOLC	0,05	0,05		
k_y	2.10^{-5} m/jour	G_{vh}	755 kPa							
k_{xy}	0									

La vérification du traitement de l'aspect mécanique du problème de la consolidation s'est basée sur les deux modèles présentés sur les figures VIII.11a et VIII.11b. Pour découpler la réponse mécanique des aspects hydrauliques, la charge hydraulique est imposée constante en tout noeud du maillage. Les résultats obtenus à l'aide du nouveau module ont été confrontés à ceux issus de calculs effectués avec le module MCNL de CESAR.

La confrontation a porté sur les déplacements obtenus en surface, sur les isovaleurs des déplacements obtenus au sein du massif et sur les distributions de contraintes induites dans le sol. Dans le cas d'un comportement de sol élastoplastique, la comparaison a également porté sur la distribution des déformations plastiques. Ces comparaisons sont présentées en annexe de ce rapport.

La vérification de la partie hydraulique de la consolidation a été basée dans un premier temps sur des modèles d'écoulement en conditions saturées et, dans un deuxième temps, sur un modèle qui considère la présence d'une surface libre (figures VIII.11c et VIII.11d). On a considéré le cas d'une colonne indéformable sujette à une différence de charge hydraulique entre ses deux extrémités (modèle E1) et le cas d'un écoulement bidimensionnel autour d'un rideau de palplanches (modèle E2). Pour simuler le milieu indéformable, les déplacements ont été imposés nuls en tout noeud du maillage. Les réseaux d'équipotentielles obtenus en régime permanent avec CSNX sont en parfaite concordance avec les résultats obtenus avec le module NSAT. Les résultats sont présentés en annexe.

La troisième étape de la vérification consistait à tester le couplage entre les deux aspects mécanique et hydraulique de la consolidation en conditions saturées pour les modèles présentés sur les figures VIII.11e et VIII.11f. Les résultats des calculs ont été comparés aux résultats obtenus à l'aide des modules CSLI et CSNL de CESAR.

Ces confrontations ont confirmé le bon fonctionnement du nouveau module, notamment en termes d'évolution dans le temps ; de plus, les résultats à long terme sont identiques à ceux obtenus par les calculs découplés (les déplacements obtenus correspondent à ceux obtenus par le calcul mécanique en conditions drainées et l'état final de pressions correspond à la distribution hydrostatique d'équilibre).

Une dernière vérification a porté sur le problème de l'écoulement autour d'un rideau de palplanches (modèle E2) ; il s'agissait de vérifier qu'on obtient, à long terme, un champ de charges hydrauliques unique quelle que soit la déformabilité du massif. Le modèle E2 précédemment traité en considérant un milieu indéformable a été repris en calcul couplé et la confrontation des résultats de calculs s'est révélée satisfaisante.

Ces premiers calculs ont permis de vérifier le bon fonctionnement du module, que ce soit du point de vue mécanique, hydraulique ou en couplage hydromécanique en conditions saturées ; il reste, toutefois, nécessaire de compléter cette vérification du module par une validation du couplage hydro-mécanique en présence de surface libre.

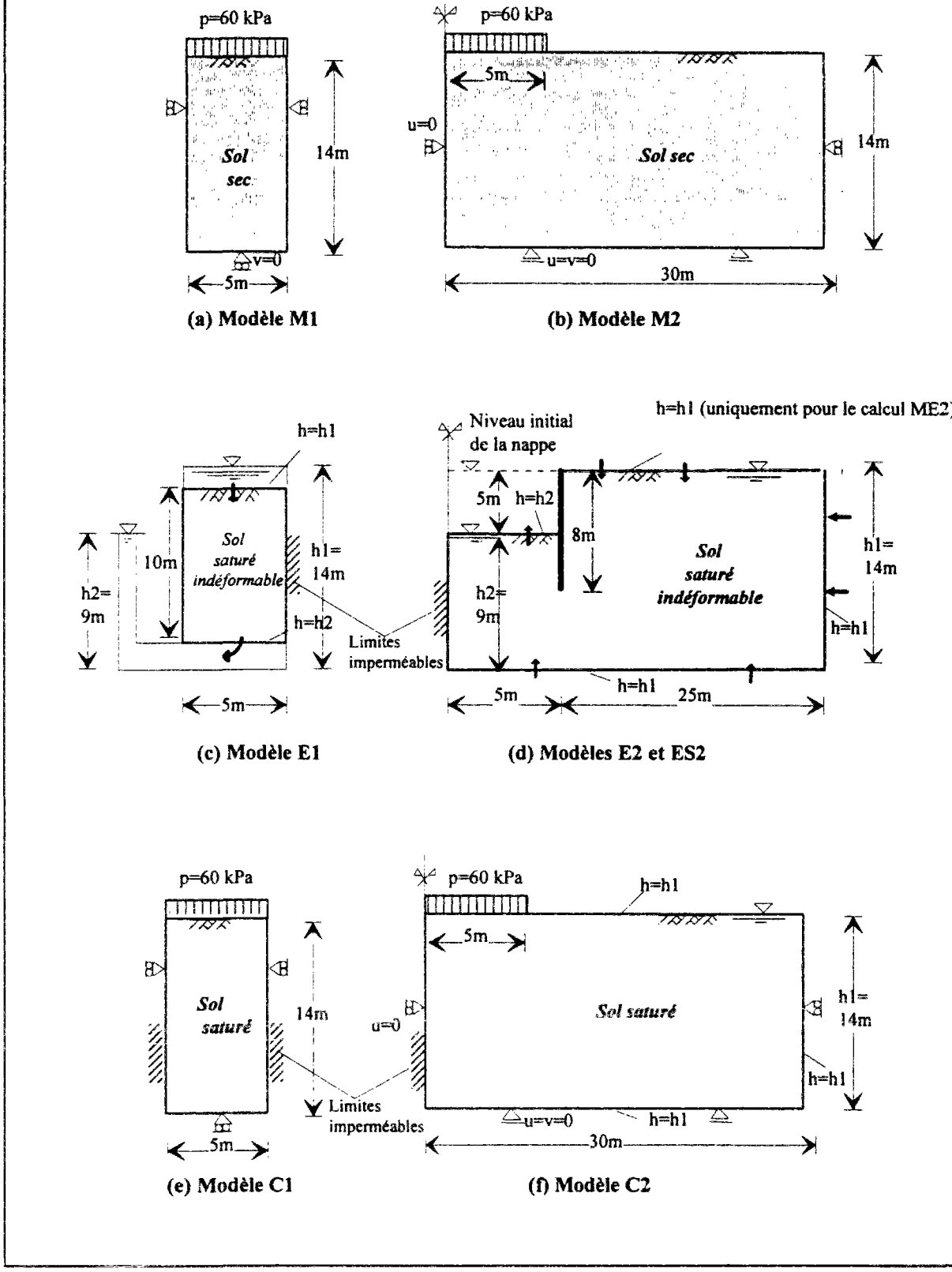


Figure VIII.11 : Modèles utilisés pour vérifier le nouveau bloc de calcul CSNX.

VIII.5 Application du programme à quelques cas pratiques

La présente section est consacrée à l'application du programme à quelques cas pratiques, qui permettent d'évaluer l'influence des possibilités offertes par le nouveau bloc de calcul, à savoir la prise en compte de la variation de la perméabilité du sol avec l'évolution de son indice des vides et de la cinématique du niveau piézométrique à l'intérieur du massif.

Nous nous sommes intéressés au problème d'une fondation superficielle et à celui du creusement d'un tunnel. Les configurations considérées, pour les deux problèmes, sont identiques à celles précédemment traitées au chapitre VII. Les paramètres de sol sont, par ailleurs, identiques à ceux considérés précédemment dans le chapitre VII et dans les calculs de vérification (tableau VIII.2 ; paramètres issus des résultats expérimentaux du site de Cubzac-Les-Ponts).

VIII.5.1 Modélisation du chargement d'une fondation superficielle

La configuration considérée pour le problème de la fondation superficielle est identique à celle précédemment traitée dans le chapitre VII et pour les calculs de vérification du présent chapitre (figure VIII.11f).

Les premiers calculs ont visé à étudier, en conditions de consolidation saturées, l'effet de la prise en compte de l'évolution des coefficients de perméabilité en fonction de la variation de l'indice des vides. Huit calculs ont été effectués en utilisant les deux options du programme CSNX : variation par rapport à un indice des vides homogène en tout point du massif (calculs ck1 à ck5) et variation par rapport à l'indice des vides initial (calculs ck6 à ck8). Le tableau VIII.3 donne les paramètres introduits pour chaque calcul et le traitement correspondant.

Les résultats des calculs ont mis en évidence l'influence de la variation du coefficient de perméabilité sur l'évolution du phénomène de consolidation dans le temps.

Les résultats obtenus en termes de tassement de surface sur l'axe de la fondation sont représentés sur la figure VIII.12 ; ils confirment la nette influence de la variation de la perméabilité du sol sur l'évolution des déformations du sol, cette évolution étant liée à la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles et par conséquent au coefficient de perméabilité du sol. Les différences sont, toutefois, beaucoup moins importantes lorsque le coefficient de perméabilité utilisé est issu d'un essai en place (calculs ck6 à ck8), l'indice des vides de référence étant, en tout point, celui correspondant à l'état in situ initial.

Tableau VIII.3 : Description des calculs avec différents traitement de la variation du coefficient de perméabilité en fonction de l'évolution de l'indice des vides - hypothèses de calcul.

Calcul	e_{ref}	c_k	**Traitement selon l'équation** $k = k_{ref}.10^{\left(\frac{e-e_{ref}}{C_k}\right)}$
ck0	0	0	Coefficients de perméabilité constants
ck1	2,5	1	Actualisation des coefficients de perméabilité en tout noeud et à chaque pas de temps par rapport à un indice de référence constant e_{ref}
ck2	3	1	
ck3	3,5	1	
ck4	3	0,7	
ck5	3	0,4	
ck6	0	1	Actualisation des coefficients de perméabilité en tout noeud et à chaque pas de temps par rapport à l'indice des vides initial e_0
ck7	0	0,7	
ck8	0	0,4	

Une deuxième configuration a considéré un niveau piézométrique situé à l'intérieur du massif à 4m de profondeur par rapport à la surface (figure VIII.13) ; cette nouvelle configuration a nécessité une redéfinition des contraintes initiales et de préconsolidation dans le massif (figure VIII.13).

Deux calculs ont été effectués : le premier calcul à l'aide du module CSNX en tenant compte du niveau piézométrique (calcul caln) et en adoptant dans le domaine des pressions négatives un traitement basé sur l'équation de l'écoulement généralisée par Richards (1931) et sur la définition des contraintes effectives de Bishop (1960) ; dans le second calcul (calcul cals), le traitement de la consolidation a été identique au cas des sols saturés situés au-dessous de la surface libre (écoulement de Darcy et notion de contraintes effectives de Terzaghi). Le tableau VIII.4 regroupe les données complémentaires utilisées dans ces calculs.

Les calculs ont montré une grande influence de la prise en compte de la position du niveau piézométrique sur les surpressions interstitielles qui se développent à court terme sous la fondation et l'évolution des déformations du massif dans le temps.

Tableau VIII.4 : Définition des calculs et des paramètres complémentaires pour le traitement de la consolidation avec surface libre.

	A_s	B_s	$S_{r_{min}}$	A_k	B_k	$k_{r_{min}}$	A_χ	B_χ
Calcul caln	5	4	0,01	5	2	0,1	50	2
Calcul cals	hypothèses de Darcy-Terzaghi							

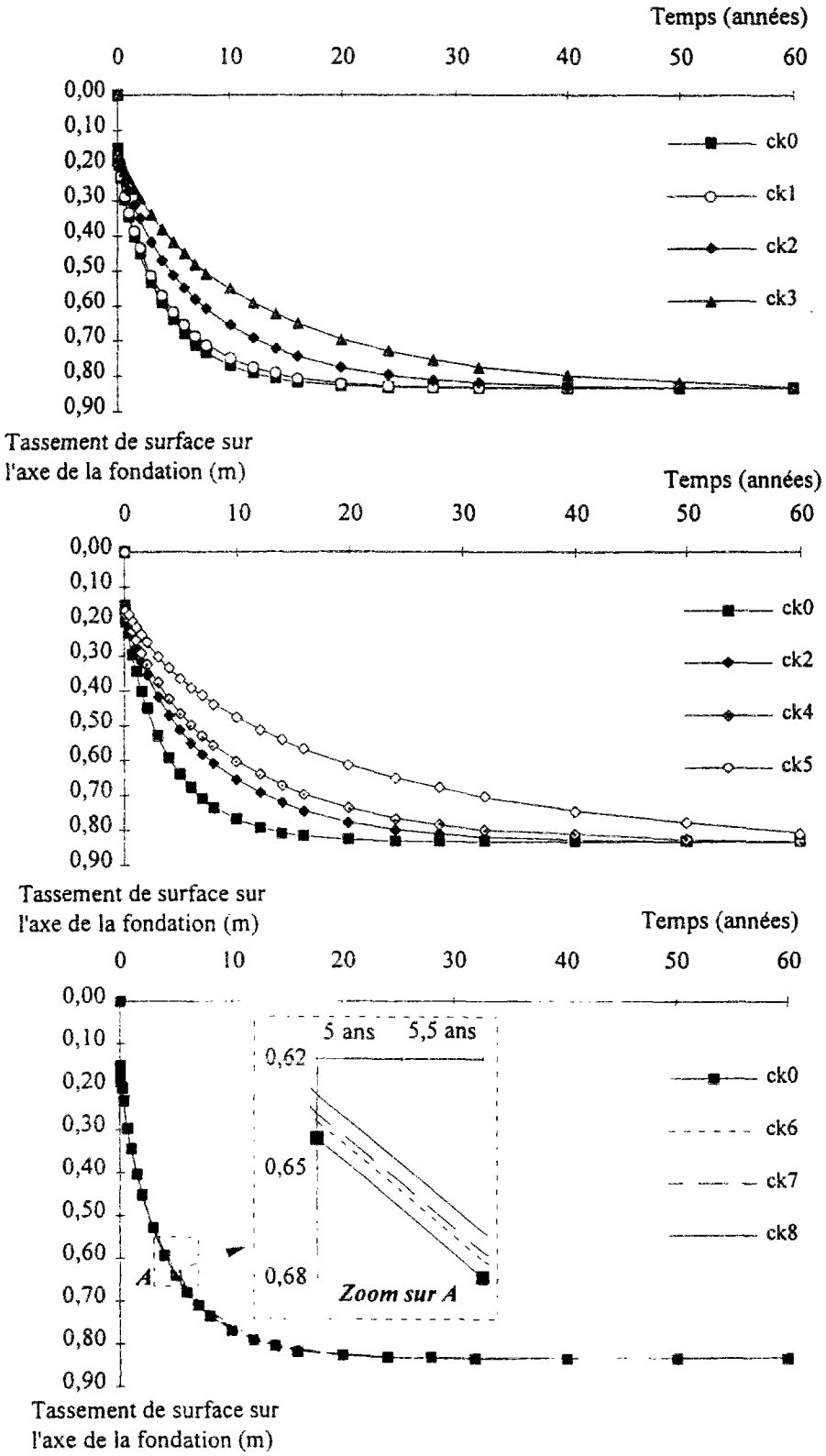


Figure VIII.12 : Influence de la prise en compte de la variation du coefficient de perméabilité en fonction de l'évolution de l'indice des vides - Comparaison des tassements obtenus sur l'axe de la fondation.

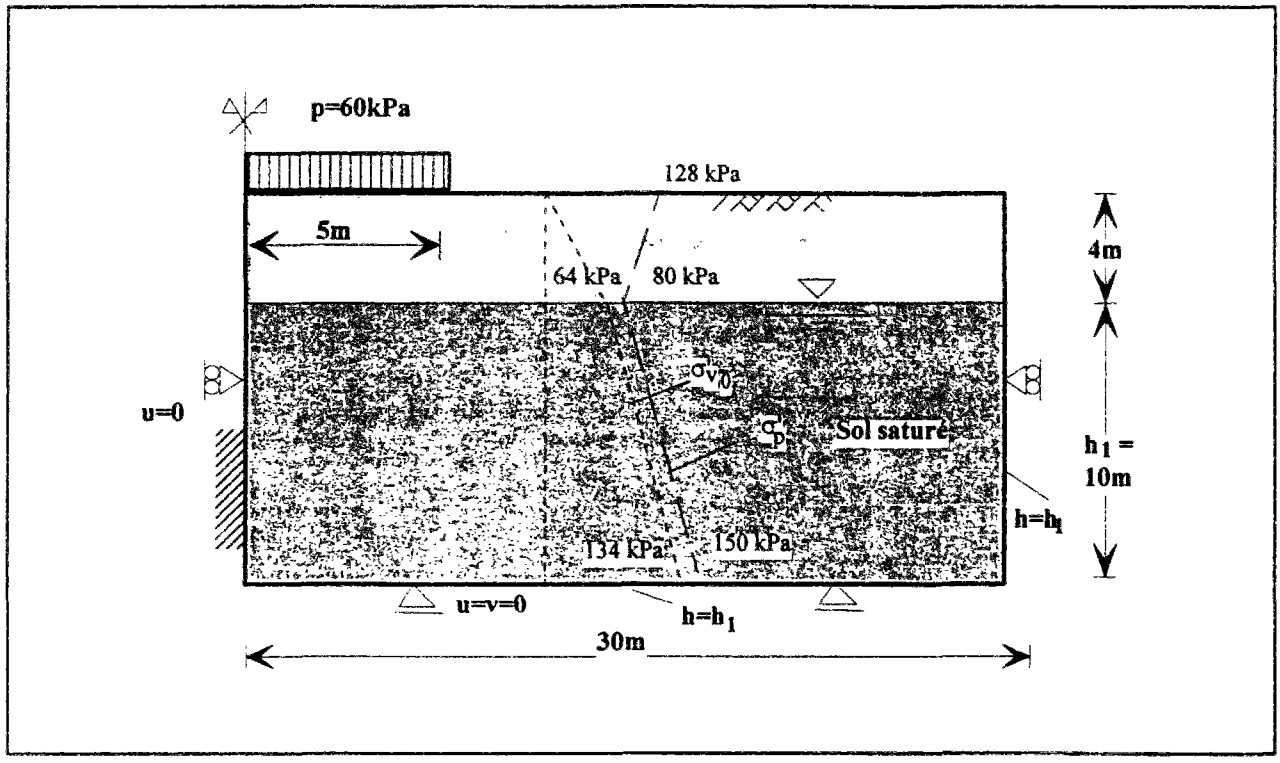
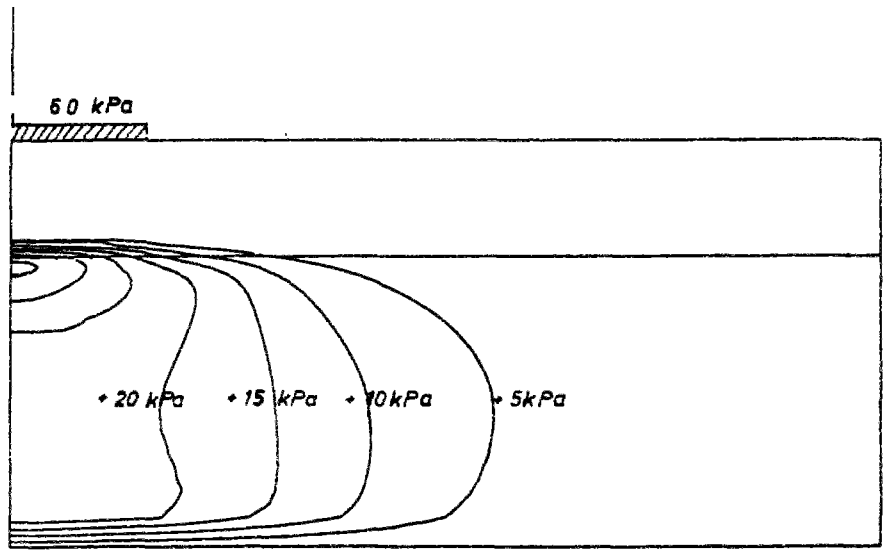


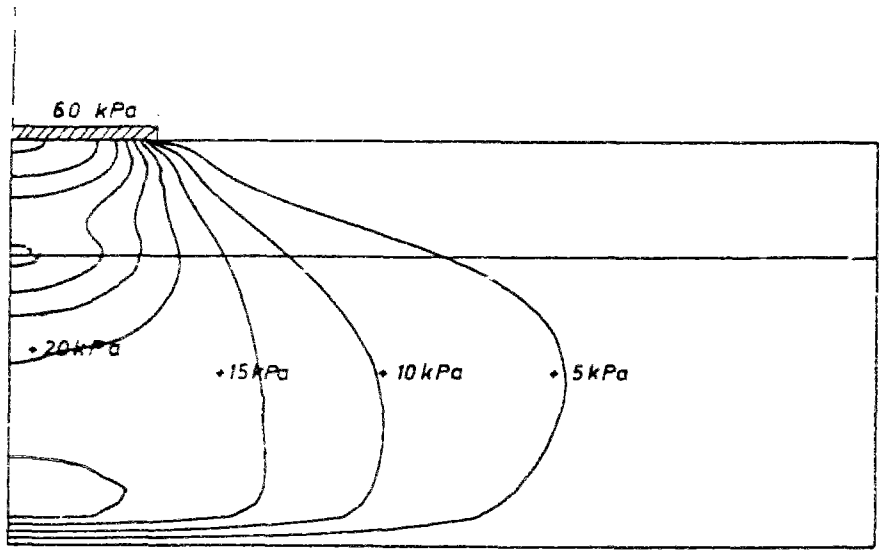
Figure VIII.13 : Modèle considéré pour étudier l'influence de la présence d'une surface libre.

Les résultats des calculs en termes de surpressions interstitielles 4 jours après la construction sont représentés sur la figure VII.14. Le calcul avec les hypothèses de Richards-Bishop montre que les surpressions interstitielles qui se développent sous la fondation sont confinées au-dessous du niveau piézométrique ; leur amplitude est par ailleurs nettement plus faibles que les surpressions données par un calcul traditionnel (figure VIII.14) ; la zone désaturée semble amortir la charge de la fondation.

Cette plus faible augmentation des pressions d'eau induit une plus grande part de tassement à court terme et une consolidation plus rapide du massif (figure VIII.15), les états de déformations finales étant cependant identiques. Ce résultat pourrait apporter une explication à un fait souvent observé dans la confrontation des résultats des calculs classiques de fondations ou de remblais à des mesures, puisqu'on constate généralement que ces calculs (supposant une nappe située à la surface du massif) conduisent à sous-estimer les déformations qui se développent à court terme tout en donnant des résultats satisfaisants à moyen et long termes (Magnan, 1989 ; Lépidas et Magnan, 1990).



(a) Calcul tenant compte de la surface libre



(b) Calcul ne tenant pas compte de la surface libre

Figure VIII.14 : Comparaison des surpressions interstitielles qui se développent à court terme (t=14 jours) sous une fondation.

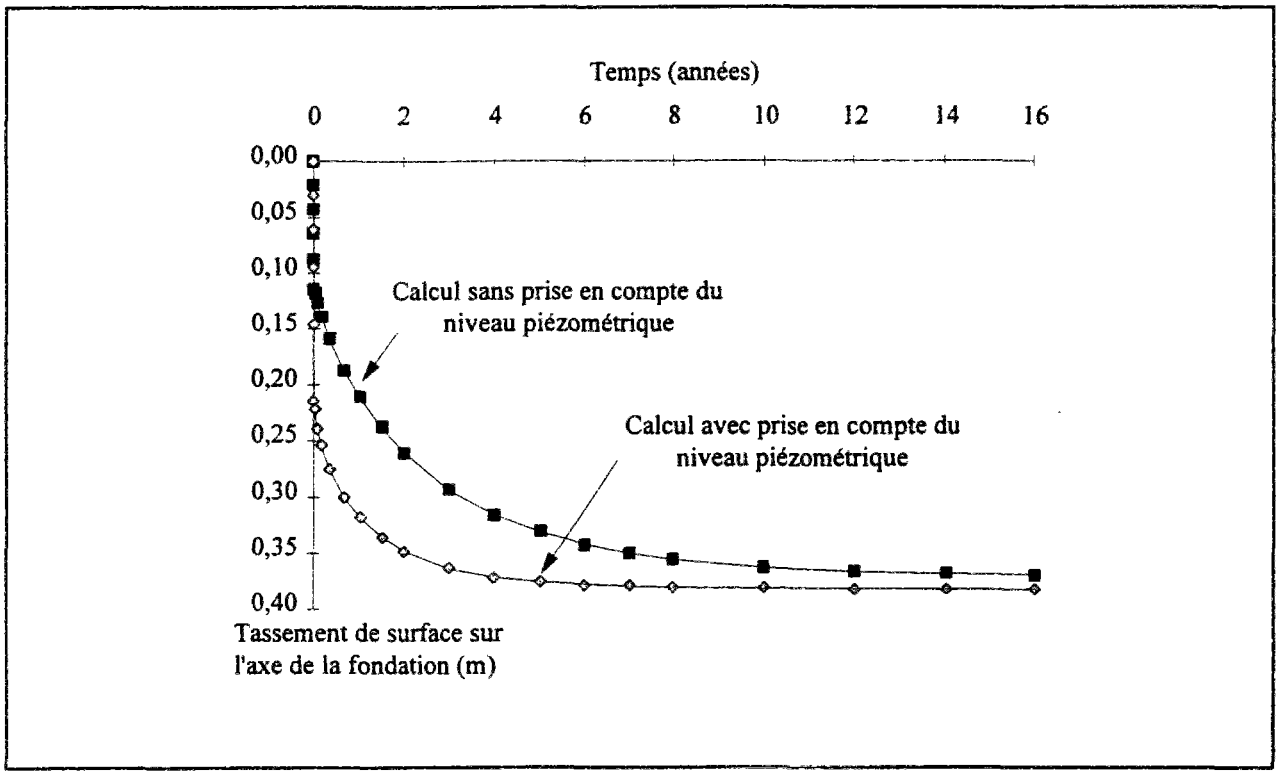


Figure VIII.15 : Evolution des tassements sur l'axe de la fondation en surface- Comparaison des résultats de calculs tenant compte et ne tenant pas compte de la présence de la surface libre.

VIII.5.2 Modélisation du creusement d'un tunnel

Le massif avec surface libre utilisé dans la précédente section a été repris pour la modélisation du creusement d'un tunnel de 2m de diamètre sous 6m de couverture (figure VIII.16).

Quatre calculs ont été effectués ; trois calculs tiennent compte du niveau piézométrique à l'aide de différentes hypothèses sur les paramètres de l'approche de Richards-Bishop (calcul calq, calp et caln) ; le dernier calcul ne tient pas compte du niveau piézométrique (calcul cals ; hypothèses de Darcy-Terzaghi). Les paramètres nécessaires au traitement de la consolidation au-dessus de la surface libre sont donnés dans le tableau VIII.6.

Tableau VIII.6 : Description des calculs et des paramètres nécessaires au traitement de la consolidation au-dessus de la surface libre.

Calcul	A_s	B_s	$S_{r_{min}}$	A_k	B_k	$k_{r_{min}}$	A_χ	B_χ
Calcul calq	20	0,5	0,2	5	2	0,3	50	2
Calcul calp	20	2	0,1	5	2	0,2	50	2
Calcul caln	5	4	0,01	5	2	0,1	50	2
Calcul cals	hypothèses de Darcy-Terzaghi							

Chaque calcul a été effectué en trois phases : déconfinement du terrain (taux de déconfinement λ passant de 0 à 0,3 en 4 jours), application du chargement résiduel après la pose du revêtement (λ passant de 0,3 à 1 en 4 jours) et consolidation du terrain.

Le revêtement de l'ouvrage, d'une épaisseur de 25cm, est supposé élastique isotrope drainant, sa perméabilité étant isotrope et égale à 5.10^{-6} m/jour ; son module d'élasticité a été pris égal à 15MPa et son coefficient de Poisson à 0,2.

Les résultats de calcul montrent des déformations de massif plus importantes lorsqu'on tient compte de l'évolution de la surface libre ; la figure VIII.17 compare les tassements de surface sur l'axe de l'ouvrage et leur évolution dans le temps ; la figure VIII.18 compare les cuvettes de tassement obtenues après 4 jours, 2 ans, 20 ans et t=180 ans.

A court terme, les cuvettes de tassement données par les quatre calculs restent quasi-équivalentes ; la désaturation du massif donne toutefois des tassements plus importants (+0 à +20%) et une cuvette de tassement moins étendue dans le massif (figure VIII.18).

A long terme, la désaturation du sol induit des effets plus importants, les tassements étant d'autant plus importants que la capacité du sol à retenir l'eau est faible (rétention gérée par les paramètres A_s, B_s et $S_{r_{min}}$) ; les figures VIII.17 et VIII.18c confirment ce phénomène.

Par ailleurs, la vitesse à laquelle évoluent les tassements est fortement influencée par la vitesse de désaturation du sol (gérée par les paramètres A_s, B_s, A_k, B_k et $k_{r_{min}}$ ainsi que par la déformabilité du sol) ; la figure VIII.17 montre que le temps nécessaire à la stabilisation des phénomènes est nettement plus important dans les cas "caln" et "calp" que dans le cas "calq", ce dernier cas atteignant la stabilisation beaucoup moins rapidement que le cas traité en conditions saturées (notons que les cas caln et calp ne sont pas arrivés à la stabilisation à la fin du calcul).

Les résultats obtenus en termes de surpressions interstitielles autour de l'ouvrage peuvent compléter la compréhension des phénomènes. En effet, les surpressions qui se développent à court terme ne sont que faiblement influencées par la présence de la surface libre (figure VIII.19a). A plus long terme, en revanche, le rabattement progressif du niveau piézométrique induit une propagation de la perturbation hydraulique dans le massif et des déformations additionnelles dues à l'augmentation des contraintes effectives.

La comparaison des résultats des quatre calculs (figures VIII.19a et VIII.19b) montre que le rabattement de la nappe est d'autant plus important que la capacité du sol à retenir l'eau est plus grande ; ceci se traduit par une plus grande perte de charge autour de l'ouvrage et par conséquent par des déformations plus importantes.

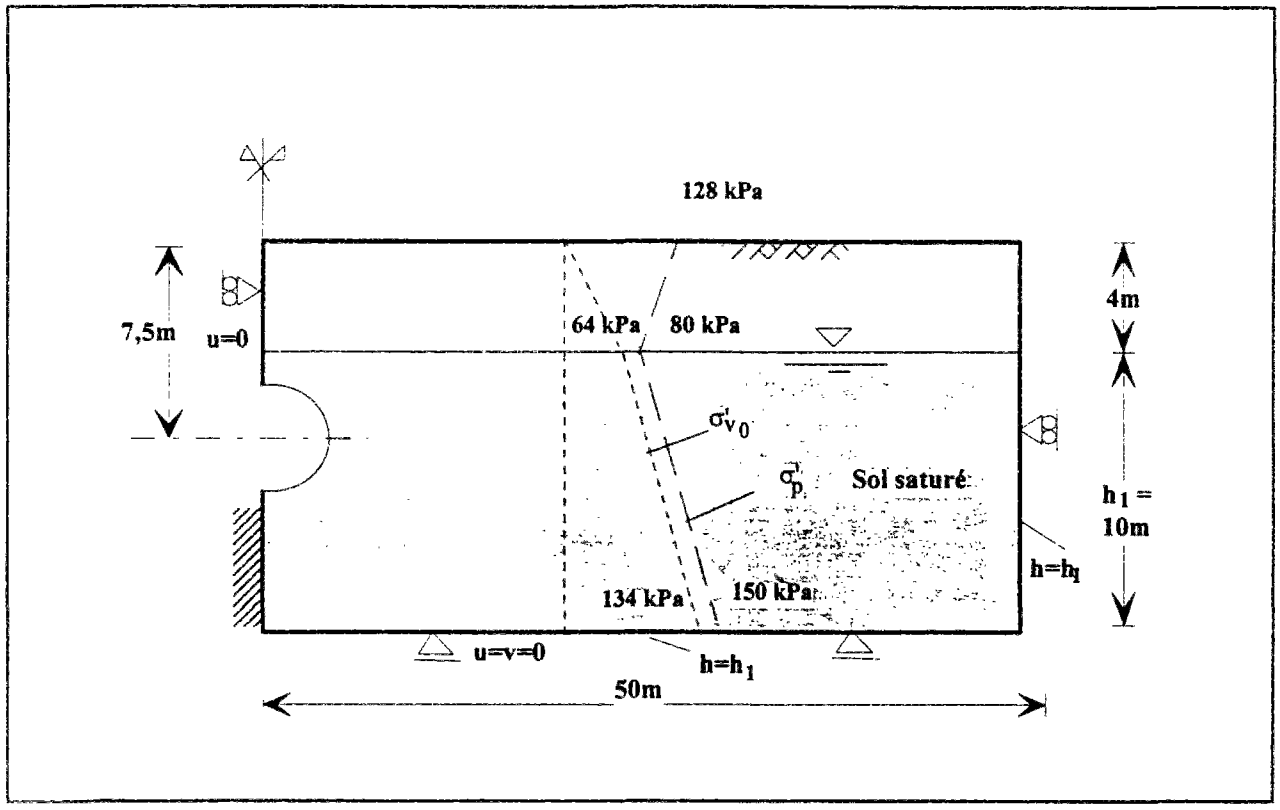


Figure VIII.16 : Modèle considéré pour simuler le creusement d'un tunnel.

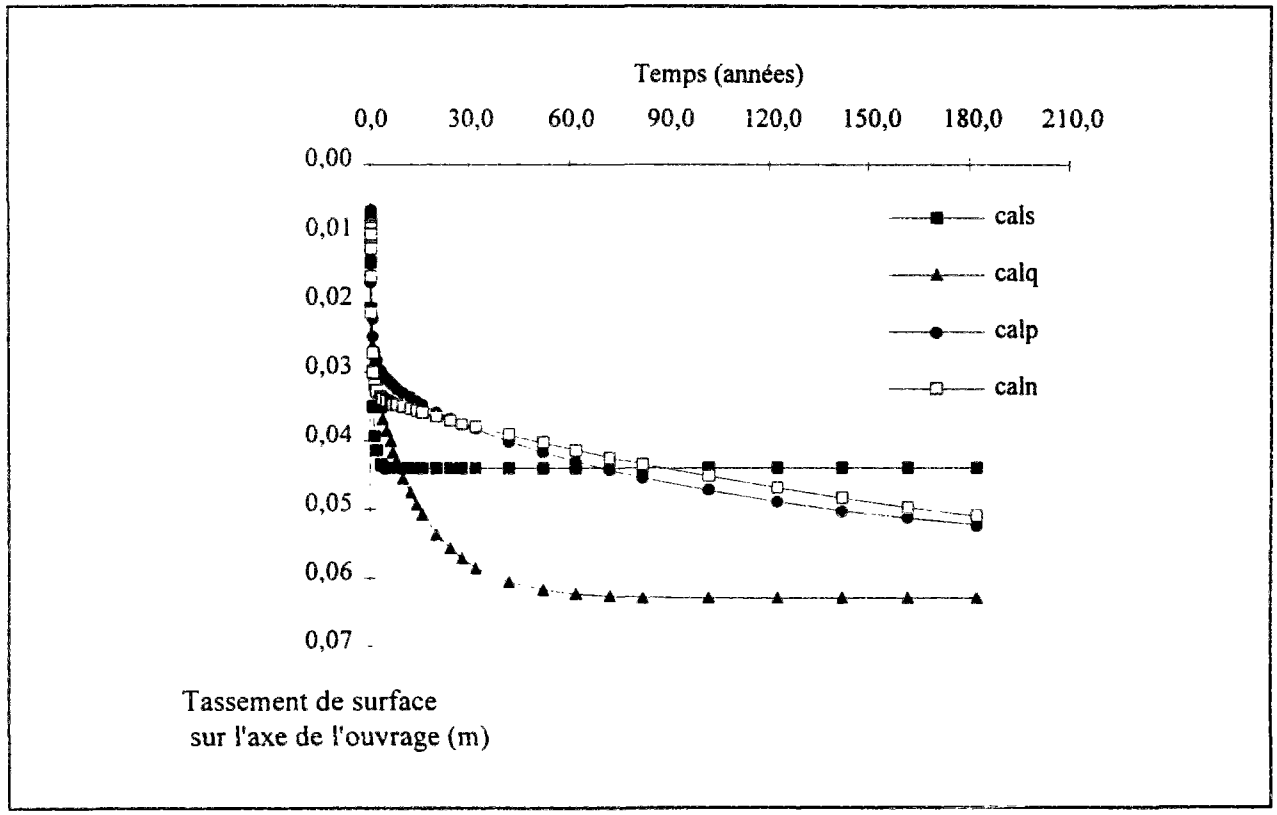


Figure VIII.17 : Evolution du tassement de surface sur l'axe de l'ouvrage - Comparaison des résultats obtenus par les calculs tenant et ne tenant pas compte de la surface libre.

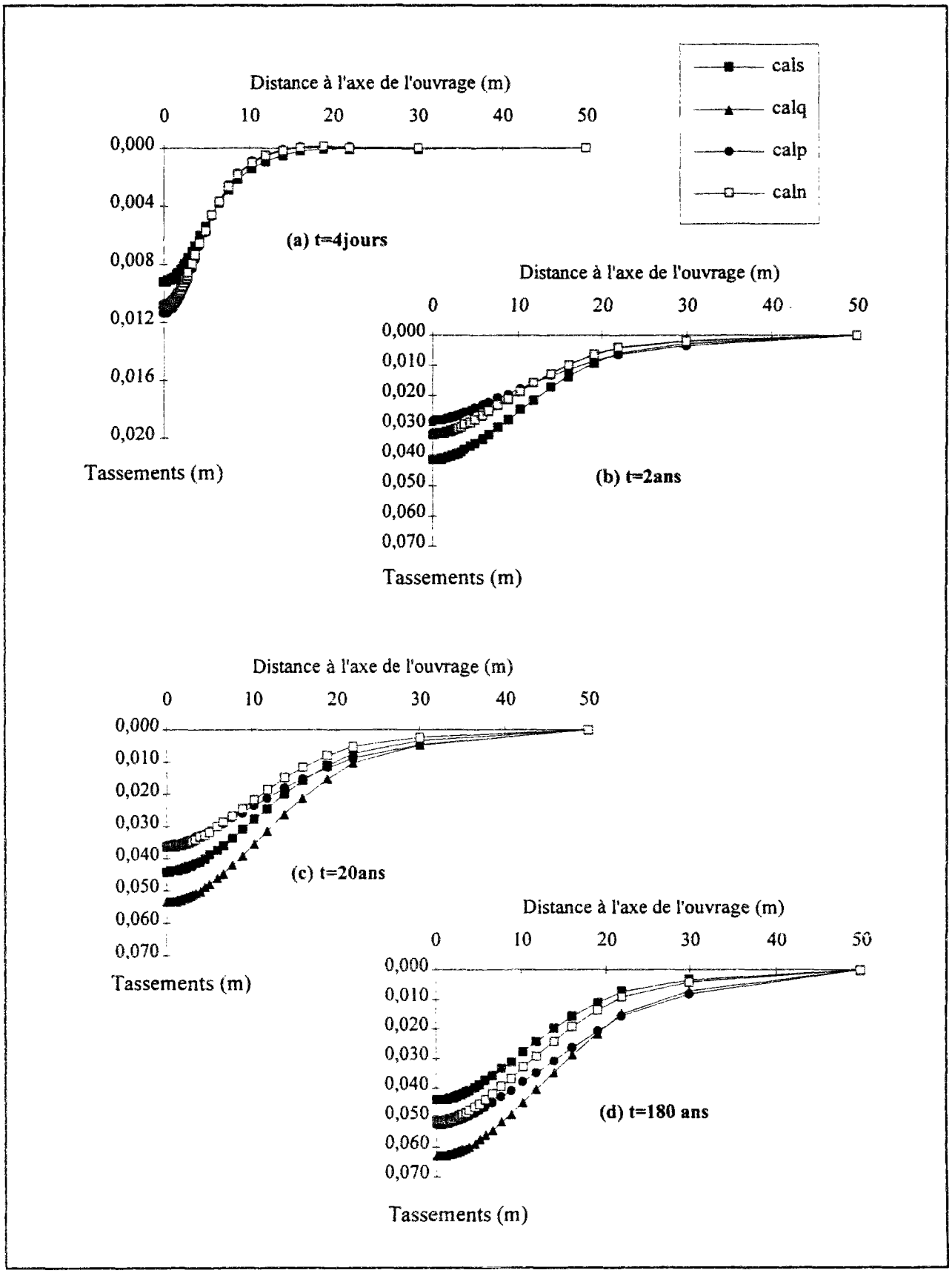
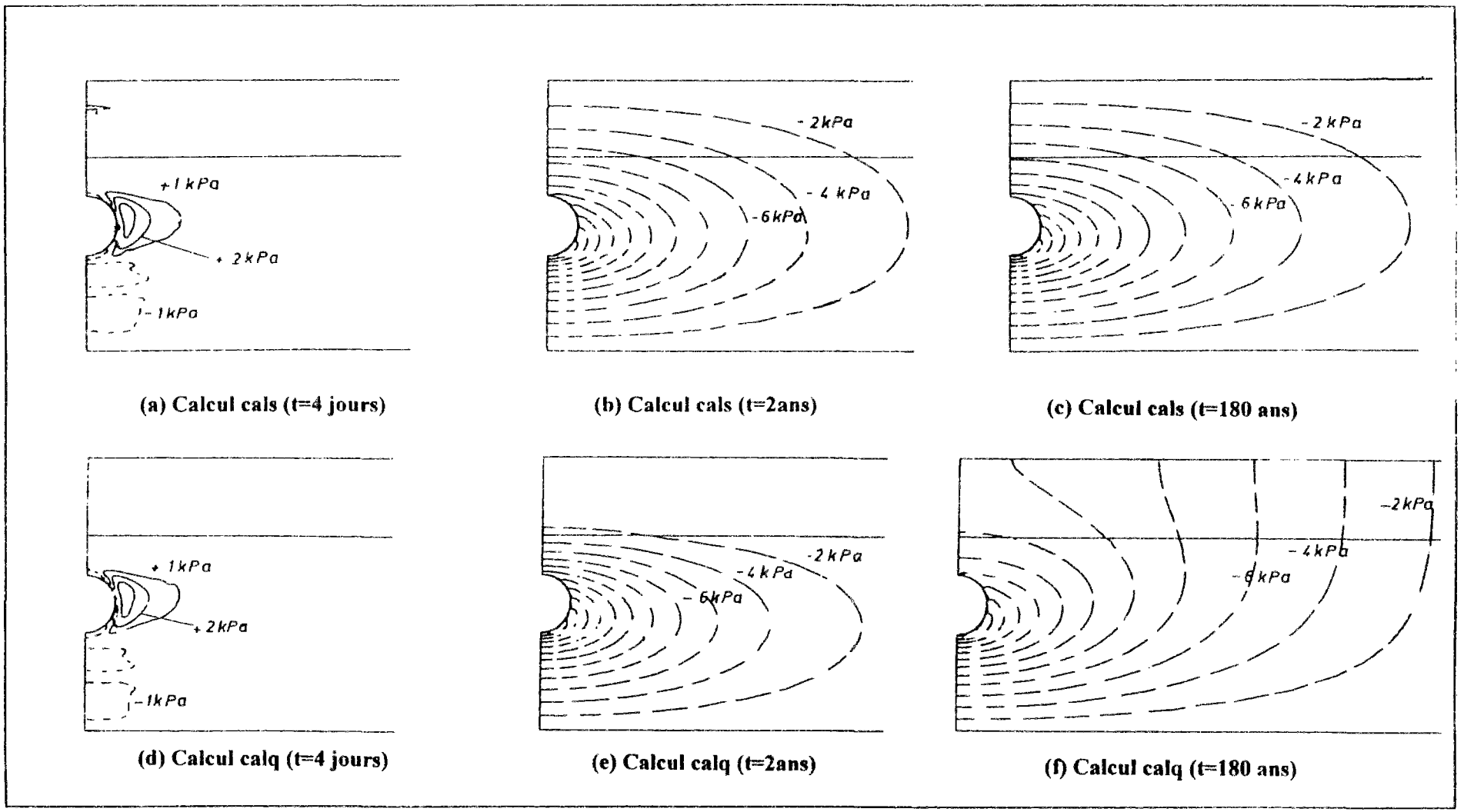


Figure VIII.18 : Cuvette de tassement de surface à court, moyen et long terme - Comparaison des résultats obtenus par les calculs tenant et ne tenant pas compte de la surface libre.



(a) Calcul cals (t=4 jours) **(b) Calcul cals (t=2ans)** **(c) Calcul cals (t=180 ans)**

(d) Calcul calq (t=4 jours) **(e) Calcul calq (t=2ans)** **(f) Calcul calq (t=180 ans)**

Figure VIII.19a : Variation de pressions interstitielles à court, moyen et long terme, par rapport aux conditions hydrostatiques - Comparaison des résultats obtenus par les calculs tenant et ne tenant pas compte de la surface libre.

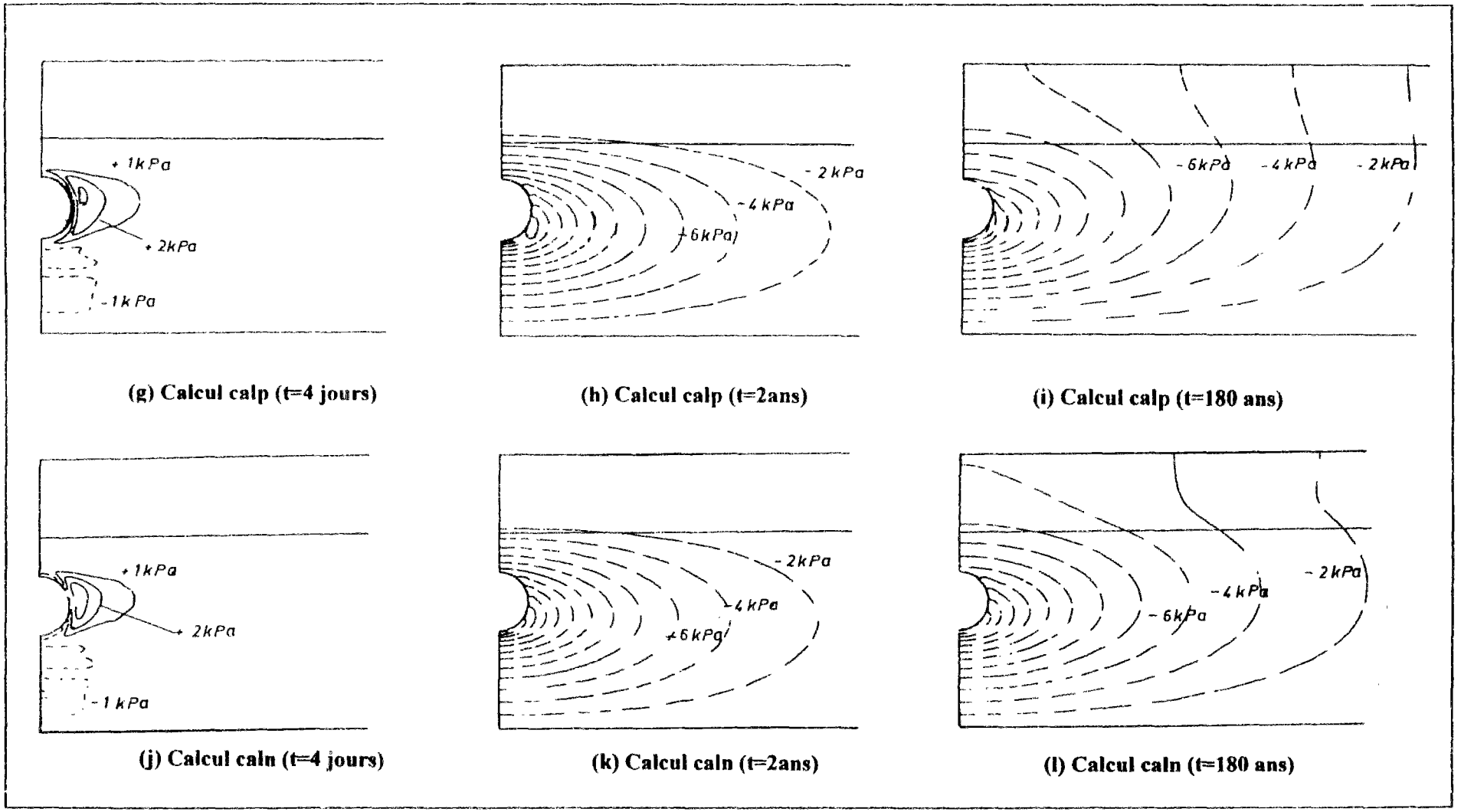


Figure VIII.19b : Variation de pressions interstitielles à court, moyen et long terme, par rapport aux conditions hydrostatiques - Comparaison des résultats obtenus par les calculs tenant et ne tenant pas compte de la surface libre (Calcul cals ; figure VIII.19a).

VIII.6 Développements futurs

Les développements présentés dans ce chapitre nécessitent d'autres travaux dans l'avenir, notamment pour compléter la vérification du nouveau module CSNX et de la validité de l'approche physique qu'il propose.

En effet, l'absence de solution analytique a empêché de vérifier le programme sur un problème de consolidation en milieu déformable avec surface libre ; il sera important dans l'avenir de réaliser cette vérification. Il sera également indispensable de valider l'approche programmée par confrontation de ses résultats à des mesures réalisées sur des massifs de sols dont les propriétés mécaniques et hydrauliques ont été au préalable bien déterminées aussi bien dans le domaine des pressions interstitielles positives que dans celui des pressions négatives.

Par ailleurs, les premières applications du nouveau module de calcul CSNX à l'étude de deux ouvrages à l'aide du modèle MELANIE a posé un certain nombre de questions qui mériteraient d'être examinées dans l'avenir. Les questions qui nous ont paru importantes concernent :

- le profil des pressions d'eau à l'état initial,

- la définition de l'état initial des contraintes dans le massif,

- le traitement d'une surface drainante soumise à une pression d'eau négative (surface de suintement),

- les modes de plastification du modèle MELANIE et le traitement des points du maillage qui peuvent subir des sollicitations en traction.

La première de ces questions concerne la définition du profil des pressions interstitielles dans le massif à l'état initial, et notamment au-dessus du niveau piézométrique au proche voisinage de la surface.

En effet, dans l'état actuel du programme, la définition de l'état hydraulique initial est basée sur la donnée (en tout point du modèle) de la charge hydraulique qui correspond à l'équilibre initial du massif (figure VIII.20a). Cette définition implique une distribution hydrostatique des pressions d'eau (figure VIII.20b) qui a l'inconvénient de ne pas décrire les conditions d'un massif réel où la pression d'eau devrait tendre vers une valeur correspondant à l'équilibre entre la pression atmosphérique et les forces de succion entre particules de sol (figure VIII.20c).

Toutefois, les pressions d'eau initiales du massif n'interviennent en aucun cas dans les conditions d'équilibre du problème ; le rôle du fluide interstitiel est traité dans le module CSNX par la variation de pression (ou de charge hydraulique) par rapport aux conditions hydrostatiques, et ce aussi bien dans l'équation d'équilibre mécanique que dans l'équation de consolidation de la

masse d'eau. En revanche, la distribution des pressions interstitielles est nécessaire pour la détermination du profil de saturation du massif au-dessus de la surface libre via la relation $S_r(u_w)$.

Une des solutions proposées serait de définir l'état hydraulique initial au-dessus de la nappe à l'aide de la distribution du degré de saturation et d'en déduire le profil des pressions à partir de la relation $S_r(u_W)$ supposée univoque. Cette option n'est pas encore intégrée dans le programme ; il sera utile de la prévoir dans l'avenir.

Une deuxième solution, à notre avis plus adéquate, serait d'adapter le programme de façon à réaliser un premier calcul d'initialisation hydraulique ; cette phase permettrait de déterminer (en fonction des propriétés du sol "k_r (S_r) et $S_r(u_W)$", du niveau fixé à la nappe, et des conditions adéquates aux limites du modèle), la distribution des pressions d'eau qui correspond à l'équilibre initial du massif, cet équilibre étant traduit par l'équation :

$$div\left[k_r(S_{r(u_w)}).\vec{grad}(\frac{u_w}{\gamma_w}+z) \right] = 0 \qquad \text{(VIII.73)}$$

Cette dernière solution facilite le traitement du deuxième point abordé dans cette section, relatif à la définition des contraintes initiales.

En effet, la définition de l'état initial des contraintes est basée dans les modules de calcul couplé de CESAR sur la notion de contraintes effectives, calculées à partir du poids volumique déjaugé des différents matériaux du massif et d'un coefficient K_0 dans les massifs à surface horizontale. Cette définition implique l'hypothèse d'une distribution de pressions hydrostatique. Pour pallier cet inconvénient, nous proposons de définir l'état des contraintes totales verticales (sur la base du poids volumique du sol) et d'adapter le programme pour en déduire le profil des contraintes effectives verticales en fonction des pressions d'eau (principe de Terzaghi) et du degré de saturation du sol (généralisation de Bishop), les contraintes effectives horizontales pouvant alors être déduites à l'aide du rapport $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = K_0$ Ce traitement permettrait une représentation plus adéquate de l'état des contraintes d'un massif avec surface libre (figure VIII.21).

La troisième proposition concerne le traitement des surfaces drainantes dans le cas où elles sont traversées par le niveau piézométrique (figure VIII.22).

En effet, l'apparition de pressions d'eau négatives à ce niveau nécessite d'imposer une condition de flux normal nul sur la surface concernée, sinon, la condition à la limite de surpression nulle simulera un écoulement vers l'intérieur du massif. La programmation d'une condition limite mixte du type "suintement" (déjà opérationnelle dans le module de diffusion NSAT de CESAR-LCPC, cf chapitre II de ce mémoire) permettra d'étendre les capacités de calcul du nouveau module.

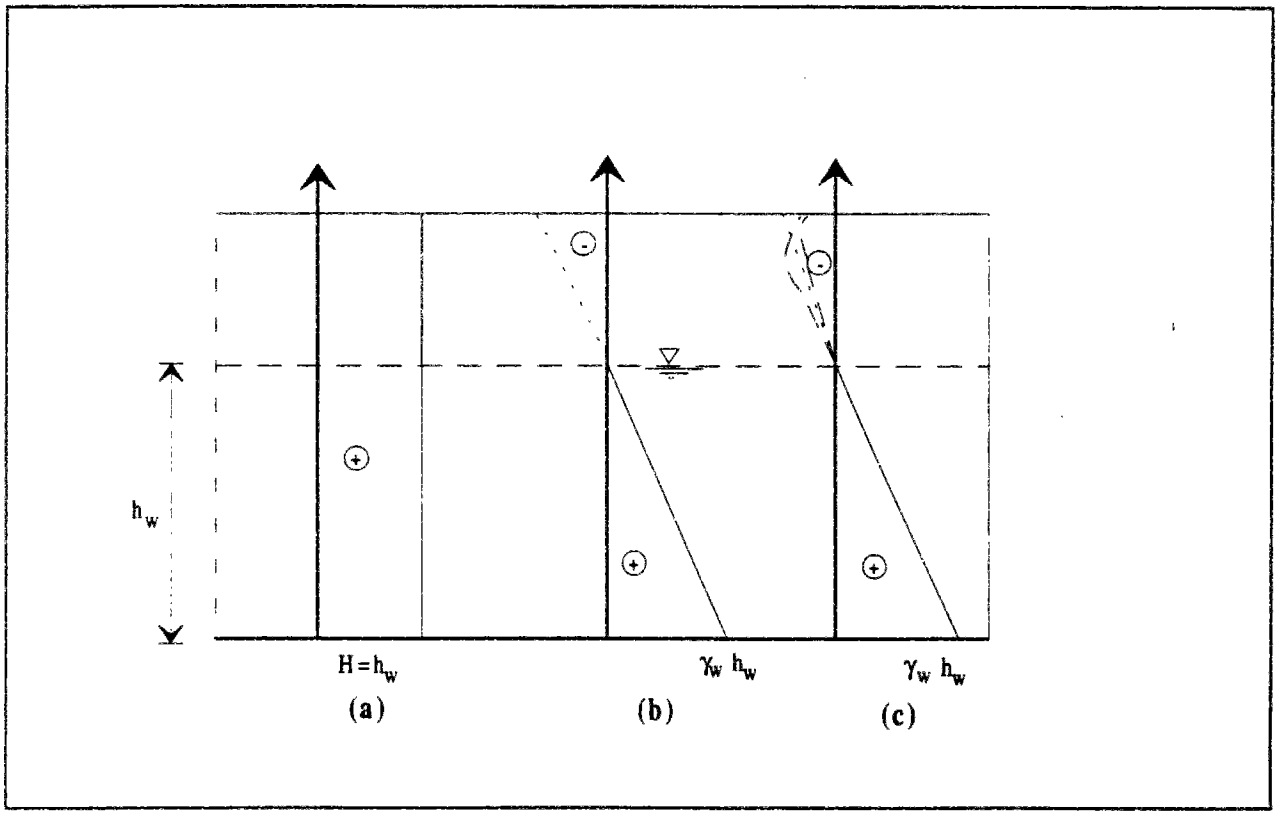


Figure VIII.20 : Différentes hypothèses possibles pour le profil des pressions interstitielles initiales dans un massif naturel.

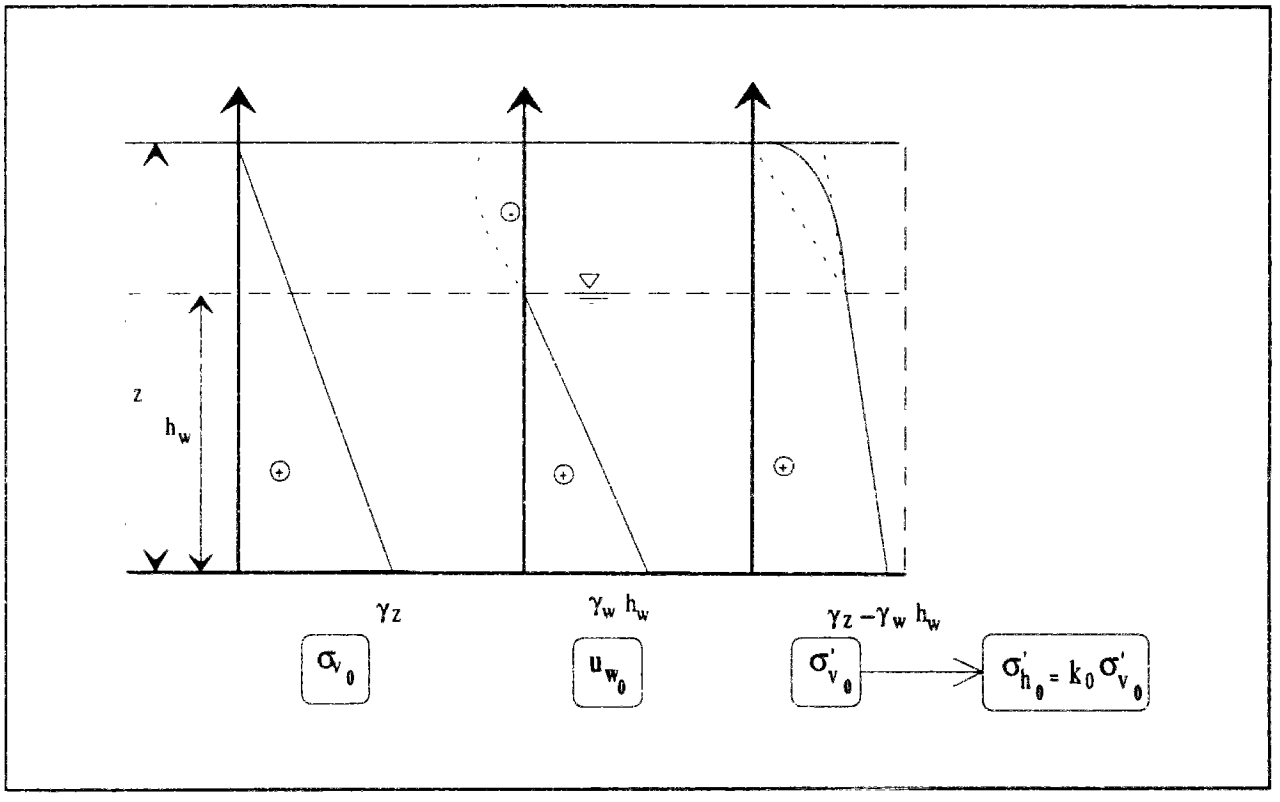


Figure VIII.21 : Définition proposée des contraintes effectives.

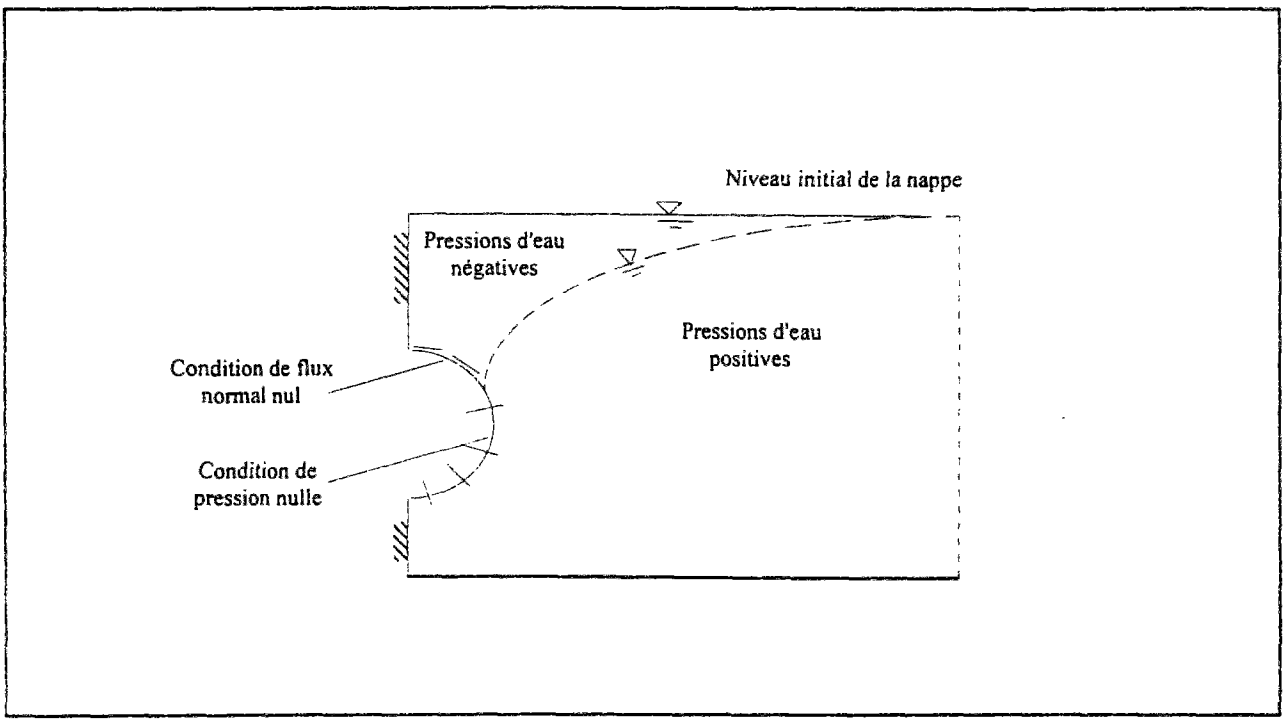


Figure VIII.22 : Traitement des surfaces de suintement.

La dernière proposition concerne le traitement de la plastification du sol par le modèle MELANIE. En effet, les premiers calculs réalisés ont fait apparaître deux modes de plastification distincts (figure VIII.23) : une plastification "stable" à dominante volumique, qui induit des déformations plastiques par écrouissage de la surface de charge et une plastification "potentiellement instable" avec cisaillement dominant, dont la rencontre ne permet pas la convergence des calculs.

Pour pallier cet inconvénient, nous proposons d'ajouter un traitement spécifique aux zones du modèle où apparaît ce type de plastification instable ; ce traitement consisterait à supposer la rupture aux points concernés et à éliminer leur rôle dans les équations du problème. Ce traitement permettrait d'assurer la convergence des calculs tout en préservant la représentativité du modèle ; il pourrait par ailleurs être étendu pour gérer les points en traction dans le massif, qui pour l'instant, suivent un traitement élastique.

Enfin, une avancée importante sera l'application du nouveau module CSNX et de la loi de comportement MELANIE dans un calcul tridimensionnel. Bien qu'une programmation générale (3D) ait été suivie au cours de nos développements, le bon fonctionnement du programme en conditions tridimensionnelles reste en effet à vérifier.

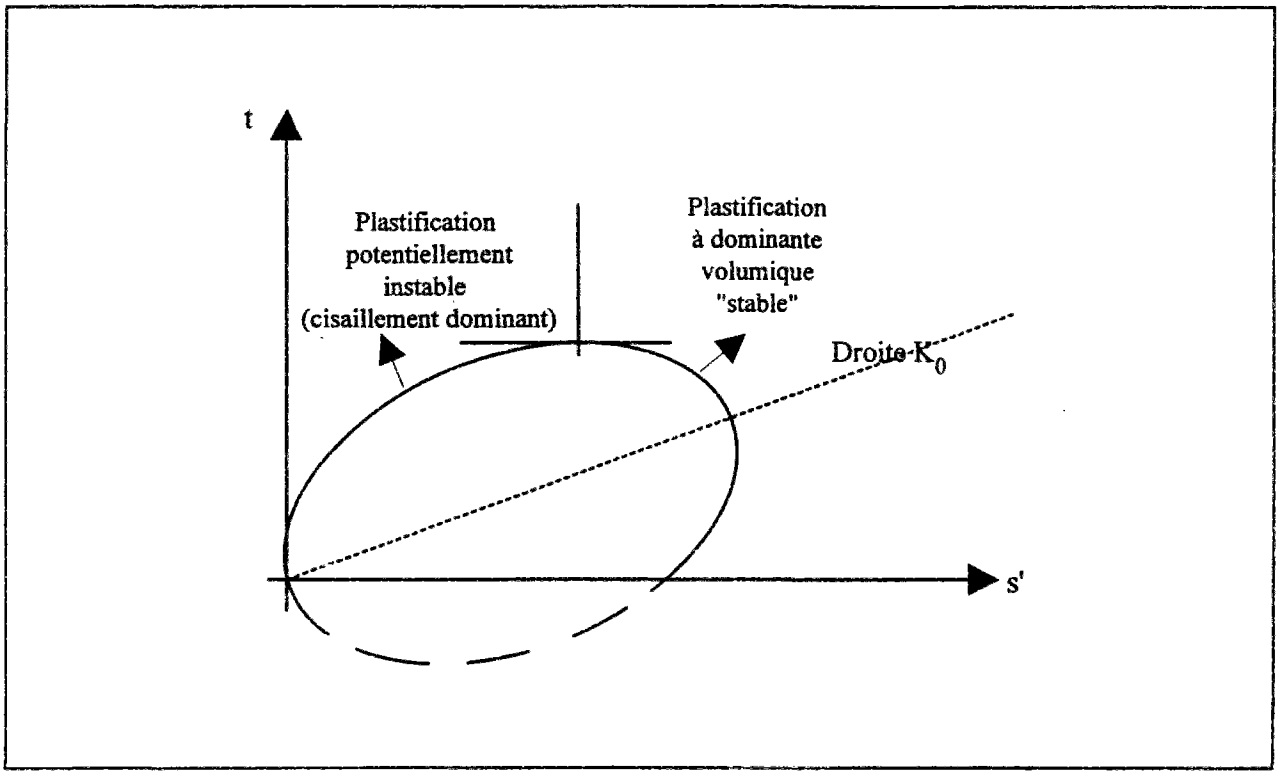


Figure VIII.23 :Types de plastification pouvant apparaître au cours d'un calcul à l'aide de MELANIE (la limite entre les deux zones dépend de la loi d'écoulement plastique).

VIII.7 Conclusions

Ce chapitre a été consacré à la description du développement théorique et variationnel d'une approche de calcul pour le traitement de la consolidation en présence d'un niveau piézométrique variable.

Cette approche considère un traitement monophasique du problème basé sur les généralisations de Bishop (1960) et de Richards (1931) pour la description de la continuité du comportement mécanique et hydraulique entre les deux zones séparées par le niveau piézométrique. L'approche permet également de considérer la variation du coefficient de perméabilité du sol avec l'évolution des déformations dans le massif.

La nouvelle approche a été adaptée à un traitement numérique par la méthode des éléments finis pour un milieu élastoplastique écrouissable ; elle a été programmée dans un nouveau module (CSNX) s'intégrant dans le progiciel CESAR-LCPC.

Le bon fonctionnement du nouveau module a été vérifié en conditions unidimensionnelles et bidimensionnelles, en comportement élastique et élastoplastique, par

confrontation de ses résultats à ceux donnés par d'autres modules de CESAR entièrement validés par divers travaux antérieurs.

L'application du module développé au calcul de deux ouvrages construits dans un massif avec surface libre a montré l'importance de la prise en compte, dans une analyse couplée, de la position du niveau piézométrique et de son évolution au cours du temps.

Dans le cas d'un massif chargé par une fondation superficielle, la prise en compte du niveau piézométrique a une grande influence sur l'étendue des suppressions interstitielles obtenues à court terme sous la fondation et sur l'évolution au cours du temps des déformations du sol.

Dans le cas d'un tunnel, le niveau de la nappe n'a qu'une faible influence sur les variations de pressions à court terme autour de l'ouvrage. En revanche, la diminution des pressions qui se développent au cours du temps par drainage des eaux souterraines vers l'ouvrage s'amplifie avec le rabattement du niveau piézométrique. Il en résulte un accroissement des déformations du massif, dont l'évolution dépend de la capacité d'emmagasinement du sol et dont l'amplitude finale dépend du régime hydraulique obtenu à l'équilibre correspondant aux conditions de réalimentation à long terme.

Ces deux applications permettent d'apprécier l'influence des possibilités offertes par le nouveau module CSNX. Des travaux complémentaires restent toutefois à mener pour améliorer la représentativité du modèle de calcul ; quelques points de réflexion ont été présentés à la fin de ce chapitre.

Les compléments futurs les plus importants concernent sans doute la validation de l'approche proposée par rapport à des expérimentations assez complètes et par l'application du module au calcul d'ouvrages réels instrumentés. Dans le chapitre suivant, nous présentons une modélisation de ce type réalisée pour un cas de tunnel autour duquel le drainage des eaux souterraines et la variation du niveau piézométrique semblent avoir joué un rôle important dans l'évolution des déformations du massif.

CHAPITRE IX

MODELISATION COUPLEE D'UN OUVRAGE REEL INSTRUMENTE - LE TUNNEL DE GRIMSBY

IX.1 Introduction

Le présent chapitre est consacré à l'application de CESAR-LCPC à l'analyse des phénomènes de consolidation du sol autour d'un ouvrage creusé dans des argiles : le tunnel de Grimsby.

Les argiles en place étant relativement compressibles, la réalisation de l'ouvrage a été accompagnée de mesures de tassements de surface pendant et après la construction ; les mesures se sont poursuivies pendant onze ans après la fin des travaux.

Les données géotechniques disponibles proviennent de deux campagnes de reconnaissance, l'une préliminaire au projet (Glossop et O'Reilly, 1982) et l'autre réalisée ultérieurement, dans le cadre d'une étude destinée à expliquer la persistance des mouvements de la surface huit ans après la construction (Mair et al., 1992).

Trois sections de l'ouvrage ont été instrumentées (stations de mesures A, B et C) ; les mesures ayant été plus exhaustives au niveau de la station B, c'est cette section qui a été retenue pour les modélisations décrites dans ce chapitre.

Plusieurs modélisations ont été effectuées, en utilisant principalement le modèle de comportement MELANIE ; les résultats obtenus ont été confrontés aux mesures issues de la station B et comparés aux résultats donnés par des calculs en élasticité isotrope et anisotrope et en élastoplasticité isotrope. Différentes hypothèses ont été considérées pour le traitement de la surface libre, afin d'évaluer les possibilités de l'approche développée dans le précédent chapitre.

IX.2 Présentation du projet

Le tunnel de Grimsby a été réalisé dans le cadre de l'aménagement du réseau d'assainissement de la ville de Grimsby en Angleterre ; le plan de situation de l'ouvrage est décrit sur la figure IX.1.

La galerie d'un diamètre de 3m a été réalisée à l'aide de deux boucliers avançant respectivement vers le nord et vers le sud à partir du puits d'accès MH5 (figure IX.1). Chaque bouclier faisait 3m de diamètre, 3,4m de long et possédait une jupe arrière de 0,9m de longueur. L'abattage du stross a été réalisé à l'aide de pelles mécaniques et pneumatiques.

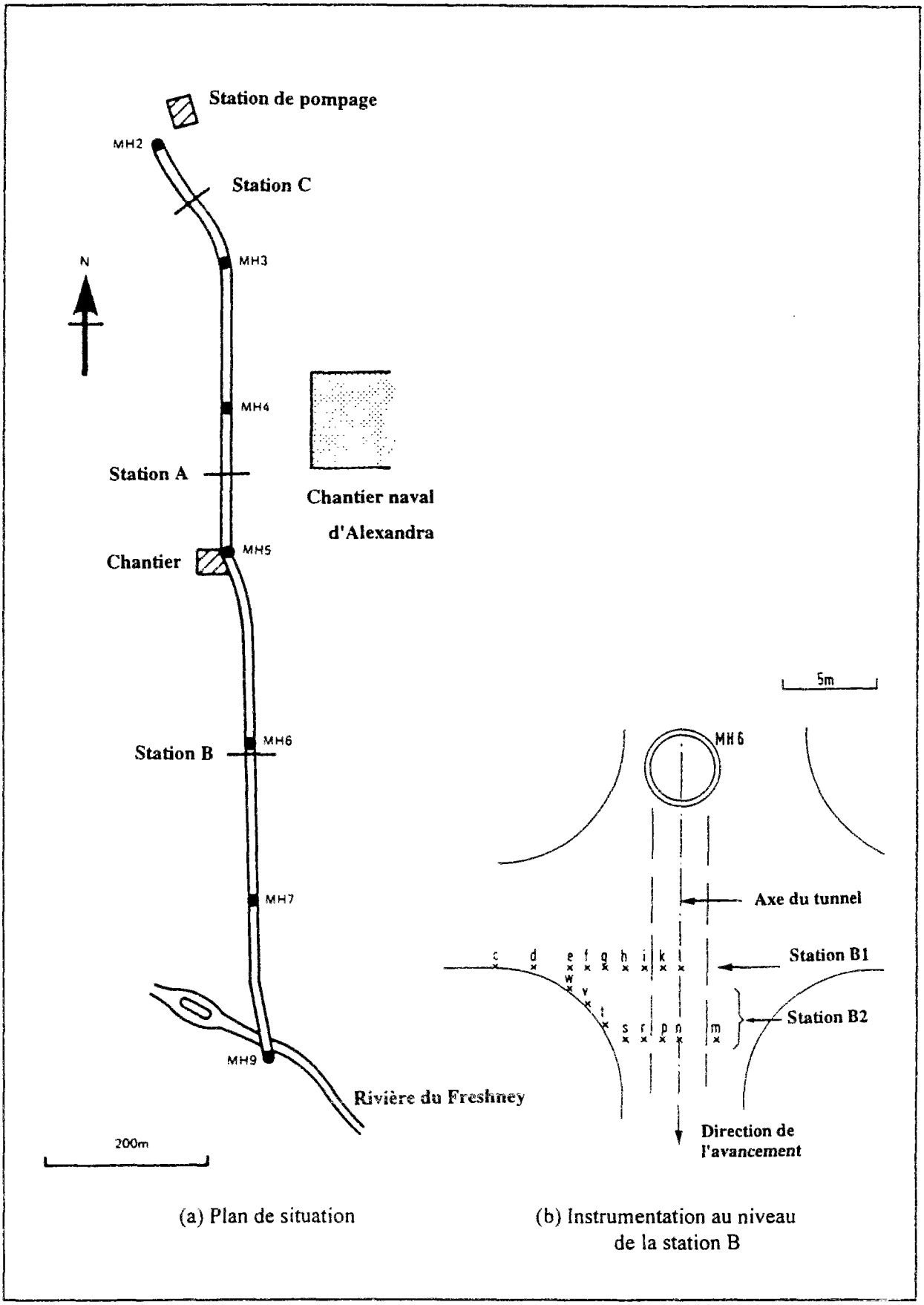
Le profil géotechnique du massif le long du tracé de l'ouvrage est donné sur la figure IX.2. Le massif est principalement constitué de trois couches d'argiles : une couche de faible épaisseur constituée d'argile de consistance moyenne, une couche d'argile marine compressible et une couche d'argile caillouteuse relativement raide. Le niveau piézométrique varie entre 2 et 4m de profondeur par rapport à la surface du sol.

La couverture de terrain au-dessus du tunnel varie entre 5 et 8m le long du tracé. Dans sa partie nord, le tunnel rencontre des conditions de sol hétérogènes : le front de taille traverse les argiles raides en partie basse et la couche d'argile marine de faibles caractéristiques géotechniques en demi-section supérieure. Dans sa partie sud, la galerie est située entièrement dans la couche d'argile marine.

Trois sections ont été équipées de tassomètres, les stations A, B et C (figures IX.1 et IX.2). Au niveau des stations A et B, un suivi continu a été réalisé pendant et après la construction (11 ans de mesures) ; les mesures de la station C ont été interrompues un an après la construction.

Les premiers travaux réalisés sur une distance de 120 m vers le nord et 80m vers le sud à partir du puits MH5 ont provoqué, en 3 jours, 60 mm de tassement sur l'axe de l'ouvrage en surface (au niveau de la station A) ; ceci a conduit à modifier la méthode d'exécution en appliquant une surpression d'air de 41kPa sur toute une partie de la galerie située derrière le front de taille. Cette disposition a permis d'atténuer l'évolution des tassements et d'améliorer la vitesse d'avancement des travaux (avec des cadences de l'ordre de 2 à 4m par jour).

Le revêtement de la galerie a été réalisé en deux temps : dans un premier temps, des voussoirs de 20 cm d'épaisseur ont été placés derrière la jupe du bouclier ; dans un second temps, une paroi en béton de 18 cm d'épaisseur a été coulée sur place derrière les voussoirs.



(a) Plan de situation

(b) Instrumentation au niveau de la station B

Figure IX.1 : Plan de situation du tunnel de Grimsby et position des stations de mesures.

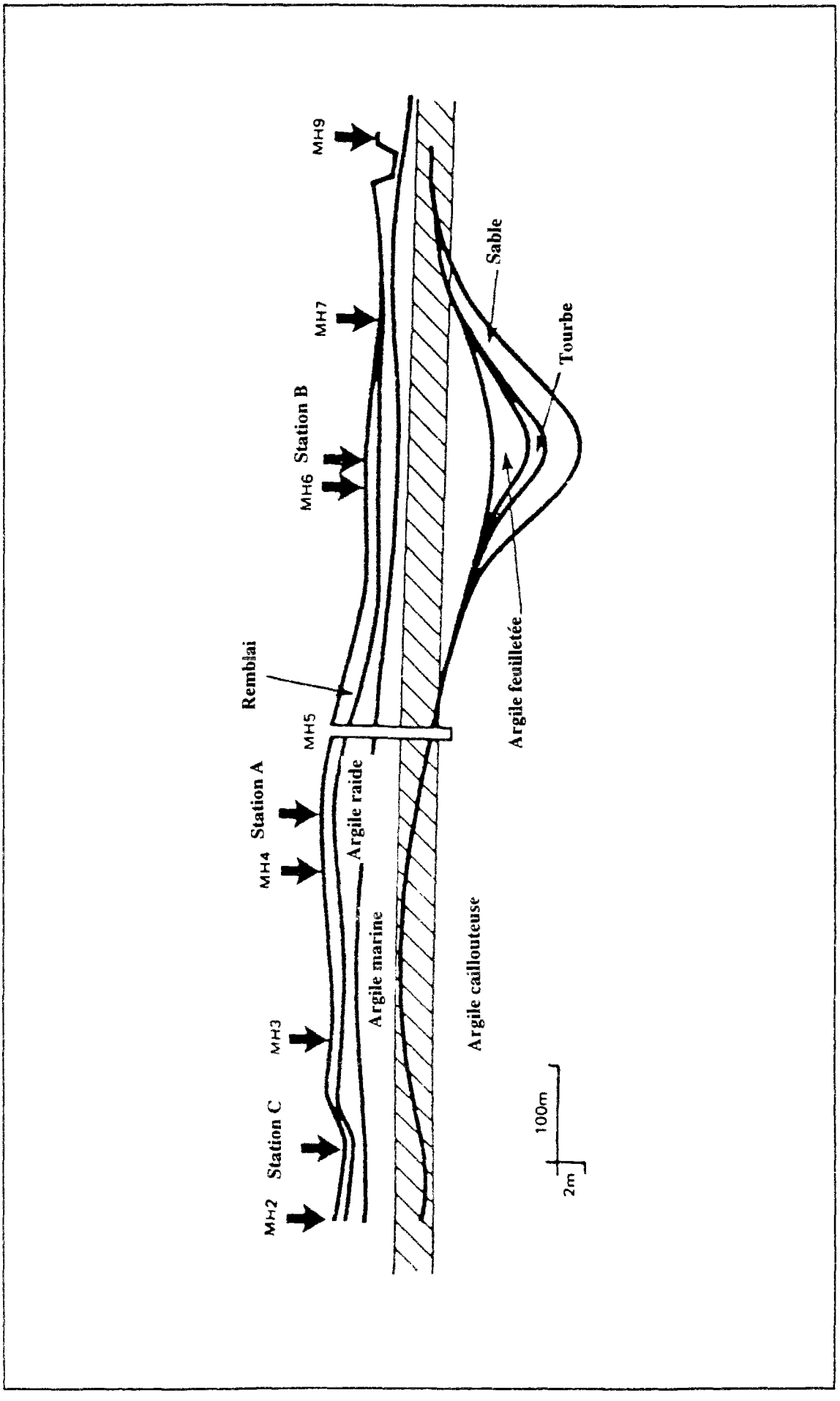


Figure IX.2 : Profil géotechnique le long du tracé du tunnel de Grimsby.

IX.3 Synthèse des mesures réalisées

La figure IX.3 donne l'évolution des tassements mesurés en surface sur l'axe du tunnel au niveau des trois sections de mesures, l'origine du temps étant fixée pour chaque courbe de mesures au moment du passage du bouclier à la station considérée. On observe une évolution des déformations du sol en trois phases distinctes : une phase de déformations à court terme (au cours du creusement) ; une phase de déformations intermédiaires (alors que la galerie est pressurisée) et une phase de déformations différées (après suppression de la pression d'air). L'évolution des cuvettes de tassements observées sur les trois stations de mesures est représentée sur la figure IX.4.

Au niveau de la station A, le tunnel se trouve à 8m de profondeur dans un profil comprenant dans sa partie inférieure de l'argile caillouteuse et en partie supérieure la couche d'argile marine. Les premiers travaux sous pression atmosphérique ont conduit en trois jours à 60 mm de tassements de surface sur l'axe de l'ouvrage. Après application de la pression d'air, l'évolution des tassements s'est ralentie : 18 mm de tassements seulement ont été enregistrés au cours des 100 jours suivants. Au total 120 mm de tassements ont été enregistrés au cours des 7 ans de mesures. La cuvette de tassement observée à court terme s'étend sur une distance latérale de 7m ; cette distance évolue dans le temps, atteignant 15m au moment de l'élimination de la pression d'air et 25m en fin de consolidation.

Au niveau des stations B et C, le tunnel se situe dans les argiles marines à environ 5m de profondeur. Au droit de la station C, le radier de l'ouvrage rencontre le toit de la couche d'argiles caillouteuses ; c'est au niveau de cette station que les tassements les plus forts ont été observés ; la répartition latérale des tassomètres s'est révélée toutefois insuffisante pour décrire entièrement la cuvette de tassement ; les mesures dans cette section ont, par ailleurs, été interrompues une année après la construction.

Un dispositif plus conséquent a été installé au niveau de la station B (figure IX.1) ; la largeur de la cuvette de tassement a été estimée à 8m à court terme et à 20 m à long terme. Les tassements sur l'axe de l'ouvrage ont atteint 40 mm pendant la construction, 48 mm au moment de la suppression de la pression d'air, le tassement semblant se stabiliser à 80 mm.

D'autre part, treize tubes piézométriques ont été installés au niveau de cette station huit ans après la fin des travaux. Les mesures ont permis de mettre en évidence une diminution des pressions interstitielles au voisinage du tunnel par rapport aux conditions hydrostatiques (figures IX.5 et IX.6). Les piézomètres installés dans la couche d'argile marine à une certaine distance de l'ouvrage ont, par ailleurs, permis de vérifier que le niveau piézométrique de cette couche se situe à environ 2 m de profondeur sous la surface du sol ; des piézomètres plus profonds ont mis en évidence une nappe en charge au sein du substratum ; ce dernier, plus perméable, semble réalimenter en permanence la couche d'argile marine.

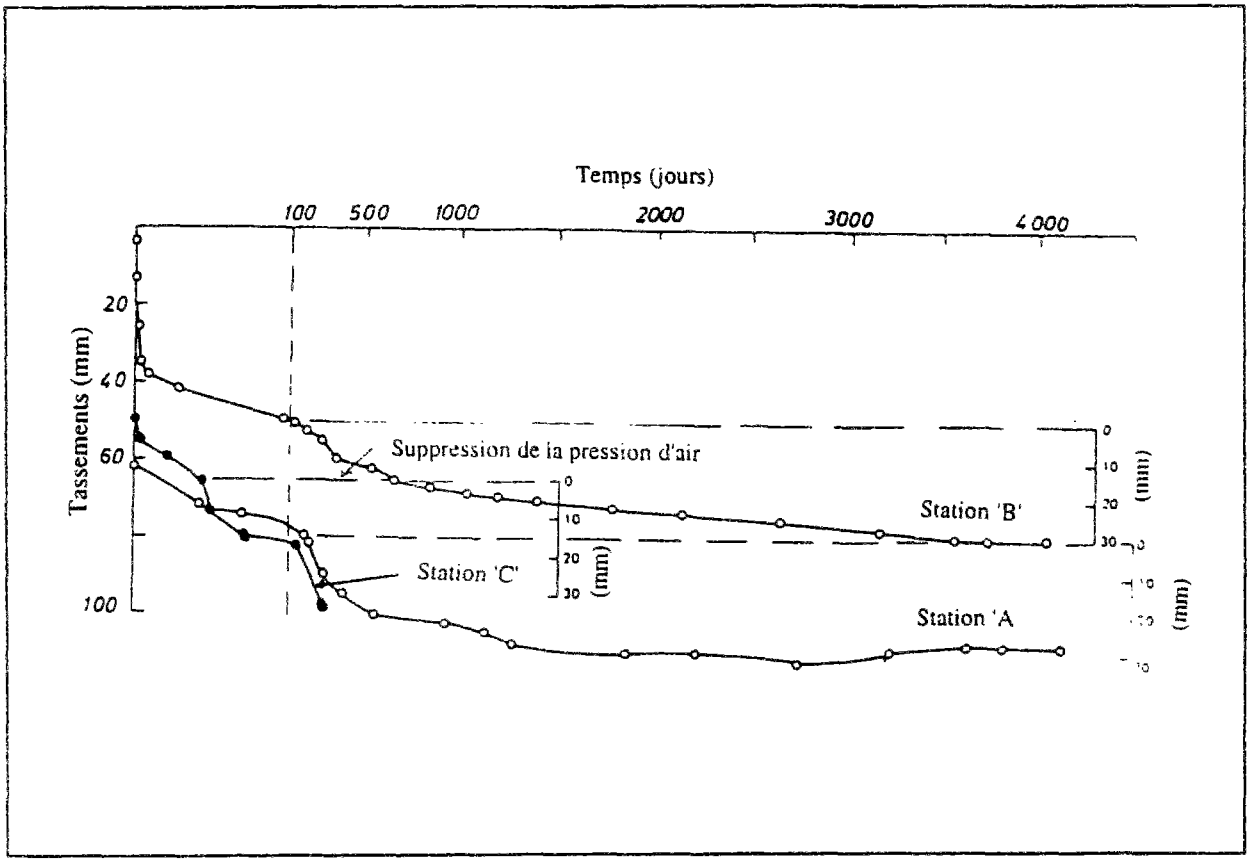


Figure IX.3 : Evolution des tassements de surface sur l'axe du tunnel de Grimsby.

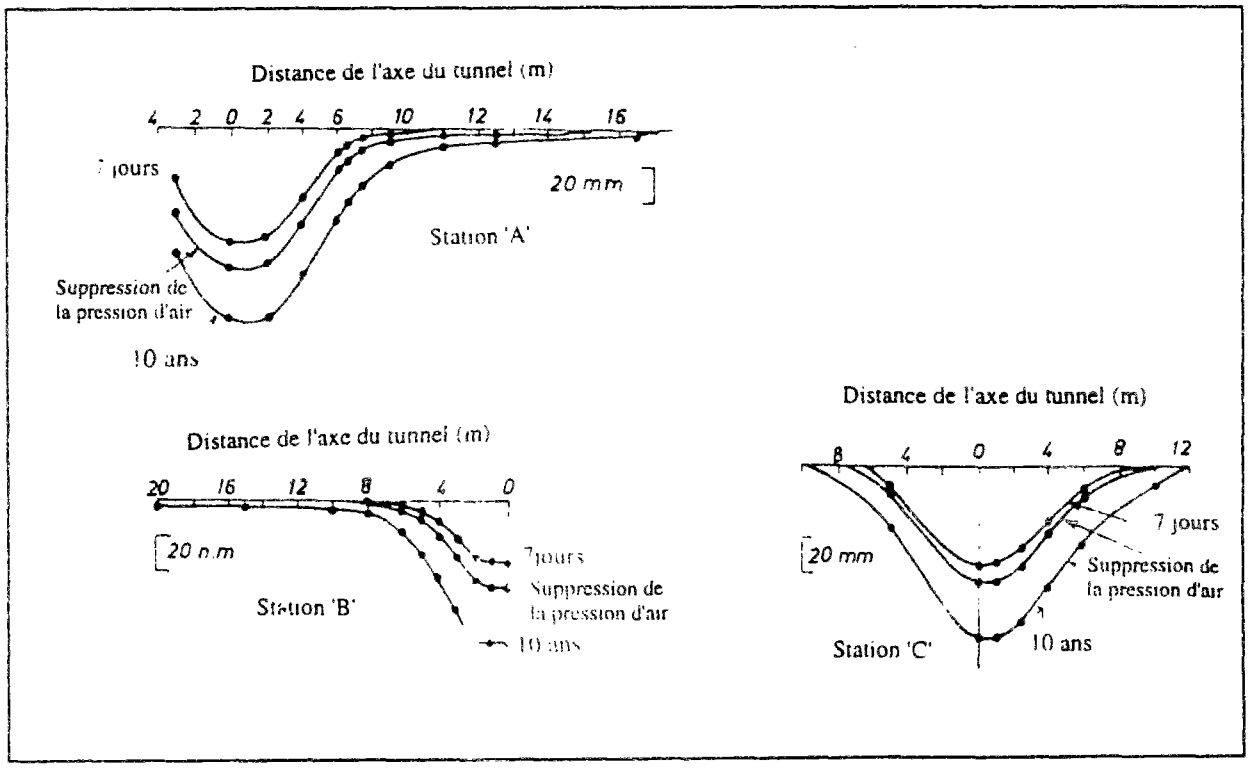


Figure IX.4 : Evolution de la distribution transversale des tassements au niveau des trois stations de mesures (A, B et C) du site de Grimsby.

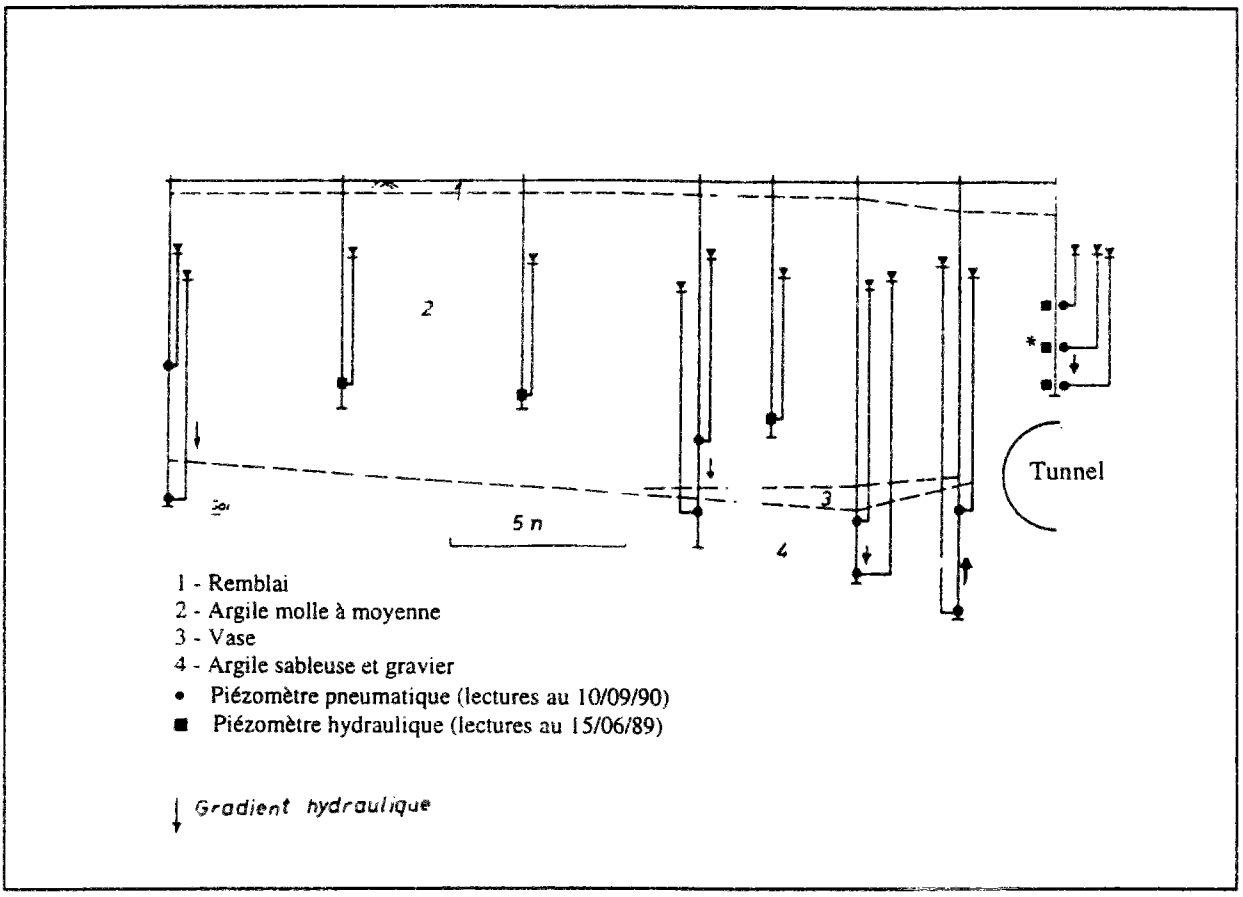


Figure IX.5 : Mesures piézométriques au niveau de la station A, 10 ans après la construction.

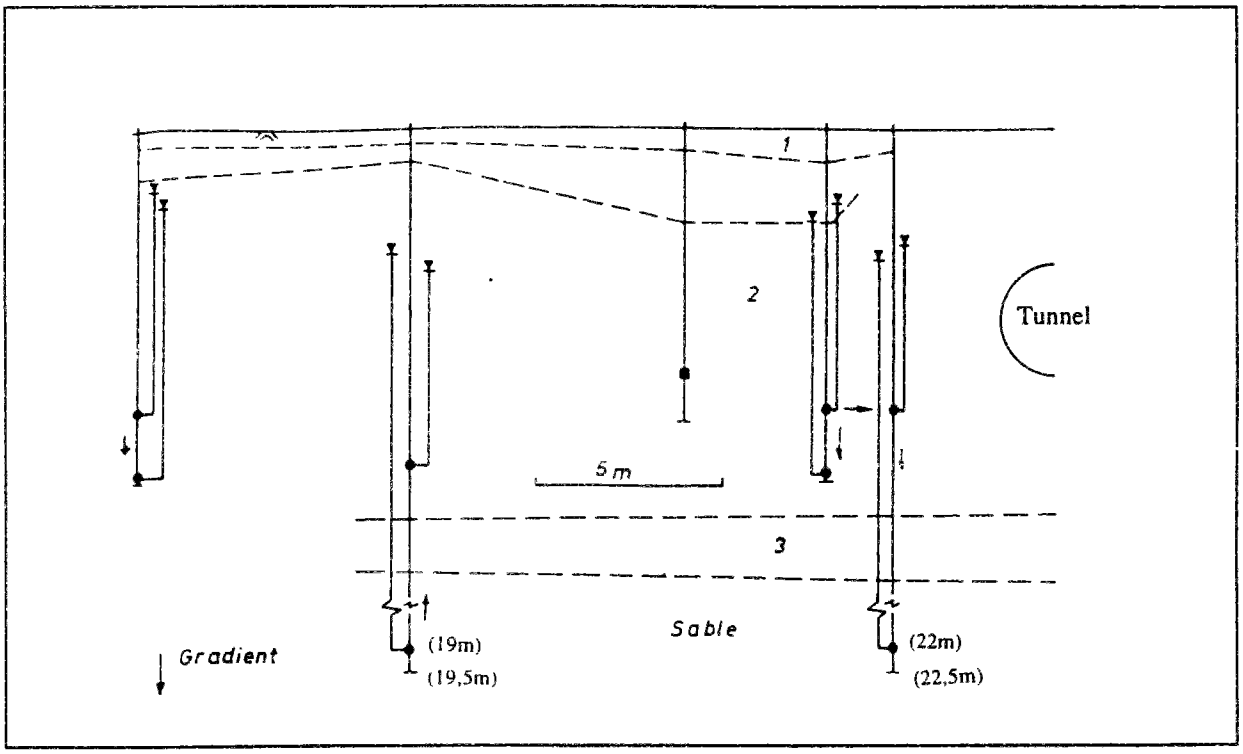


Figure IX.6 : Mesures piézométriques au niveau de la station B, 10 ans après la construction.

IX.4 Caractéristiques géotechniques du massif

La campagne de reconnaissances préalables a permis de donner une première caractérisation des conditions géotechniques du site de Grimsby (Glossop et O'Reilly, 1982) ; le tableau IX.1 rassemble les caractéristiques moyennes déduites de cette campagne.

Les résultats des essais oedométriques réalisés sur des échantillons verticaux et horizontaux de la couche d'argile marine ont mis en évidence un comportement anisotrope du sol avec un rapport d'anisotropie variant entre 0,65 et 0,85 (Glossop et O'Reilly, 1982).

Tableau IX.1 : Caractéristiques moyennes des argiles du site de Grimsby (Glossop et O'Reilly, 1982).

Identification du matériau	**AR**	**AM**	**AC**
Description	Argiles de consistance moyenne à raide	Argiles marines	Argiles caillouteuses raides
Poids volumique (kN/m^3)	18	17	21
Cohésion non drainée (kPa)	70	12	100
Teneur en eau w (%)	40	50	15
Limite de liquidité w_L (%)	55	65	30
Indice de plasticité I_p	30	40	15
Indice de compressibilité C_c	-------		--------
échantillon testé verticalement :		0,34	
échantillon testé horizontalement :		0,29	
Coefficient de consolidation c_v (m^2/s)	-------		--------
échantillon testé verticalement :		$6,1.10^{-8}$	
échantillon testé horizontalement :		$4,2.10^{-8}$	
Coefficients de perméabilités k (m/s)	-------		--------
échantillon testé verticalement :		$3,4.10^{-10}$	
échantillon testé horizontalement :		$1,9.10^{-10}$	

Une deuxième campagne de reconnaissance a été organisée en 1989, à cause de la persistance des tassements huit ans après la construction de l'ouvrage (Mair et al., 1992). Cette campagne a permis de vérifier les caractéristiques de la couche d'argile marine au droit des stations de mesures A et B (au total 13 puits de sondages complémentaires ont été réalisés). Des tubes piézométriques ont, par ailleurs, été installés dans chaque forage pour suivre les pressions interstitielles et préciser la valeur du coefficient de perméabilité in situ.

Les essais réalisés sur des échantillons prélevés à partir de ces sondages ont confirmé la forte compressibilité de la couche d'argile marine et l'existence d'un certain pourcentage de matière organique (2% à 5%) dans ces terrains. Les essais de caractérisation ont donné une limite de liquidité variant entre 0,46 à 0,68 et un indice de plasticité variant entre 0,3 et 0,4, ce qui est conforme aux résultats antérieurs de Glossop et O'Reilly (1982). Les essais oedométriques ont donné un rapport de surconsolidation in situ de l'ordre de 1,1, un indice de compression C_C variant entre 0,44 et 0,65 et un indice de gonflement C_s variant entre 0,04 et 0,062 (figure IX.7a). L'indice des vides obtenu sous 1 kPa varie entre 1,85 et 2,55.

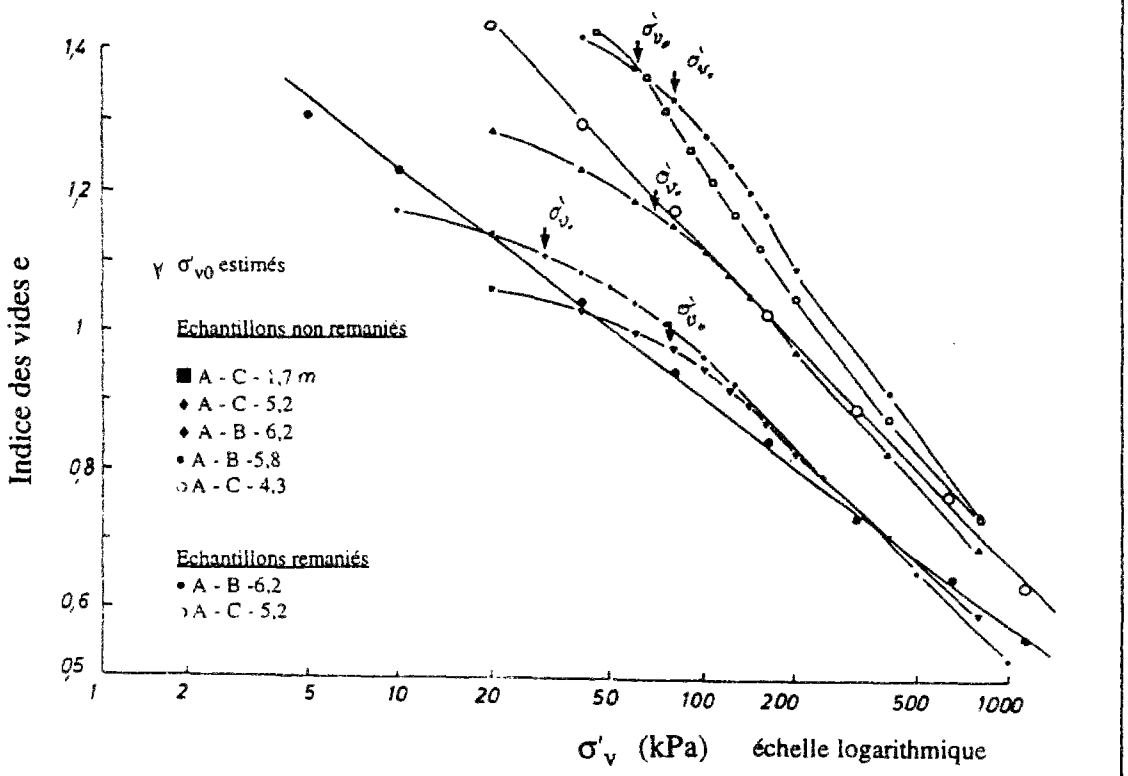
Les résultats des essais oedométriques ont par ailleurs permis d'estimer une valeur du coefficient de perméabilité variant entre 2.10^{-10} et 6.10^{-10} m/s ; celle-ci est comparable à celle obtenue par Glossop et O'Reilly (1982). Toutefois, le rapport des reconnaissances in situ mentionne que les essais de perméabilité à charge constante, réalisés au moyen des piézomètres, donnent un coefficient de perméabilité horizontal de 9.10^{-10} m/s et que l'observation directe des échantillons d'argiles prélevés semble confirmer que la perméabilité est plus forte dans la direction horizontale ; l'hypothèse d'un comportement in situ (mécanique et hydraulique) anisotrope semble être la plus probable (Glossop et O'Reilly, 1982 ; Mair et al., 1992), .

Enfin, deux essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesures des pressions interstitielles ont été réalisés sur des échantillons d'argile marine ; le premier essai a été réalisé en chargement axial et le second en déchargement radial ; ces essais ont donné un angle de frottement interne de 29° et 32° respectivement, avec une pic de 40° pour le premier essai (figure IX.7b).

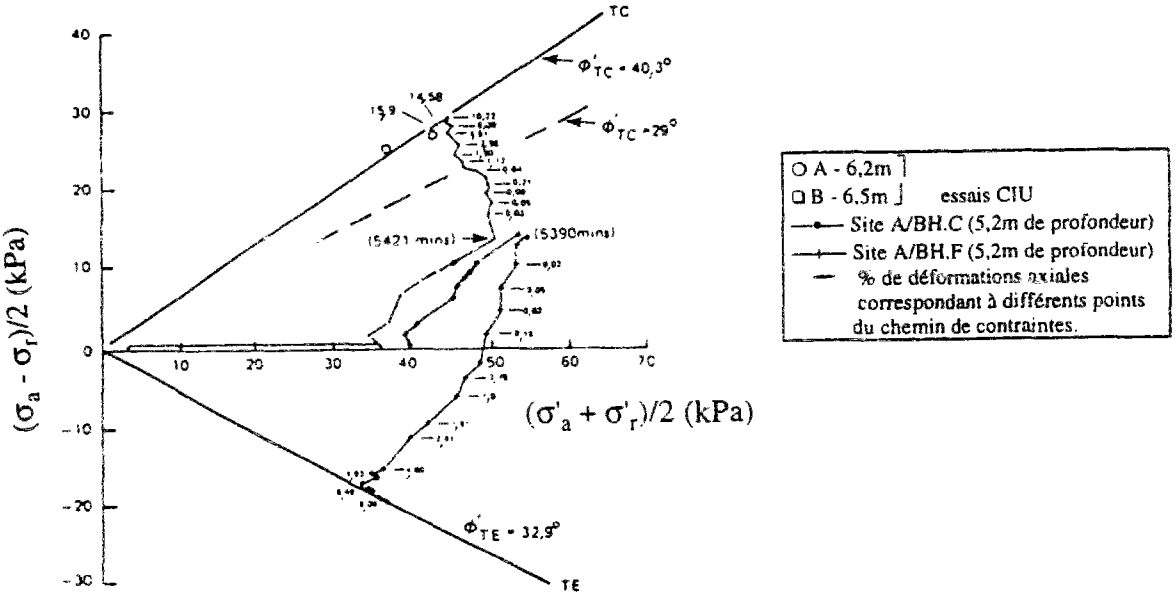
Le tableau IX.2 regroupe les caractéristiques déduites des essais de 1989 (O'Reilly et al., 1991) pour la couche d'argile marine.

Tableau IX.2 : Caractéristiques de l'argile marine du site de Grimsby (récapitulation des résultats d'essais d'O'Reilly et al., 1991).

Limite de liquidité w_L(%)	46 - 68
Indice de plasticité I_p	30- 40
Indice de gonflement C_s	0,04 - 0,062
Indice de compression C_c	0,44 - 0,65
Indice des vides à 1kPa	1,85 - 2,55
Coefficient de perméabilité vertical déduit des mesures en laboratoire (m/s)	2 à 6.10^{-10}
Coefficient de perméabilité vertical déduit des mesures in situ (m/s)	9.10^{-10}
Angle de frottement interne	29°-32°



(a) Résultats des essais oedométriques.



(b) Résultats de deux essais triaxiaux non drainés en compression et en extension.

Figure IX.7 : Représentation graphique des essais oedométriques et triaxiaux réalisés sur l'argile molle de Grimsby.

IX.5 Modélisation numérique du tunnel de Grimsby

IX.5.1 Section de l'ouvrage considérée et modèle d'éléments finis correspondant

Les calculs effectués dans le cadre de ce travail sont destinés à modéliser la réalisation de l'ouvrage au niveau de la station de mesure B (figure IX.1 et IX.2). La coupe de terrain considérée dans les calculs est décrite sur la figure IX.8a ; elle est basée sur les données des sondages réalisés en 1989 (Mair et al., 1992).

Au niveau de cette section, le massif est principalement constitué de la couche d'argile marine. L'axe du tunnel se situe à 5,3m de la surface, sous une couverture constituée de 1,8m d'argile molle, de 1,5m d'argile de moyenne consistance et de 0,5m de remblai. La couche d'argile molle s'étend jusqu'à une profondeur de 3,5m en dessous du radier et repose sur 1,7m d'une couche d'argile supposée très molle. Le niveau de la nappe se situe à 2m de profondeur par rapport à la surface.

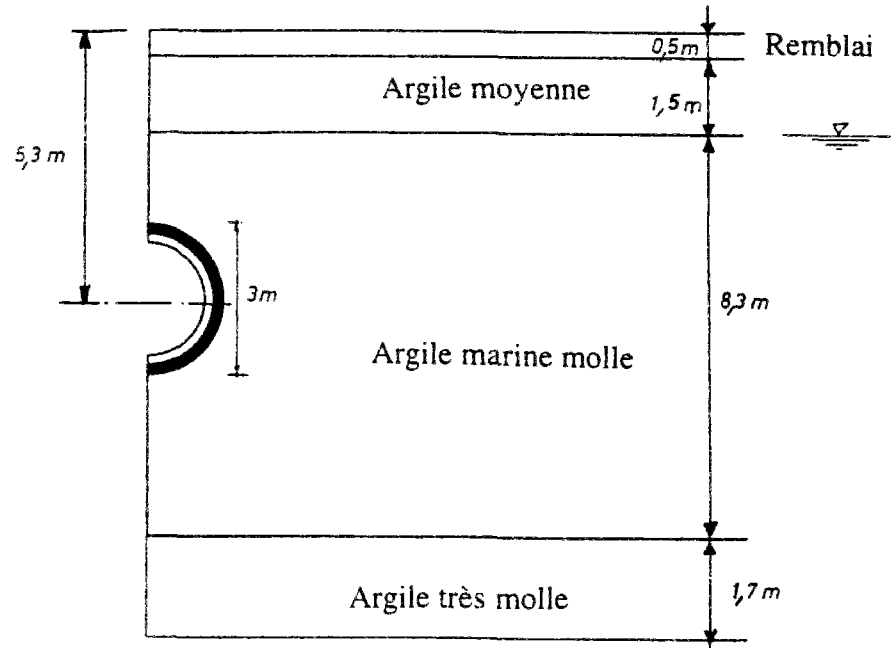
La figure IX.8b montre le maillage utilisé dans le calcul ainsi que les conditions imposées aux limites. Le modèle s'étend latéralement sur une distance de 20m, ce qui représente environ 6 fois le diamètre du tunnel et 4 fois la couverture du terrain ; il est limité en partie inférieure par le substratum supposé très rigide et suffisamment perméable pour alimenter en permanence le massif considéré. Une condition de charge hydraulique constante a également été imposée à la surface pour les cas de calculs sans surface libre (niveau piézométrique constant).

IX.5.2 Détermination des paramètres de calcul

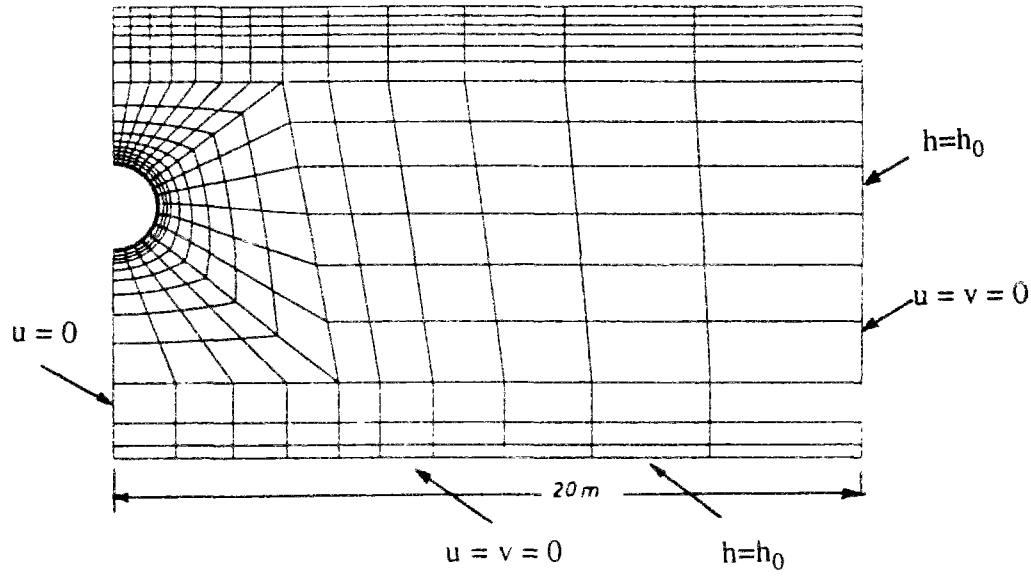
La détermination des paramètres de calculs est toujours un exercice difficile lorsqu'il s'agit de reproduire la construction d'un ouvrage réel par un modèle numérique qui idéalise le profil géotechnique du massif et le comportement de ces matériaux. Dans un problème de consolidation, cette difficulté apparaît aussi bien du point de vue mécanique qu'hydraulique.

Sur le plan mécanique, on est généralement confronté à deux problèmes. Le premier problème apparaît lorsqu'il faut déduire, à partir d'un nombre limité de résultats expérimentaux, l'ensemble des paramètres nécessaires au modèle de comportement utilisé dans le calcul (paramètres d'élasticité, paramètres de plasticité, état initial et état de préconsolidation).

Le second problème provient du fait que les modèles de calcul supposent en général un comportement élastique linéaire et invariable quel que soit le chemin de contrainte suivi par l'élément de sol ; les paramètres doivent donc être choisis à partir de résultats d'essais représentatifs aussi bien en termes de type de chargement (l'élasticité du sol étant en toute rigueur dépendante du chemin de contraintes suivi) qu'en termes de niveau de chargement (l'élasticité du sol étant non linéaire).



a) Profil du massif au niveau de la station de mesure B



b) Conditions aux limites du modèle

Figure IX.8 : Profil considéré, modèle et conditions aux limites.

Du point de vue hydraulique, la difficulté réside principalement dans le choix du coefficient de perméabilité du sol, dont la détermination expérimentale (in situ ou en laboratoire) est toujours affectée d'une certaine imprécision, due notamment à sa variabilité dans l'espace et à sa dépendance par rapport à l'état de déformation et/ou de saturation du sol. La valeur de ce paramètre régit entièrement les résultats de calcul, notamment en termes d'évolution dans le temps.

Dans les paragraphes qui suivent nous présentons succinctement la procédure suivie pour la détermination des paramètres de calcul à partir des résultats expérimentaux disponibles pour le site de Grimsby. Les données manquantes ont été complétées à partir de résultats publiés dans la littérature pour des sols de caractéristiques proches sur lesquelles des études plus complètes ont pu être réalisées.

Les données présentées dans les tableaux récapitulatifs IX.5, IX.7, IX.8 et IX.9 (données décrites comme "paramètres de calculs") ont été adoptées pour les calculs présentés dans la deuxième partie du chapitre ; toutefois, plusieurs séries de calculs préliminaires ont été nécessaires, en faisant varier les différents paramètres physiques des matériaux et la définition de l'état initial, pour reproduire au mieux le comportement observé sur le site ; les résultats de ces premiers calculs ont permis d'affiner plus d'une fois les hypothèses adoptées dans la procédure de détermination des paramètres que nous présentons ci-dessous sous sa forme finale.

Détermination des paramètres de plasticité et de l'état initial du massif

Les paramètres de plasticité nécessaires à la loi de comportement adoptée (MELANIE) sont : la pente de la courbe vierge isotrope λ, l'indice des vides à 1kPa sous contraintes isotropes e_1 et le coefficient des terres au repos à l'état normalement consolidé K_0^{NC}.

Compte tenu de la faible quantité de résultats expérimentaux disponibles pour caractériser les terrains en place sur le site de Grimsby, nous avons complété ces données en nous appuyant sur l'expérience acquise par le LCPC dans le cadre des études de remblais sur sols mous (Magnan, 1989).

Le tableau IX.3 regroupe les principales caractéristiques de plusieurs horizons argileux dont les caractéristiques se rapprochent de celles des argiles du site de Grimsby ; ces sols ont été choisis parmi ceux décrits dans une synthèse de Magnan (1989), en se basant sur la valeur de la teneur en eau en place et son écart par rapport à la limite de liquidité, d'une part et, d'autre part, sur l'état de surconsolidation du sol. Ces argiles ont été classées de la plus raide à la plus molle et les trois couches argileuses de Grimsby ont été le plus judicieusement possible placées dans le tableau ; ceci a permis de vérifier l'homogénéité des données disponibles et d'estimer, par corrélation des différents paramètres, les informations manquantes (les paramètres issus de cette démarche sont donnés entre parenthèses dans le tableau IX.3).

Tableau IX.3 : Caractéristiques géotechniques de différentes couches d'argiles (synthèse réalisée à partir des données recueillies par Magnan, 1989).

Site	profondeur (épaisseur)	w_L (%)	I_P (%)	w (%)	e	γ (kN/m^3)	MO (%)	c_u/σ'_p	c' (kPA)	ϕ' (°)	C_s	C_c	σ'_p/σ'_v	c_v (10^{-8}m^2/s)	k_v (10^{-10}m/s)	k_h/k_v (10^{-10}m/s)
Iwuy	5,5m (1,7m)	**29**	13	**29**	0,8	19,4	3	0,47	--	--	0,02	0,2	**3,2**	40	100	--
Narbonne	8m (2m)	**34**	13	**34**	0,9	19,2	2	0,27	2	36	--	0,18	**1**	40	--	3
Narbonne	0m (2m)	**41**	20	**30**	0,8	19,9	1	0,36	22	25	--	0,19	**3,9**	10	--	2,5
Narbonne	12m (2m)	**44**	26	**44**	1,3	18,1	4	0,37	--	--	--	0,47	**0,9**	20	--	1,5
Iwuy	0m (1,5m)	**50**	26	**35**	1	17,6	1	0,45	--	--	0,02	0,2	**10**	10	20	--
Argile moyenne de Grimsby	0,5m (1,5m)	**55**	30	**35**	..? *(1,1)*	18,0	--	0,2	--	--	..? (0,025)	..? (0,5)	..? **(1,8)**	--	..? (10,0)	..? (2,0)
Plaine de l'Aude	6,7m (14,3m)	**63**	34	**48**	1,4	17,3	4	0,22	12	26	--	0,59	**1**	3	3	9
Argile marine de Grimsby	**2m (8m)**	**65**	**40**	**50**	**1,3**	**17,0**	**2-5**	**0,3**	**0**	**29-32**	**0,062**	**0,65**	**1,1**	**5**	**2-9 (5,0)**	**..? (2,0)**
Adour	5m (24m)	**70**	--	**50**	1,4	17,0	--	0,5-0,3	--	--	0,08	0,8	**1**	--	--	--
Cran	4m (4m)	**70**	47	**64**	1,8	15,2	2	0,4	0	32	--	0,7	**3,2**	2	20	2,7
Palavas-les-Flots	2,7 (6m)	**76**	38	**67**	1,8	16	6	0,4	8	33	--	0,66	**1,3**	2	--	2,5
Blaye	1,5m (0,7m)	**80**	40	**70**	1,9	15	--	--	--	--	--	0,55	--	1	--	--
Guiche	1,5m (3m)	**88**	59	**84**	2,5	14,5	6	--	4	30	0,06	0,89	**1,5**	--	--	--
Cubzac-les-Ponts	4m (5,5m)	**90**	40	**70**	2,2	15	10	0,6	10	29	0,1	1,2	**1,2**	2	6	2,5
Blaye	2,7m (7,5m)	**100**	80	**80**	2,3	14,5	--	0,5	7	30	--	1,1	**1,1**	1	--	--
Argile très molle de Grimsby	10m (2m)	--	--	--	..? (2,4)	..? (14,5)	--	--	--	--	..? (0,2)	..? (1,4)	..? **(1,1)**	--	..? (0,4)	..? (5,0)
Caen	3,5m (4,5m)	**126**	67	**120**	2,9	13,9	6	0,5	3	29	--	1,5	**2,5**	2,0		
Lanester	4m (2m)	**135**	81	**124**	3	13,4	11	0,42	7	31	--	1,6	**1,6**	0,8	--	--
Cubzac-les-Ponts	2m (2m)	**180**	100	**150**	3,5	12	20	0,6	10	29	0,2	1,7	**1,5**	2	3	3

Ces données permettent notamment d'évaluer le coefficient $\lambda = C_c/2,3$ et l'indice des vides e_1 qui peut être déduit de l'équation :

$$e_1 = e_0 - C_s.\log(\sigma'_p/\sigma'_{v0}) + C_c.\log(\sigma'_p) \qquad (IX.1)$$

e_0 désignant l'indice des vides initial du matériau.

La définition de l'état de préconsolidation du massif et de l'état des contraintes initiales est une donnée importante pour tout calcul élastoplastique. Ceci est d'autant plus important dans le cas du creusement d'un tunnel que le chargement simulant l'excavation est directement déduit de l'état des contraintes initiales.

Les contraintes effectives verticales ont été obtenues en faisant l'hypothèse d'une distribution géostatique (à l'aide du poids volumique du sol). Cette distribution, et la variation de la pression de préconsolidation avec la profondeur sont données sur la figure IX.9.

Le coefficient de pression des terres au repos du sol en place K_0^{oc} permet de définir le champ des contraintes horizontales initiales ; la valeur du coefficient de pression des terres au repos du matériau normalement consolidé K_0^{nc} est nécessaire à la mise en oeuvre du modèle MELANIE (ce coefficient définit l'inclinaison de l'axe principal de la surface de charge dans le plan s'-t).

La valeur de K_0^{nc} peut être déterminée en laboratoire à partir d'un essai triaxial à déformations latérales nulles ou à l'aide d'un essai oedométrique avec mesure de la pression radiale ; K_0^{oc} peut être estimé in situ à partir des essais au pressiomètre autoforeur.

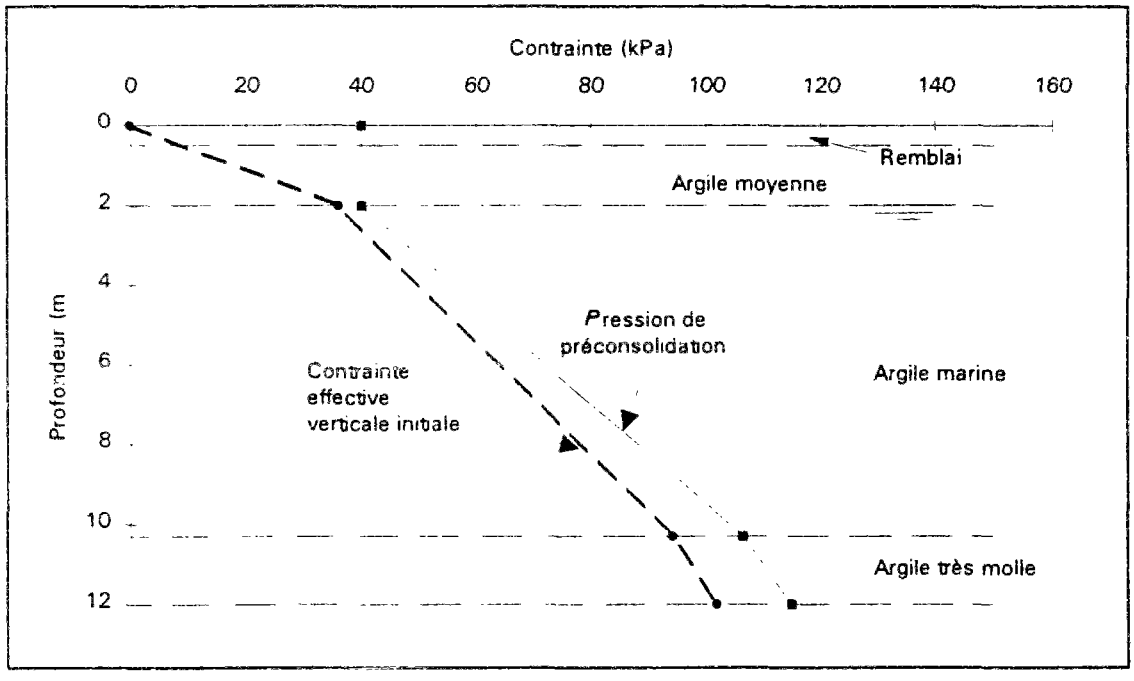


Figure IX.9 : Distribution des contraintes effectives verticales initiales et des pressions de préconsolidation adoptées dans le calcul.

Aucun de ces essais n'a été réalisé pour le site de Grimsby ; par contre, différentes expressions analytiques peuvent être trouvées dans la littérature pour calculer le coefficient de pression des terres au repos K_0 en fonction de l'angle de frottement interne du matériau et de l'état de surconsolidation in situ. Certaines de ces expressions sont issues de développements théoriques ; d'autres sont issues d'un traitement statistique de résultats expérimentaux. Les relations dont nous avons connaissance sont reportées dans le tableau IX.4, où sont également indiquées les valeurs correspondantes pour les argiles du site de Grimsby.

Enfin, l'ensemble des paramètres adoptés dans le calcul pour décrire la plasticité du sol, l'état de préconsolidation et l'état des contraintes initiales sont regroupés dans le tableau IX.5.

Tableau IX.4 : Evaluation des coefficients des terres au repos K_0^{nc} et K_0^{oc} .

Expression	**Référence**	**Argile marine de Grimsby** $\phi' = 30°$ $I_p = 0,4$ $R_{OC} = 1,1$	**Argile moyenne de Grimsby** $\phi' = 34°$ $I_p = 0,3$ $R_{OC} = 1,8$
$K_0^{nc} = 1 - \sin\phi'$	Jaky (1944)	0,5	0,44
$K_0^{nc} = 0,9(1 - \sin\phi')$	Jaky (1948)	0,45	0,40
$K_0^{nc} = 1 - 0,67\sin\phi'$	Lambe (1979)	*(0,67)*	*(0,63)*
$K_0^{nc} = 0,95 - \sin\phi'$	Brooker et Ireland (1965)	0,45	0,39
$K_0^{nc} = 1 - 1,003\sin\phi'$	Maine et Kulhawy (1982)	0,499	0,44
$K_0^{nc} = \frac{1}{1 + 2\sin\phi'}$	Matsuoka et al. (1987)	0,5	0,47
$K_0^{nc} = \mathrm{tg}\,(45 - \phi'/2)$	Pruska (1972)	*(0,58)*	*(0,53)*
$K_0^{nc} = \frac{(1 - 0,64\mathrm{tg}\phi')}{(1 + 0,64\mathrm{tg}\phi')}$	Fuchs (1944)	0,46	0,4
$K_0^{nc} = \frac{(1 - 0,404\sin\phi')}{(1 + \sin\phi')}$	Yamagushi (1972)	0,52	0,49
$K_0^{nc} = \mathrm{tg}^2\,(45 - \bar{\phi}'/2)$ avec $\bar{\phi}' = 0,9(\phi' - 8)$	Rowe (1957)	0,494	0,43
$K_0^{nc} = 0,4 + 0,7I_p \quad I_p \le 0,4$ $= 0,68 + 0,1I_p \quad 0,4 \le I_p \le 0,8$	Brooker et Ireland (1965)	*(0,68)*	*(0,61)*
	Intervalle des valeurs	**K_0^{nc} = 0,45 - 0,52**	**K_0^{nc} = 0,39 - 0,49**
$K_0^{oc} = K_0^{nc}.(R_{OC})^m$ avec $m = \sin\varphi'$	Schmidt (1966)	**K_0^{oc} = 0,47 - 0,55**	**K_0^{oc} = 0,54 - 0,68**

Tableau IX.5 : Paramètres adoptés pour les calculs (paramètres de plasticité, contraintes initiales et de préconsolidation).

Couche	Paramètres de plasticité			Etat de préconsolidation			Définition des contraintes initiales	
	λ	e_{1kPa}	K_0^{nc}	σ'_p (kPa)	Z_{ref} (m)	$\lambda_{s'p}$ (kPa/m)	γ' (kN/m^3)	K_0^{oc}
Remblai	--	--	--	--	--	--	18	0,65
Argile moyenne	0,22	1,4	0,45	40	--	--	18	0,6
Argile marine molle	0,29	2,1	0,5	40	18	8	7	0,5
Argile très molle	0,65	2,8	0,5	106,4	12	5	4,5	0,5

Paramètres d'élasticité

La mise en oeuvre du modèle MELANIE nécessite également la détermination des paramètres d'élasticité orthotrope : E'_v , E'_h , ν'_{hh} ,ν'_{vh} et G'_{vh} . Ces paramètres devraient en toute rigueur être déterminés à l'aide d'une série d'essais triaxiaux en conditions drainées sur des échantillons consolidés à l'état de contraintes en place et testés verticalement, horizontalement et sur un angle incliné à 45° (Piyal et Magnan, 1984 ; Khémissa et al., 1993) ; ce dernier type d'essai étant une opération délicate, on utilise généralement des développements analytiques pour déterminer G'_{vh} à partir des valeurs obtenues pour E'_v , E'_h , ν'_{hh} ,ν'_{vh} sur des échantillons testés verticalement et horizontalement (Meftah, 1988).

De plus, il est admis que le comportement élastique d'un élément de sol diffère selon que celui-ci est soumis à un chargement ou un déchargement (Ng et Lo, 1985), l'expérience montrant que les modules élastiques de même que les coefficients de Poisson sont nettement plus grands en déchargement.

Ces considérations sont très importantes dans la modélisation d'un ouvrage géotechnique qui implique des zones de sol en chargement et d'autres en déchargement. Dans le cas d'un tunnel, les conditions de chargement du terrain encaissant sont à priori plus proches d'un essai triaxial en compression en piédroit et plus proches de celui d'un essai en extension en clé et en radier (Ng et Lo, 1985).

Compte tenu de l'absence des essais nécessaires pour caractériser le comportement anisotrope des argiles du site de Grimsby, nous avons recherché dans la littérature les résultats expérimentaux disponibles pour des argiles de caractéristiques proches. Ces données sont regroupées dans le tableau IX.6.

Tableau IX.6 : Valeurs des paramètres d'élasticité orthotrope recueillies dans la littérature pour différents types d'argiles.

Argile	Description	w_L (%)	I_P (%)	w (%)	I_C	Type d'essai	E'_v E_v (MPa)	E'_h E_h (MPa)	$n=E'_h/'E_v$ $n=E_h/E_v$	G'_{vh} G_{vh} (MPa)	G'_{vh}/E'_v G_{vh}/E_{vh}	ν'_{hh} ν_{hh}	ν'_{vh} ν_{vh}	$1-\nu'_{hh}-2n\nu'^2_{vh}$ $1-\nu_{hh}-2n\nu^2_{vh}$
Argile de Londres (Atkinson, 1973)	Argile raide	73	46	28	0,98	**CID_{ch}**	**11,0**	**22,0**	**2,0**	--	--	**0**	**0,19**	**0,86**
						CIU_{ch}	16,6	23,7	1,4	--	--	0,53	0,43	-0,06
Argile de St-Louis de Bonsecours au Québec (Yong et Silvestri, 1979)	Argile molle	78	20	66	0,6	**CID_{ch}**	**6,9**	**4,3**	**0,625**	--	--	**0,20**	**0,35**	**0,65**
Argile de Cubzac les Ponts (Piyal et Magnan, 1984)	Argile molle	85 à 110	40 à 60	80 à 85	0,13 à 0,4	**CID_{ch}**	**2,2**	**1,4**	**0,625**	--	--	**0,10**	**0,25**	**0,82**
						CID_{ch}	**2,3**	**2,2**	**0,95**	**2,0**	**0,87**	**0,12**	**0,23**	**0,78**
						CID_{ch}	**3,6**	**2,285**	**0,625**	**1,56**	**0,45**	**0,10**	**0,25**	**0,82**
Argile de Muar Fluats en Malaisie (Balasubramaniam et al., 1989)	Argile molle	--	30 à 50	50 à 70	--	**CID_{ch}**	**6,75**	**4,5**	**0,66**	**3,0**	**0,45**	**0,1**	**0,25**	**0,82**
Argile de Guiche (Khémissa et al., 1993)	Argile molle	--	50	50 à 70	--	**CID_{ch}**	**18,3**	**9,9**	**0,54**	**6,1**	**0,33**	**0,21**	**0,14**	**0,77**
Argile de Léda (Lo et al., 1977)	Argile molle	65	20	60	0,25	**CID_{ch}**	**4,7**	**2,6**	**0,66**	**2,1**	**0,45**	**0,1**	**0,08**	**0,89**
						CID_{de}	***9,5***	***6,5***	***0,67***	***2,7***	***0,28***	***0,29***	***0,3***	***0,59***
						CIU_{ch}	5,9	5,0	0,85	--	--	0,61	0,5	-0,03
						CIU_{de}	*9,5*	*8,4*	*0,88*	--	--	*0,61*	*0,5*	*-0,05*
Argile varvée de Thunder Bay (Ng et Lo,1985)	Argile moyenne	40	17	34	0,35	**CID_{ch}**	**10,1**	**6,8**	**0,67**	**4,3**	**0,43**	**0,13**	**0,11**	**0,85**
						CID_{de}	***23,4***	***15,8***	***0,68***	***4,7***	***0,20***	***0,33***	***0,30***	0,55
						CK_0D_{ch}	**8,5**							
						CK_0D_{de}	***33,0***							
						CK_0U_{ch}	15,5							
						CK_0U_{de}	*32,5*							
Argile silteuse de Thunder Bay (Ng et Lo,1985)	Argile molle	65 à 75	45	56	0,2 à 0,42	**CID_{ch}**	**6,5**	**5,3**	**0,81**	**2,7**	**0,42**	**0,17**	**0,15**	**0,79**
						CID_{de}	***12,1***	***10,9***	***0,9***	***3,3***	***0,27***	***0,45***	***0,46***	***0,17***
						CK_0D_{ch}	**6,1**							
						CK_0D_{de}	***11,3***							
						CK_0U_{ch}	16,1							
						CK_0U_{de}	*11,3*							
Argile marine de Grimsby (Mair et al., 1992)	Argile molle	65	40	50	0,37	**CID**	**...?**	**...?**	**...?**	**...?**	**...?**	**...?**	**...?**	**...?**
						CIU_{ch}	7,5							
						CIU_{de}	*12,5*							

CID = essais sur échantillons consolidés sous chargement isotrope et drainé ; CIU = essai sur échantillons consolidés sous chargement isotrope et non drainé ;
CK_0D = essais sur échantillons consolidés à K_0 drainé ; CK_0U = essai sur échantillons consolidés à K_0 non drainé ;
indices : **"ch"** essais en chargement et **"de"** essais en déchargement.

Par ailleurs, l'exploitation des résultats des deux essais triaxiaux réalisés en compression et en extension sur l'argile marine de Grimsby ont conduit à un module élastique non drainé de 7,5 MPa en chargement et 12,5 MPa en déchargement (ces valeurs étant obtenues pour 0,2% de déformation axiale correspondant à un rapport τ/τ_{max} de 0,5 et 0,4 dans le premier et second essai respectivement, τ_{max} désignant l'effort de cisaillement à la rupture)

Par corrélation de ces résultats avec les données recueillies pour différents types d'argiles (tableau IX.5), le choix d'un module vertical drainé de 4 MPa et d'un rapport $n = E'_h/E'_v$ égal 0,7 nous a semblé approprié.

La valeur de $E'_v = 4$ MPa est également confirmée par la relation qui donne le module vertical d'un sol à partir des résultats d'un essai oedométrique :

$$E'_v = \frac{1+e_0}{C_s}\frac{(R_{OC}-1)\sigma'_{v0}}{lg(R_{OC})}\left[1-\frac{2n\upsilon'^2_{vh}}{1-\upsilon'^2_{hh}}\right] = \frac{1+e_0}{C_s}\frac{(R_{OC}-1)\sigma'_{v0}}{lg(R_{OC})}\left[1-\frac{2n\upsilon'^2_{vh}}{1-\upsilon'^2_{hh}}\right] \quad \text{(IX.2)}$$

Cette dernière relation a été appliquée aux données des différentes couches du massif ; le tableau IX.7 récapitule les valeurs correspondantes

Tableau IX.7 : Estimation des modules drainés verticaux des argiles du site de Grimsby à partir des résultats d'essais oedométriques.

Couche de sol	e_0	C_s	n	σ'_{v0} (kPa)	R_{oc}	ν'_{hh}	ν'_{vh}	E'_v (MPa)
Argile moyenne	1,1	0,025	0,8	22,5	1,8	0,1	0,25	**5,3**
Argile marine	1,3	0,062	0,7	53,5	1,1	0,1	0,25	**4,3**
Argile très molle	2,4	0,2	0,55	97	1,1	0,1	0,25	**3,7**

Cette analyse nous a permis de considérer deux séries de paramètres pouvant représenter globalement le comportement élastique orthotrope du massif concerné : la première série considère des paramètres de comportement en chargement et la deuxième en déchargement. Le tableau IX.8 récapitule les paramètres adoptés pour les deux séries.

Tableau IX.8 : Paramètres d'élasticité orthotrope adoptés pour les calculs.

Couche	Série de paramètres de chargement					Série de paramètres de déchargement				
	E'_v (MPa)	E'_h (MPa)	ν'_{hh}	ν'_{vh}	G'_{vh} (MPa)	E'_v (MPa)	E'_h (MPa)	ν'_h	ν'_{vh}	G'_{vh} (MPa)
Remblai	6,0	5,0	0,1	0,25	2,4	12,0	10,0	0,3	0,25	2,4
Argile moyenne	5,0	4,0	0,1	0,25	2,0	10,0	8,0	0,3	0,25	2,0
Argile marine molle	4,0	2,8	0,1	0,25	1,6	8,0	5,6	0,3	0,25	1,6
Argile très molle	3,6	2,0	0,1	0,25	1,44	7,2	4,0	0,3	0,25	1,44

Paramètres hydrauliques

Les paramètres hydrauliques ont été choisis sur la base des données expérimentales disponibles pour les argiles du site de Grimsby (tableau IX.9).

Ces données ont toutefois été complétées par des données recueillies dans la littérature et en particulier pour les paramètres qui décrivent le comportement hydro-mécanique au-dessus du niveau piézométrique.

L'état hydraulique initial a été défini à l'aide d'une distribution hydrostatique (une charge hydraulique constante égale à la hauteur de la nappe), ce qui implique une distribution de pressions d'eau hydrostatique aussi bien au-dessus qu'au-dessous de la surface libre.

Deux hypothèses ont été considérés pour le profil de saturation au-dessus du niveau piézométrique : un profil de sols saturés jusqu'à la surface et un profil de degré de saturation variable au-dessus de la surface libre.

Les courbes adoptées, dans la deuxième hypothèse, pour décrire la variation du degré de saturation avec la pression d'eau négative et les variations conséquentes de la perméabilité relative et du coefficient de Bishop sont montrées sur la figure IX.10. Cette figure permet également de voir la distribution initiale supposée du degré de saturation dans le massif au-dessus de la surface libre, celle-ci étant déduite des données A_S B_S et $S_{r_{min}}$ introduites au programme et des pressions d'eau déduites de la charge hydraulique initiale. Enfin, les paramètres A_χ, B_χ ont été choisis de manière à garder la valeur de χ proche de l'unité (figure IX.10).

Tableau IX.9 : Caractéristiques hydrauliques adoptées pour les calculs.

Identification du matériau		Remblai	Argile moyenne à raide	Argile marine molle	Argile très molle
Coefficient de perméabilité horizontal (m/jour)		20.10^{-5}	10.10^{-5}	5.10^{-5}	$0,4.10^{-5}$
Coefficient de perméabilité vertical (m/jour)		40.10^{-5}	20.10^{-5}	10.10^{-5}	2.10^{-5}
Compressibilité du fluide interstitiel (kPa^{-1})		5.10^{-5}	5.10^{-5}	5.10^{-5}	5.10^{-5}
Paramètres de variation du degré de saturation	A_S	16	32	32	32
	B_S	3	2	2	2
	$S_{r_{min}}$	0,3	0,7	0,7	0,7
Paramètres de variation du coefficient de perméabilité	A_k	0,5	0,1	0,1	0,1
	B_k	2	3	3	3
	$k_{r_{min}}$	0,3	0,3	0,1	0,1
Paramètres de variation du coefficient de Bishop	A_χ	50	50	50	50
	B_χ	4	4	4	4

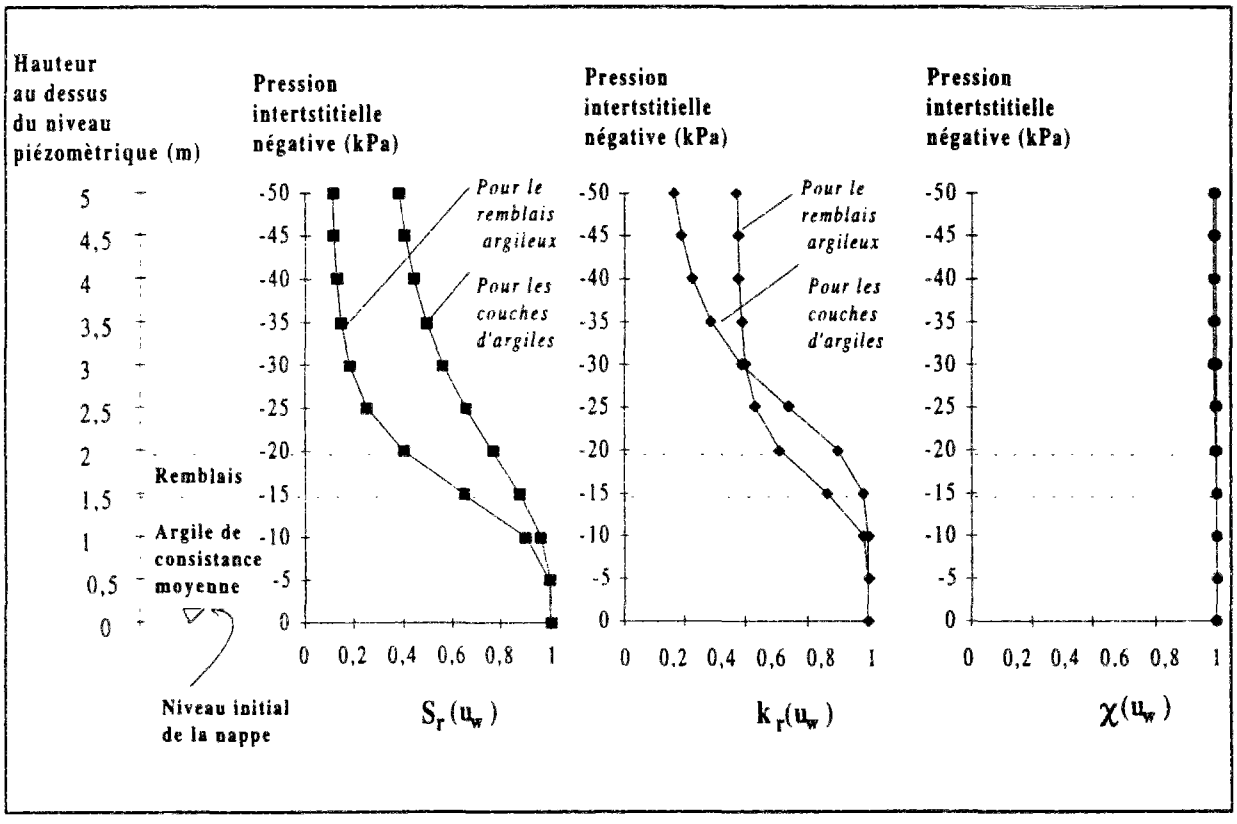


Figure IX.10 : Courbes adoptées pour décrire la variation du degré de saturation, de la perméabilité relative et du coefficient de Bishop dans le domaine des pressions négatives, (hypothèse n° 2).

IX.5.3. Description des calculs réalisés

Trois séries de calcul ont été réalisées dans le cadre de ce travail ; leurs hypothèses sont décrites dans le tableau IX.10.

La première série a comporté des calculs sans surface libre et en conditions saturées, en considérant un comportement du terrain élastique isotrope ou élastique anisotrope (calculs csex et csax) et élastoplastique isotrope ou élastoplastique anisotrope (cspx et csmx). La deuxième série a comporté des calculs avec surface libre avec un traitement de l'écoulement sous pression négative selon l'équation d'écoulement généralisée par Richards (1931) et la notion de contraintes de Bishop (1960) (calcul cnxx). La troisième série considère également l'évolution de la surface libre, le traitement de la consolidation au-dessus du niveau piézométrique étant dans ce cas géré par les lois des sols saturés (écoulement de Darcy et notion des contraintes effectives de Terzaghi).

Tableau IX.10 : Hypothèses des calculs.

Nom de calcul	**Hypothèses hydrauliques**	Hypothèses mécaniques		Nom de calcul
		Loi de comportement	***Paramètres d'élasticité***	
cs*ec*	**Conditions saturées (niveau piézométrique constant)**	*élasticité isotrope*	***paramètres de chargement***	cs*ec*
cs*ed*			***paramètres de déchargement***	cs*ed*
cs*ac*		*élasticité anisotrope*	***paramètres de chargement***	cs*ac*
cs*ad*			***paramètres de déchargement***	cs*ad*
cs*pc*		*élastoplasticité isotrope*	***paramètres de chargement***	cs*pc*
cs*pd*			***paramètres de déchargement***	cs*pd*
cs*mc*		*élastoplasticité anisotrope (MELANIE)*	***paramètres de chargement***	cs*mc*
cs*md*			***paramètres de déchargement***	cs*md*
cn*pc*	**Ecoulement avec surface libre ; prise en compte de l'effet de la non-saturation**	*élastoplasticité isotrope*	***paramètres de chargement***	cn*pc*
cn*pd*			***paramètres de déchargement***	cn*pd*
cn*mc*		*élastoplasticité anisotrope (MELANIE)*	***paramètres de chargement***	cn*mc*
cn*md*			***paramètres de déchargement***	cn*md*
ct*pc*	**Ecoulement avec surface libre sans tenir compte de l'effet des pressions négatives**	*élastoplasticité isotrope*	***paramètres de chargement***	ct*pc*
ct*pd*			***paramètres de déchargement***	ct*pd*
ct*mc*		*élastoplasticité anisotrope (MELANIE)*	***paramètres de chargement***	ct*mc*
ct*md*			***paramètres de déchargement***	ct*md*

Les calculs en élastoplasticité isotrope ont été réalisés sur la base d'une modification du modèle MELANIE en supposant l'axe principal de la surface de charge confondu avec l'axe isotrope (t=0), en posant $s'_p = 0{,}9\sigma'_p$ (pour garder une surface de charge quasi-équivalente à celle des calculs anisotropes) et en définissant l'étendue de la surface de charge dans ce plan (t,s') par $t(s'_p/2) = \frac{6\sin\phi'}{\sqrt{3}(3-\sin\phi')}\frac{s'_p}{2}$. L'option d'une loi d'écoulement associée a, par ailleurs, été adoptée dans ces calculs.

Les valeurs des coefficients de perméabilité et des modules d'élasticité verticaux ont été utilisées dans ces calculs, en posant $G'_{vh} = E'_v/3$ et $\nu'_{hh} = \nu'_{vh}$.

Dans tous les calculs, le soutènement constitué de voussoirs et le revêtement coulé en place ont été modélisés par une loi élastique isotrope avec un module d'Young $E'_b=15.10^3$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu'_b= 0{,}2$. Le coefficient de perméabilité des deux matériaux a été supposé isotrope et égal à $0{,}5\text{x}10^{-6}$ m/jour.

IX.5.4 Phasages des calculs

La simulation du creusement de l'ouvrage et du comportement du massif après la fin des travaux a été réalisée en 5 phases (figures IX.11) :

Phase 0 - initialisation des contraintes dans le massif ;

Phase 1 - simulation de l'évolution des conditions hydrauliques et mécaniques avant l'arrivée du front de taille (sur 12 jours) :

* application progressive de la pression d'air sous la forme d'une surpression hydraulique uniforme sur la paroi (cette surpression passe de 0 à 41 kPa en 12 jours) ;

* application progressive du déchargement (λ passe de 0 à 0,25 en 6 jours) ;

Phase 2 : simulation du creusement à l'arrivée du front de taille (λ passe de 0,25 à 0,85 en 4 jours) ;

Phase 3 : simulation de la consolidation du sol autour de l'ouvrage sous pression d'air après pose du soutènement provisoire (λ passe de 0,85 à 1 en 4 jours, puis la consolidation dure 92 jours) ;

Phase 4 : simulation de la consolidation du sol après suppression de la pression d'air (sur une durée de 100 jours) ;

Phase 5 : simulation de la consolidation du sol autour de l'ouvrage après la pose du revêtement définitif (sur une durée de 15 ans) ;

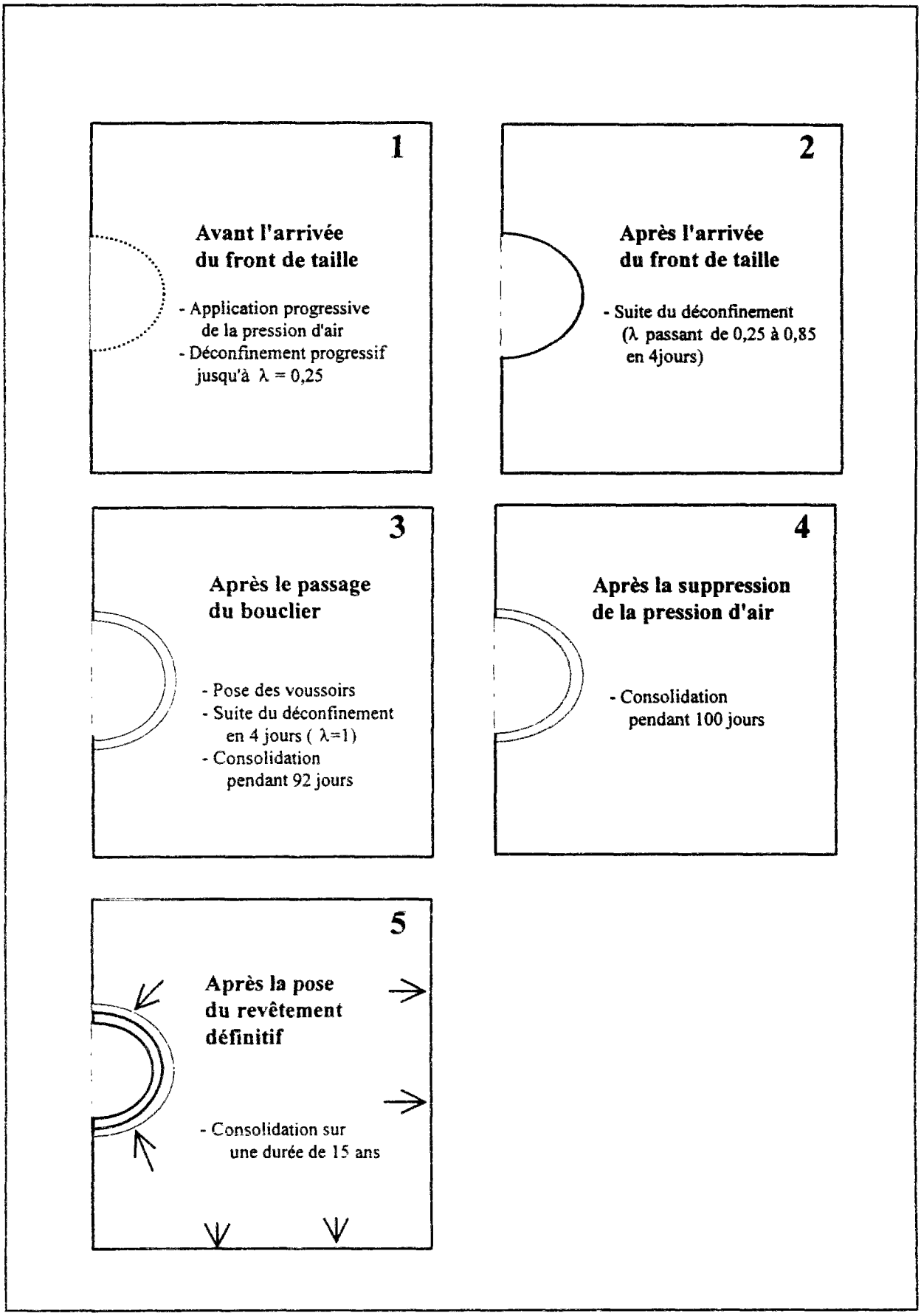


Figure IX.11a : Phasage des calculs adopté pour la modélisation du tunnel de Grimsby.

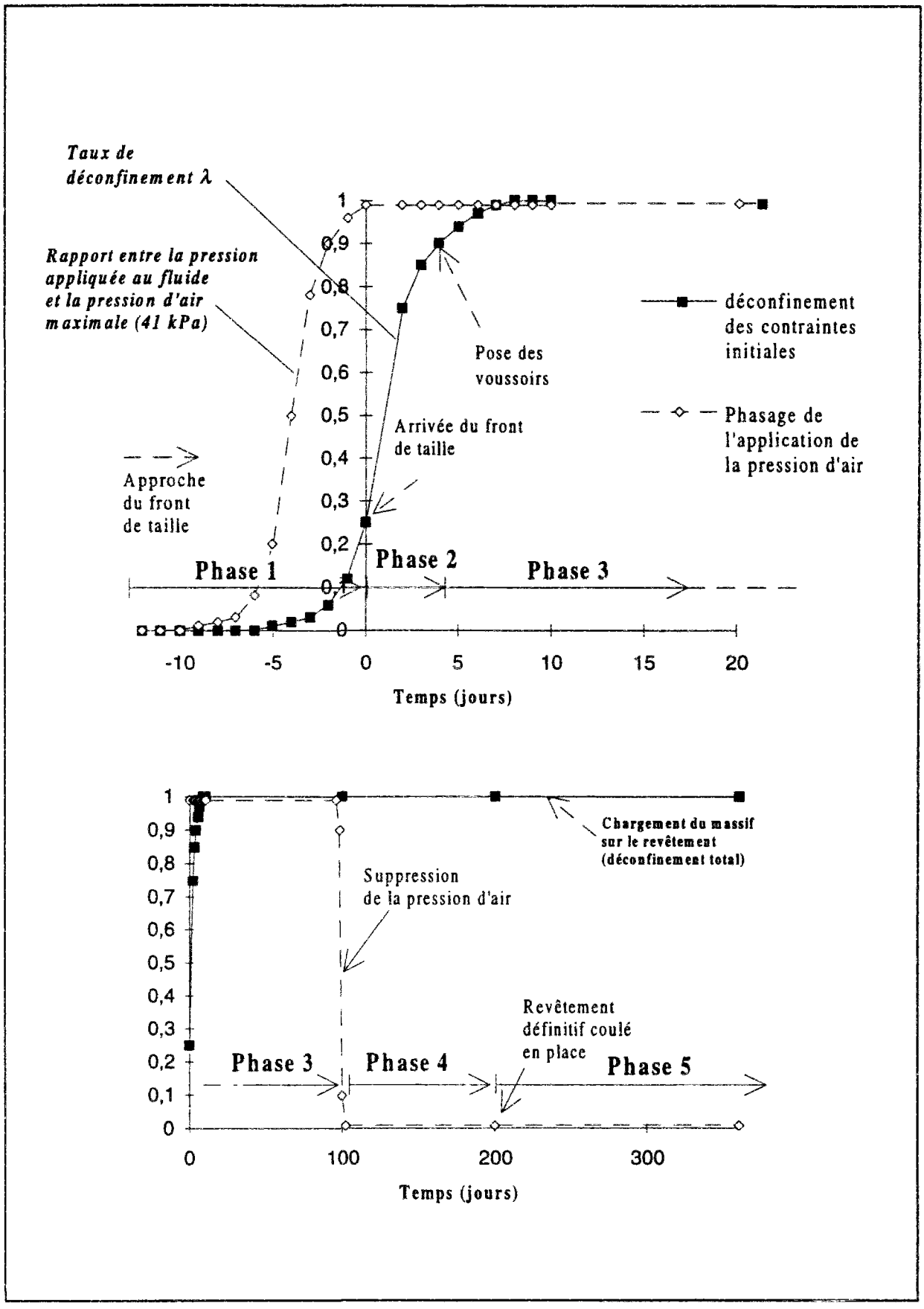


Figure IX.11b : Evolution des charges pour la modélisation du tunnel de Grimsby.

IX.5.5 Interprétation des résultats

Il serait trop long de présenter ici l'ensemble des résultats des 16 calculs réalisés. Nous nous limiterons donc à présenter les résultats qui confortent les conclusions que l'on a pu dégager de cette analyse. Nous comparerons dans un premier temps la représentativité des tassements calculés par rapport aux mesures sur site ; dans un deuxième temps, nous présenterons les résultats complémentaires qui permettent d'évaluer l'ampleur des zones plastiques autour de l'ouvrage, l'évolution des contraintes et la variation des pressions interstitielles.

IX.5.5.1 Confrontation des résultats aux mesures de tassements

Les calculs réalisés permettent d'analyser l'influence de la loi de comportement (élastique ou élastoplastique, isotrope ou anisotrope) sur les tassements obtenus par les calculs, et d'analyser le rôle des paramètres d'élasticité (issus d'essais de chargement ou de déchargement) et l'importance de la prise en compte de l'évolution du niveau piézométrique.

Comparaison des résultats obtenus avec différentes lois de comportement

La figure IX.12 compare l'évolution des tassements calculés avec quatre lois de comportement différentes (en conditions de consolidation de sol saturé) aux mesures relevées sur l'axe de l'ouvrage, en surface. La figure IX.13 compare la distribution transversale de ces tassements pour différents pas de temps : à l'arrivée du front de taille (figure IX.13a), après le passage du bouclier (figure IX.13b), au moment de la suppression de la pression d'air (figure IX.13c) et dix ans après la construction (figure IX.13d).

Cette confrontation montre une meilleure représentativité des résultats obtenus par les calculs élastoplastiques, les calculs adoptant une loi élastique linéaire sous-estimant considérablement les tassements en surface ainsi que le temps nécessaire à la stabilisation des phénomènes de consolidation du sol.

Les calculs élastoplastiques permettent notamment d'obtenir une meilleure reproduction de l'évolution des déformations observées sur le site : forte proportion des tassements au cours du creusement de la galerie (40% du tassement total), faible évolution des tassements au cours de la période de maintien de la pression d'air à l'intérieur de l'ouvrage et réaccélération des tassements après l'arrêt de la pressurisation de la galerie.

A l'arrivée du front de taille, les quatre calculs donnent des cuvettes de tassements très proches (figure IX.13a), les déformations du massif restant à priori dans le domaine élastique ; la cuvette de tassement calculée est toutefois légèrement surestimée par l'ensemble des calculs

(rappelons que le taux de déconfinement λ à l'arrivée du front de taille est supposé égal à 0,25).

Au moment du creusement proprement dit, une plastification du massif se produit ; elle se traduit par une nette différence des résultats des calculs élastiques et élastoplastiques, ces derniers présentant les résultats les plus proches des mesures ; la cuvette de tassement obtenue par le calcul à 3 jours (figure IX.13b) présente une bonne concordance avec les mesures effectuées au niveau des deux stations B1 et B2, après le passage du front de taille.

On constate toutefois que les tassements calculés au cours de cette phase sont généralement plus faibles que les valeurs mesurées (figures IX.12a et IX.13b) ; cette différence peut en partie s'expliquer dans la mesure où le modèle de calcul simule le creusement de la galerie par le déconfinement des contraintes sur la paroi excavée, ce qui ne permet pas de se rendre compte des autres phénomènes pouvant contribuer aux tassements, tels que la surexcavation, les imperfections du remplissage du vide annuaire ou la déviation de la machine de son cap.

A plus long terme, les tassements calculés à l'axe de l'ouvrage restent inférieurs aux mesures ; leur évolution dans le temps semble suivre l'évolution observée sur le site, notamment au cours des premiers mois d'observations. Les résultats les plus proches (obtenus par les calculs élastoplastiques) semblent toutefois indiquer une stabilisation des phénomènes au bout de 2 à 4 ans, alors qu'une progression quasi-linéaire des tassements a été observée in situ sur une plus longue période (figure IX.12c).

L'allure de la cuvette de tassement calculée à moyen terme est par ailleurs proche des relevés sur site ; la figure IX.13c compare les valeurs calculées aux mesures réalisées 98 jours après la construction.

Avec l'évolution des phénomènes dans le temps, la cuvette de tassement est fortement influencée par l'anisotropie du massif ; ce phénomène est plus marqué dans les résultats de calculs élastoplastiques ; les calculs élastiques anisotropes ne font apparaître qu'une faible influence de l'anisotropie, le tassement final obtenu par ce calcul sur l'axe de l'ouvrage étant légèrement plus faible que celui obtenu par le calcul élastique isotrope (-10%) et la cuvette de tassement légèrement plus étendue.

En revanche, les résultats obtenus avec le modèle MELANIE sont nettement différents de ceux du calcul élastoplastique isotrope et fournissent des valeurs de tassements de surface plus proches des mesures ; l'étendue de la cuvette de tassement est toutefois un peu surestimée, notamment à long terme (figure IX.13d) ; il semblerait que l'anisotropie des terrains en place soit moins marquée que celle prise en compte dans le calcul.

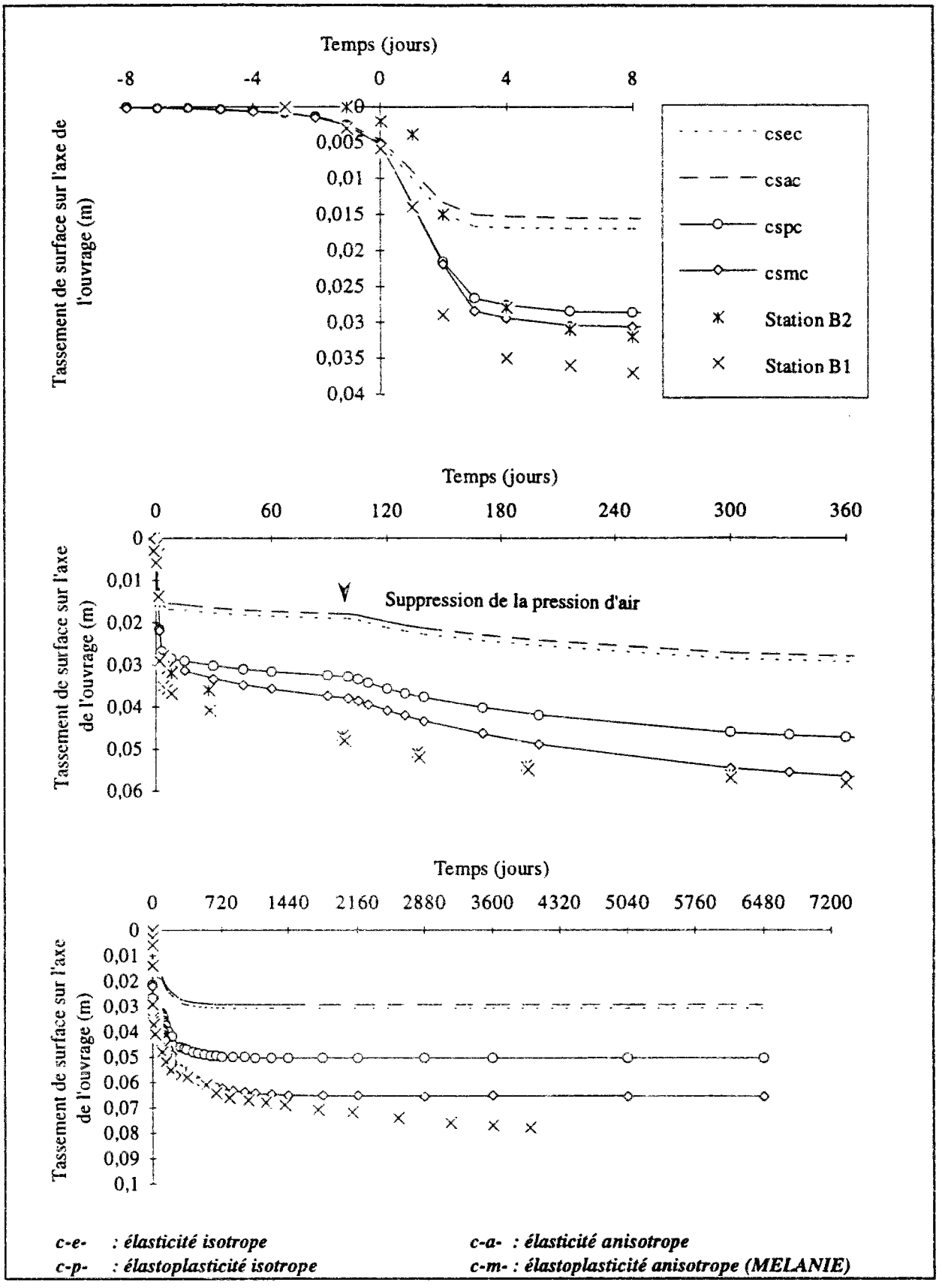


Figure IX. 12 : Evolution des tassements de surface sur l'axe de l'ouvrage - Comparaison entre les résultats obtenus avec quatre lois de comportement et les mesures du site (tableau IX.10).

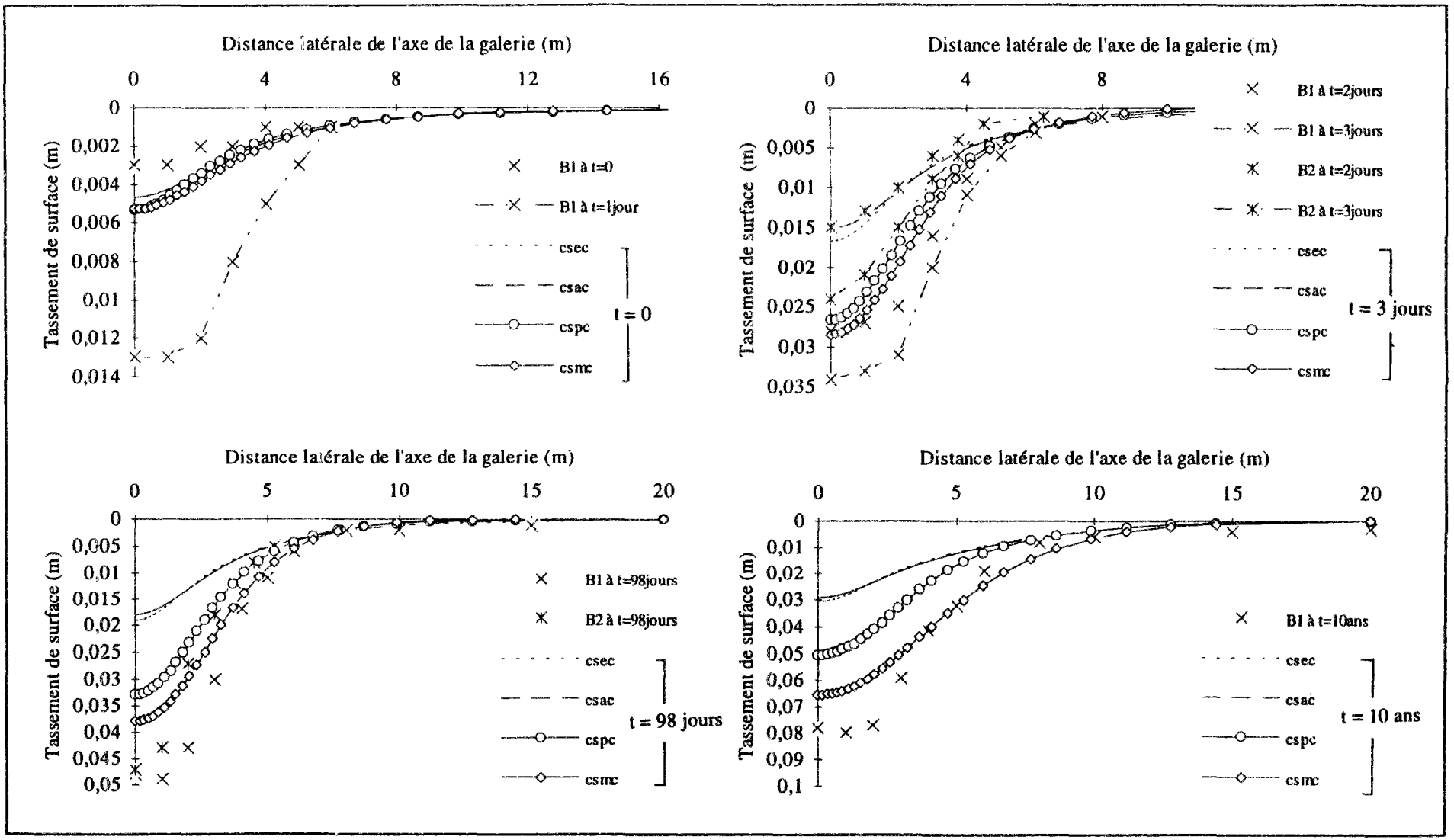


Figure IX.13 : Distribution latérale des tassements de surface - Comparaison entre les résultats obtenus avec 4 lois de comportement et les mesures du site (tableau IX.10).

Influence des paramètres d'élasticité

L'influence du choix des paramètres élastiques issus d'essais en chargement (csxc) ou en déchargement (csxd) est décrite sur les figures IX.14 et IX.15, qui donnent respectivement les tassements de surface sur l'axe de l'ouvrage et la cuvette.

Les résultats des calculs montrent que l'utilisation des paramètres élastiques issus d'essais en déchargement donne dans tous les cas (calculs élastiques et élastoplastiques) des tassements plus faibles au-dessus de l'ouvrage.

En termes de cuvette de tassement, les calculs en élasticité conduisent à une grande dispersion de résultats, la cuvette étant plus restreinte et plus creuse lorsqu'on utilise des paramètres de déchargement. En déformation élastoplastique, la cuvette n'est que faiblement affectée par les paramètres élastiques ; ceci peut être expliqué par le fait que l'étendue de la cuvette est principalement gérée dans ce cas par la plastification du sol ; les résultats obtenus en termes de déformations plastiques présentés dans la section suivante (section IX.5.6.2) permettront de mieux éclaircir ce phénomène.

Enfin, les calculs avec paramètres de déchargement conduisent à une stabilisation plus rapide des phénomènes, dans la mesure où ils supposent un comportement moins compressible du massif.

Influence de la prise en compte de la présence d'une surface libre

Une comparaison des résultats obtenus avec trois séries d'hypothèses différentes pour l'écoulement et le couplage hydromécanique au-dessus de la surface libre est présentée sur les figures IX.16 et IX.17. Ces résultats ont été obtenus à l'aide du modèle MELANIE avec des paramètres d'élasticité issus d'essais en chargement, d'une part, et en déchargement, d'autre part.

La première série csxx comporte des calculs en conditions saturées supposant un niveau piézométrique constant ; la deuxième série cnxx comporte des calculs permettant le mouvement de la surface libre et adoptant dans le domaine des pressions négatives un traitement basé sur l'équation de l'écoulement généralisée par Richards (1931) et sur la définition des contraintes effectives de Bishop (1960) ; enfin, la troisième série de calculs ctxx prend en compte le mouvement du niveau piézométrique libre mais avec un traitement hydraulique et mécanique au-dessus de la nappe identique à celui d'un sol saturé (écoulement de Darcy et contraintes effectives de Terzaghi).

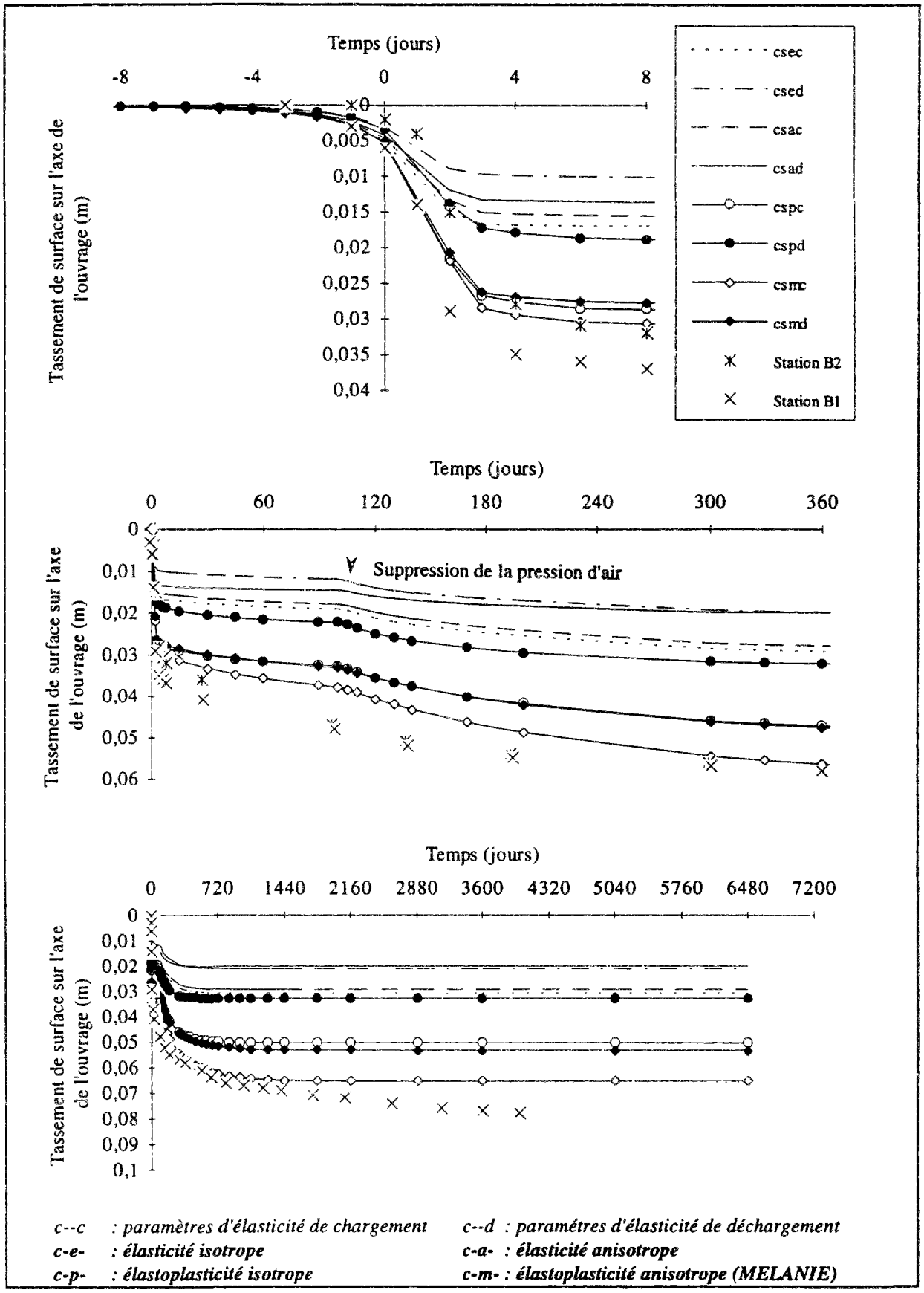


Figure IX.14 : Evolution des tassements de surface sur l'axe de l'ouvrage - Comparaison entre les résultats obtenus avec des paramètres d'élasticité issus d'essais en chargement et ceux obtenus avec des paramètres d'élasticité issus d'essais en déchargement (tableau IX.10).

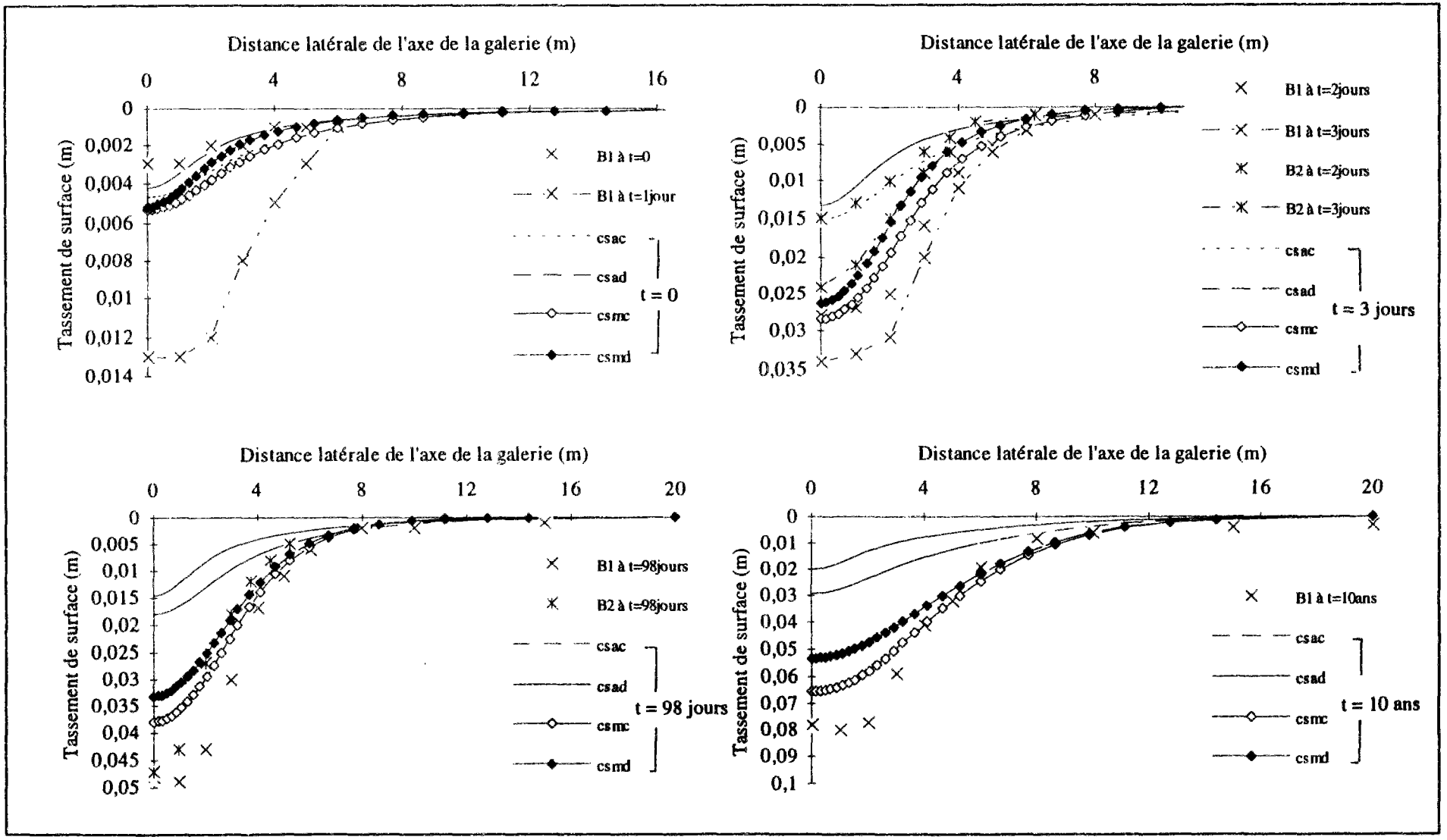


Figure IX.15 : Distribution latérale des tassements de surface - Comparaison entre les résultats obtenus avec des paramètres d'élasticité issus d'essais en chargement et ceux obtenus avec des paramètres d'élasticité issus d'essais en déchargement (tableau IX.10).

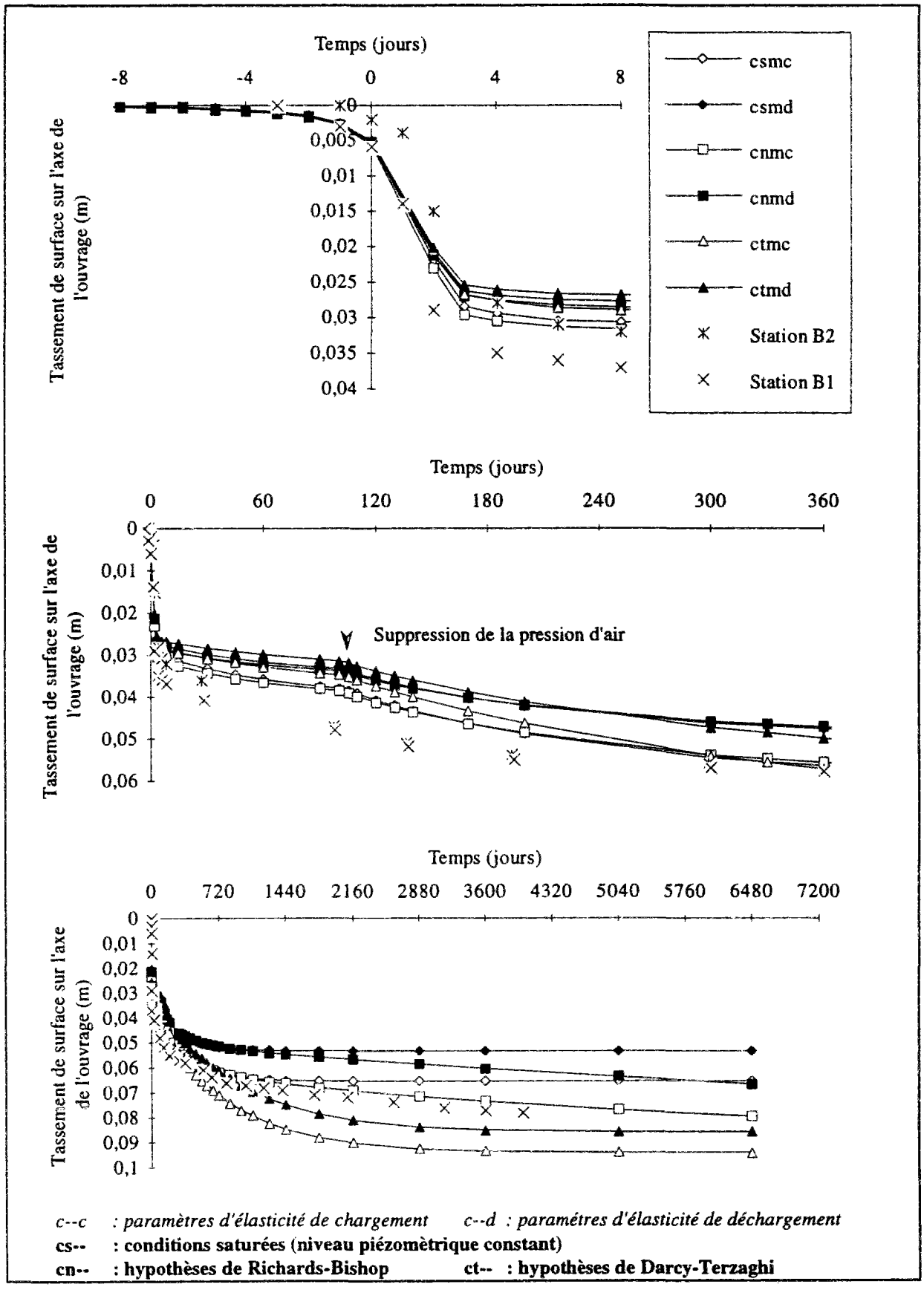


Figure IX.16 : Evolution des tassements de surface sur l'axe de l'ouvrage - Comparaison entre les résultats obtenus avec trois types d'hypothèses pour le traitement du couplage au-dessus du niveau piézométrique (tableau IX.10).

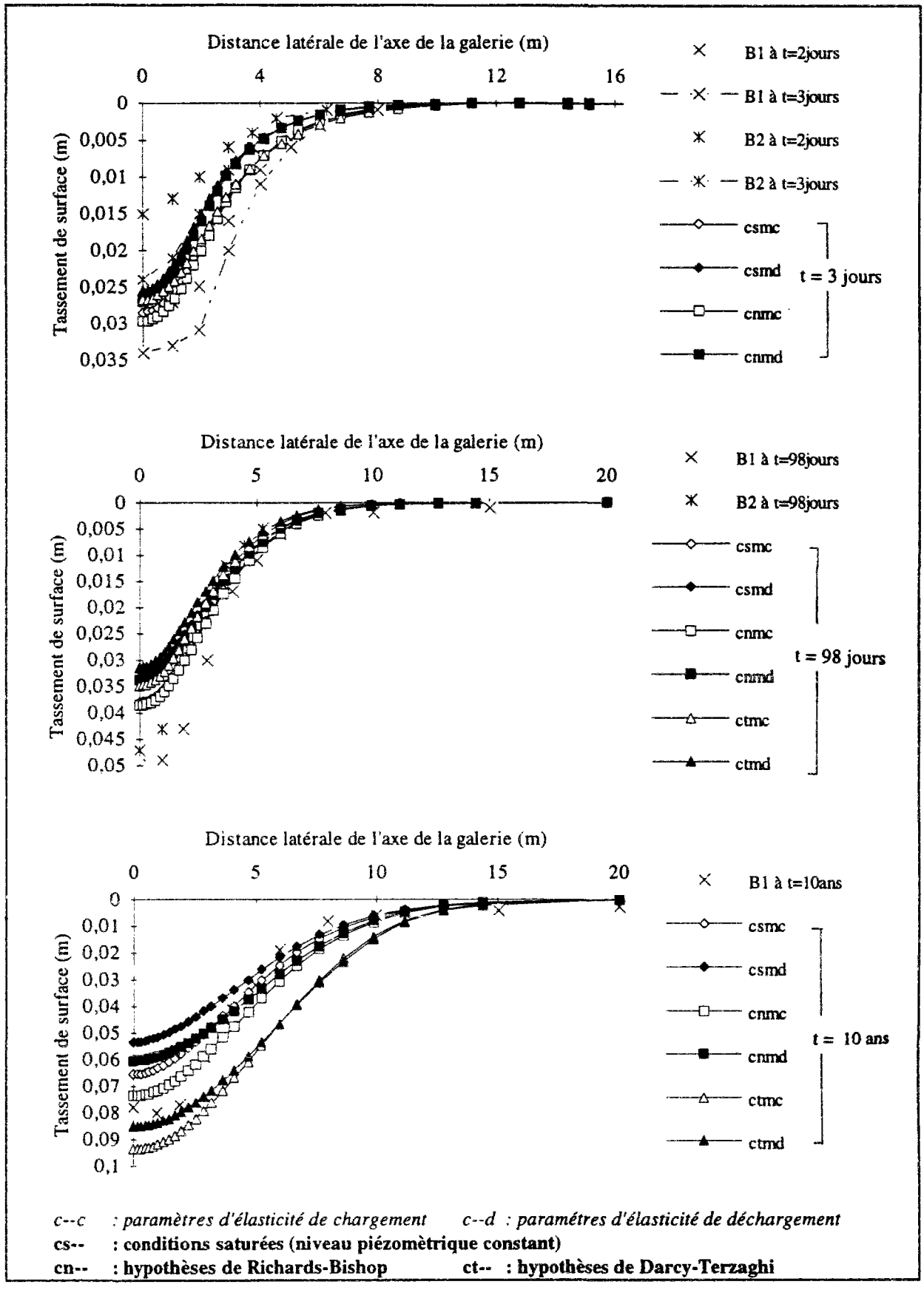


Figure IX.17 : Distribution latérale des tassements de surface - Comparaison entre les résultats obtenus avec trois types d'hypothèses pour le traitement du couplage au-dessus du niveau piézométrique (tableau IX.10).

Cette comparaison met en évidence une nette différence entre les résultats obtenus par les trois séries d'hypothèses. La première série (csxx) induit une sous-estimation générale des tassements, alors que la troisième, au contraire, surestime les tassements d'une manière importante ; les calculs basés sur les hypothèses de Richards (1931) et Bishop (1960) permettent d'obtenir des résultats intermédiaires plus proches des mesures ; ces calculs permettent notamment de retrouver l'évolution assez caractéristique des tassements observés à long terme sur le site, à savoir une évolution lente quasi-linéaire avec le temps.

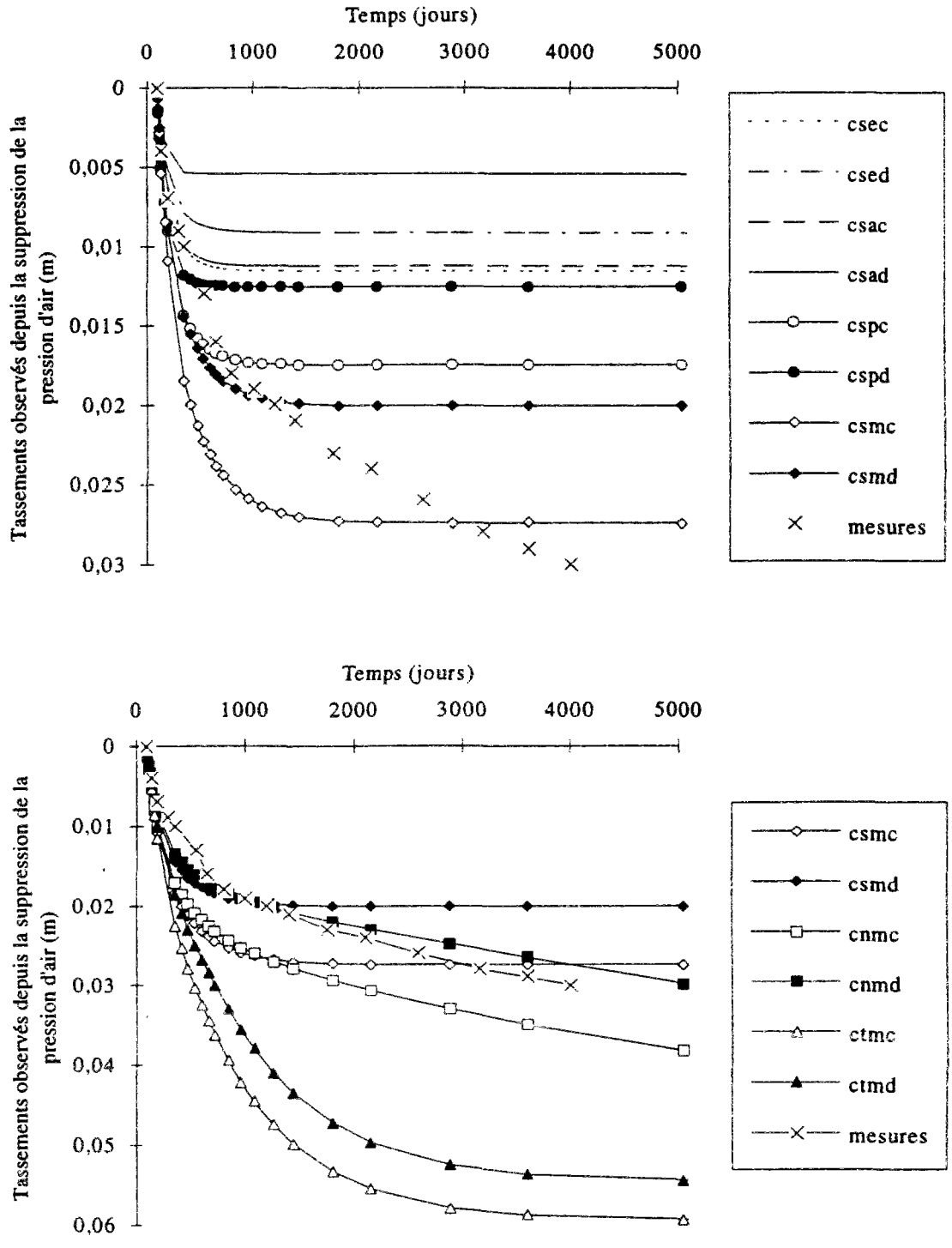
D'un autre côté, les calculs réalisés avec des paramètres d'élasticité déduits d'essais en chargement semblent donner une représentation plus fine de l'ampleur des tassements observés à l'axe de l'ouvrage. L'étendue de la cuvette de tassement obtenue par le même calcul présente par ailleurs une assez bonne concordance avec les résultats de mesures. Cette bonne concordance s'explique à la vue des chemins de contraintes suivis par le sol au cours de la consolidation (section IX.5.5.2).

Comparaison des tassements observés après la suppression de l'air comprimé

Nous avons voulu, dans cette partie de l'étude, comparer les résultats obtenus par les différents calculs aux tassements mesurés à partir du moment de la suppression de la pression d'air (98 jours). Cette comparaison est présentée sur les figures IX.18 et IX.19 ; la figure IX.18a compare les résultats obtenus avec différentes lois de comportement en conditions saturées et la figure IX.18b rassemble les courbes de tassement obtenues avec le modèle MELANIE, pour les trois types d'hypothèses de couplage hydromécanique au-dessus du niveau piézométrique décrites précédemment. La distribution latérale des tassements est analysée sur les figures IX.19a et IX.19b.

Ces comparaisons montrent des différences plus importantes entre les résultats de calculs. Ceci vient du fait que les tassements de consolidation qui se développent autour de l'ouvrage au cours du temps dépendent non seulement de la loi de comportement qui régit les déformations du squelette mais aussi de la distribution des surpressions interstitielles qui se sont développées au cours de la phase de creusement et même avant l'arrivée du front de taille par l'effet progressif de la pression d'air. Les résultats en termes de pressions interstitielles permettront de mieux analyser ce phénomène (section IX.5.5.2).

D'autre part, la comparaison des résultats des calculs isotropes et anisotropes en termes de cuvette de tassement (figure IX.19a) conforte l'hypothèse déjà évoquée que l'anisotropie du massif naturel est moins marquée que celle induite par les paramètres de calcul.



c--c : *paramètres d'élasticité de chargement* — *c--d* : *paramétres d'élasticité de déchargement*

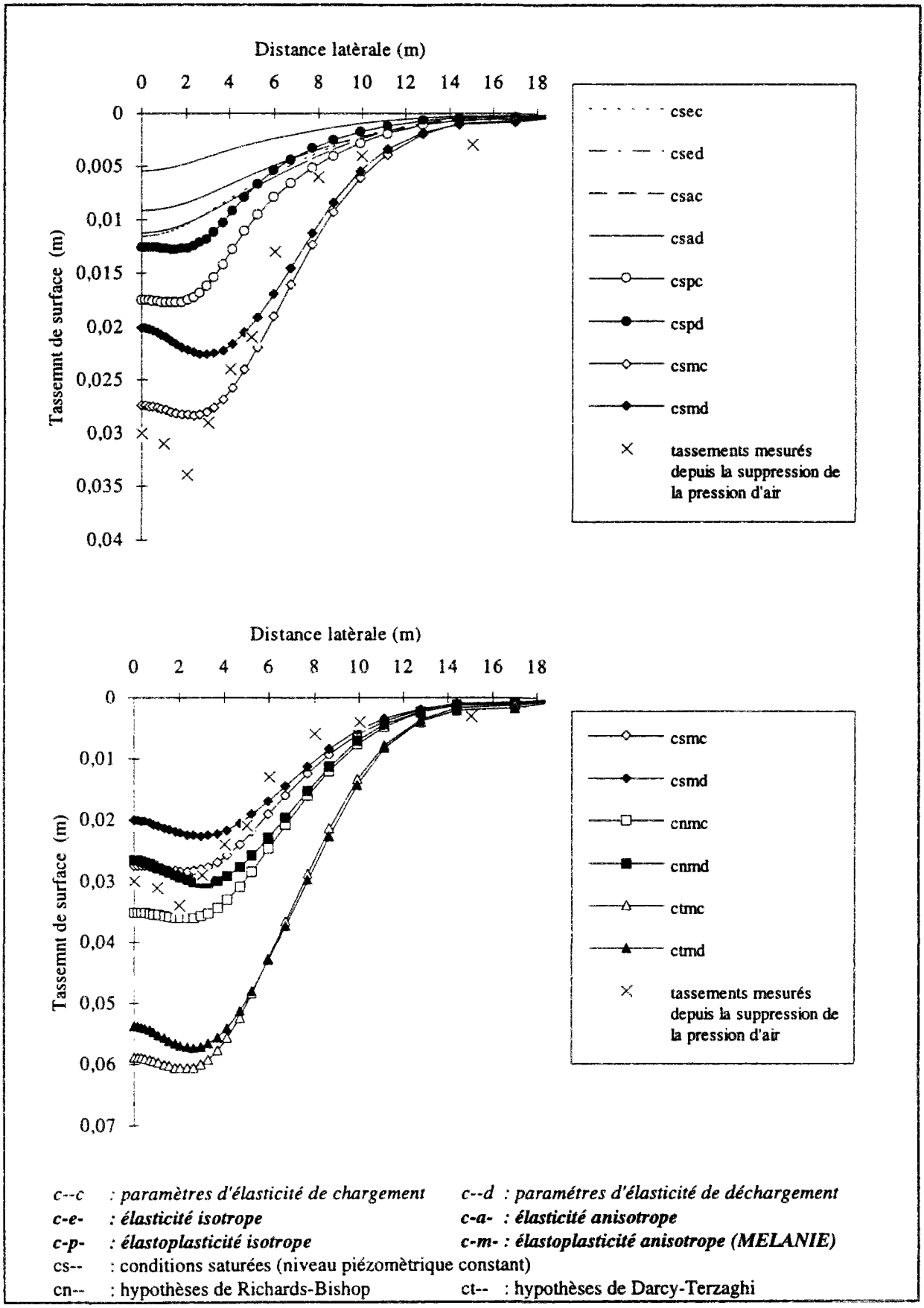
c-e- : ***élasticité isotrope*** — ***c-a-*** : ***élasticité anisotrope***

c-p- : ***élastoplasticité isotrope*** — ***c-m-*** : ***élastoplasticité anisotrope (MELANIE)***

cs-- : conditions saturées (niveau piézomètrique constant)

cn-- : hypothèses de Richards-Bishop — ct-- : hypothèses de Darcy-Terzaghi

Figure IX.18 : Evolution des tassements de surface obtenus sur l'axe de l'ouvrage depuis la suppression de la pression d'air (hypothèses des calculs décrites dans le tableau IX.10).



c--c : paramètres d'élasticité de chargement *c--d : paramétres d'élasticité de déchargement*

c-e- : élasticité isotrope ***c-a- : élasticité anisotrope***

c-p- : élastoplasticité isotrope ***c-m- : élastoplasticité anisotrope (MELANIE)***

cs-- : conditions saturées (niveau piézomètrique constant)

cn-- : hypothèses de Richards-Bishop ct-- : hypothèses de Darcy-Terzaghi

Figure IX.19 : Distribution latérale des tassements de surface obtenus depuis la suppression de la pression d'air (hypothèses des calculs décrites dans le tableau IX.10).

La figure IX.20 compare l'évolution des tassements sur l'axe de l'ouvrage en représentation semi-logarithmique. Cette représentation des résultats met encore plus en évidence la meilleure représentativité des calculs basés sur les hypothèses de Richards-Bishop pour prendre en compte la présence de la surface libre (figure IX.20b).

Cette dernière comparaison montre par ailleurs que, contrairement à ce qu'on a pu observer précédemment, les calculs réalisés sur la base de paramètres d'élasticité issus d'essais en déchargement semblent donner des résultats plus proches des mesures. Toutefois, si on admet l'hypothèse que les calculs ont adopté un rapport d'anisotropie trop fort par rapport à la réalité du site et qu'un rapport d'anisotropie moins important pourrait diminuer les tassements sur l'axe de l'ouvrage, c'est le calcul qui considère des paramètres d'élasticité issus d'essais en chargement qui serait le plus adapté à représenter le comportement du massif au cours de sa consolidation. Les résultats de calculs en termes de chemins de contraintes permettront une meilleure analyse de ce phénomène (section IX.5.2).

IX.5.5.2 Analyse des résultats complémentaires

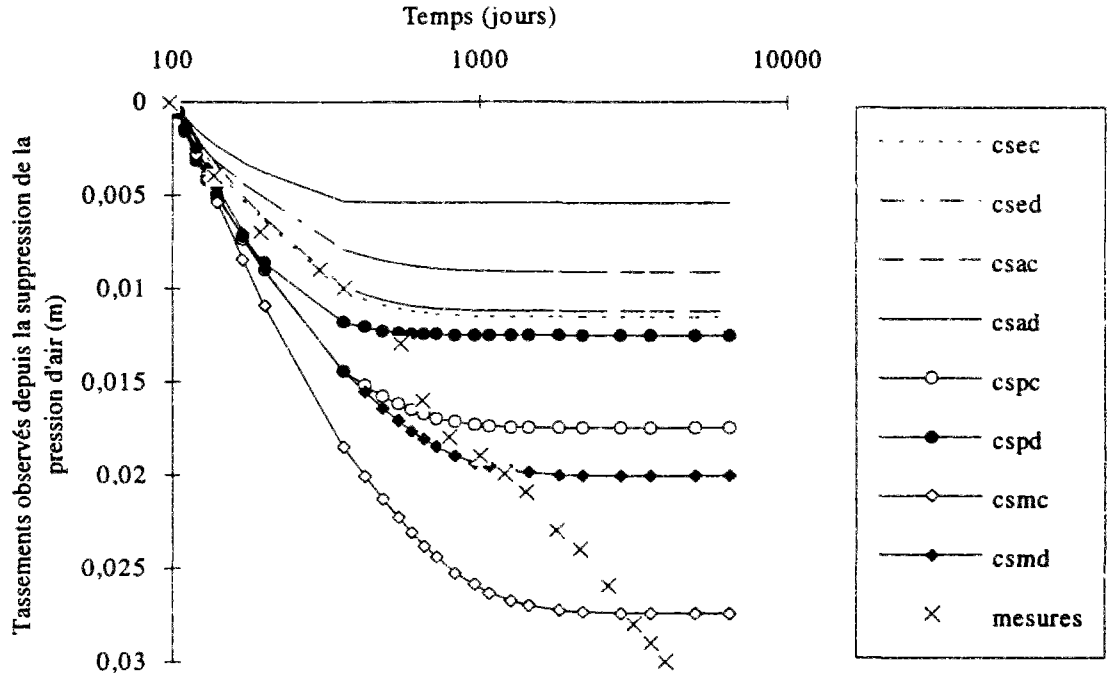
Evolution des pressions interstitielles dans le massif

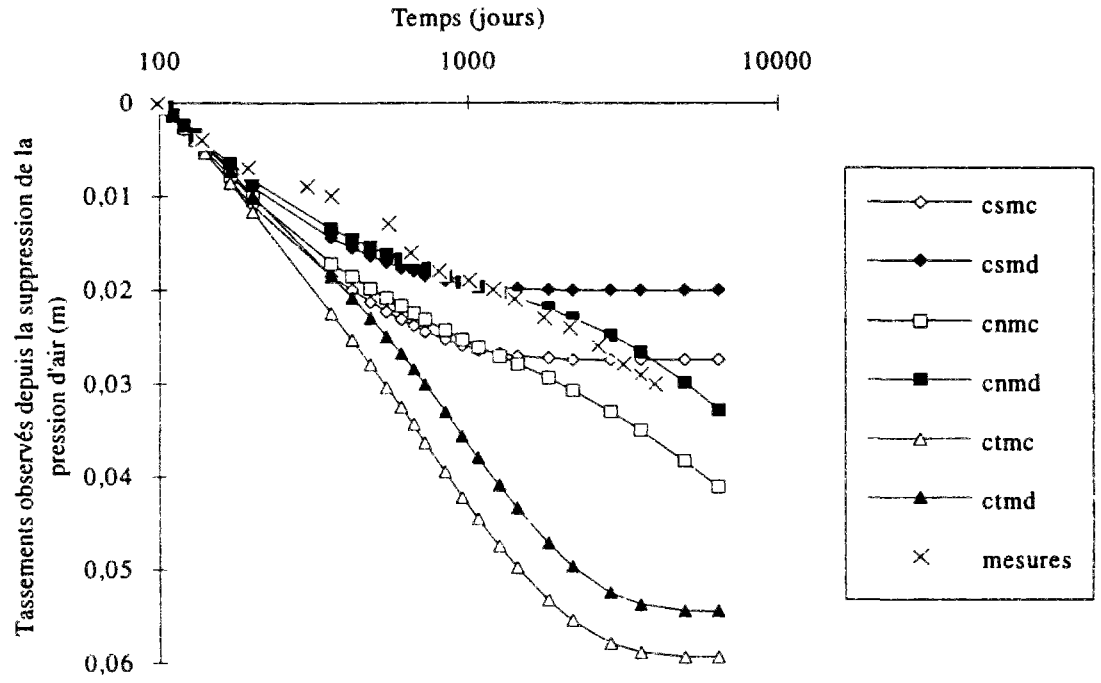
L'analyse de la distribution des pressions interstitielles autour de l'ouvrage et de leur évolution (avant, pendant et après le creusement) permet une vision plus complète des phénomènes, notamment en ce qui concerne les zones du massif où se développe le phénomène de la consolidation.

Les distributions des surpressions interstitielles autour de l'ouvrage issues de différents calculs sont présentés sur les figures IX.21 à IX.26 ; ces figures permettent de comparer les résultats obtenus à l'arrivée du front de taille, après le passage du bouclier (t=3 jours), à 100 jours et 10 ans après la construction.

Les figures IX.21, IX.22 et IX.23 donnent les réponses calculées à court terme ; elles montrent comment le champ des pressions interstitielles est influencé non seulement par la surcharge hydraulique induite par l'application de la pression d'air à l'intérieur de la galerie, mais aussi par les déformations du sol provoquées par le creusement.

A l'arrivée du front de taille, les résultats des calculs montrent une légère augmentation des pressions au-dessus du tunnel ; une diminution des pressions d'eau est, par contre, observée au niveau du radier du fait de la tendance au soulèvement du terrain. La distribution des pressions est pratiquement identique quelle que soit la loi de comportement utilisée (les déformations du sol restent dans le domaine élastique) ; la perturbation hydraulique est plus étendue dans le sens latéral lorsque l'anisotropie du sol est prise en compte.





c--c : *paramètres d'élasticité de chargement* — *c--d* : *paramétres d'élasticité de déchargement*

c-e- : ***élasticité isotrope*** — ***c-a-*** : ***élasticité anisotrope***

c-p- : ***élastoplasticité isotrope*** — ***c-m-*** : ***élastoplasticité anisotrope (MELANIE)***

cs-- : conditions saturées (niveau piézomètrique constant)

cn-- : hypothèses de Richards-Bishop — ct-- : hypothèses de Darcy-Terzaghi

Figure IX.20 : Evolution en fonction du logarithme du temps des tassements de surface sur l'axe de l'ouvrage depuis la suppression de la pression d'air (hypothèses des calculs décrites dans le tableau IX.10).

Au passage du front (t=3 jours), une augmentation importante des pressions interstitielles apparaît au-dessus des reins du tunnel ; ce phénomène est amplifié par les déformations plastiques du sol (les surpressions les plus importantes se développent au même niveau que les zones fortement plastifiées). L'étendue de la zone concernée par ces surpressions est, par ailleurs, affectée (comme en élasticité) par la prise en compte du comportement anisotrope du massif (figure IX.22).

Les calculs avec prise en compte de la surface libre (figure IX.23) montrent une nette influence des hypothèses de calcul sur les pressions interstitielles qui se développent dans le massif, notamment au-dessus du niveau piézométrique. La distribution des surpressions interstitielles obtenues à l'aide des hypothèses de Richards-Bishop semble être la plus réaliste, les surpressions d'eau à court terme se développant dans le massif saturé situé en dessous de la surface libre.

Au moment de l'arrêt de la pressurisation de la galerie (figures IX.24 à IX.26 ; t=100 jours), tous les résultats de calculs semblent indiquer que les surpressions d'eau induites par le creusement se sont complètement dissipées ; on constate, par contre, une diminution générale des pressions autour de l'ouvrage, par rapport aux conditions hydrostatiques initiales.

Le champ de pressions interstitielles obtenus avec différentes lois de comportement est pratiquement le même (figures IX.24 et IX.25), les pressions d'eau étant plus sensibles aux conditions aux limites d'ordre hydraulique qu'à la déformabilité du sol. On observe, toutefois, que l'étendue de la zone concernée par la diminution des pressions est plus réduite dans les cas des calculs élastoplastiques ; ceci peut être relié aux surpressions élevées qui ont accompagné la plastification du sol au cours des phases de creusement.

L'influence de la prise en compte de la surface libre n'apparaît que très peu dans les résultats obtenus au moment de la suppression de la pression d'air, le niveau piézométrique étant revenu à son état initial avant les travaux (figures IX.26).

Par contre, à long terme (figures IX.24 à IX.26 ; t=10 ans), la distribution des pressions interstitielles est sensiblement influencée par la prise en compte du mouvement de la surface libre et par les hypothèses relatives au couplage hydromécanique dans le domaine des pressions d'eau négatives ; le champ de pressions est alors entièrement régi par les conditions aux limites hydrauliques et par les caractéristiques de l'écoulement au-dessus du niveau piézométrique.

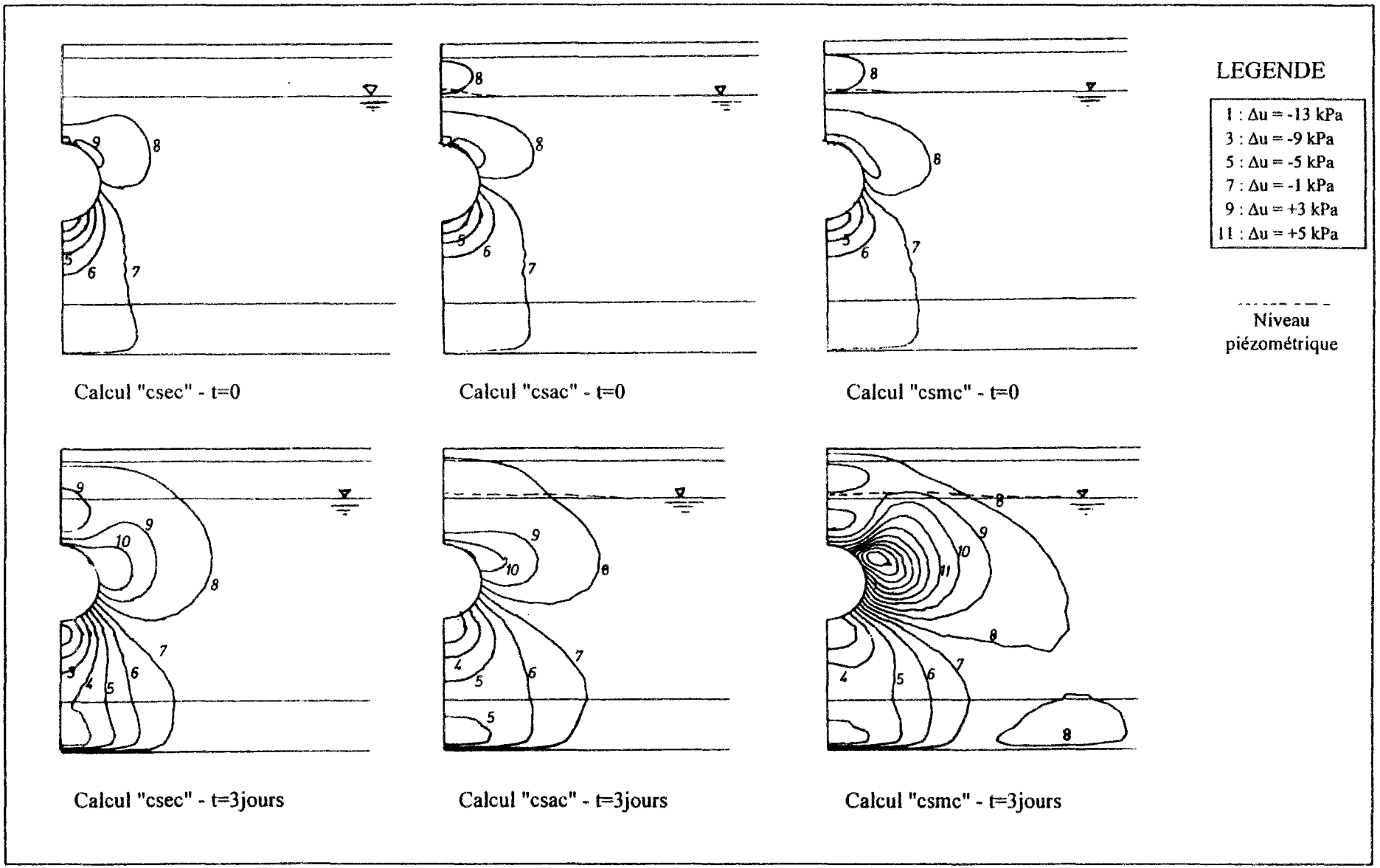


Figure IX.21 : Variations des pressions interstitielles obtenues par les calculs élastiques et le calcul avec le modèle MELANIE (à l'arrivée du front de taille et après le passage du bouclier).

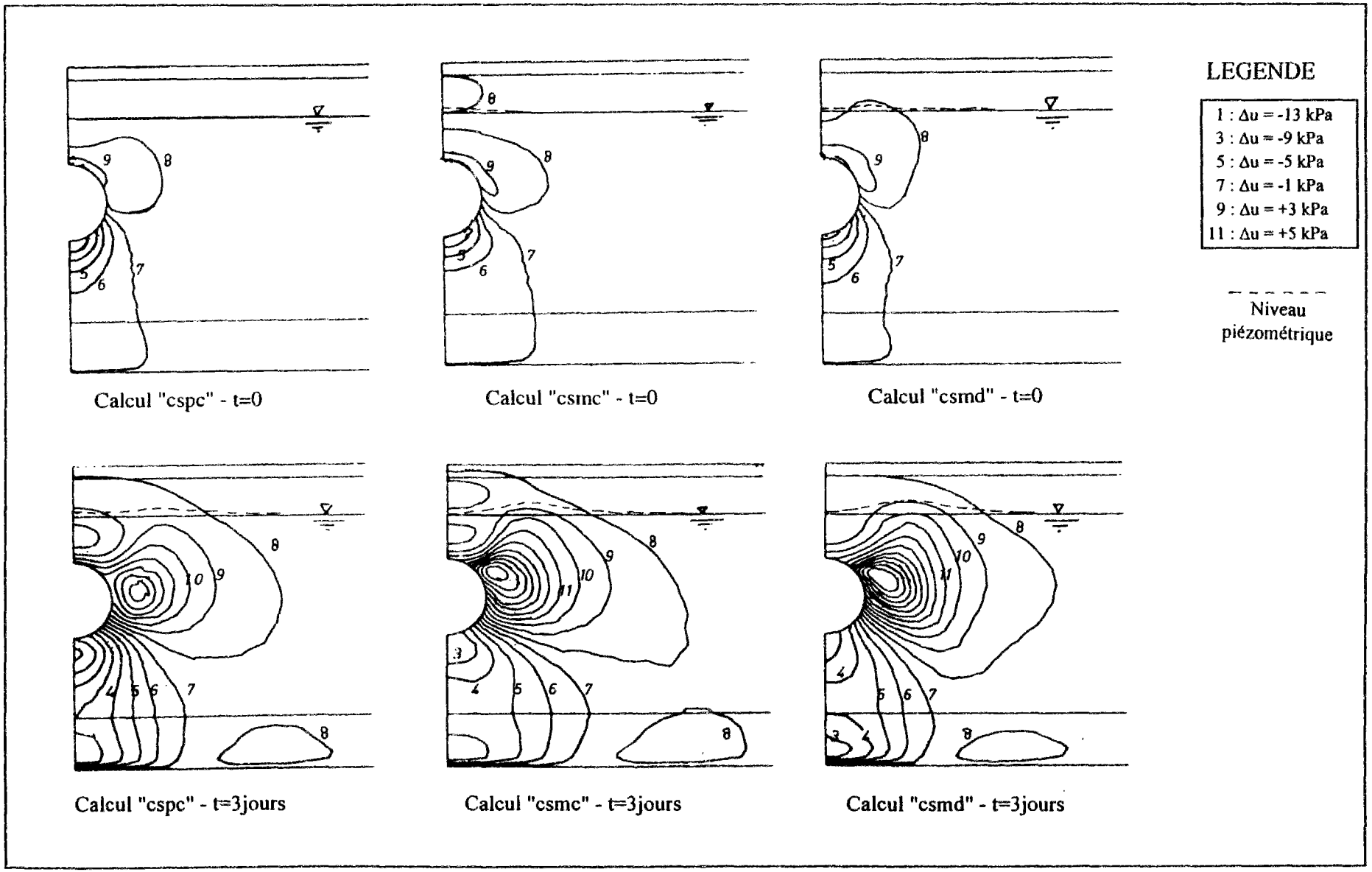


Figure IX.22 : Variations des pressions interstitielles obtenues par les calculs élastoplastiques avec des paramètres d'élasticité issus d'essais en chargement et en déchargement (à l'arrivée du front de taille et après le passage du bouclier).

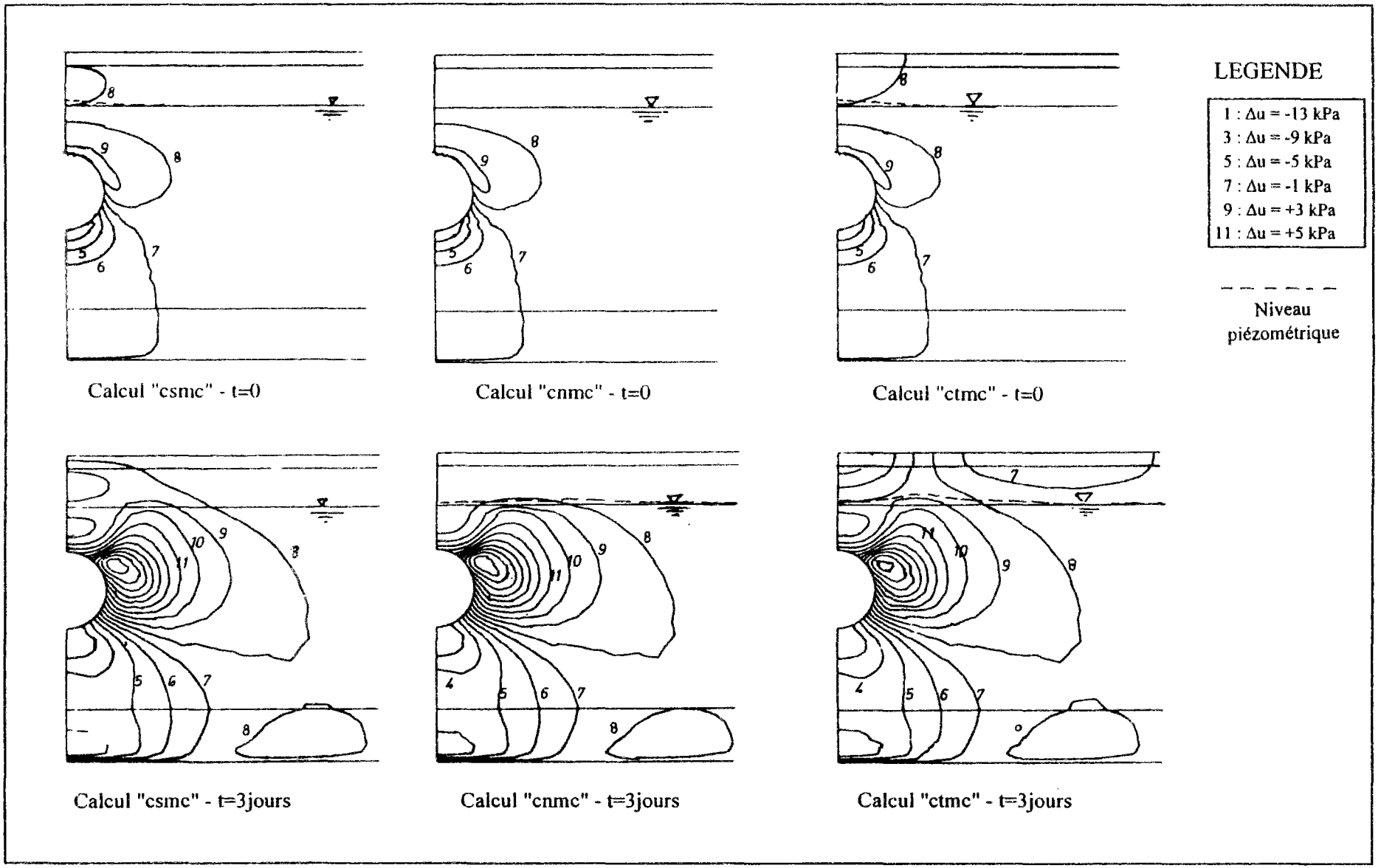


Figure IX.23 : Variations des pressions interstitielles obtenues par le calcul avec trois types d'hypothèses pour le traitement du couplage au-dessus du niveau piézomètrique (à l'arrivée du front de taille et après le passage du bouclier).

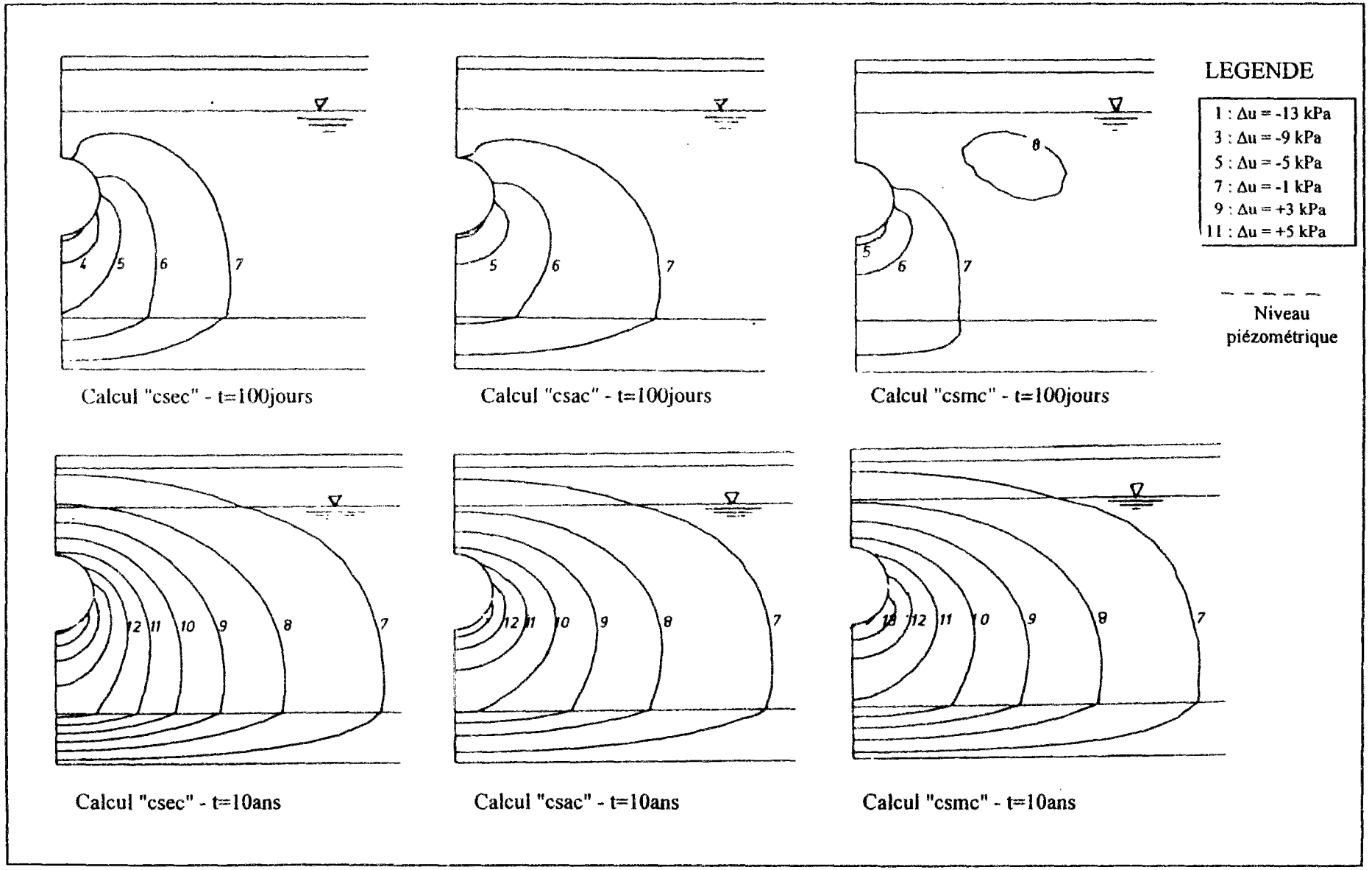


Figure IX.24 : Variations des pressions interstitielles obtenues par les calculs élastiques et le calcul avec le modèle MELANIE (à la suppression de la pression d'air et 10 ans après la construction).

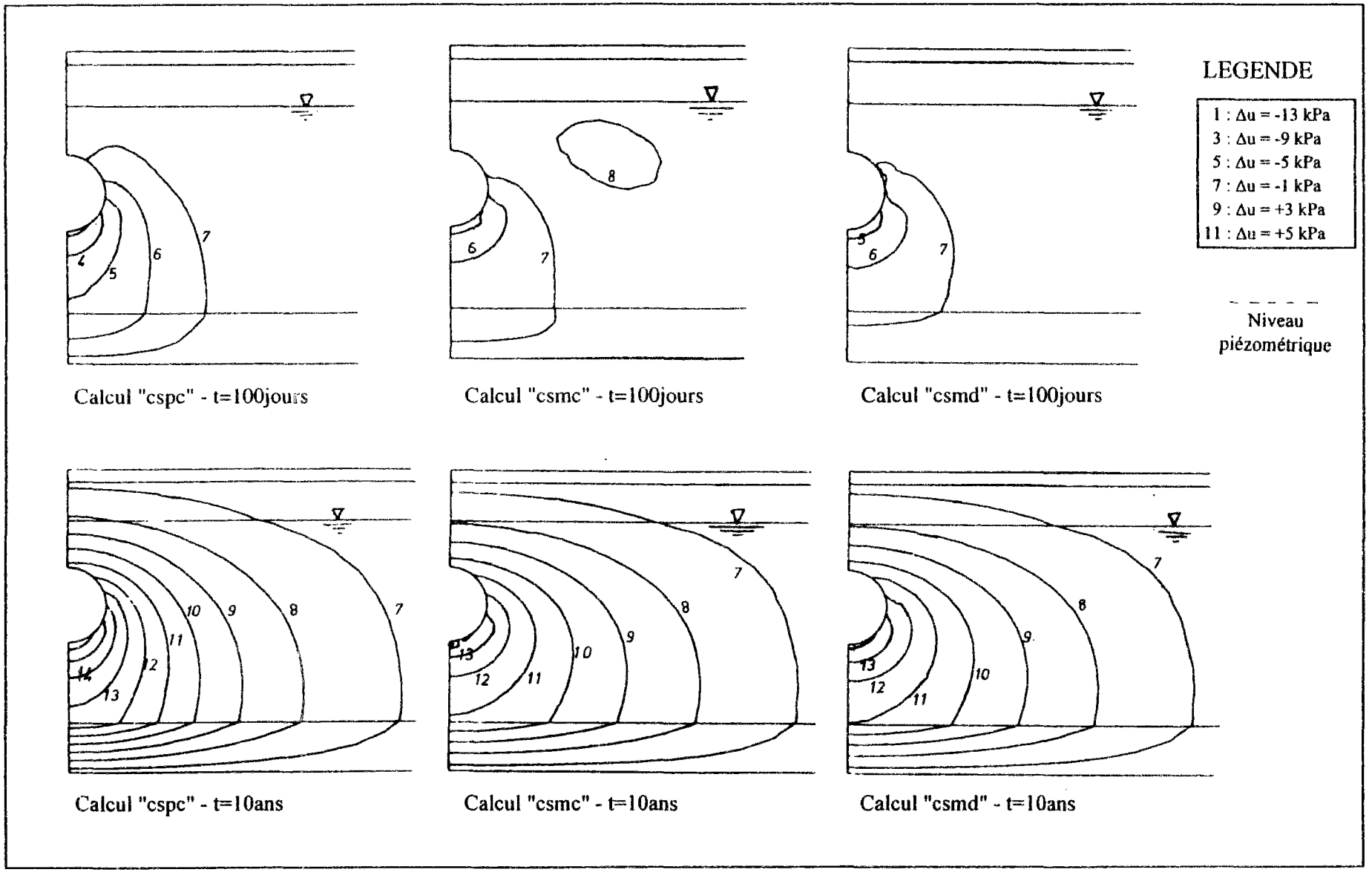


Figure IX.25 : Variations des pressions interstitielles obtenues par les calculs élastoplastiques avec des paramètres d'élasticité issus d'essais en chargement et en déchargement (à la suppression de la pression d'air et 10 ans après la construction).

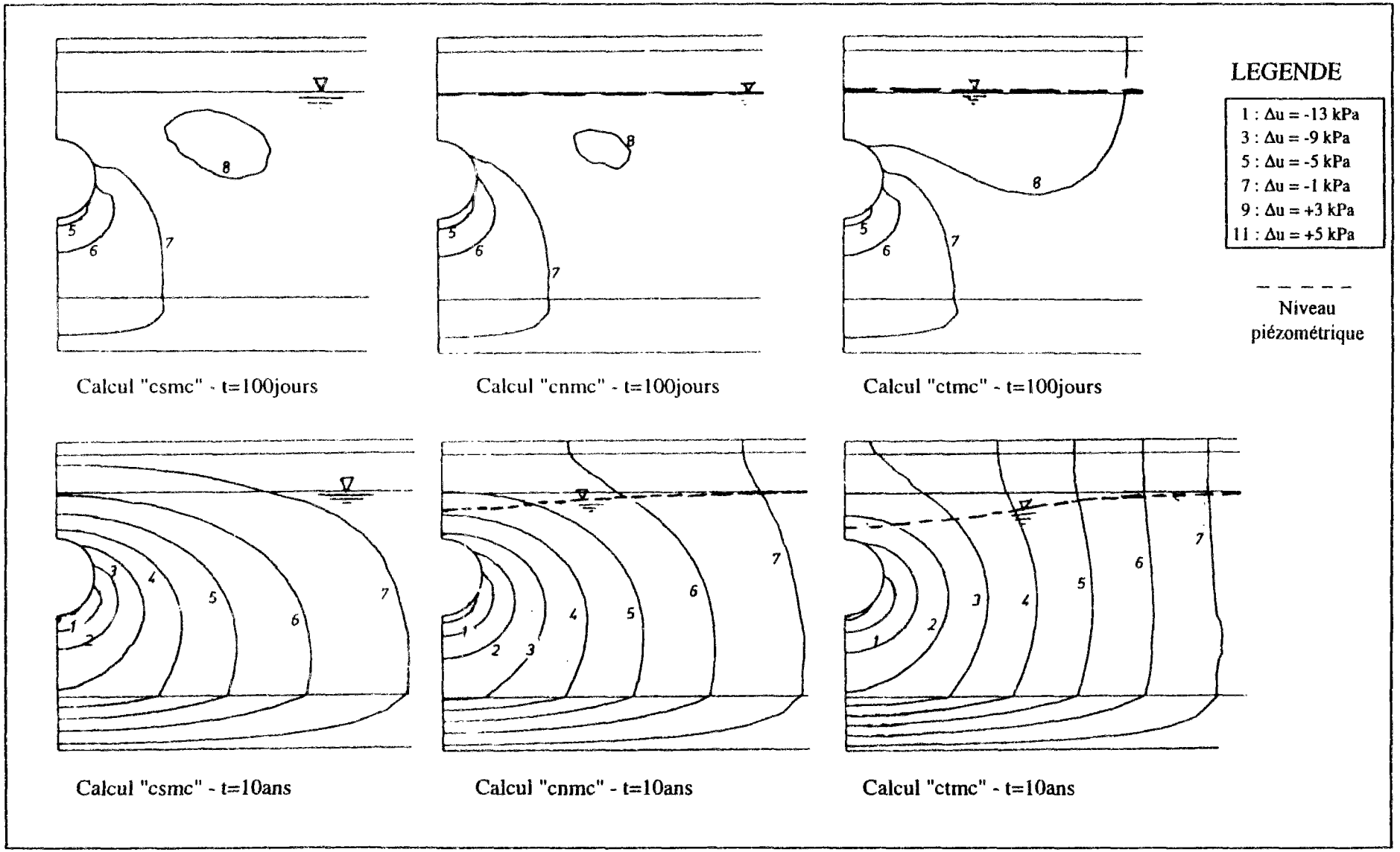


Figure IX.26 : Variations des pressions interstitielles obtenues par le calcul avec trois types d'hypothèses pour le traitement du couplage au-dessus du niveau piézomètrique (à la suppression de la pression d'air et 10 ans après la construction).

Déplacements latéraux et plastification du sol autour de l'ouvrage

Les déformations plastiques obtenues par quatre calculs différents sont comparées sur les figures IX.27 et IX.28.

La figure IX.27 donne la distribution des déformations plastiques qui se développent autour de l'ouvrage à court terme. On remarque la très faible plastification du sol à l'arrivée du front (t=0), cette plastification se développant principalement avec le creusement du front et le déconfinement du terrain (figure IX.27 en t=3 jours).

La comparaison des résultats obtenus avec différentes hypothèses permet de réaliser un certain nombre de constatations :

- les déformations plastiques obtenues par les calculs anisotropes sont plus importantes que celles données par le calcul isotrope ;

- l'utilisation de paramètres d'élasticité issus d'essais en déchargement montre une plastification de sol légèrement plus réduite, le comportement de sol étant plus rigide ;

- le calcul considérant l'évolution de la surface libre ne présente que très peu de différences par rapport aux calculs saturés ; ceci peut s'interpréter par la faible variation du niveau piézométrique à court terme et par la concentration des zones plastiques dans une partie du massif continuellement saturée au proche voisinage de l'ouvrage.

Les observations faites sur les déformations plastiques à court terme peuvent être retrouvées dans les résultats à moyen et long terme (figure IX.28 en t=100 jours et t= 10 ans, respectivement). On constate toutefois que le calcul avec traitement de l'évolution du niveau piézométrique (calcul cnmc) induit une plus grande propagation des déformations plastiques du fait du rabattement de la nappe et de l'augmentation des contraintes effectives qui en résulte.

L'analyse des déplacements latéraux permet de compléter la compréhension du comportement du sol autour de l'ouvrage. Le profil des déplacements latéraux obtenus dans deux plans verticaux situés à 3 et 6m de l'axe du tunnel sont représentés sur les figures IX.29 et IX.30 pour le court terme et le long terme, respectivement.

Les résultats obtenus au moment du creusement (figure IX.29 ; t=3 jours) par les calculs élastoplastiques montrent de plus grands déplacements horizontaux (par rapport au calcul élastique) au-dessus et au-dessous de l'ouvrage ; les mouvements latéraux sont par contre plus réduits au niveau de l'axe de l'ouvrage. Par ailleurs, la prise en compte de paramètres de déchargement dans le calcul conduit à une forte réduction des déplacements latéraux sur toute la hauteur du massif.

A long terme (figure IX.30), les déplacements latéraux sont plus importants à l'intérieur du massif (figure IX.30b) qu'au proche voisinage de l'ouvrage (figure IX.30a). Ceci est à relier

au fait que les mouvements différés se développent après la pose du revêtement et que le coeur de la zone concernée par la consolidation est situé à une certaine distance de l'ouvrage (les résultats des calculs en termes de surpressions interstitielles illustrent ce phénomène ; figures IX.21 à IX.26)

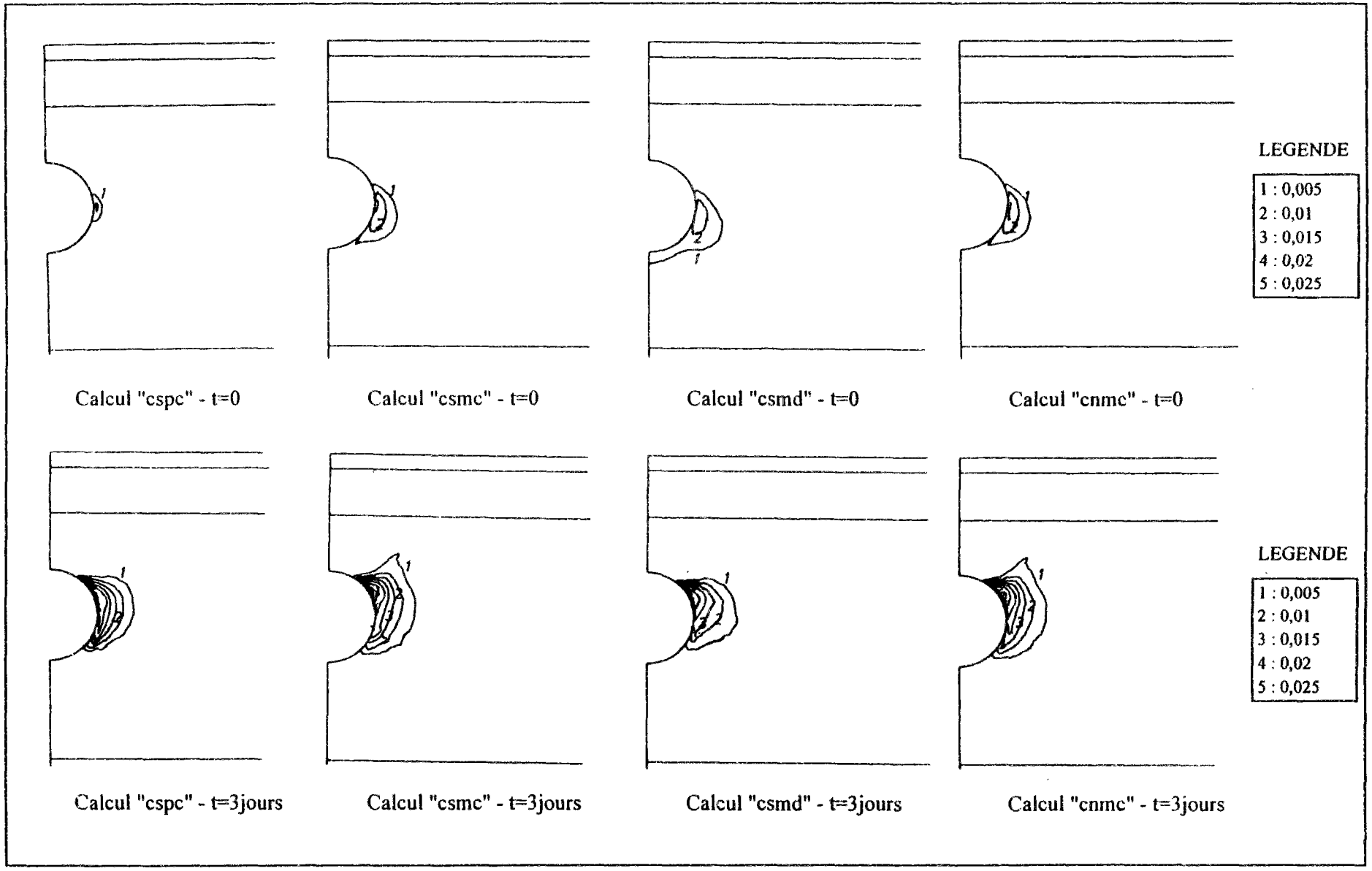
La figure IX.31 montre l'évolution du profil des déplacements dans un plan vertical situé à 6m de l'axe du tunnel pour deux calculs différents : un calcul traditionnel (csmc) et un calcul avec prise en compte de l'évolution de la surface libre (cnmc). Cette comparaison montre que les déplacements latéraux obtenus par les deux calculs restent quasi-équivalents au cours des 100 premiers jours, ce qui est conforme aux résultats obtenus pour les tassements et les pressions interstitielles à court terme.

A plus long terme, l'influence du mouvement de la surface libre sur les déplacements latéraux est plus marquée (figure IX.31), l'évolution du niveau piézomètrique ayant tendance à augmenter les déplacements latéraux.

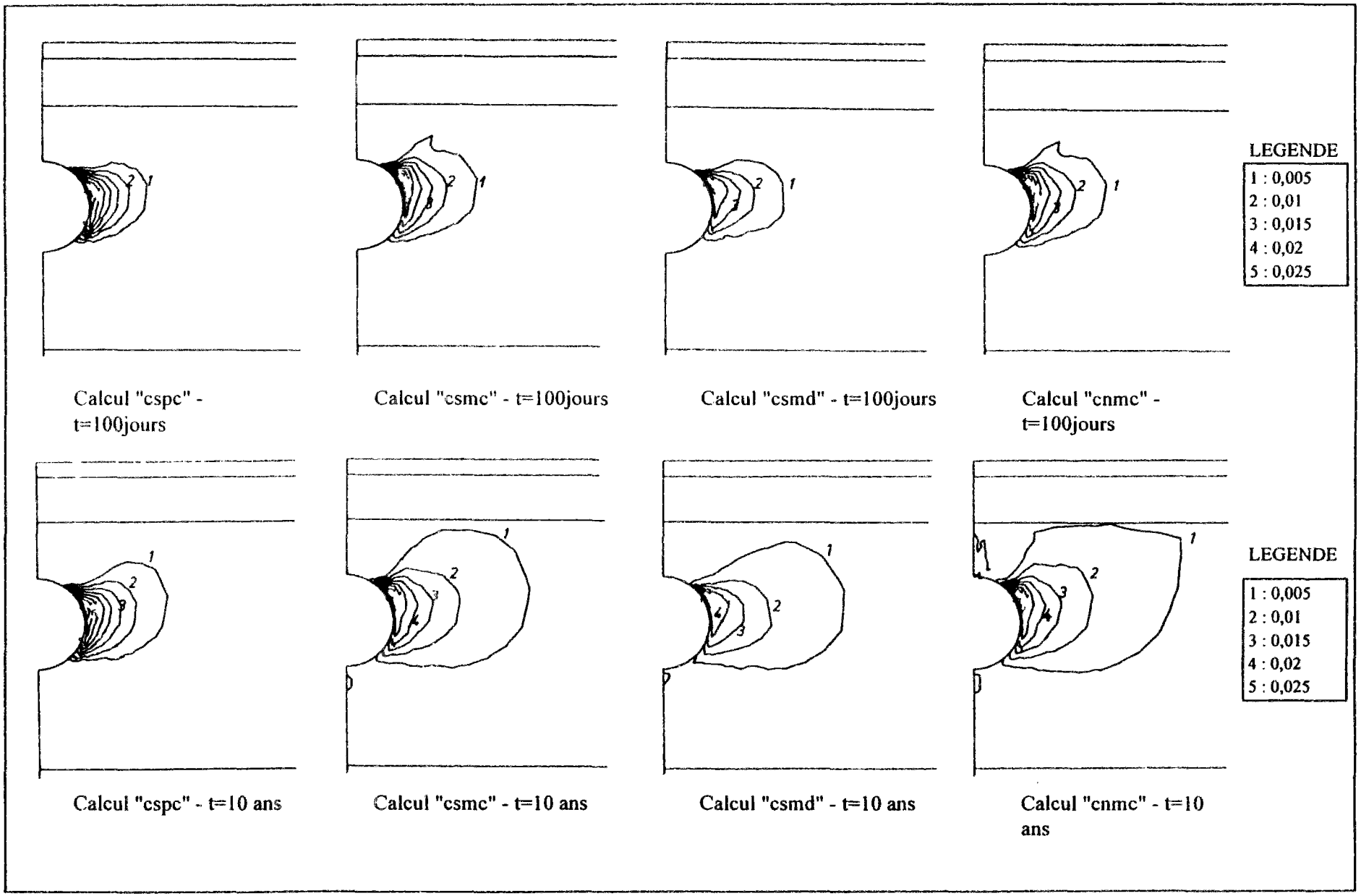
Chemins de contraintes

L'analyse de l'évolution des contraintes en différents points du massif permet d'étudier le chemin suivi par un élément de sol pendant les différentes étapes de la réalisation de l'ouvrage et à plus long terme après la construction. Cette analyse a été effectuée pour quatre points situés sur la circonférence de la galerie ; la figure IX.32 définit les points considérés et rappelle les principaux chemins de contraintes que l'on peut imposer dans un essai triaxial asservi en pression.

La figure IX.33 compare les chemins de contraintes obtenus par les calculs en élasticité isotrope et anisotrope. On constate que les chemins suivis par les quatre points considérés sont plus proches d'un chemin en cisaillement à contrainte moyenne constante au cours de la phase du creusement proprement dit (courbe a-b-c) ; en piédroit, le chemin suivi correspond à un chargement déviatorique (A et B) ; en clé, le chemin correspond à un déchargement déviatorique (C et D). L'anisotropie élastique induit une déviation du chemin de contraintes des points A et B, qui montrent une augmentation plus marquée de la contrainte moyenne.



Figures IX.27 : Déformations plastiques données à court terme par les calculs.



Figures IX.28 : Déformations plastiques fournies à long terme par les calculs.

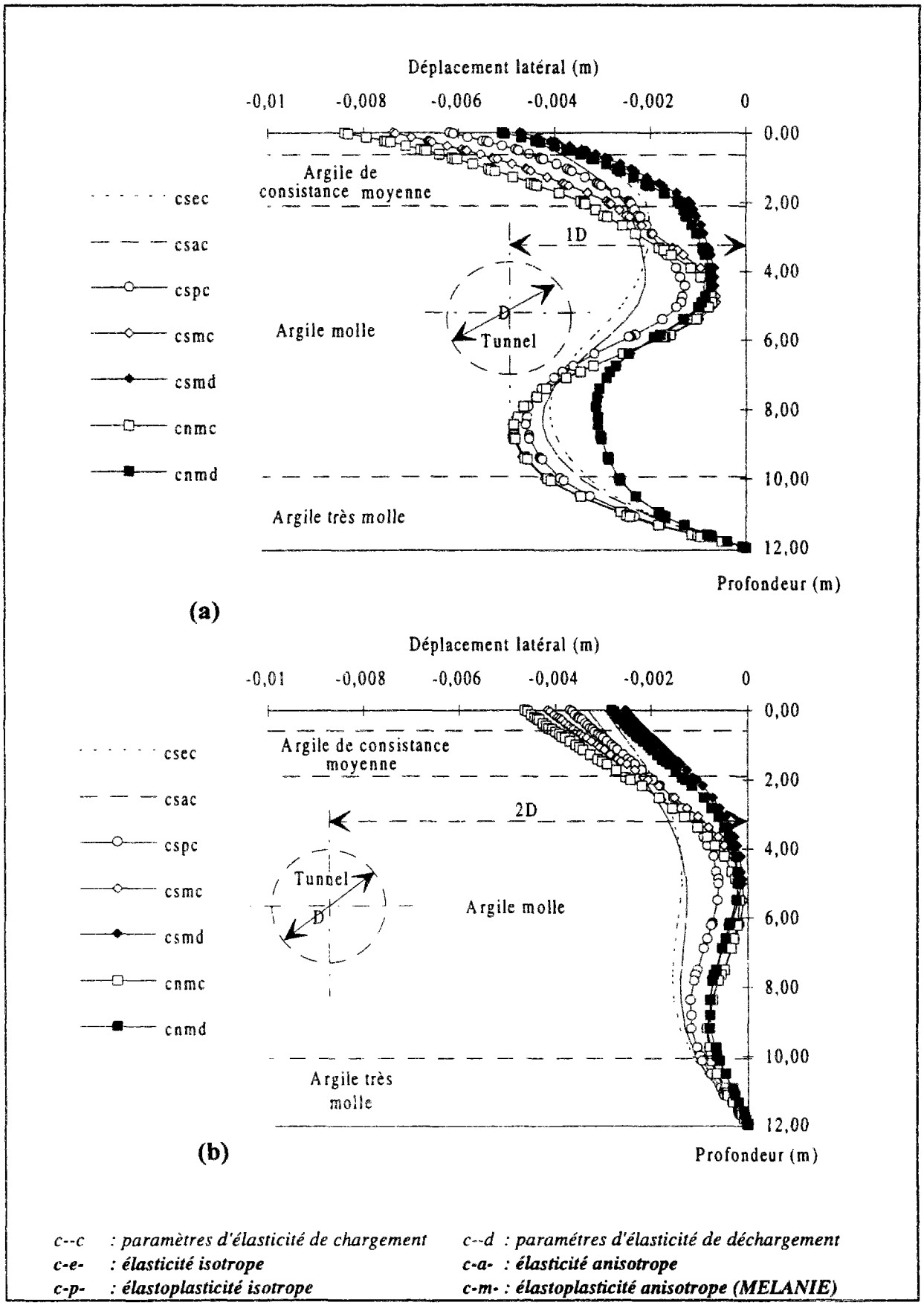


Figure IX.29 : Profils des déplacements latéraux au moment du creusement selon deux axes verticaux situés latéralement à 1 fois le diamètre du tunnel (a) et 2 fois son diamètre (b).

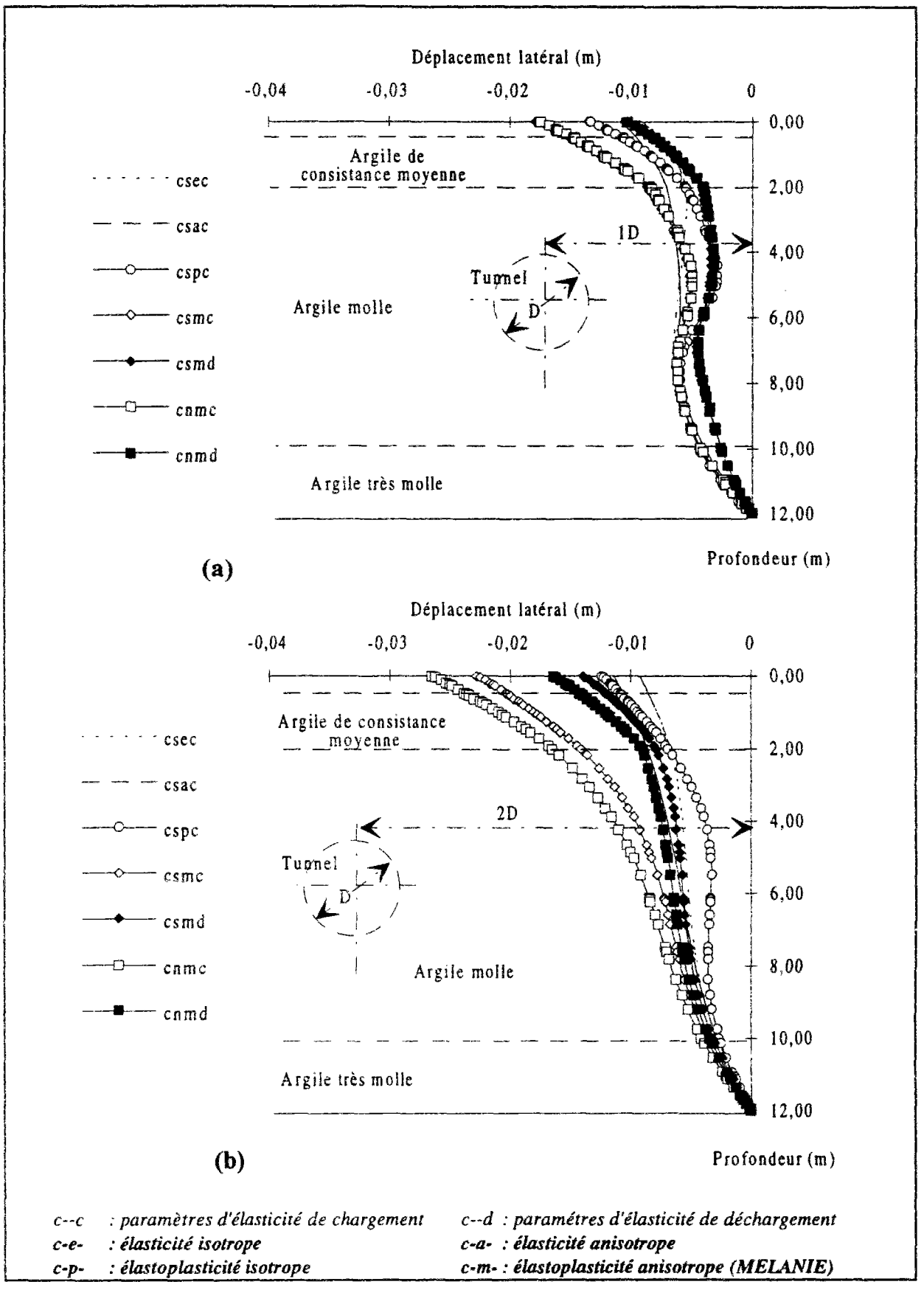


Figure IX.30 : Profils des déplacements latéraux 10 ans après la construction selon deux axes verticaux situés latéralement à 1 fois le diamètre du tunnel (a) et 2 fois son diamètre (b).

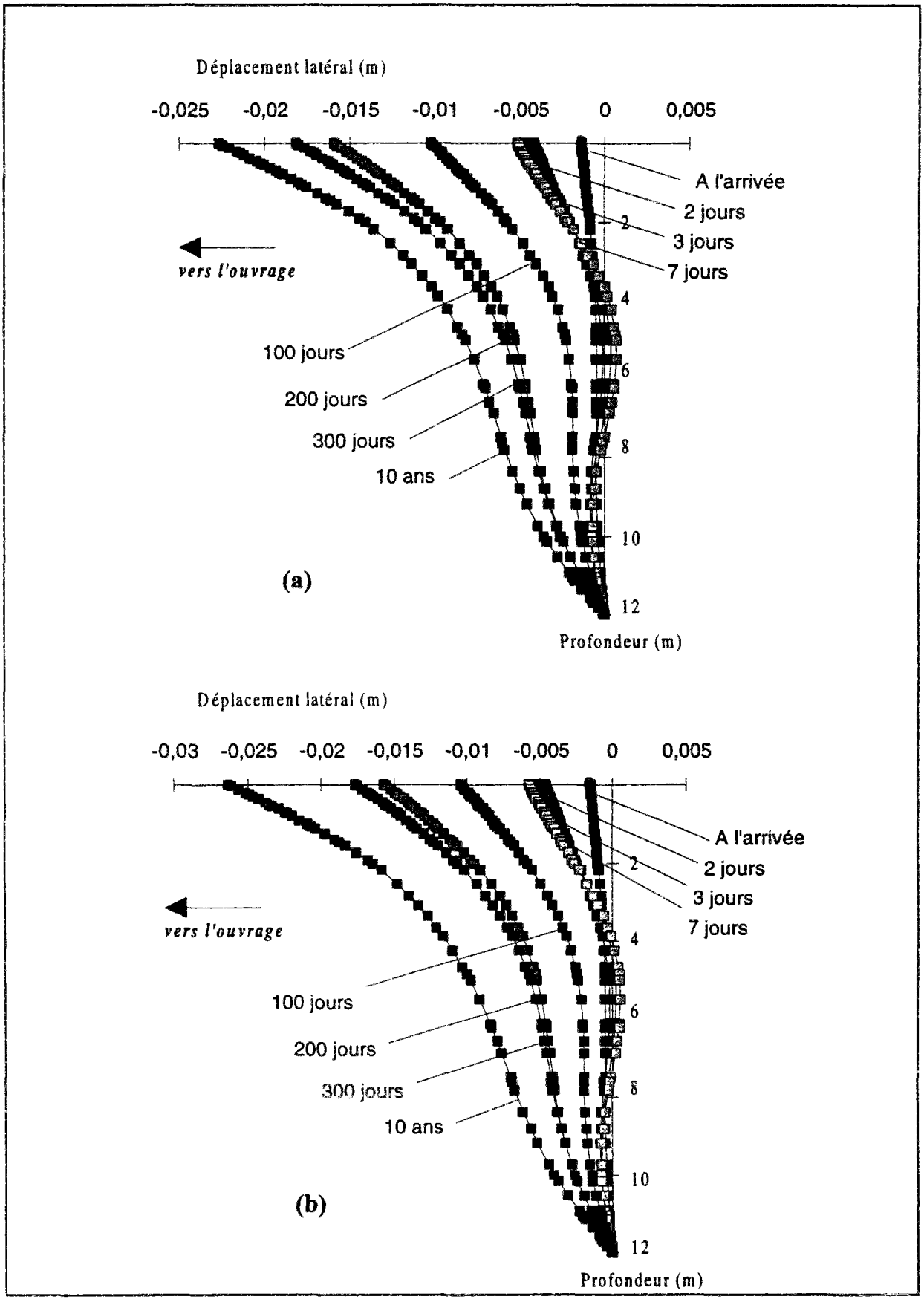


Figure IX.31 : Evolution des déplacements latéraux obtenus, selon un axe vertical situé à deux fois le diamètre du tunnel, par un calcul avec niveau piézométrique constant "csmc" (a) et par un calcul avec niveau piézométrique variable "cnmc" (b).

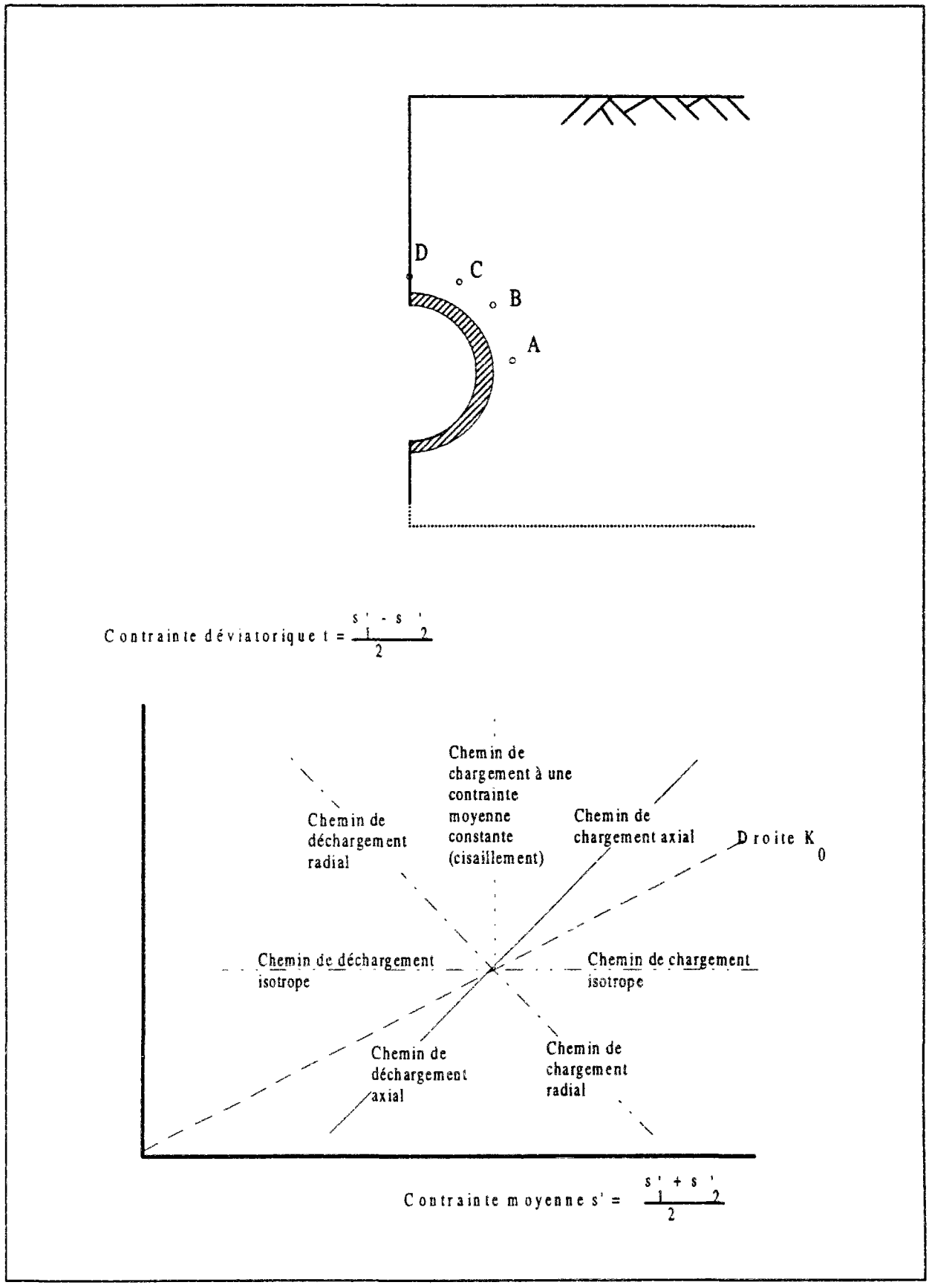


Figure IX.32 : Eléments de sol considérés dans le suivi des chemins de contraintes et rappel des principaux chemins suivis par les essais triaxiaux pilotés en contraintes.

Pendant la consolidation, l'évolution des contraintes effectives aux quatre points considérés suit plutôt un chemin de chargement isotrope (courbe b-c-d). L'anisotropie du sol n'a qu'une faible influence sur le chemin de contraintes effectives, qui se traduit par une légère composante de contraintes déviatoriques.

La figure IX.34 montre les chemins de contraintes effectives obtenus avec le modèle MELANIE. On constate une nette différence par rapport aux résultats des calculs élastiques, notamment pendant la phase de creusement au cours de laquelle le chemin suivi en A se rapproche d'un déchargement radial et le chemin suivi en B se rapproche d'un déchargement triaxial à K_0 constant. Au niveau des points situés en clé (C et D), les chemins de contraintes sont identiques à ceux obtenus par les calculs élastiques, ce qui est sans doute dû au fait que ces points sont situés dans une zone qui reste à priori en comportement élastique pendant le creusement de la galerie.

Au cours de la consolidation, ces deux derniers points (C et D) suivent par contre un chemin de contraintes complètement différent de celui obtenu en élasticité, ce chemin se rapprochant plutôt d'un essai triaxial en chargement axial. En piédroit, le chemin de contraintes reste principalement isotrope pendant la consolidation.

La figure IX.35 montre l'impact sur le chemin des contraintes effectives du comportement plus rigide qu'implique l'utilisation des paramètres d'élasticité issus d'essais en déchargement. Le chemin de contraintes est très influencé en A, où le sol subit un déchargement isotrope plus important et un chargement déviatorique moins important que dans le calcul avec les paramètres issus d'essais en chargement. En B, C et D, l'influence du choix des paramètres élastiques ne semble pas affecter le chemin des contraintes effectives.

La prise en compte de l'évolution de la surface libre n'a également que peu d'effet sur les chemins de contraintes à court terme, dans la mesure où cet effet n'apparaît qu'à long terme avec le rabattement du niveau piézométrique, il se traduit surtout par un prolongement dans le même sens du chemin de contraintes suivi pendant la consolidation du sol.

Cette analyse des chemins de contraintes effectives suivis par le sol montre l'homogénéité des chemins suivis par les différents points d'un massif au cours de sa consolidation après le creusement d'un tunnel, le chargement d'un élément de sol étant principalement isotrope avec une légère composante déviatorique. En revanche, au cours des phases de creusement proprement dit, les chemins de contraintes effectives sont très différents selon l'endroit où l'on se trouve ; au niveau des reins, le sol est en déchargement isotrope-chargement déviatorique et les zones situées sur la voûte et sous le radier sont en déchargement isotrope et déviatorique.

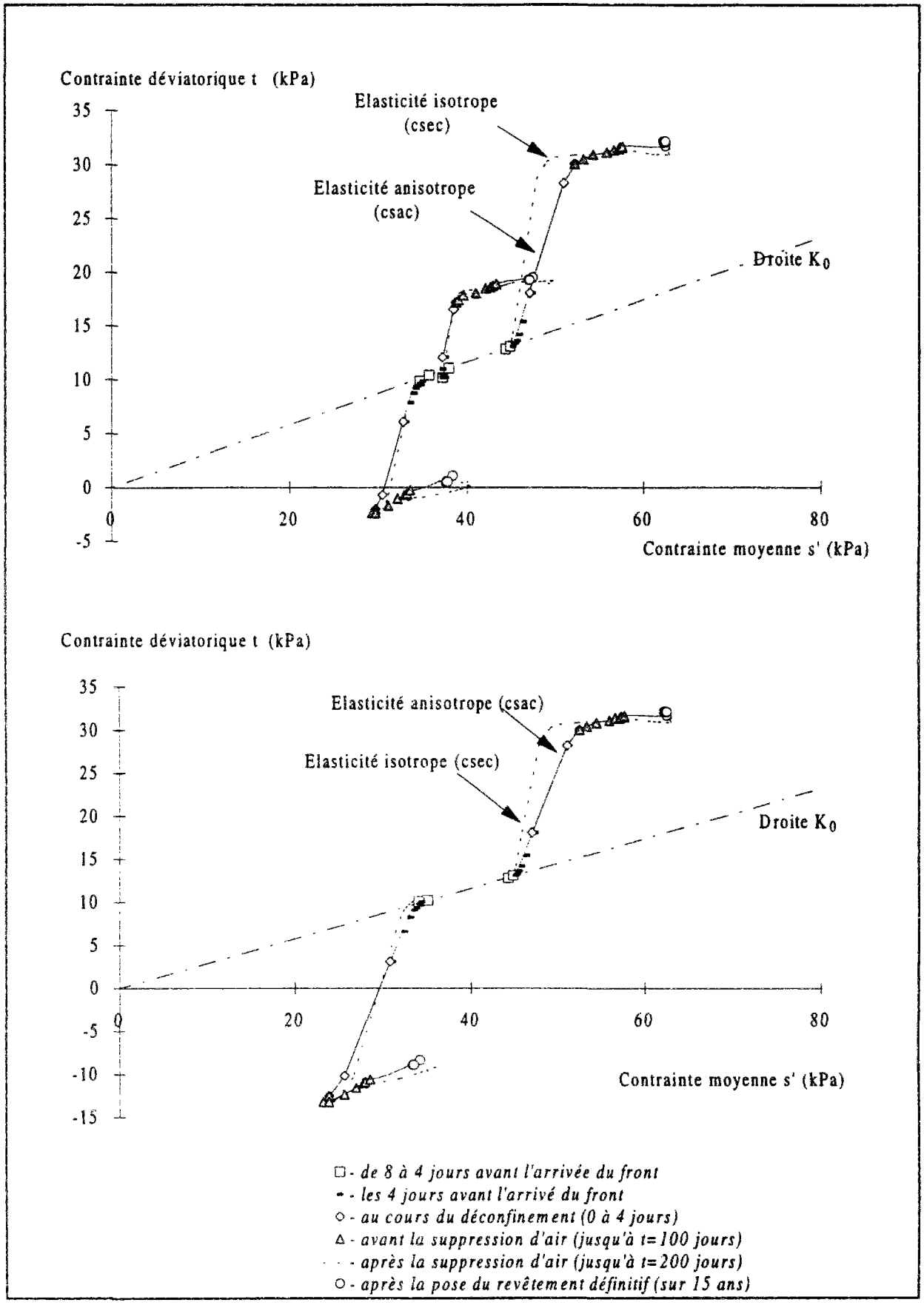


Figure IX.33 : Comparaison des chemins de contraintes effectives obtenus dans les calculs élastiques isotropes et anisotropes.

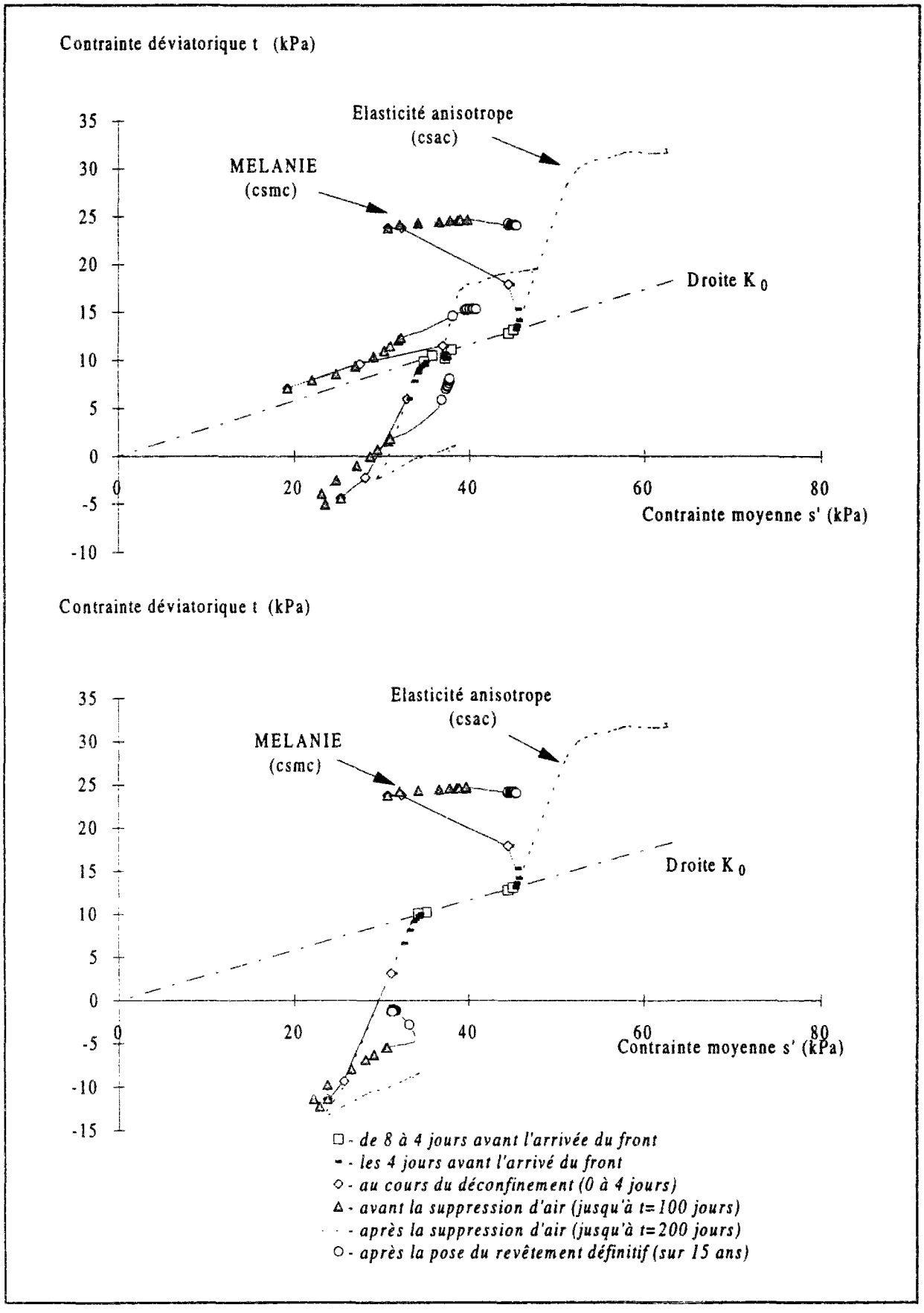


Figure IX.34 : Comparaison des chemins de contraintes effectives obtenus par un calcul élastique anisotrope et par un calcul réalisé avec le modèle MELANIE.

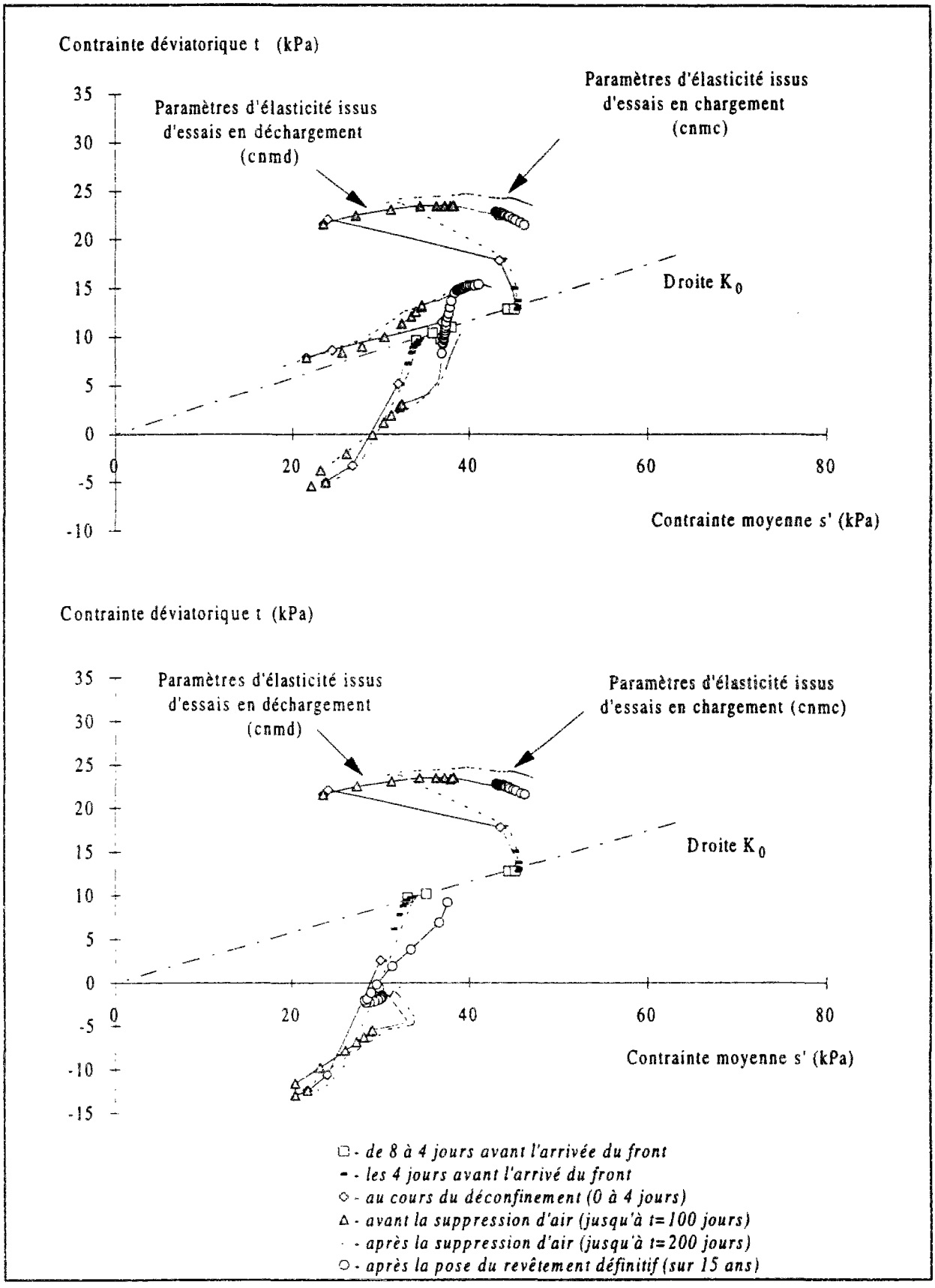


Figure IX.35 : Comparaison des chemins de contraintes effectives obtenus par deux calculs réalisés à l'aide du modèle MELANIE avec des paramètres d'élasticité issus d'essais en chargement calcul cnmc) et avec des paramètres d'élasticité issus d'essais en déchargement (cnmd).

IX.6 Limites des modélisations réalisées

Les calculs réalisés dans le cadre de cette étude ont permis de reproduire au mieux la réponse observée du massif d'argile de Grimsby à la réalisation d'un tunnel. Toutefois, les différentes modélisations effectuées présentent un certain nombre de limites, dont certaines concernent les données de calcul, tandis que d'autres proviennent du modèle rhéologique adopté.

La détermination des paramètres de calcul a été réalisée à partir d'un nombre limité de résultats expérimentaux ; certains paramètres ont, par ailleurs, été déduits par corrélations d'autres données mesurées sur le site ou par comparaison aux résultats obtenus pour d'autres massifs de caractéristiques proches sur lesquels des études plus complètes ont été réalisées. Cette procédure de détermination des paramètres ne peut garantir une bonne représentativité des données de calcul par rapport aux conditions réelles du site.

Des calculs préliminaires nous ont toutefois permis d'affiner les hypothèses adoptées pour la détermination des paramètres. Ces calculs ont également permis d'évaluer l'influence des différentes données de calcul.

Parmi les données les plus importantes, on doit citer l'état des contraintes initiales et, en particulier, la valeur du coefficient de pression des terres au repos K_0^{oc}, qui définit non seulement l'anisotropie des contraintes dans le massif mais aussi le mode de chargement induit par le creusement du tunnel.

Les paramètres de déformabilité du sol sont également d'une grande importance, notamment l'indice de compressibilité du sol C_c et les caractéristiques élastiques (E'_h, E'_v, ν'_{hh}, ν'_{vh} et G'_{vh}) dont les rapports peuvent fortement influencer les résultats d'un calcul.

Du point de vue hydraulique, le coefficient de perméabilité du sol est le paramètre le plus important ; il régit entièrement l'échelle du temps au cours duquel se produit les phénomènes de consolidation. Parmi les autres données hydrauliques, on doit citer le profil de saturation au-dessus du niveau piézométrique de la nappe.

D'un autre côté, le modèle rhéologique adopté dans nos calculs présente certaines limites. Parmi ces limites, la description du comportement du sol dans le domaine élastique avec une loi linéaire et avec des paramètres constants, quel que soit le chemin des contraintes suivi, ne permet pas de simuler la non-linéarité élastique expérimentalement bien établie, ni la dépendance de la réaction du sol à son mode de sollicitation (chargement ou déchargement). Le modèle ne considère par ailleurs pas le phénomène de fluage, caractéristique des argiles molles qui peut induire des tassements différés semblables à ceux observés sur le site de Grimsby (une évolution sur une longue période de temps).

Le traitement du fluage des argiles avait été introduit dans le logiciel ROSALIE-Groupe 9 (Lépidas et Magnan, 1990), son intégration dans le nouveau module CSNX peut constituer un objectif d'avenir intéressant.

Par ailleurs, un troisième type de limitation provient de l'absence d'un traitement spécifique à l'interface des différents matériaux, notamment l'interface entre le sol et le revêtement du tunnel et celui entre les couches compressibles et le substratum rigide. Le développement d'éléments adéquats pour simuler le comportement de ces interfaces dans un calcul couplé est actuellement en cours au LCPC ; leur intégration dans le nouveau bloc CSNX sera d'une utilité certaine.

Malgré ces limites, la confrontation des résultats de calcul aux mesures montre une concordance générale assez satisfaisante.

Toutefois, les mesures des tassements ne peuvent, à elles seules, valider la pertinence des modélisations réalisées ; des mesures de tassement en profondeur et de déplacements latéraux vers l'ouvrage auraient permis une meilleure compréhension de la réponse du massif ; un suivi de l'évolution, au cours du temps, des pressions d'eau autour de l'ouvrage aurait également pu présenter un élément de validation intéressant.

Les modèles étudiés ont toutefois donné une série d'informations (distribution des pressions d'eau, déplacements latéraux, zones plastiques, évolution des contraintes,...) qui peuvent servir dans l'avenir dans le choix des emplacements et de la précision des instruments de mesure à installer (piézomètres, inclinomètres, jauge de pressions).

IX.7 Conclusions

Ce chapitre a été consacré à l'application du nouveau module CSNX au calcul d'un tunnel construit dans une argile, pour lequel des tassements ont été enregistrés onze ans après la construction.

Les modèles numériques ont été réalisés avec plusieurs phases simulant les différentes étapes de la construction et l'évolution des conditions que subissent l'ouvrage et le massif encaissant. Les calculs ont été réalisés avec différentes lois de comportement et suivant différentes hypothèses pour le traitement de l'écoulement et du couplage au-dessus du niveau piézométrique.

Les résultats de calcul ont été confrontés aux mesures de tassements de surface. Cette confrontation semble montrer que le modèle MELANIE permet d'obtenir les résultats les plus proches des mesures du site. Les résultats semblent, par ailleurs, appuyer l'hypothèse que les excès des tassements différés sur cet ouvrage proviennent du fait que le tunnel agit à long terme comme un drain dans le massif, même s'il ne faut pas écarter, avant une étude appropriée, l'hypothèse du fluage des argiles molles.

Par ailleurs, les différentes hypothèses étudiées, pour le couplage hydro-mécanique au-dessus du niveau piézométrique, semblent confirmer l'adéquation du traitement basé sur les hypothèses de Richards-Bishop. Il faut souligner, toutefois, que les valeurs des paramètres considérés dans cette étude pour le coefficient de Bishop particularisent, pratiquement, ces hypothèses à une combinaison des approches de Richards et Terzaghi qui semblent bien caractériser les phénomènes observés sur le site.

Enfin, la pertinence de ces conclusions ne peut être certifiée, compte tenu des limites de l'instrumentation de l'ouvrage étudié et des modélisations réalisées.

Les modèles étudiés ont toutefois donné une série d'informations (distribution des pressions d'eau, déplacements latéraux, zones concernées par la plastification du sol et chemins de contraintes suivis) qui peuvent servir dans l'avenir dans le choix des emplacements et de la précision des instruments de mesure à installer (piézomètres, inclinomètres, jauge de pressions).

L'étude a également dégagé quelques éléments de développements futurs qui peuvent améliorer la représentativité des modèles de calcul. Il sera notamment utile de réaliser d'autres modélisations en utilisant des éléments de contact aux interfaces des différents matériaux et en adoptant d'autres lois de comportement tenant compte, entre autres, de la non-linéarité du comportement élastique du sol et du fluage.

CONCLUSIONS GENERALES

Ce mémoire a présenté la synthèse des travaux réalisés sur trois sujets complémentaires :

- **les écoulements hydrauliques autour de tunnels,**
- **la consolidation des sols en présence de surface libre, et**
- **la consolidation des sols autour de tunnels.**

L'étude des écoulements hydrauliques autour de tunnels a comporté une analyse bibliographique et une analyse numérique à l'aide du progiciel CESAR-LCPC.

La recherche bibliographique a permis de cerner les problèmes liés aux écoulements induits par le creusement d'un tunnel dans un terrain aquifère et d'analyser les méthodes de calcul existantes pour l'étude de ces écoulements.

Débits excessifs, instabilité du front de taille, et/ou du radier, et chute des pressions interstitielles du massif, accompagnée ou non de rabattement de nappe, sont les principaux problèmes rencontrés lors d'un creusement à front ouvert et non pressurisé. Dans le cas d'une méthode d'exécution avec pressurisation du front, généralement utilisée pour les sols mous, ce sont des surpressions d'eau qu'on observe à l'approche du bouclier.

Pour étudier les écoulements vers un ouvrage, l'ingénieur dispose d'un certain nombre de méthodes qui permettent d'évaluer le débit convergeant vers la galerie et l'éventuel rabattement du niveau de la nappe ; ces méthodes ont toutefois des limites liées aux hypothèses géométriques ou phénoménologiques qu'elles adoptent, et ne permettent d'étudier qu'une partie des phénomènes impliqués. L'application de la méthode des éléments finis pour l'étude d'un ouvrage permet une analyse plus adaptée.

La modélisation des écoulements autour d'un tunnel à l'aide de CESAR-LCPC a été réalisée en considérant, dans un premier temps, un massif indéformable. Cette analyse a permis de compléter les connaissances acquises grâce aux observations de chantiers. Elle a permis

notamment de dégager l'influence importante de l'anisotropie de perméabilité et de la stratification du massif sur le régime hydraulique qui se développe, au cours du temps, dans le massif. Les calculs tridimensionnels, simulant un tunnel en cours de construction, ont montré la localisation de la perturbation hydraulique autour du front de taille, à court terme, pendant la construction. Cette localisation conduit à des gradients importants qui augmentent les risques d'instabilité du front.

La modélisation de deux techniques de drainage proposées pour améliorer les conditions de stabilité du front a prouvé l'efficacité de ces techniques à atténuer l'amplitude des gradients ; la chute de pressions est toutefois dans ce cas plus importante et affecte une plus grande partie du massif. La modélisation d'un diaphragme étanche au front de taille a, en revanche, montré que ce dernier avait pour principal effet de maintenir la variation des pressions interstitielles au-dessus de l'ouvrage à un niveau négligeable, les gradients au front n'étant que faiblement influencés par la présence du diaphragme.

D'un autre côté, la modélisation des conditions transitoires du front de taille d'un tunnel à l'avancement a permis de dégager l'existence d'un régime d'écoulement quasi-stationnaire qui s'établit autour du front de taille et qui l'accompagne au fur et à mesure de l'avancement de l'ouvrage dans le massif. La zone influencée par l'écoulement peut être caractérisée par un rayon d'action, qui est d'autant plus grand que la perméabilité du massif est grande et la vitesse de l'avancement du tunnel est réduite. L'extension du rayon d'action dans le massif réduit les gradients qui se développent au front ; elle amplifie, par contre, la diminution de pressions interstitielles dans le massif.

Le calcul à l'aide de CESAR-LCPC a par ailleurs dégagé deux caractéristiques qui permettent d'interpréter l'évolution souvent marquée des tassements différés autour de tunnels en terrains argileux. La première de ces caractéristiques est liée au rôle de la perméabilité relative revêtement-sol, un rapport faiblement contrasté conduisant à provoquer un régime d'écoulement permanent à long terme autour de l'ouvrage ; ceci implique la diminution des pressions interstitielles dans le massif par rapport à ses conditions initiales. La deuxième caractéristique est liée au rabattement du niveau piézométrique de la nappe que peut engendrer un tunnel drainant à long terme ; les calculs réalisés ont montré une amplification de la chute de pressions dans le massif et une nette influence des caractéristiques de l'écoulement au-dessus de la nappe sur le régime hydraulique qui s'établit autour de l'ouvrage.

La deuxième partie de notre travail a été consacrée à la modélisation du creusement des tunnels. Une recherche bibliographique a permis d'analyser les principaux aspects du comportement observé sur les sites de tunnels creusés dans l'argile et notamment la réponse des massifs en termes d'évolution des tassements dans le temps et en termes de variations de pressions interstitielles.

Cette recherche bibliographique a également permis d'étudier les techniques numériques proposées pour reproduire, dans un modèle d'éléments finis, les différentes phases de la construction. Une synthèse des travaux examinant la réponse des massifs au creusement de tunnels en analyse hydromécanique couplée a également été réalisée ; un nombre limité de travaux a pu être regroupé, la majorité des études analysant le problème en conditions non drainées.

L'approche non drainée a été adoptée pour modéliser, à l'aide du progiciel CESAR-LCPC, le creusement de trois tunnels par la méthode du prédécoupage. Les différentes modélisations effectuées ont permis de dégager les caractéristiques de la réponse d'un massif à la méthode de creusement proposée et d'étudier le comportement de la prévoûte au cours des différentes phases de la construction.

Ces modélisations ont toutefois montré l'incapacité des méthodes d'analyse traditionnelles (drainée et/ou non drainée) à rendre compte de toute la complexité des phénomènes qui se développent en présence d'eau. En particulier, elles ne permettent pas de considérer l'évolution des pressions interstitielles et le passage des conditions non drainées du court terme à celles drainées à long terme.

Une étude comparative a été réalisée entre les résultats d'analyses drainées, non drainées et hydromécanique couplées, appliquées au calcul d'un tunnel. Les calculs ont adopté le modèle MELANIE pour caractériser le comportement du massif encaissant constitué d'argiles anisotropes compressibles.

L'analyse couplée a permis de retrouver les caractéristiques de la réponse observée sur de nombreux sites argileux : des surpressions interstitielles se développant, à court terme, au niveau des reins de l'ouvrage et des diminutions de pressions en voûte et en radier, une évolution de la cuvette de tassement de surface au cours du temps. Cette étude a également comparé le cas d'un tunnel imperméable et celui d'un tunnel agissant à long terme comme un drain dans le massif. Les résultats de cette étude ont confirmé que le drainage des eaux vers la paroi d'un tunnel relativement perméable (par rapport au sol) amplifie les tassements de surface et prolonge l'évolution des phénomènes dans le temps, une diminution des pressions d'eau par rapport aux conditions initiales s'établissant au proche voisinage de l'ouvrage.

Cette étude a par ailleurs montré les développements nécessaires au modèle MELANIE pour gérer un profil de préconsolidation variable avec la profondeur. Cette adaptation a nécessité de créer, dans CESAR-LCPC, un nouveau sous-programme qui permet de gérer cette variation et où nous avons, de plus, intégré la variation des modules d'élasticité avec la profondeur (variation de E'_h, E'_v et/ou G'_{vh}).

L'application de la nouvelle version de MELANIE dans CESAR au calcul de deux types d'ouvrages (une fondation superficielle et un tunnel) a permis d'apprécier l'effet de la prise en compte de la variation du profil de préconsolidation avec la profondeur, qui donne une représentation plus réaliste des conditions de plastification de sol.

La prise en compte d'une rigidification du massif avec la profondeur a également montré une certaine influence sur la réponse du massif à ces deux types d'ouvrages, cette influence étant plus importante lorsque le taux de variation de E'_h et G'_{vh} avec la profondeur est plus important que la variation de E'_v.

Enfin, la nouvelle version du programme permet l'actualisation de l'indice des vides à tout instant, et en tout point du massif, en fonction de l'évolution de l'état de contraintes. Cette valeur actualisée peut être utilisée dans un nouveau module de calcul, qui actualise le coefficient de perméabilité du sol, en tout point, selon l'évolution des déformations du massif.

Dans la troisième partie de notre travail, nous nous sommes intéressés au traitement de la consolidation des sols en présence d'un niveau piézométrique variable.

Une recherche bibliographique a permis d'analyser les principales approches développées pour traiter ce problème et d'étudier les principales observations expérimentales sur le comportement des sols argileux soumis à des pressions interstitielles négatives.

La synthèse de ces travaux nous a conduit à proposer une nouvelle approche basée sur un traitement monophasique, adoptant les hypothèses de Richards (1931) pour le traitement de l'écoulement au-dessus de la surface libre et adoptant la généralisation de la notion des contraintes effectives proposée par Bishop (1960). Le développement théorique de cette approche et son adaptation à un traitement par la méthode des éléments finis pour un milieu élastoplastique écrouissable ont été réalisés dans le cadre de ce travail.

Cette nouvelle approche a été programmée dans un nouveau module s'intégrant dans le progiciel CESAR-LCPC ; la vérification de ses résultats a été prouvée en conditions unidimensionnelles et bidimensionnelles et en comportement élastique et élastoplastique.

L'application du nouveau module au calcul de deux ouvrages construits dans un massif avec surface libre a montré l'importance de la prise en compte, dans une analyse couplée, de la position du niveau piézométrique et de son évolution au cours du temps.

Dans le cas d'un massif chargé par une fondation superficielle, la prise en compte du niveau piézométrique a une grande influence sur l'étendue des surpressions interstitielles obtenues à court terme sous la fondation et sur l'évolution au cours du temps des déformations du sol.

Dans le cas d'un tunnel, le niveau de la nappe n'a qu'une faible influence sur les variations de pressions à court terme autour de l'ouvrage. En revanche, la diminution des pressions qui se

développent au cours du temps par drainage des eaux souterraines vers l'ouvrage s'amplifie avec le rabattement du niveau piézométrique. Il en résulte un accroissement des déformations du massif, dont l'évolution dépend de la capacité d'emmagasinement du sol et dont l'amplitude finale dépend du régime hydraulique obtenu à l'équilibre correspondant aux conditions de réalimentation à long terme.

Le nouveau module a également été appliqué au calcul d'un ouvrage instrumenté construit dans un massif d'argiles où des tassements de surface ont été enregistrés onze ans après la construction.

Les calculs ont été réalisés avec différentes lois de comportement et suivant différentes hypothèses pour le traitement de l'écoulement et du couplage au-dessus du niveau piézométrique.

La confrontation des résultats de calcul aux mesures de tassement a montré l'importance de la prise en compte du caractère élastoplastique et anisotrope du comportement des massifs de sol et la bonne représentativité de l'approche proposée pour le traitement du couplage en présence de surface libre (hypothèses de Richards-Bishop).

Toutefois, une validation complète de la pertinence des modèles élaborés aurait nécessité des informations plus détaillées de la réponse in situ du massif, notamment des mesures de tassements en profondeur, des mesures de déplacements latéraux et le suivi de l'évolution, au cours du temps, des pressions d'eau autour de l'ouvrage. Les modèles étudiés ont néanmoins donné une série d'informations (distribution des pressions d'eau, déplacements latéraux, zones plastiques, évolution des contraintes,...) qui peuvent servir dans l'avenir à déterminer l'emplacement et la précision des instruments de mesure à installer sur ce type de projet.

Les calculs ont également dégagé quelques éléments de développements futurs qui peuvent améliorer la représentativité des modèles de calcul. Il sera notamment utile de réaliser d'autres modélisations en utilisant des éléments de contact aux interfaces des différents matériaux et en adoptant d'autres lois de comportement tenant compte, entre autres, de la non linéarité du comportement élastique du sol, de sa dépendance du chemin de contraintes suivi (chargement ou déchargement) et des phénomènes de fluage caractéristique aux argiles molles.

Enfin, notre travail de thèse ne présente qu'une contribution à la compréhension des phénomènes d'écoulements d'eau et de consolidation des sols autour de tunnels. D'autres travaux seront nécessaires pour généraliser les résultats obtenus et formuler des conclusions utiles pour la pratique.

Ce travail a également contribué au développement d'outils de calcul existants au LCPC pour l'analyse de la consolidation des sols. Ces développements nécessiteront dans l'avenir un effort, sans doute, important pour vérifier la validité des hypothèses adoptées par rapport à des mesures réalisées sur le terrain dans des conditions bien maîtrisées.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

PREMIERE PARTIE : MODELISATION DES ECOULEMENTS EN SOUTERRAINS

ARAVIN, V. N., NUMEROV, S. N. (1965), Theory of fluid flow in undeformable porous media, *Daniel Davey, New-York.*

AVERJANOV, S. F (1949), Régulation du régime des eaux souterraines au voisinage des ouvrages hydrotechniques (en russe), *Revue Gidrotekhnicheskoe Stroitelstvo, n° 7, 6 pages.*

BEAR, J. (1979), Hydraulics of Groundwater, *McGraw Hill Inc., New-York, 567 pages.*

BEAR, J., VIRULJT, A. (1987), Modeling of groundwater flow and pollution, *D. Reidel Publ. Co., 413 pages.*

BOULTON, N. S. (1954), Unsteady radial flow to a pumped well allowing for delayed yield from strorage, *Int. Ass. Sci. Hydrol., Assemblée générale, Rome, Vol 2, pp. 472-482.*

CASTANY, G. (1962), Traité pratique des eaux souterraines, *Dunod, Paris, 657 pages.*

CEDERGREN, H. R., (1977), Seepage, drainage and flow net, *John Wiley.*

CHENG, Y. M., TSUI, Y. (1993), An efficient method for the free surface seepage flow problems, *Computers and Geotechnics, Vol. 15, pp. 47-62.*

CHILDS, E.C. (1946), The water table equipotentials and streamlines in drained land, IV, Drainage of foreign water, *Soil Science, Vol.62, pp.183-192.*

CIVIDINI, A., GIODA, G., (1984), An approximate F. E. analysis of seepage with a free surface, *Int. J. of num. and anal. meth. in geomech., Vol. 8, pp. 549-566.*

CURTET, R., RUBY, P. (1960), Contribution à l'étude du drainage. Etude par analogies du comportement d'un drain d'interception dans quelques cas particuliers, *6 ème Journée de l'hydraulique, Nancy, Rapport n° 11, pp. 231-236.*

CURTET, R., DAS GUPTA, A., SANTON, L. (1964), Etude d'un drain d'interception placé dans une nappe d'eau souterraine, *C. R. Acad. Sc. Paris, t. 259, pp. 722-725.*

DONNAN, W. W. (1959), Drainage of agricultural lands using interceptor lines, *Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, march 1959, pp. 13-23.*

DUPUIT, J. (1863), Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux couverts et à travers les terrains perméables, Dunod, Paris, 304 pages.

FINN, W. D. L. (1967), Finite element analysis of seepage through dams, *ASCE, Vol. 93, SM 6, pp. 41-48.*

FREEZE, R. A. (1967), The continuity between groundwater flow systems and flow in the unsaturated zone, *6th Symposium of hydrology, Saskatchewan, pp. 205-232.*

FREEZE, R. A. (1969), The mechanism of natural groundwater recharge and discharge, *Water Resources Research, Vol. 5, n° 4, pp. 153-171.*

GARDNER, R. (1958), Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data, *Proc. of the Soil Science Society of America, 20, pp. 317-320.*

HARR, M. E. (1962), Groundwater and Seepage, *Mc Graw Hill, New-York, 315 pages.*

HUMBERT, P. (1984), Application de la méthode des éléments finis aux écoulements en milieux poreux, *Bull. de Liaison LPC, n° 132, pp. 21-37.*

JAVANDEL, I., WITHERSPOON, P. A. (1968), Application of the finite element method to transient flow in porous media, *Society of Petroleum Engineers Journal, Vol. 8, n° 3, pp. 241-252*

JAVANDEL, I., WITHERSPOON, P. A. (1969), A method of analyzing transient fluid flow in multilayered aquifers, *Water Resources Research, Vol. 5, n° 4, pp. 856-869.*

KELLER, J., ROBINSON, A.R. (1959), Laboratory research on interceptor drains, *Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, Sept. 1959, pp.25-40.*

NEUMAN, S. P. (1973), Saturated-unsaturated seepage by finite elements, *ASCE, Vol. 99, HY 12, pp. 2233-2250.*

NEUMAN, S. P., WITHERSPOON, P. A. (1969), Theory of flow in a confined two-aquifer system, *Water Resources Research, Vol. 5, n° 4, p. 803.*

NEUMAN, S. P., WITHERSPOON, P. A. (1970), Finite element method of analyzing steady seepage with a free surface, *Water Resources Research, Vol. 6, n° 3, pp. 889-897.*

NEUMAN, S. P., WITHERSPOON, P. A. (1971a), Variational principles for fluid flow in porous media, *ASCE, Vol. 97, EM 2, pp. 359-374.*

NEUMAN, S. P., WITHERSPOON, P. A. (1971b), Analysis of nonsteady flow with a free surface using the finite element method, *Water Resources Research, Vol. 7, n° 3, pp. 611-623.*

PIAU, J.M. (1991), Les modules de diffusion non linéaire dans CESAR-LCPC, *Rapport interne LCPC.*

POLUBARINOVA-KOCHINA (1962), Theory of Ground Water Movement, *traduit du russe par J.M. Roger de Wiest, Princeton University Press*, 613 pages.

RICHARDS, L.A. (1931), Capillary conduction of liquids through porous medium, *Physics 1, pp. 318-333.*

ROMANOV, A.V. (1959), Méthodes de calcul de l'écoulement vers les ouvrages de drainage (en russe). *Revue Voprosy filtratsionnykh raschetov, Recueil III.*

ROMANOVA, E. J. (1956), Influence de la fissuration du tapis d'étanchéité amont sur les écoulements sous un barrage (en russe), *Revue Voprosy filtratsionnykh raschetov, Recueil II.*

RUBIN, J. (1968), Theoretical analysis of two dimensional transient flow of water in unsaturated and partly unsaturated soils, *Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 32, n° 5, p. 607.*

SANDHU, R. S., WILSON, E. L. (1969), Finite element analysis of seepage in elastic media, *ASCE, Vol. 95, EM 3, pp. 641-652.*

SCHNEEBELI, G. (1967), Hydraulique souterraine, *Eyrolles, Paris, 362 pages.*

TAYLOR, R. L., BROWN, C. B. (1967), Darcy flow solutions with a free surface, *ASCE, Vol. 93, HY 2, pp. 25-33.*

TAYLOR, R. L., LUTHIN, J. N. (1969), Computer methods for transient analysis of water-table aquifers, *Water Resources Research, Vol. 5, n° 1, pp. 144-152.*

THEIS , C. V. (1935), The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage, *Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 16, pp. 519-524.*

TODD, D. K. (1959), Groundwater hydrology, *John Wiley and Sons, Londres, 336 pages.*

VAUCLIN, M., KHANJI, D., VACHAUD, G. (1976), Etude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre, avec prise en compte de la zone non saturée, *Journal de Mécanique, Vol. 15, n° 2, pp.307-348.*

WESLEY, L.D. (1994), The use of consolidometer to estimate settlement in residual soils, *13ème Cong. Inter. Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, New Delhi, pp. 929-934.*

WITHERSPOON, P. A., JAVANDEL, I., NEUMAN, S. P. (1968), Use of the finite element method in solving transient flow problems in aquifer systems, *The use of analog and digital computers in Hydrology, IASH Publication, Vol. 2, n° 81, pp. 687-697.*

DEUXIEME PARTIE : MODELISATION DES ECOULEMENTS AUTOUR DES TUNNELS

AKAMA, Y., KITAMURA, T., KOJO, H. (1988), On the behaviour of groundwater around a tunnel during excavation in unconsolidated sandstone, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 49-56.*

ATWA, M., LECA, E. (1992), Modélisation tridimensionnelle des écoulements vers les tunnels, *Rapport d'étude effectuée au LCPC, Régie Autonome des Transports Parisiens, Département ITA.*

ATWA, M., LECA, E. (1993), Analyse de l'influence d'un système de drainage à l'avancement sur les écoulements au front de taille d'un tunnel creusé en terrains aquifères, *Rapport* Eureka-PREMEC, n° *Hy1, 23pages.*

ATWA, M., LECA, E. (1994), Analysis of ground water seepage towards tunnels, *Cong. Int. Tunnelling and Ground Conditions, Le Caire, pp. 303-310.*

ATWA, M., LECA, E. (1994), Modélisation tridimensionnelle des écoulements vers un tunnel avec diaphragme étanche en voûte du front de taille, *Rapport* Eureka-PREMEC, n° *Hy2, 17pages.*

ATWA, M., LECA, E. (1995), Modélisation tridimensionnelle des écoulements vers un tunnel avec drainage auréolaire au front de taille, *Rapport* Eureka-PREMEC, n° *Hy3, 15pages.*

ATWA, M., LECA, E., RAT, M., HUMBERT, P. (1994), Analyse des écoulements hydrauliques vers les tunnels en régime transitoire, *Bull. de Liaison LPC, n° 189, pp. 21-34.*

CAROSSO, G., GIANI, G. P. (1989), Analytical solutions for potentials and stresses around a cavity under a water table, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 3, pp. 1209-1217.*

CASSAN, M. (1979), Filtrations dans les cavités souterraines, *Annales de l'ITBTP, Série Sols et Fondations, n° 163, 50 pages.*

CHISHAKI, T. (1984), A study on confined flow of ground water through a tunnel, *Kusyushu Univ. Publ., Ground water, Vol.22, n° 2, pp. 162-167.*

CHISHAKI, T., YANG, S. D (1977), Two dimensional analysis of unconfined groundwater flow from a tunnel opening, *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyushu University, Vol.39, n° 1, pp.37-64.*

CHISHAKI, T., YANG, S. D., NUMATA, W. (1978), Non steady flow of ground water through a tunnel, *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyushu University, Vol.38, n°1, pp.61-81.*

CLOUGH, G. W., SHIRASUNA, T., FINNO, R. J.(1985), Finite element analysis of advanced shield tunneling, *5ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Nagoya, Vol. 2, pp. 1167-1174.*

COLOMBO, A., RESTELLI, A.B., ARINI, E., MONGILARDI, E., GERVASI, F. (1988), Problems caused by the water table in lot 2B of line 3 of the Milan subway, *Cong. Int. Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 399-407.*

CRITCHFIELD, J. W., MCDONALD, J. F. (1990), Downtown in soft ground, *Civil Engineering, Vol. 60, n° 2, pp. 36-39.*

DESCOEUDRES, F., RYBISAR, J. (1987), Ecoulement d'une nappe libre vers un tunnel, *Journée d'étude de la Société Suisse de Mécanique des sols, L'eau dans les massifs rocheux et dans les ouvrages souterrains, Bienne, 7 Mai, pp.3-7.*

EGGER, P. (1988), Ground improvement measures for crossing a large heavily water-bearing fault zone, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 2, pp. 985-990.*

ESLAVA, L. F., MARULANDA, A., RODRIGUEZ, A. J. (1989), Tunnelling in friable sandstone under high water pressure, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 3, pp. 1325-1332.*

FITZPATRICK, L., KULHAWY, F. H., O'RKOURKE, T. (1981), Flow pattern around tunnels and their use in evaluating construction problems, *Soft ground tunnelling, Failure and displacements, D. Resendiz and M. Romo, Balkema, pp. 95-103.*

FUJITA, F., HORI, M., INOUE, T. (1988), Tunnel excavation in water bearing ground and in an area of limestone caves, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 433-440.*

GOODMAN, R. F., MOYE, D.G., VAN SCHAIKWYK, A., JAVANDEL, I. (1965), Ground water inflows during tunnel driving, *Bull. Int. Assoc. Geol., 2(1), pp. 39-56.*

JANSSON, G. (1978), Problems associated with heavy water leakage during construction of large area tunnels in granite, limestone and chalk, *Proc. Int. Symp., Tunnelling under difficult conditions, Tokyo, pp. 187-192.*

JORGE, G.R., MOUXAUX, J. (1978), Prevention problems in difficult tunnelling conditions by use of specialized techniques, *Int. Symp., Tunnelling under difficult conditions, Tokyo, Annexe B-2-2.*

LAPORTE, H. (1988), Problèmes rencontrés lors du percement du tunnel du LEP, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 501-509.*

LECA, E., ATWA, M., RAT, M., HUMBERT, P., PUGLISI, R. (1993), Analyse des écoulements hydrauliques vers les tunnels, *Journées d'Etudes Internationales de Toulon, Infrastructures Souterraines de Transports, AFTES, pp. 55-64.*

LO, K. W., KARUNARATNE, G. P., LEE, S. L. (1984), Instrumentation of a sewer tunnel in weak Singapore soils, *Cong. Int., Case histories in Geotechnical Engineering, St Louis (E.U.), Vol. 3, pp.1473-1476.*

OTEO, C. S., CARRILERO, R., PASTOR, A. (1988), Failure in a tunnel excavated under an old river in Madrid, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 565-571.*

PELLERIN, O. (1993), Tunnel sous la Manche, le chantier du siècle, *Magazine de l'équipement, n° 61, pp. 15-18.*

PELLET, F., DESCOEUDRES, F., EGGER, P. (1993), The effect of water seepage forces on the stability of an experimental microtunnel, *Can. Géotech. J., Vol. 30, pp. 363-369.*

RAT, M. (1968), Tunnel sous la Manche, *Rapport interne au LCPC, Juillet.*

RAT, M. (1973), Ecoulements et répartition des eaux souterraines autour des tunnels. *Bull. de Liaison des LPC, n° 68, pp. 109-124.*

SAOTOME, T. (1988), Influence of water inflow for tunnelling and countermeasures, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 597-604.*

SATO, K. (1983), Hydraulic character of discharge hydrograph for tunneling, *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.23, n°4, pp. 27-33.*

SATO, K., IIZAWA, M. (1983), Fundamental study on unsteady flow around underground cavern in unconfined groundwater, *Proc. of the Japanese Society of Civil Engineering, n°.337, Septembre 83, pp. 213-220.*

SHIMOGAMI, T., OSADA, S.,TAGUCHI, Y., ISHIKAWA, S., SUZUKI, K. (1989), Excavation of a motor vehicular tunnel in the zone of a large quantity of groundwater, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 3, pp. 1275-1282.*

SKEMPTON, A. W., CHRIMES, M. M. (1993), Thames tunnel: geology, site investigation and geotechnical problems, *Géotechnique, Vol. 44, n° 2, pp. 191-216.*

SKIKER, A. (1995), Stabilité du front de taille d'un tunnel creusé par la méthode du prédécoupage mécanique, *Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes, 181 pages.*

SUZUKI, S., NAKAYAMA, K. (1984), Application of the NATM to railway tunnel in a water bearing sand stratum, *1er Cong. Latino-Americain, Underground construction in heterogeneous soils, Caracas, pp. 297-306.*

TALICHET, G. (1988), Congélation pour creusement d'un tunnel piétons à la station Bellecour, métro de Lyon, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 613-617.*

THUNVIK, R., BRAESTER, C. (1977), Water inflow during period of excavation of tunnels,Symp. Int., *Tunnelling under difficult conditions, Tokyo, pp. 119-124.*

XUN, G. (1988), Water inflow in tunnelling and its treatment, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 2, pp. 699-705.*

YOKOYAMA, A. (1978), Tunnelling under high water pressure in soft ground, *Symp. Int., Tunnelling under difficult conditions, Tokyo, Annexe B-2-3.*

ZHANG, L., FRANKLIN, J. L. (1993), Prediction of water flow into rock tunnels: an analytical solution assuming an hydraulic conductivity gradient, *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 30, n° 1, pp. 37-46.*

ZELLER, J. (1954), Comparaison de l'efficacité des drains et des tranchées à l'aide d'essais sur modèles, *Publication de l'Ass. Int. d'hydrologie, n° 37, pp. 478-493.*

ZIDOUH (1993), Analyse des écoulements survenus sur le chantier Météor de la RATP, *Rapport de stage DESS de l'Université Pierre et Marie Curie (Paris VI).*

TROISIEME PARTIE : COMPORTEMENT DES SOLS - RESULTATS EXPERIMENTAUX ET MODELISATION

ABIDA, H. (1992), La modélisation des sols non saturés : analyse numérique, *thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 271 pages.*

AITCHISON, G. D. (1960), Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils, *Conf. on pore pressures and suction in soils, Londres, Butterworths, pp. 47-50.*

AKAI, K., OHNISHI, Y., MURAKAMI, T., HORITA, M. (1979), Coupled stress flow analysis in saturated medium by F.E.M., *3rd Int. Conf. on Num. Meth. in Geom., Aachen.*

AKOU, Y. (1995), Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles, *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chausssées, 258 pages.*

ALONSO, E. E., GENS, A., HIGHT, D. W. (1987), Special problem soils, *General report, Session 9, 9ème Cong. Européen, Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Dublin, Vol. 5, pp.1-60.*

ASAOKA, A. (1985), Prediction of elasto-plastic consolidation behaviour, *11ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, San Francisco, Vol. 3, pp. 2159-2162.*

ATKINSON, J.H. (1973), Anisotropic elastic deformations in laboratory tests on undisturbed London clay, *Géotechnique, Vol. 25, n° 2, pp. 357-374.*

BABCHIA, M. Z. , MAGNAN, J. P. (1986), Analyse numérique du comportement des massifs de sols argileux partiellement saturés, *Rapport de recherche des LPC, Paris, n° 140, 127 pages.*

BALASUBRAMANIAM, A.S., PHIEN-WEJ, N., INDRARATNA, B., BERGADO, D. T. (1989), Predicted behaviour of a test embankement of a Malaysian clay, *Symp. Int., Trial embankments on Malaysian marine clays, Kuala Lampur, Vol. 2, pp. 11-18.*

BARDEN, L. (1965), Consolidation of compacted and unsaturated clays, *Géotechnique, Vol. 15, n° 3, pp. 267-286.*

BARDEN, L., MADEDOR, A. O., SIDES, G. R. (1969), Volume change characteristics of unsaturated clay, *ASCE, SM1, Vol. 95, pp. 33-51.*

BASAK, P. (1977), Consolidation by sand drains in initial gradient soils, *ASCE, Vol. 103, GT 11, pp. 1327-1332.*

BATHE, K.J. (1982), Finite element procedures in engineering analysis, *Prentice Hall, New-Jersey, 735 pages.*

BELKEZIZ, A., MAGNAN, J. P. (1982), Analyse numérique de la consolidation des sols élasto-plastiques, Traitement par la méthode des éléments finis et application au remblai expérimental B de Cubzac-les-Ponts *Rapport de recherche des LPC, Paris, n° 115, 155 pages.*

BIAREZ , J., FLEUREAU, J.M., KHEIRBEK-SAOUD, S. (1991), Expériences dans le domaine de validité de $\sigma'=\sigma-u$ sur un sol compacté non saturé, *10ème Cong. Européen, Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Florence, Italie, Vol. 1, pp. 15-18.*

BIAREZ, J., FLEUREAU, J.M., ZERHOUNI, M.I., SOEPANDJI, B. S. (1988), Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification, *Revue Française de Géotechnique, n° 41, pp. 63-71.*

BIOT, M. A. (1941), General theory of three dimensional consolidation, *J. of applied physics, Vol. 12, pp. 155-164 et 426-430.*

BIOT, M. A. (1955), Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid, *J. of applied physics, Vol. 26, pp. 182-185.*

BISHOP, A. W. (1960), The measurement of pore pressure in the triaxial test, *Conf. on pore pressures and suction in soils, Londres, Butterworths, pp. 38-46.*

BISHOP, A. W., BLIGHT, G. E. (1963), Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils, *Géotechnique, Vol. 13, n° 3, pp. 177-197.*

BORJA, R. I. (1992), Free boundary, fluid flow, and seepage forces in excavations, *ASCE, Vol. 118, n° 1, pp. 125-146.*

BORJA, R. I., LEE, S. R., SEED, R. B. (1989b), Numerical simulation of excavation in elastoplastic soils, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech., Vol. 13, pp. 231-249.*

BROOKER, E. W., IRELAND, H.O. (1965), Earth pressure at rest related to stress history, Can. Geotech. J., Vol. 2, n° 1, pp. 1-15.

BURLAND, J. B., SIMPSON, B., ST JOHN, H.D. (1979), Movements around excavations in London clay, *7ème Cong. Européen, Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Brighton, pp. 13-29.*

BYRNE, P. M., VAID, Y. P., SAMARASEKERA, L. (1982), *Undrained deformation analysis using path dependant material properties, Symp. Int., Num. Meth. Geomech., Zurich, Switzerland, pp. 294-302.*

CAFFOIS, S., MONNET, J. (1985), Model of sand towards shearing in three dimensional conditions of stress and deformation, *Revue Française de Géotechnique, n° 32, pp. 59-69.*

CHANG, C. S. , DUNCAN, J. M. (1983), Consolidation analysis for partly saturated clay using an elastic-plastic effective stress-strain model, *Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomech., Vol. 7, n° 1, pp. 39-55.*

CHRISTIAN, J. T., BOEHMER, J. W. (1970), Plane strain consolidation by finite elements. *ASCE, Vol. 96, SM 4, pp. 1436-1457.*

COLEMAN, J. D. (1962), Stress strain relations for partly saturated soil, *Géotechnique, Vol. 12, n° 4, pp. 348-350.*

CRONEY, D., COLEMAN, J. D. (1960), Pore pressure and suction in soil, *Conf. on pore pressures and succion in soils, Londres, Butterworths, pp. 31-37.*

CRYER, C. W. (1963), A comparison of three dimensional theories of Biot and Terzaghi, *J. of Mechanics and Applied Mathematics, Vol. 16, pp. 401-412.*

DANG, M. T., MAGNAN, J. P. (1977), Application des modèles élasto-plastiques de l'Université de Cambridge au calcul d'un remblai expérimental sur sols mous, *Rapport de recherche des LPC, Paris, n° 74, 102 pages.*

DELAGE, P. (1988), Le comportement des sols non-saturés, *Journées d'études de l'ENPC, Nouvelles approches en mécanique des sols, Rapport du CERMES, 34 pages.*

DELAGE, P., SURAJ DE SILVA, G. P. R., DE LAURE, E. (1987), Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-saturés, *9ème Congrès Européen, Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Dublin, Vol. 1, pp. 26-28.*

DELFAUT, A., JARDIN, J., BALDIT, R. (1984), Constatations sur la digue de Maurepas-Courance, *Bulletin de liaison des LPC, Paris, n° 131, Mai-Juin, pp. 7-22.*

DHATT, G., TOUZOT, G. (1981), Une présentation de la méthode des éléments finis, *Collection de l'Université de Compiègne, Editions Maloine, 543 pages.*

DUNCAN, J. M. (1994), The role of advanced constitutive relations in practical applications, *14ème Congrès Intern., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, New Delhi, Vol. 5, pp. 31-48.*

DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y. (1970), Non linear analysis of stress and strain in soils, *ASCE, Vol. 96, SM5, pp. 1629-1653.*

DYSLI, M., RYBISAR, J. (1988), Coupled models and free-surface seepage analysis without mesh iteration, *Cong. Int., Num. models in Geom., Innsbrück, pp. 791-795.*

DYSLI, M. (1984), Usage pratique de modèles couplés, 11ème Cong. Int., Mécanique des sols et travaux de fondations, *San Francisco, Vol. 2, pp. 747-750.*

EDIL, T. B., MOTAN, S. E., TOHA, F. X. (1981), Mechanical behaviour and testing methods of unsaturated soils, *ASTM, Laboratory shear strength, STP 740, pp. 114-129.*

ESCARIO, V., SAEZ, J. (1987), Shear strength of partly saturated soils versus succion, *6ème Cong. Int, Expansive soils, New Delhi, Vol. 2.*

FLEUREAU , J. M., TAIBI, S., SOEMITRO, R., INDARTO, M. (1990), Prise en compte de la pression interstielle négative du sol dans l'estimation du gonflement, *Colloque de Tlemcen, pp. 31-37.*

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R. (1976), Constitutive relations for volume change in unsaturated soils, *Can. Géotech. J., Vol. 13, pp. 261-276.*

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R. (1977), Stress state variables for unsaturated soils, *ASCE, Vol. 103, GT5, pp. 447-466.*

FRONTARD, M. (1914), Notice sur l'accident de la digue de Charmes, *Annales des Ponts et Chaussées, 9e série, n°33, pp. 173-280.*

FUCHS, E. (1944), Ruhedruck rolliger Erdstoffe, *Schriftenreihen der Bauforschung, Reihe Ingenieur - und Tiefbau, Berlin, Heft 53.*

GAN, J. K., FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H. (1988), Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test, *Can. Geot. J., Vol. 25, pp. 500-510.*

GATMIRI, B. (1989), Réponse d'un massif sous-marin à l'action de la houle, *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, 289 pages*

GUDEHUS, G. (1973), Elastoplastische Stoffgleichungen fur trockenen Sand, *Ingenieur Archiv, 42.*

HANSBO, S. (1960), Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sand drains, *Swedish Geotechnical Institute, Comptes Rendus, n° 18, 160 pages.*

HENKEL, D. J. (1960), The shear strength of saturated remolded clays, *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Université de Colorado, Boulder, pp. 533-554.*

HILF, J. W. (1948), Estimating construction pore pressure in rolled earth dams, *2ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Vol. 3, pp. 234.*

Hsi, J. P., Small, J. C. (1992a), Simulation of excavation in a poro-elastic material, *Int. J. Num. Anal. Methods in Geom., n° 5, pp. 25-43.*

Hsi, J. P., Small, J. C. (1992b), Analysis of excavation in an elasto-plastic soil involving drawdown of the water table, *Computers and Geotechnics, n° 13, pp. 1-19.*

Hsi, J. P., Small, J. C. (1992c), Ground settlements and drawdown of the water table around an excavation, *Can. Geotech. J., Vol. 29, pp. 740-756.*

Hsi, J. P., Small, J. C. (1993), Application of a fully coupled method to the analysis of an excavation, *Soils and foundations, Vol. 33, n° 4, pp. 36-48.*

HWANG, C. T., MORGENSTERN, N. R., MURRAY, D. W. (1971), On the solution of plane strain consolidation problems by finite element method, *Can. Geotech. J., Vol. 8, pp. 109-117.*

JAKY, J. (1944), The coefficient of earth pressure at-rest, *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, pp. 355-358.*

JAKY, J. (1948), Pressures in silos, *2ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Amsterdam, Vol. 1, pp. 103-107.*

JENNINGS, J. E. (1960), A revised effective stress law for use in prediction of the behavior of unsaturated soils, *Conf. on pore pressures and suction in soils, Londres, Butterworths, pp. 26-30.*

JENNINGS, J. E. , BURLAND, J. B. (1962), Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils, *Géotechnique, Vol. 12, n° 2, pp. 125-144.*

KATTAN, A. (1990), Fluage et consolidation des sols saturés et quasi-saturés, *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 199 pages.*

KHEMISSA, M., MAGNAN, J. P., JOSSEAUME, H. (1993), Etude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche - vallée de l'Adour, *Rapport de recherche des LPC, GT 53, 204 pages.*

KISHNANI, S., BORJA,R. I. (1991), Seepage and soil-structure interaction - effects in braced excavations, *ASCE, Vol. 119, n° 5, pp. 912-928.*

LAMBE, T.W. (1964), Methods of estimating settlement, *ASCE, Vol. 90, SM5, pp. 69-86.*

LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V. (1969), Soils Mechanics, *SI Version, John Wiley & Sons, New York, 553 pages.*

LEPIDAS , I. , MAGNAN, J. P. (1990), Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique, *Rapport de recherche des LPC, n° 157, 171 pages.*

LEROUEIL, S., MAGNAN, J. P., TAVENAS, F. (1985), Remblais sur argiles molles, *Technique et Documentation-Lavoisier, 342 pages.*

LEWIS, R. W., SCHREFLER, B. A. (1987), The finite element method in the deformation and consolidation of porous media, *London, Wiley.*

LI, G. C., DESAI, C. S. (1983), Stress and seepage analysis of earth dams, *ASCE, Vol. 109, n° 7, pp. 946-960.*

LIAKOPOULOS, A. C. (1965), Transient flow through unsaturated porous media, *D. Eng. dissertation, Univ. of Calif., Berkley.*

LLORET, A., ALONSO, E. E. (1985), State surfaces for partially saturated soils, *11ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, San Francisco, Vol. 2, pp. 557-562.*

LO, K. Y., LEONARDS, G. A., YUEN, C. (1977), Interpretation and significance of anisotropic deformation behaviour of soft clays, Norges Geotekniske Institut, Publication n° 117, pp. 1-17.

MAGNAN, J.P. (1982), Résistance au cisaillement, *Les Techniques de l'ingénieur, n° C 216, 24 pages.*

MAGNAN, J. P. (1984), Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles, *Thèse de Doctorat d'Etat ès Sciences Physiques, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 257 pages.*

MAGNAN, J. P. (1986), Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles, *Rapport de recherche des LPC, Paris, n° 141, 255 pages.*

MAGNAN, J. P. (1987), Prediction and behaviour of embankments - settlements and improvements, *Rapport sur l'état des connaissances, Int. Symp. on Geotechnical engineering of soft soils, Mexico, Session 2A, 37 pages.*

MAGNAN, J. P. (1989a), Bases expérimentales et principes de la modélisation des argiles, *LCPC, Rapport des laboratoires, GT 39, pp. 5-32.*

MAGNAN, J. P. (1989b), Validation des méthodes de calcul des déformations des sols mous par comparaison avec le comportement des ouvrages, *LCPC, Rapport des laboratoires, GT 39, pp. 47-84.*

MAGNAN, J. P., BAGHERY, S., BRUCY, M., TAVENAS, F. (1979), Etude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non-saturation, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 103, pp. 83-94.*

MAGNAN, J. P., BAGHERY, S., DEROY, J. M., QUEYROI, D. (1981), Difficultés du contrôle in situ des calculs de tassements, *10ème Cong. Int., Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Stockholm, Vol. 1, pp. 39-49.*

MAGNAN, J. P., DEROY, J. M. (1980), Analyse graphique des tassements observés sous les ouvrages, *Bulletin de Liaison des LPC, n° 109, pp. 45-52.*

MAGNAN, J. P., DUFOUR, F. (1976), Analyse de la consolidation unidimensionnelle par la méthode des isotaches, *Rapport interne, Division Mécanique des sols et Fondations, LCPC, 73 pages.*

MAGNAN, J. P., HUMBERT, P., BELKEZIZ, A., MOURATIDIS, A. (1982a), Finite element analysis of soil consolidation with special reference to the case of strain hardening elasto-plastic stress-strain models, *4ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Edmonton, Vol. 1, pp. 327-336.*

MAGNAN, J. P., MIEUSSENS, C. (1980), Les remblais d'essais : un outil efficace pour améliorer les projets d'ouvrages sur sols compressibles, *Bulletin de Liaison des LPC, n° 106, pp. 79-96.*

MAGNAN, J. P., MIEUSSENS, C. (1981), Remblais sur sols compressibles : instrumentation et exploitation des mesures, *Bulletin de Liaison des LPC, n° 115, pp. 61-70.*

MAGNAN, J. P., MIEUSSENS, C., QUEYROI, D. (1983), Comportement d'un remblai sur sols compressibles, *Rapport de recherche LPC, n° 127, 100 pages.*

MAGNAN, J. P., PIYAL, M. (1986), Déstructuration et déformations de l'argile molle organique de Cubzac-les Ponts, *Rapport de Recherche LPC, GT 14, 32 pages.*

MAGNAN, J. P., SHAHANGUIAN, S., JOSSEAUME, H. (1982b), Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique, *Revue Française de Géotechnique, n° 20, pp. 13-19.*

MANDEL, J. (1953), Consolidation des sols, Etude mathématique, *Géotechnique, Vol. 3, pp. 287-299.*

MATSUOKA, H., SAKAKIBARA, K. (1987), A constitutive model for sands and clays evaluating principal stress rotation, *Soils and Foundations, Vol. 27, n° 4, pp. 73-88.*

MATYAS , E. L., RADHAKRISHNA, H. S. (1968), Volume change characteristics of partially saturated soils, *Géotechnique, Vol. 18, n° 4, pp. 432-448.*

MAYNE, P. W., KULAHAWY, F. H. (1982), Ko-OCR relationships in soil, ASCE, Vol. 108, GT6, pp. 851-872.

MEFTAH, K. (1988), Mécanique des sols anisotropes : caractérisation de l'anisotropie des sols et prise en compte dans le calcul des ouvrages, *Thèse de Doctorat de l'Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 284 pages.*

MEFTAH, K., MAGNAN, J. P. (1988), Anisotropie de la résistance, de la déformabilité et de la perméabilité des sols - Etat des connaissances, *LCPC, Rapport des laboratoires, GT 31, 101 pages.*

MESRI, G., ROKHSAR, R. (1974), Theory of consolidation for clays, *ASCE, Vol. 100, GT 8, pp. 889-904.*

MESTAT, PH. (1988a), Recueil de solutions analytiques pour la validation de CESAR-LCPC, *Rapport interne du LCPC, Division MSF.*

MESTAT, PH. (1993), Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis, *Etudes et recherches des LPC, GT 52, 193 pages.*

MESTAT, PH. (1994), Validation du progiciel CESAR-LCPC en comportement non-linéaire - Volume 1 : Fondations superficielles et tunnels, *Etudes et recherches des LPC, GT 58, 173 pages.*

MOURATIDIS, A., MAGNAN, J. P. (1983a), Un modèle élasto-plastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles, *Rapport de recherche des LPC, Paris, n° 121, 124 pages.*

MOURATIDIS, A., MAGNAN, J. P. (1983b) Un modèle élasto-plastique anisotrope avec écrouissage pour les argiles molles naturelles : MELANIE, *Revue Française de Géotechnique, n° 25, pp. 55- 62.*

NANDA, A. (1989), FEUCD : A finite element code for unsaturated coupled flow and deformation analysis, *Rapport du CERMES, 68 pages.*

NARASIMHAN, T. N., WITERSPOON, P. A. (1977), Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media, 1. Theory, *Water Resources Research, Vol. 13, n° 3, pp. 657-664.*

NARASIMHAN, T. N., WITHERSPOON, P. A. (1978a), Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media, 2. The Algorithm, *Water Resources Research, Vol. 14, n° 2, pp. 255-261.*

NARASIMHAN, T. N., WITHERSPOON, P. A. (1978b), Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media, 3. Applications, *Water Resources Research, Vol. 14, n° 6, pp. 1017-1034.*

NOBARI, E. S., DUNCAN, J. M. (1972), Effects of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams, *Report N° S-72-2, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg.*

OHNISHI, Y., OHTSU, H., NAKAMURA, I. (1982), Coupled stress-flow finite element analysis of rock slope near pressure tunnel, *4ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech.,Edmonton,Vol. 2, pp. 579-585.*

OKA, F., ADACHI, T., OKANO, Y. (1986), Two-dimensional consolidation analysis using an elasto-viscoplastic constitutive equation, *Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 10, n° 1, pp. 1-10.*

OSAMI, A. E., CLOUGH, G. W. (1979), Pore-pressure dissipation during excavation, *ASCE, Vol. 105 (GT4), pp. 481-498.*

OULD AMY, M. (1989), Modélisation numérique des écoulements et des déformations dans les barrages en terre construits sur des sols mous, *Thèse de Doctorat de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 275 pages.*

OULD AMY, M., MAGNAN, J. P. (1991), Modélisation numérique des écoulements et des déformations dans les barrages en terre construits sur des sols mous, *LCPC, Rapport des laboratoires, GT 49, 146 pages.*

OZANAM, O. (1988), Modélisation numérique des sols élastoplastiques non saturés - Application aux barrages et remblais, *Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, 252 pages.*

PIYAL, M., MAGNAN, J. P. (1984), Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé, *Rapport de recherche LPC, Paris, n° 131, 108 pages.*

POSKITT, T. J. (1969), The consolidation of saturated clay with variable permeability and compressibility, *Géotechnique. vol. 19, n°2, pp. 234-252.*

PREVOST, J. H. (1980), Constitutive theory of soil, *Workshop on Limit Equilibrium, Plasticity, and Generalized stress-strain in Geotechnical Engineering, pp.745-718.*

PRUSKA, L. (1972), Basic equations of pressure at rest of granular materials, *5ème Cong. Européen, Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Madrid, Vol. 1, pp. 67-76.*

QUARESMA, M. (1992), Comportement et modélisation d'un remblai sur sols mous renforcé par géotextile, *Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourrier - Grenoble I, 385 pages.*

RENDULIC, L. (1936), Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay, *1er Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Cambridge, Mass., Vol. 3; pp. 48-51.*

RICARD, A. (1975), Etude des massifs à comportement non-linéaire, Application aux problèmes de Génie Civil, *Rapport de recherche LPC, n° 44, 80 pages.*

ROSCOE, K. H., BURLAND, J. B. (1968), On the generalized stress-strain behaviour of wet clay, *Engineering Plasticity, J. Heyman et F. A. Leckie, Cambridge University Press.*

ROWE, P. W. (1957), Ce=0 hypotheses for normally loaded clays at equilibrium. *4ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, London, Vol.1, pp. 189-192.*

SAKURAI, S., INE, T., SHINJI, M. (1988), Finite element analysis of discontinuous geological materials in association with field observations, *6ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomechanics, Innsbrück, Vol. 3, pp. 2029-2034.*

SANDHU, R. S., WILSON, E. L. (1969), Finite element analysis of seepage in elastic media, *ASCE, Vol. 95, EM 3, pp. 641-652.*

SCHOFIELD, A. N., WROTH, C. P. (1968), Critical State Soil Mechanics, *Mc Graw Hill, Londres, pp. 89-166.*

SCHMIDT, B. (1966), Discussion on "Earth presures at rest related to stress history", *Can. Geotech. J., Vol. 3, n°4, pp 239-242.*

SCHREFLER, B. A., SIMONI, L. (1988), A unified approach to the analysis of saturated-unsaturated elastoplastic porous media, *Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Innsbrück, pp. 205-212.*

SEKIGUSHI, H., OHTA, H. (1977), Induced anisotropy and time dependent anisotropy in clays, *9ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Constitutive equations of soils, session 9, Tokyo, pp. 229-238.*

SHIFFMAN, R. L., CHEN, A. T. F., JORDAN, J. C. (1969), An analysis of consolidation theories, *ASCE,, Vol. 95, SM 1, pp 285-311.*

SKEMPTON, A. W., BISHOP, A. W. (1954), Buildings materials, their elasticity and inelasticity, Chapter 10 : Soils, *North Holland Publ. Co., Amsterdam, Hollande.*

TAVENAS, F., JEAN, P., LEBLOND, P., LEROUEIL, S. (1983), The permeability of natural soft clays, Part II : permeability characteristics, *Can. Geotech. J., Vol. 20, n° 4, pp. 645- ?.*

TAVENAS, F., LEROUEIL, S. (1979), Les concepts d'état limite et d'état critique et leur application pratique à l'étude des argiles, *Revue Française de Géotechnique, n° 6, pp. 27-49.*

TERZAGHI, K. (1923), Die Berechnung der Durchlässigkeit des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen, *Akademie der Wissenschaften , Wien, Sitzungsberichte, Math. Naturwiss. Klasse, part. II-a, Vol. 132 (3/4), pp. 125-138.*

TERZAGHI, K. (1925), Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, *Franz Deuticke Verlag, Vienne, 399 pages.*

TOLL, D.G. (1990), A framework for unsaturated soil behaviour, *Géotechnique, Vol. 40, n° 1, pp.31-44.*

VAN GENUCHTEN, M. T. (1980), A closed form for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sciences Am. Soc., Vol. 44, pp. 892-898.*

WONE, M. (1995), Contribution à la modélisation du comportement hydrique et mécanique des remblais en matériaux fins, *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 202 pages.*

YAMAGUSHI, H. (1972), Some considerations on the earth pressure at rest, *27th annual metting of Japanese Society of Civil Engineers.*

YOKOO, Y., YAMAGATA, K., NAGAOKA, H. (1971), Finite element method applied to Biot's consolidation theory, *Soils and Foundations, Vol. 11, n° 1, pp. 29-45.*

YONG, N.R., SILVESTRI, V. (1979), Anisotropic behavior of a sensitive clay, *Can. Geotech. J., Vol. 26, pp. 335-350.*

ZERHOUNI, M. I. (1991), Rôle de la pression interstielle négative dans le comportement des sols - Application au calcul des routes, *Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, 265 pages.*

ZIENKIEWICZ, O. C. (1973), La méthode des éléments finis, *Ediscience, Edition française Gérard Vouille.*

QUATRIEME PARTIE : MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS AUTOUR DES TUNNELS

ADACHI, T., KIKUCHI, T., KIMURA, H., (1988), Behavior and simulation of soil tunnel with thin cover, *6ème Cong. Int, Num. Meth. in Geomech., Innsbrück, Vol. 1, pp. 3-12.*

ATTEWELL, P. B. (1978), Ground movements caused by tunnelling in soil, Large Ground Movements and Structures, J.D. Geddes, Pentech Press, London, *pp. 812-948.*

ATTEWELL, P. B., FARMER, I. W. (1977), Ground settlement above shield driven tunnels in clay, Tunnels and Tunneling, *January, pp. 58-62.*

ATTEWELL, P. B., FARMER, I. W., GLOSSOP, N. H. (1978), Ground deformation caused by tunneling in alluvial clay, *Ground Engineering, Vol. 11 (8), pp.32-41.*

ATWA, M., LECA, E., MAGNAN, J. P. (1995), Rôle des écoulements dans les tassements autour de tunnels, *11ème Cong. Rég. Africain de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Vol. 2, pp. 484-492.*

BORJA, R. L., LEE, S. R., SEED, R. B. (1989), Numerical simulation of excavation in elastoplastic soils, *Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomech., Vol. 13, pp. 231-249.*

BOTTI, E., CANETTA, G., NOVA, R., PEDUZZI, R. (1988), An application of a strainhardening model to the design of tunnels in sand, *6ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Innsbrück, Vol. 3, pp. 1641-1646.*

BROWN, P. T., BOOKER, J. R. (1985), Finite element analysis of excavation, *Computers and Geotechnics, Vol. 1, pp. 207-220.*

CARTER, J. P. BOOKER, J. R. (1981), Elastic consolidation around a deep circular tunnel, *Rapport de l'Université de Queensland, n° CE22, Australie, 22 pages.*

CARTER, J. P., BOOKER, J. R. (1982), The analysis of consolidation and creep around a deep circular tunnel in clay, *4ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Edmonton, Vol. 2, pp. 537-544.*

CHAFFOIS, S., LAREAL, P., MONNET, J., CHAPEAU, C. (1988), Study of tunnel face in a gravel site, *6ème Cong. Int., Num. Meth. in Geom, Innsbrück, Vol. 3, pp. 1493-1498.*

CHANG C. Y., DUNCAN, J. M. (1970), Analysis of soil movement around a deep excavation, *ASCE, Vol. 96, SM5, pp. 1655-1681.*

CHAPEAU, C., KASTNER, R. (1987), Displacement measurements associated with shield tunnelling, *Colloque international, Interaction Sols-Structures, Paris, pp. 313-320.*

CLOUGH, G. W., LECA, E (1989), Whith focus on use of finite element methods for soft ground tunneling, *Colloque international, Tunnels et Micro-Tunnels en Terrains Meubles, Du chantier à la théorie, Paris, pp. 531-573.*

CLOUGH, G. W., SCHMIDT, B. (1981), Design and performance of excavations and tunnels in soft clay, *Soft Clay Engineering, édité par Brand E.W. et Brenner R.P., Elsevier Sc. Publ., Chapitre 8, pp. 569-631.*

CLOUGH, G. W., SHIRASUNA, T., FINNO, R. J.(1985), Finite element analysis of advanced shield tunneling, *5ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Nagoya, Vol. 2, pp. 1167-1174.*

COMODROMOS, E., PITILAKIS, K., HATZIGOGOS, T. (1992a), Finite element procedure for simulating excavations in elastoplastic soils, *Revue Française. de Géotechnique, n° 58, pp. 51-66.*

COMODROMOS, E., HATZIGOGOS, T., PITILAKIS, K. (1992b), Finite element algorithm for analyzing geotechnical problems with variable domain and boundaries, *Cong. Int.,Num. Models in Geomech., Rotterdam, pp. 577-587.*

CORDING, E. J., HANSMIRE, W. H. (1975), Displacements around soft ground tunnels, *5ème Cong. Panamericain, Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Buenos Aires, Rapport général, Session IV.*

CORDING, E. J., HANSMIRE, W. H. (1977), Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre, *Tunnels et ouvrages souterrains, n° 22, pp. 181-192, n° 23, pp. 221-227, n° 24, 243-250.*

DE BRUYEN, D., AUBRY, D., ROUSSET, G. (1985), Comparison of rheological models in view of predicting the behaviour of a deep clay host rock during construction of a radwaste repository, *3ème Cong. Int., Num. Models in Geomech., Niagara Falls, pp. 724-731.*

DE LORY, F. A., CRAWFORD, A. M., GIBSON, M. E. M. (1979), Measurement on a tunnel lining in very dense till, *Can. Geotech. J., n° 16, pp. 190-199.*

DUNCAN, J. M., (1994), The role of advanced constitutive relations in practical applications, *13ème Cong. Int., Mécanique des sols et travaux de fondations, New Delhi, pp. 31-48.*

EDEN, W. J., BOZOZUK, M. (1969), Earth pressures on Ottawa outfall tunnel, *Can. Geotech. J., n° 6, pp. 17-32.*

EISENSTEIN, Z., EZZELDINE, O. (1994), The role of face pressure for shields with positive ground control, Cong. Int., Tunnelling and Ground Conditions, Le Caire, pp. 557-571.

FINNO, R. J., CLOUGH, G. W. (1985), Evaluation of soil response to E.P.B. shield tunneling, J. of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 111, n° 2, pp. 155-173

GHABOUSSI, J., PECKNOLD, D.A. (1984), Incremental finite element analysis of geometrically altered structures, *Int. J. for Num. Methods in Eng., Vol. 20, pp. 2051-2064.*

GLOSSOP, N. H., O'REILLY , M. P. (1982), Settlement caused by tunnelling through silty clay, *Tunnels and Tunnelling, Octobre, pp 13-16.*

HANYA, T. (1977), Ground Movements due to construction of shields driven tunnel, *9ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Tokyo, Case history Volume, pp. 759-790.*

HOWLAND, A. F. (1979), The prediction of the settlement above soft ground tunnels by considering the groundwater response with the aid of flow net constructions, *2ème Cong. Int., Ground Movements and Structures, Cardiff, pp.375-357.*

KATZENBACH, R., BRETH, H. (1981), Nonlinear 3D analysis for NATM in Frankfurt clay, *10ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Stockholm, Proc., Vol. 1, pp. 315-318.*

KIELBIASSA, S., DUDDECK, H. (1991), Three-dimensional analysis of tunnels, *Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 24, N° 3, pp. 115-132.*

LECA, E., CLOUGH, G. W. (1992), Preliminary design for NATM tunnel support in soil, *ASCE, Vol. 118, GT4, pp. 559-575.*

LECA, E., ATWA, M. (1995), Etude de variante par la méthode de prédécoupage mécanique pour le lot N° 3F (Tunnel de Lambesc) du prolongement de la ligne TGV Sud-Est, *Rapport EP 325147*

LECA, E., ATWA, M., ANTAO, A. (1994), Etude de variante par la méthode de prédécoupage mécanique pour la partie nord du lot B du tunnel de Marseille, prolongement de la ligne TGV Sud-Est, *Rapport EP 325104*

LECA, E., ATWA, M., ANTAO, A. (1995), Etude de variante par la méthode de prédécoupage mécanique pour le lot N° 1C (Tunnel de Tataiguille) du prolongement de la ligne TGV Sud-Est, *Rapport EP 325104.*

LEE, K. M., ROWE, R. K. (1990a), Finite element modelling of the three dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils. Part I : Methods of analysis, *Computers and Geotechnics, Vol. 2 (2), pp. 87-110.*

LEE, K. M., ROWE, R. K. (1990b), Finite element modelling of the three dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils. Part II : Results, *Computers and Geotechnics, Vol. 2 (2), pp. 111-138.*

LEE, K. M., ROWE, R. K. (1991), Finite element analysis of the 3-dimensional ground responses of the Thunder Bay Tunnel, *Can. Geotech. J., Vol. 28, pp. 25-41.*

LIANG, R. Y. K. (1988), Numerical analysis of tunnel behaviour in creep-susceptible clays, *6ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Innsbrück, Vol. 3, pp. 1575-1583.*

LO, K. Y., NG, R. M. C., ROWE, R. K. (1984), Predicting settlements due to tunnelling in clays, *Conférence Geotech III, Tunnelling in soil and Rock, ASCE, Atlanta, pp. 48-76.*

LO, K.Y., OGAWA, T., SEKIGUSHI, K. ROWE, R.K. (1990), Large deformations and face instability in tunnelling through thick fault zones, *8 ème Cong. Canadien, Tunnelling, Vancouver, pp. 101-120.*

MAIR, R. J., HIGHT, D.W., POTTS, D.M. (1992), Finite element analysis of settlements above a tunnel in soft ground, *Transport and Road Research Laboratory, Report n° ISSN 0266-7045, 23 pages.*

MC CAUL, C. (1978), Settlement caused by tunnelling in weak ground, *Tunnels and Tunnelling, November, pp. 63-67.*

NG, R. M. C., LO, K. Y. (1985), The measurements of soil parameters relevant to tunneling clays, *Can. Geotech. J., Vol.22, n°3, pp. 375-391.*

NG, R. M. C., LO, K. Y., ROWE, R.K. (1986), Analysis of field performance - The Thunder Bay tunnel, *Can. Geotech. J., Vol. 23, pp. 30-50.*

NOMOTO, T., HORI, H., MATSUMOTO, C. (1995), Overview on ground movements during shield tunneling-A survey on Japanese shield tunneling, *Underground Construction in Soft Ground, pp. 345-351.*

OHNISHI, Y., NISHIGAKI, Y., KISHIMOTO, H., TANAKA, Y. (1982), Analysis of advancing tunnel by 2-dimensional F.E.M., *4ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Edmonton, Vol.2, pp. 571-578.*

OHTA , H., KITAMURA, H., ITOH, M., KATSUMATA, M. (1985), Ground movement due to advance of two shield tunnels parallel in vertical plane, *5ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Nagoya, Vol. 2, pp. 1161-1166.*

O'REILLY, M. P., MAIR , R. J., ALDERMAN, G. H. (1991), Long term settlements over tunnels : an eleven-year study at Grimsby, *Cong. Int., Tunnelling 91, Londres, pp. 55-64.*

PALMER, J. H. L., BELSHAW, D. J. (1980), Deformations and pore pressures in the vicinity of a precast, segmented, concrete-lined tunnel in clay, *Can. Geotech. J., n° 17, pp. 319-323.*

PANET, M., GUELLEC, P. (1979), Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille, *3ème Cong. Int., Mécanique des Roches, pp. 1163-1168.*

PECK, R. B. (1969), Deep excavations and tunneling in soft ground, *7ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Mexico, Volume spécial: états des connaissances, pp. 225-290.*

PIAU, J. M. (1992), Modélisation des phases de creusement d'un tunnel, *Bibliothèque d'exemples, Manuel CESAR-LCPC, 134 pages.*

RANKEN, R. E., GHABOUSSI, J. (1975), Tunnel design considerations: Analysis of stresses and deformations around advancing tunnels, *Rapport U.S. Dept. of Transportation n° UILU-ENG 75-2016, Université de Illinois.*

ROMO, M. P. (1985), Soil movements induced by slurry shield tunneling, *11ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp.172-207.*

ROMO, M. P., DIAZ, C. M. (1981), Face stability and ground settlement in shield tunneling, *10ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Stockholm, Vol. 1, pp. 357-360.*

ROMO, M. P., RESENDIZ, D. (1982), Observed and computed settlements in a case of soft ground tunneling, *4ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Edmonton, Vol. 2, pp. 597-604.*

ROWE, R. K., KACK, G. J. (1983), A theoretical examination of the settlements induced by tunneling : four case histories, *Can. Geotech. J., Vol. 20, pp. 299-314.*

ROWE, R. K., LEE , K. M. (1992), An evaluation of simplified techniques for estimating three dimensional undrained ground movements due to tunnelling in soft soils, *Can. Geotech. J., Vol. 29, pp. 39-52.*

ROWE, R. K., LO, K. Y., KACK, G. J. (1983), A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground, *Can. Geotech. J., Vol. 20, pp. 11-22.*

SAMAMA, L., LEBLAIS, Y. (1992), Tunnel sous la manche-cross-over côté France, Analyse du rapprochement des tunnels ferroviaires , premières comparaisons avec les mesures in situ, *Colloque international, Géotechnique et informatique, pp. 453-461.*

SAMARASEKERA, L., EISENSTEIN, Z. (1992), Pore pressures around tunnels in clay, *Can. Geotech. J., Vol. 29, pp. 819-831.*

SCHMITTER, J.J. (1987), Compressed air and slurry shield tunnelling at Mexico City, *Cong. Int..Towards New Worlds in Tunnelling, pp.579-586.*

SCHLOSSER, F., MAGNAN, J.P., HOLTZ, R.D. (1985), Construction géotechnique, *11ème Cong.. Int., Mécanique des sols et Travaux de Fondations, San-Francisco, Vol. 1, pp. 511-254.*

SEKI, J., NODA, K., WASHIZAWA, E., SUZUKI, T., NISHINO, K. (1994), Effect of bench length on stability of tunnel face, *Cong. Int., Tunnelling and Ground conditions, Le Caire, pp. 531-542.*

SOLIMAN, E., DARRAG, A. A. (1994), Analysis and interpretation of the geotechnical measurements for tunnels in south Turkey, *Cong. Int., Tunnelling and Ground conditions, Le Caire, pp. 281-290.*

SOLIMAN, E., DUDECK, H., AHRENS, H. (1993), Two- and three-dimensional analysis of closely double-tube tunnels, *Tunneling and underground space technology, Vol. 8, n° 1, pp. 13-18.*

STEINER, W. (1993), Swelling rock in tunnels : rock caracterization effect on horizontal stresses and construction procedures, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs., Vol. 30, n°4, pp. 361-380.*

SWOBODA, G. (1979), Finite element analysis of the New Austrian Tunneling Method (NATM), *3ème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Aachen, Vol. 2, pp. 581-586.*

WARD, W.H., PENDER, M.J. (1981), Tunneling in soft ground - General report, Comptes Rendus, *10ème Cong. Int., Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Stockholm, Vol. 4, pp. 261-275.*

XUEYEN, H., XHIXING, Z. (1988), Saturated ground movement due to shield tunnelling, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Edition Balkema, Vol. 1, pp. 351-356.*

YAMADA, K. ET AL. (1986), Behaviour of ground displacement due to shield thrusting in alluvial subsoils and its prediction analysis, Proc. of JSCE, n° 373, p. 107 (en Japonais).

ANONYMES

AFTES (1993), Texte sur l'emploi de la méthode convergence-confinement, groupe de travail n°7, P.Gesta, *Tunnels et Ouvrages Souterrains, Supplément au n°117.*

PERFOREX (1995), P.A.Q. d'utilisation d'une machine de prédécoupage mécanique de type 3, *Assurance - Qualité, Département Machines, Société Perforex, 20 pages.*

SNCF (1995), TGV Méditerranée - Travaux d'infrastructure, Mémoire de synthèse géologique, géotechnique et hydrogéologique, *Ouvrages souterrains d'arrivée sur Marseille, Lot B, Tunnel de Marseille (3M), 45 pages.*

SNCF (1995), Ligne nouvelle TGV Méditerranée -Prolongement de la ligne TGV Sud-Est de Valence jusqu'à Marseille et Montpellier, Mémoire de synthèse géologique et géotechnique, *Département de la Drome, Lot 1C, Tunnel de Tartaiguille, 19 pages + 14 figures.*

SNCF (1995), Tunnel de Tartaiguille - Mémoire de synthèse géologique et géotechnique, *réd. F. Berbet, 11 pages.*

SNCF (1995), Ligne nouvelle TGV Méditerranée - Mémoire de synthèse géologique et géotechnique, *Lot 3F, Tunnel de Lambesc, Notice descriptive, titre IV, 51 pages.*

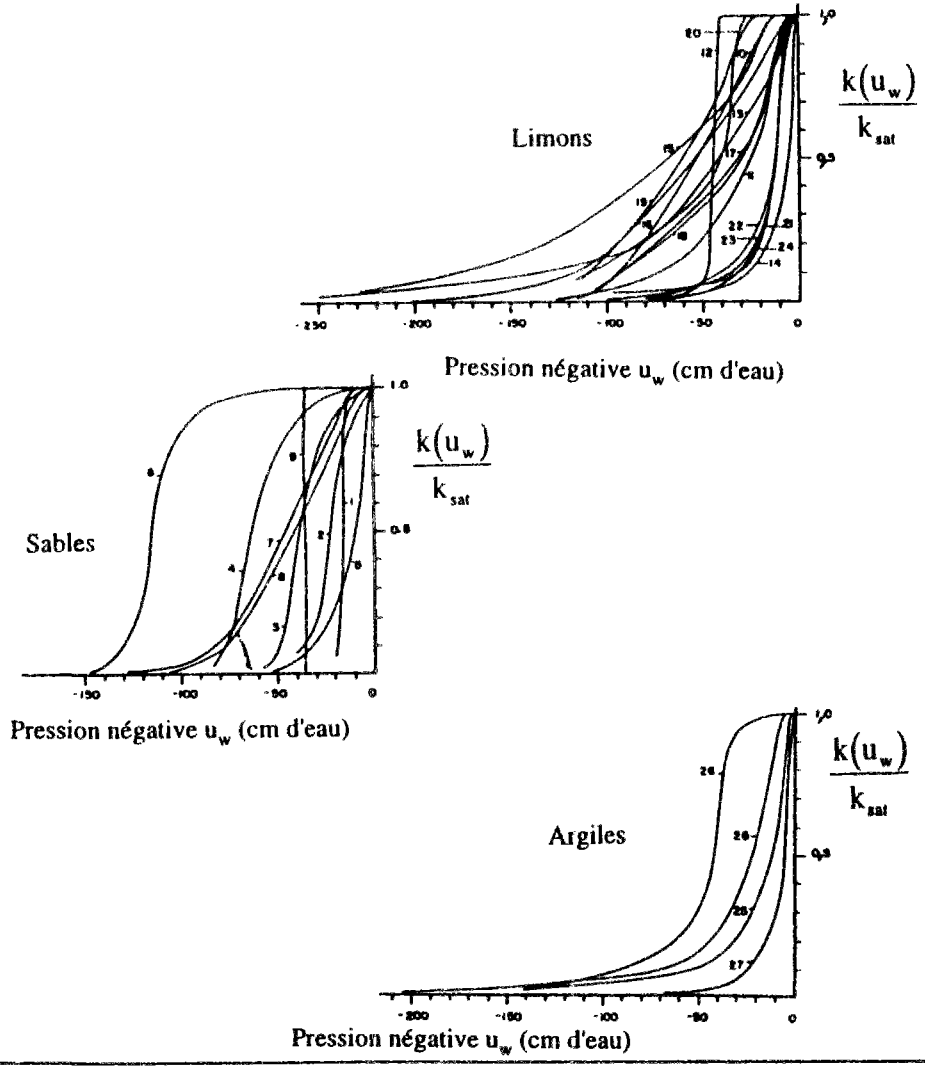
SNCF (1995), Ligne nouvelle TGV Méditerranée - Travaux d'infrastructure, Dispositions Particulières à l'ouvrage, *Lot 3F, Tunnel de Lambesc, Notice descriptive, titre IV, 90 pages.*

ANNEXES

ANNEXES AUX CHAPITRES II et III

A. ECOULEMENT DES EAUX DU SOL DANS LE DOMAINE DES PRESSIONS D'EAU NEGATIVES

Résultats expérimentaux relatifs à la variation de la perméabilité du sol et de la teneur en eau (ou du degré de saturation) en fonction de la pression d'eau négative



Curve No. (1)	Source (2)	Soil (3)	Percentage clay (4)	Percentage silt (5)	K_s, in centimeters per day (6)	P_c, in centimeters per day (7)
1	Reginato[a]	350-500μ sand			9080	-17.5
2	Luthin & Day[18]	Oso Flaco fine sand			1730	-24
3	Jackson[a]	50-500μ sand - adsorption			446	-36
4	Jackson[a]	50-500μ sand - desorption			446	-64
5	Wind[17]	sand			200	-15
6	Reisenauer[22]	fine sand			196	-115
7	Willis[19]	sand			63	-52
8	Reisenauer[22]	gravelly sand			24	-45
9	Moore[5]	Oakley fine sand			8.8	-36
10	Richards[3]	Pachappa sandy loam	8	33	12	-57
11	Gardner[13]	Pachappa sandy loam	8	33	32	-35
12	Moore[5]	Yolo fine sandy loam	18	31	3.1	-46
13	Richards[3]	Indio loam	16	51	20	-71
14	Wind[17]	loam			10	-11
15	Reisenauer[22]	silt loam			5	-61
16	Nielsen[6]	Ida silt loam - 42 in. depth	18	66	73.5	-61
17	Nielsen[6]	Monona silt loam - 48 in.	20	64	115	-42
18	Nielsen[6]	Ida silt loam - 24 in.	20	65	177	-41
19	Willis[19]	Diablo loam	25	40	0.5	-59
20	Nielsen[6]	Ida silt loam - 36 in.	22	63	98	-59
21	Nielsen[6]	Monona silt loam - 36 in.	22	63	186	-18
22	Nielsen[6]	Ida silt loam - 30 in.	23	62	161	-19
23	Nielsen[6]	Monona silt loam - 24 in.	27	59	248	-18
24	Nielsen[6]	Monona silty clay loam - 12 in.	30	55	269	-19
25	Moore[5]	Yolo light clay	31	45	1.0	-22
26	Moore[5]	Yolo clay	42	46	0.85	-51
27	Wind[17]	clay			2.6	-10
28	Richards[3]	Chino clay	55	34	2.0	-32

[a] Personal communication

Figure A.1 : Variation du coefficient de perméabilité avec la pression d'eau négative pour différents types de sol

Bouwer, H. (1964), Unsaturared flow in ground-water hydraulics, A.S.C.E., N° HY 5, September 1964, pp. 121-145

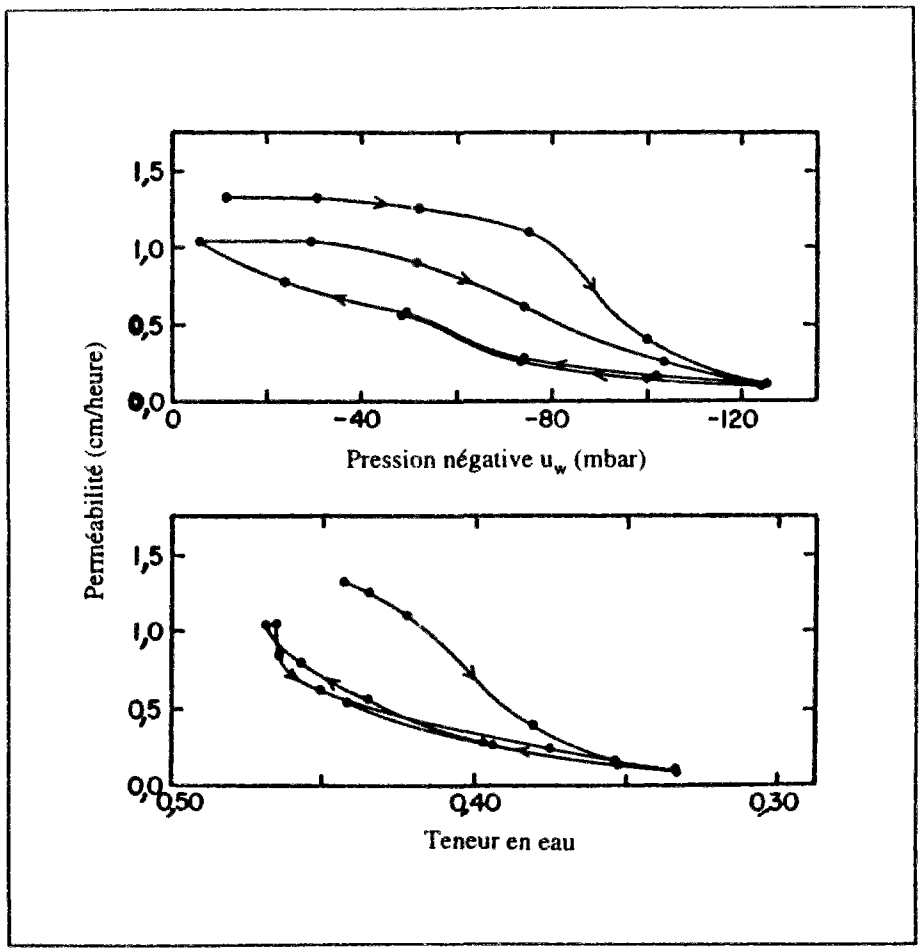


Figure A.2 : Variation de la teneur en eau et du coefficient de perméabilité avec les pressions d'eau négatives pour un sol limoneux.

Nielsen, D. R., Biggar, J. W., Measuring capillary conductivity.

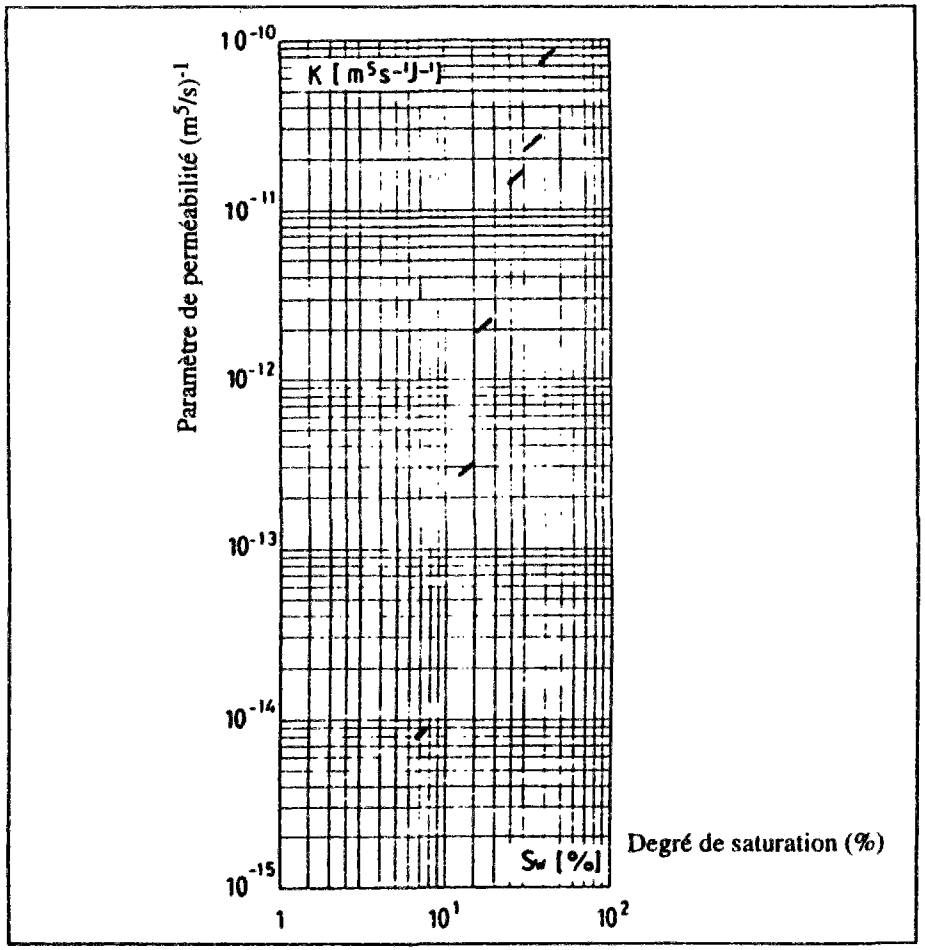
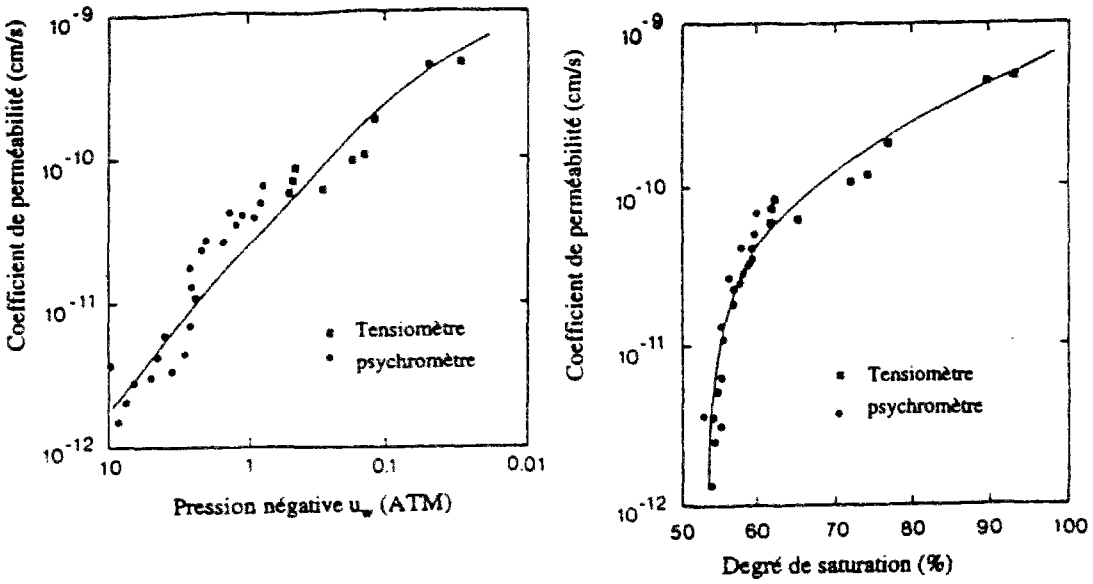
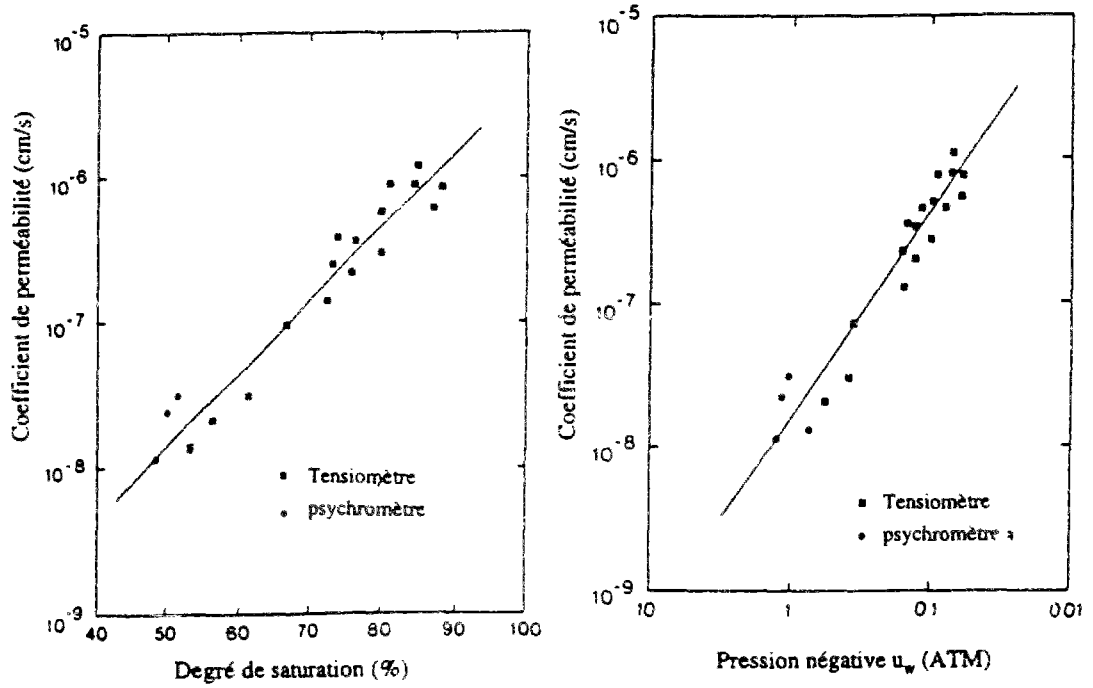


Figure A.3 : Variation du coefficient de perméabilité avec les pressions d'eau négatives dans un sable fin limoneux.

El Tani, M. (1991), A permeameter for unsaturated soil, Transport in poporous media, N° 6, pp. 101-114.



(a) une argile limoneuse



(b) un sable limoneux

Figure A.4 : Variation du degré de saturation et du coefficient de perméabilité avec la pression d'eau négative pour une argile limoneuse (a) et un sable limoneux (b).
Daniel, D. E. (1983), Permeability test for unsaturated soil, Geotechnical Testing Journal, ASTM, VOL. 6, N° 2, pp. 81-86.

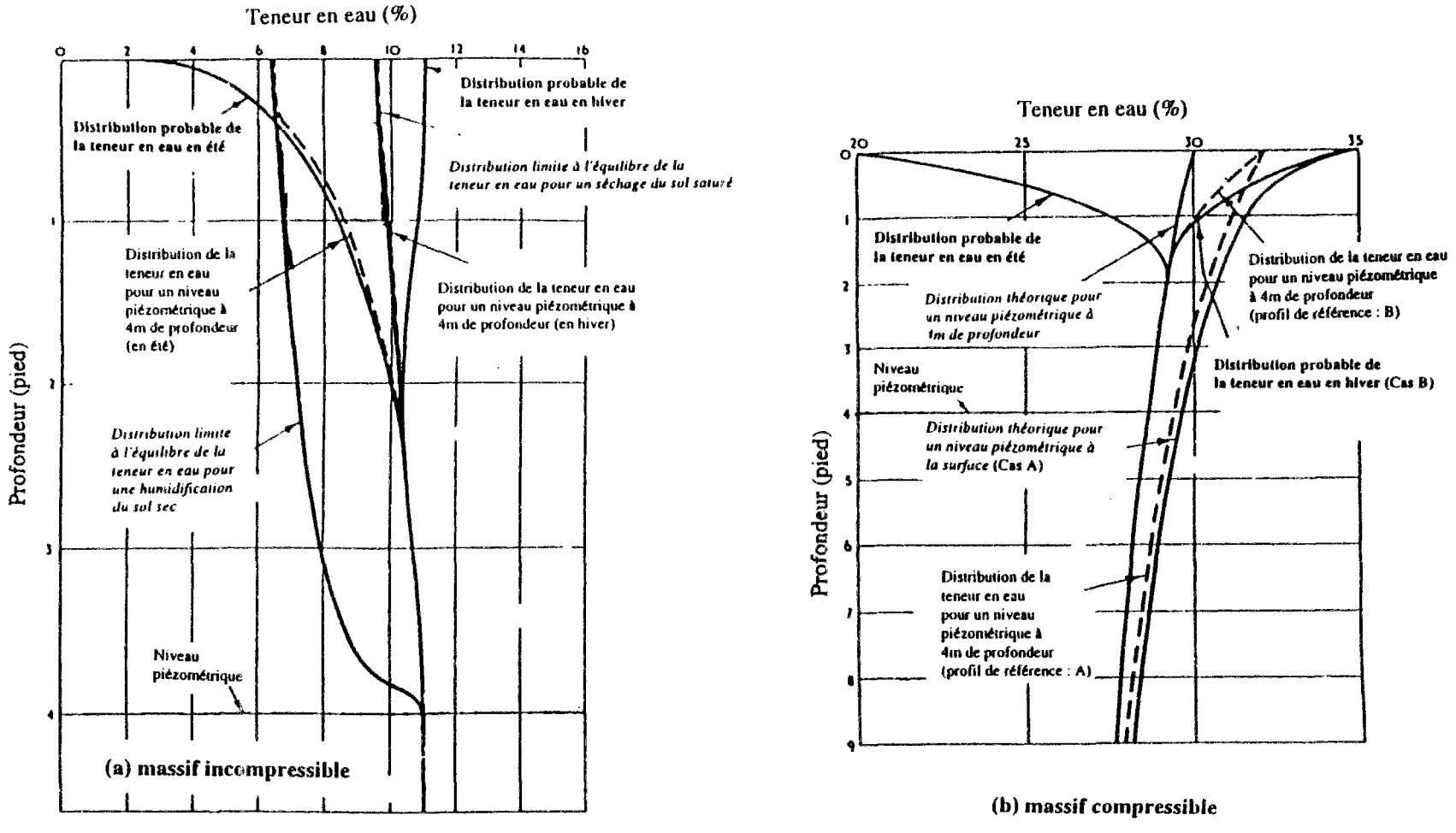


Figure A.5 : Variation de la teneur en eau dans un massif naturel - distributions probables pour un matériau incompressible et un matériau compressible.

Croney, D. (1952). The movement and distribution of water in soils, Geotechnique, VOl. 3, N° 1, pp. 1-17.

ANNEXES AU CHAPITRE VII

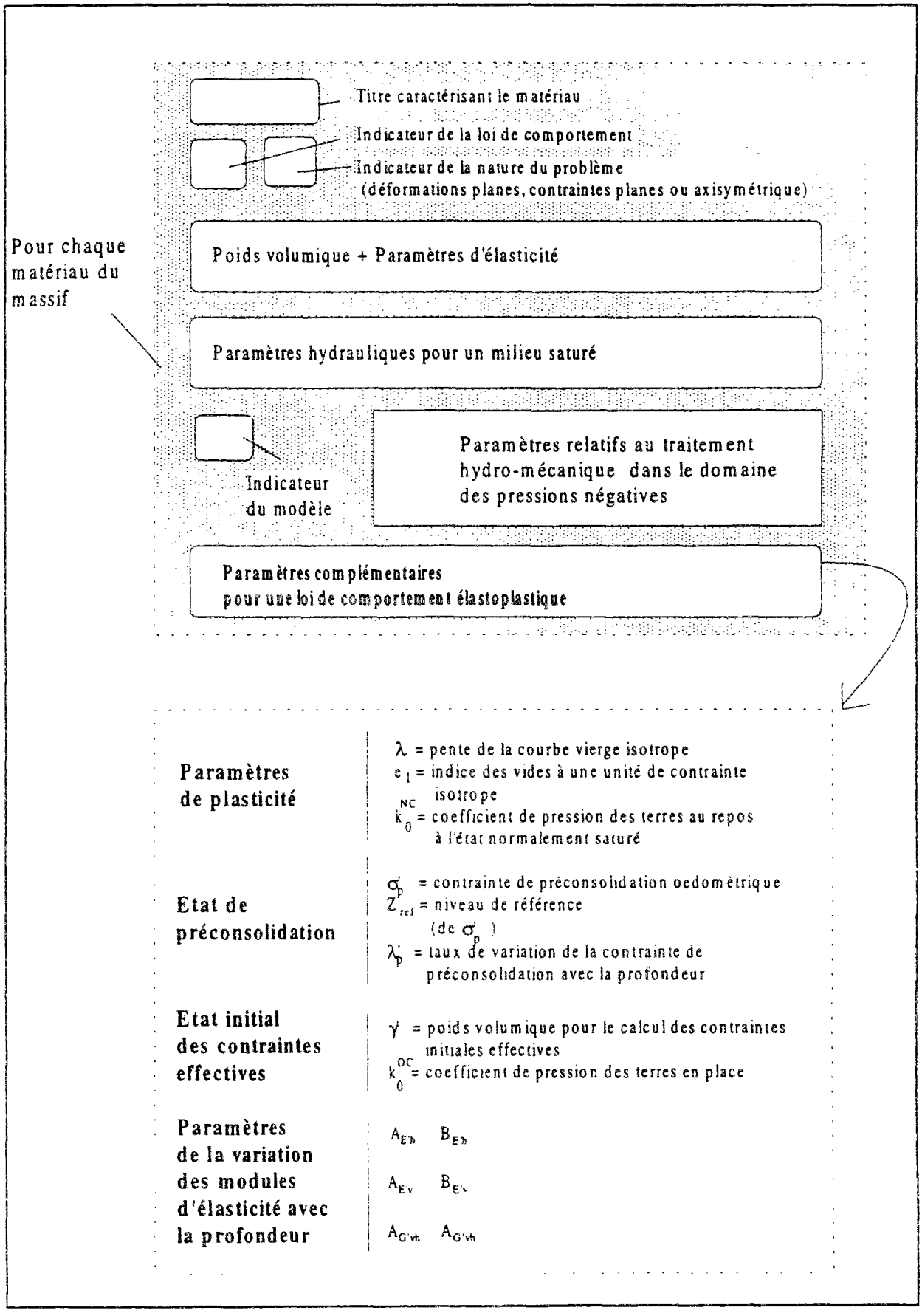
B. LE MODELE MELANIE

B.1 - NOUVELLE ORGANISATION DES DONNEES DU MODELE

B.2 - VERIFICATION DE LA PROGRAMMATION DES MODULES D'ELASTICITE VARIABLE AVEC LA PROFONDEUR

B.3 - QUELQUES MESURES IN-SITU DE LA VARIATION DES MODULES D'ELASTICITE AVEC LA PROFONDEUR.

B.1 - NOUVELLE ORGANISATION DES DONNEES DU MODULE



B.2 - VERIFICATION DE LA PROGRAMMATION DES MODULES D'ELASTICITE VARIABLE AVEC LA PROFONDEUR.

La vérification du nouveau traitement du modèle MELANIE dans CESAR a principalement concerné la programmation des modules élastiques variables avec la profondeur.

Une programmation similaire avait déjà été introduite dans CESAR par Mestat (1988a), mais pour une loi élastique isotrope linéaire et avec une variation linéaire du module élastique avec la profondeur.

Ce travail a également comporté le développement d'une solution analytique exacte du problème. Il nous a servi de base pour valider la programmation réalisée pour MELANIE. En effet, en particularisant les paramètres et en utilisant une loi de variation linéaire similaire à celle utilisée par Mestat (1988a), on peut valider nos résultats numériques par rapport à ceux de la solution analytique développée.

Le problème considéré est montré sur la figure B.2.1 : un modèle constitué d'un seul élément isoparamétrique à huit noeuds, de hauteur 1m.

Les paramètres adoptés sont les suivants :

$E'_h = E'_v = E' = 10$ MPa $\qquad \nu'_{hh} = \nu'_{vh} = \nu' = 0{,}25$ et $G' = \dfrac{E'}{2(1+\nu')} = 4\,MPa$

avec une loi de variation qui se met sous la forme :

$$E'(z) = E' + \Delta E z$$

Le calcul avec CESAR donne : v(z = 0,5) = -0,00371 et v(z = 1) = - 0,00675

Ce résultat est en parfaite concordance les résultats analytiques donnés par la relation suivante :

$$\nu(z) = \frac{-p(1-\nu).(1-2\nu)}{\Delta E.(1-\nu)} . \ln\left(\frac{E+\Delta E z}{E}\right)$$

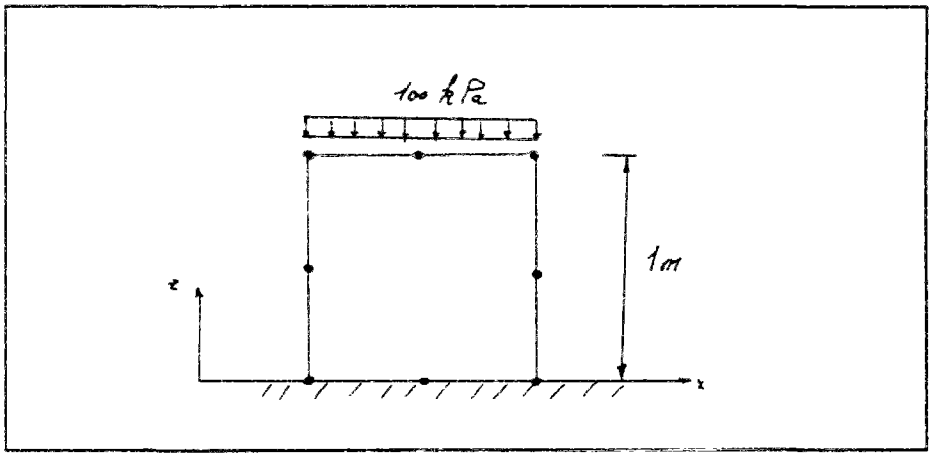


Figure B.2.1 - Modèle utilisé pour le calcul.

B.3 - QUELQUES MESURES IN-SITU DE LA VARIATION DES MODULES D'ELASTICITE AVEC LA PROFONDEUR

Cette section comporte quelques résultats expérimentaux concernant la variation des modules d'élasticité avec la profondeur mesurées sur différents sites.

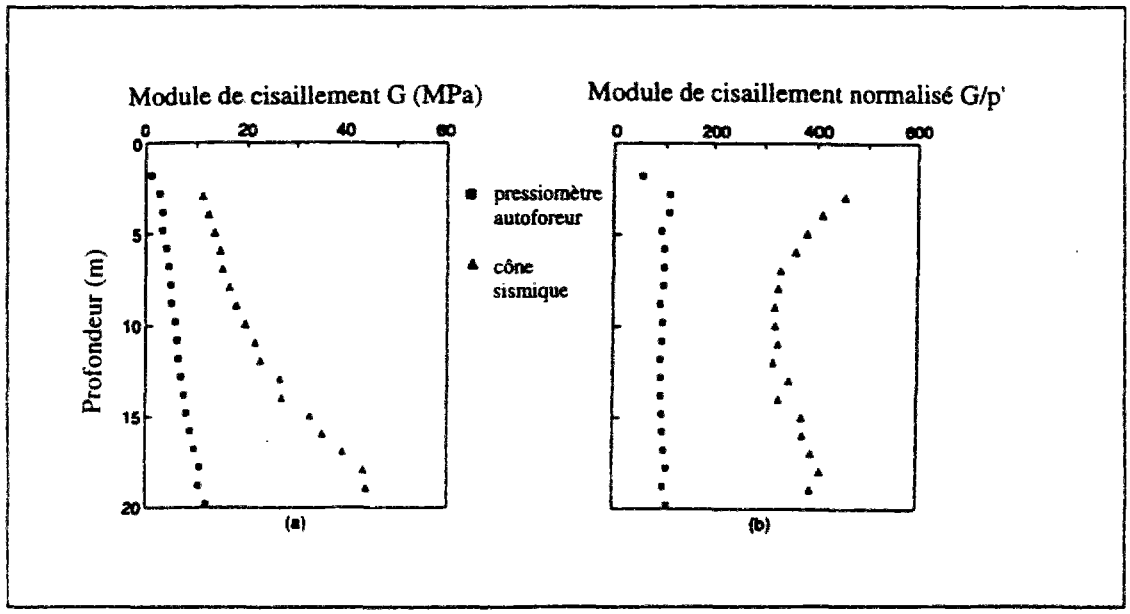


Figure B.3.1 : Variation avec la profondeur du module d'élasticité E', pour l'argile du site de Chung-Chow, Taiwan.

Hsi, J. P., Small, J. C. (1992), Ground settlements and drawdown of the water table around an excavation, Can. Geotech. J., Vol. 29, N° 5, pp. 740-756.

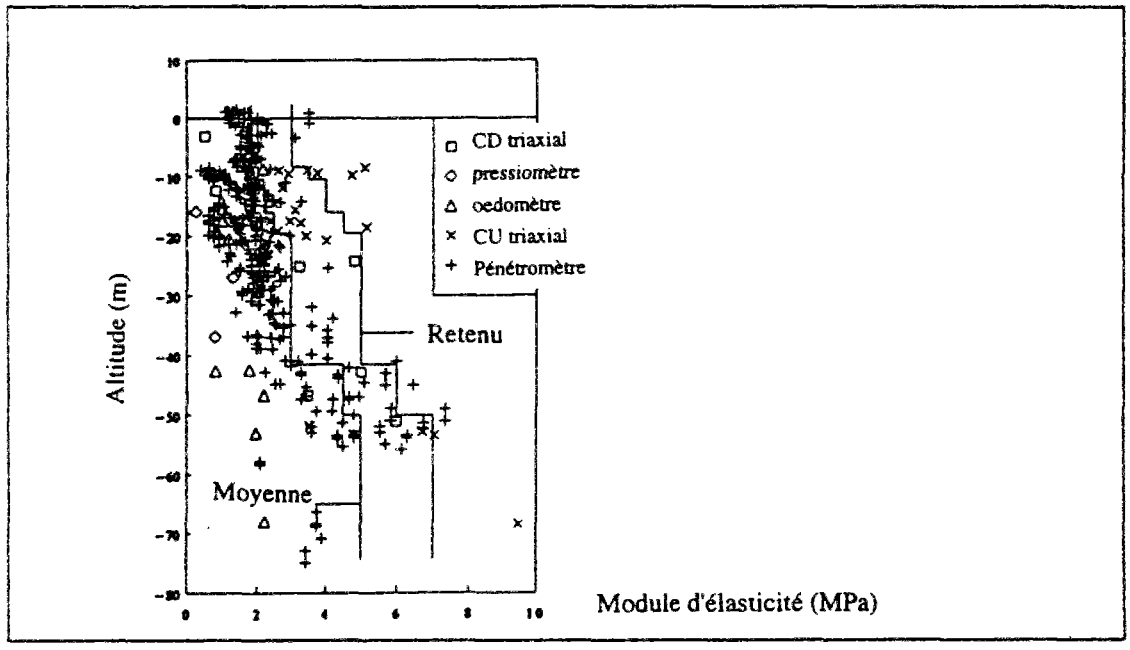


Figure B.3.2 : Variation avec la profondeur du module de cisaillement, pour l'argile molle du site de Bothkennar, Grande Bretagne.

Nash, D. F. T., Powell, J. J. M., Lloyd, I. M. (1992), Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar, Géotechnique, Vol. 42, N° 2, pp. 163-181.

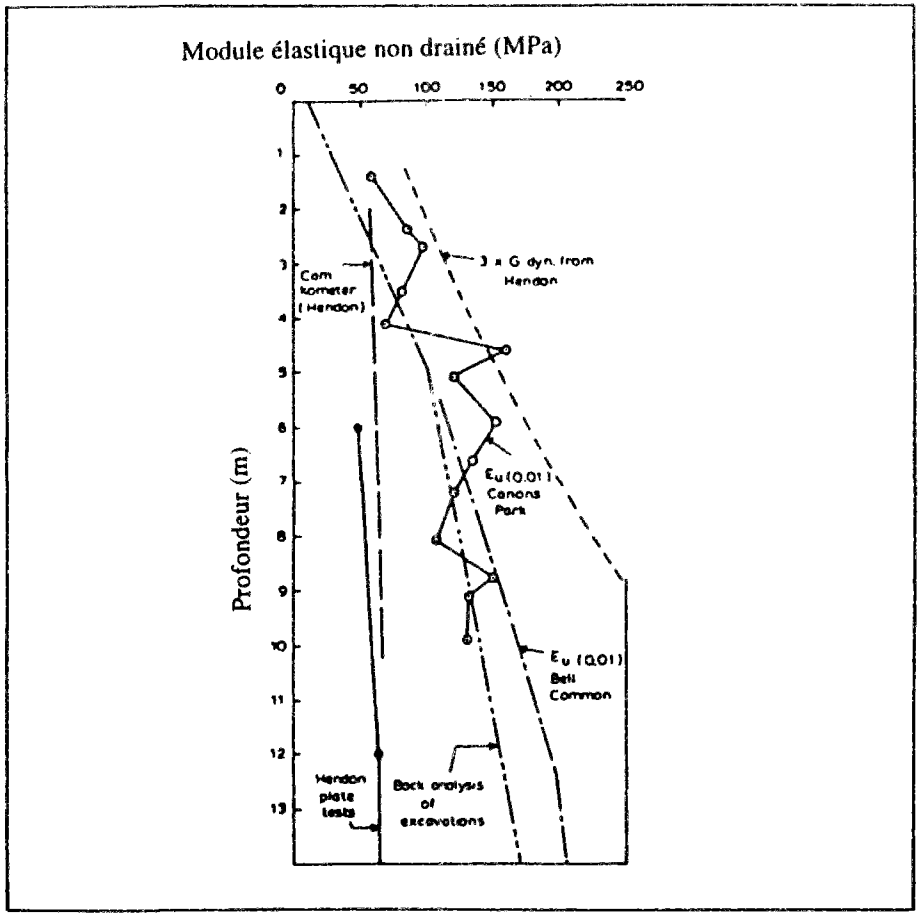


Figure B.3.3 : Variation avec la profondeur du module d'élasticité non drainé E_{u}, pour l'argile observée sur l'argile de Londres.

Jardine, R. J., Fourie, A., Maswoswe, J., Burland, J. B. (1985), Field and laboratory measurments of soil stiffness, Onzième Cong. Int., Mécanique des sols et des travaux de fondations, Vol. 2, San Francisco, pp. 511-514.

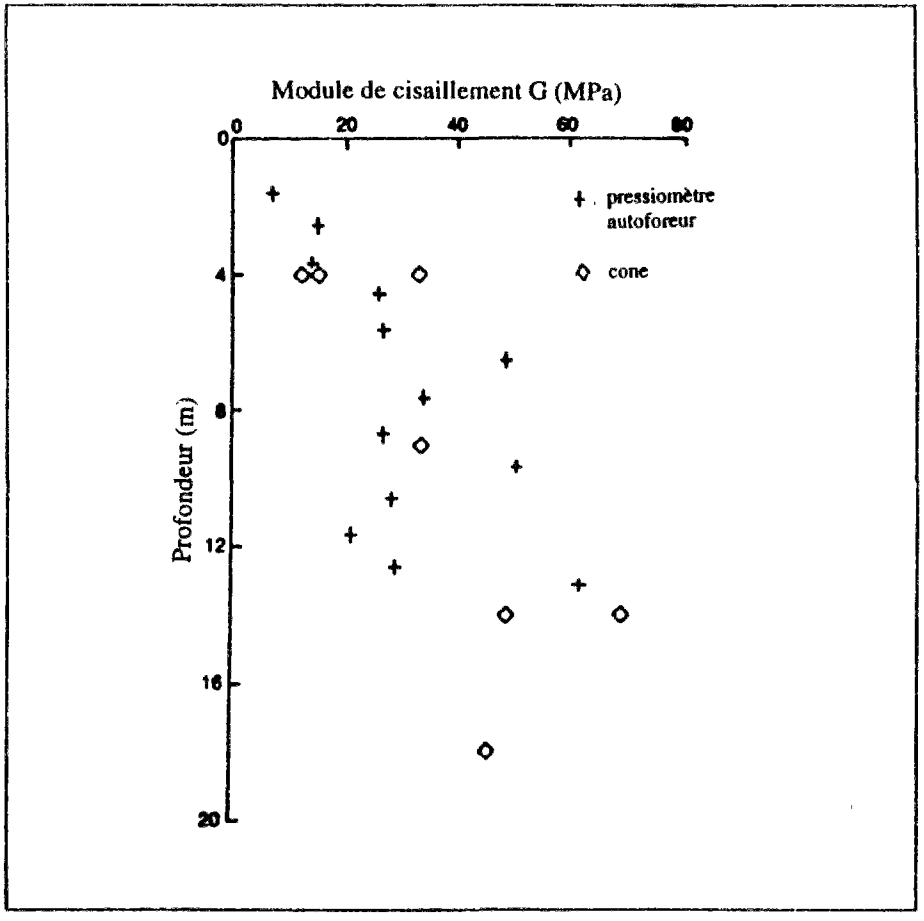


Figure B.3.4 : Variation avec la profondeur du module dde cisaillement obtenue pour l'argile de Gault sur le site de Madingly, Grande Bretagne.

Houlsbi, G. T., Withers, N. J. (1988), Analysis of the cone pressuremeter test in clay, Géotechnique, Vol. 38, N° 4, pp. 575-587.

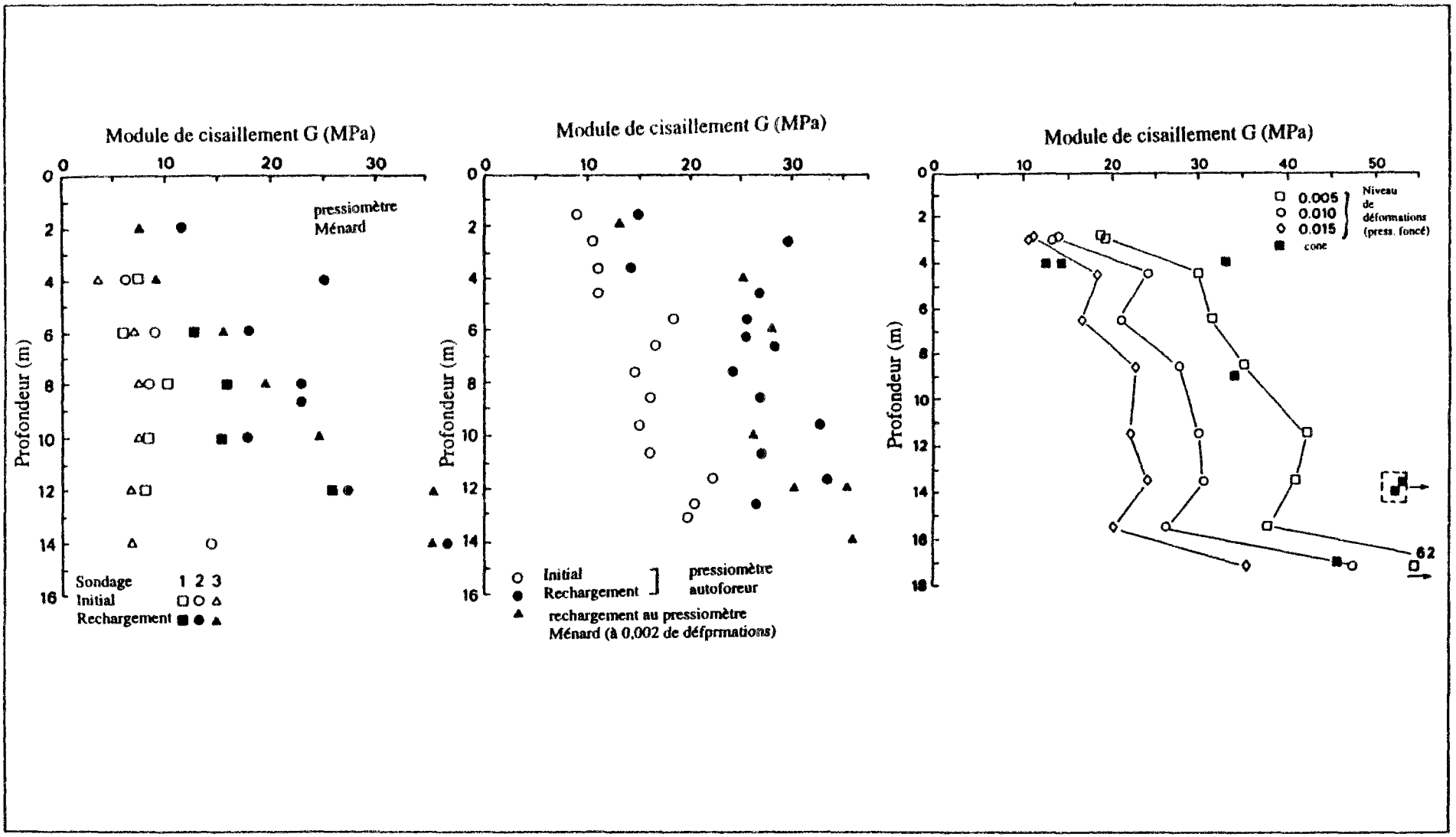


Figure B.3.5 : Variation avec la profondeur du module de cisaillement de l'argile de Gault du site de Madengley, Grande Bretagne.
Powell, J. J. M. (1990), A comparaison of four different pressurmeters and their methods of interpretation in a stiff heavily overconsolidated clay, Third int. symposium on Pressurmeters, Oxford, pp. 287-298.

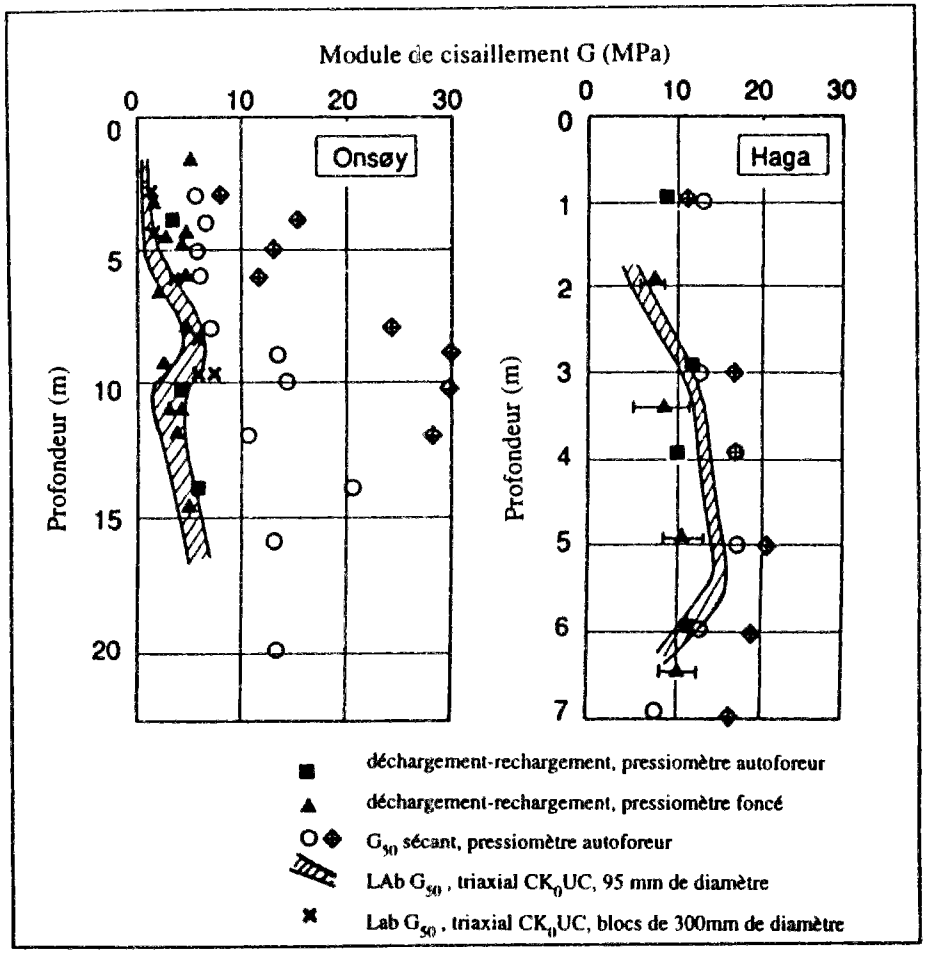


Figure B.3.6 : Variation avec la profondeur du module de cisaillement G', pour les argiles des sites d'Onsoy et de Haga.

Lacasse, S., D'Orazio, T. B., Bandis, C. (1990), Interpretation of self-boring and push-in pressurmeter tests, Third int. symposium on pressuremeters, Oxford, pp. 273-285.

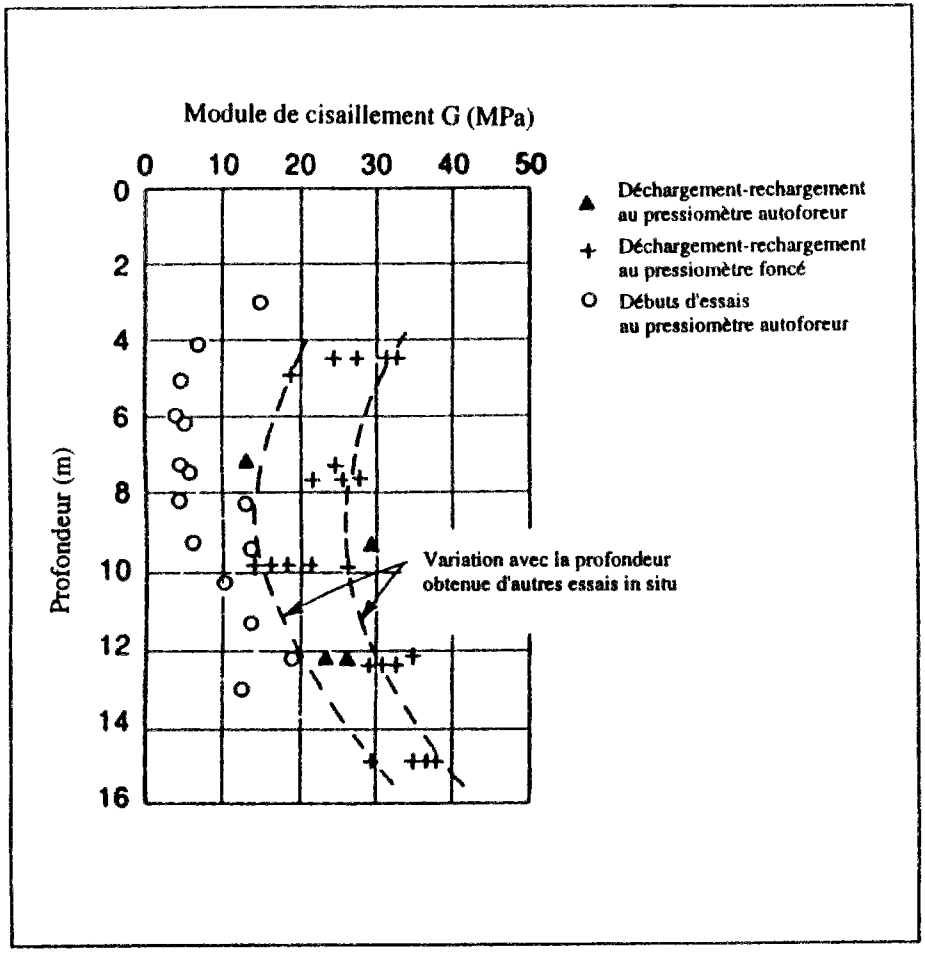


Figure B.3.7 : Variation avec la profondeur du module de cisaillement, pour les sables du site de Holmen.

Lacasse, S., D'Orazio, T. B., Bandis, C. (1990), Interpretation of self-boring and push-in pressurmeter tests, Third int. symposium on pressuremeters, Oxford, pp. 273-28.

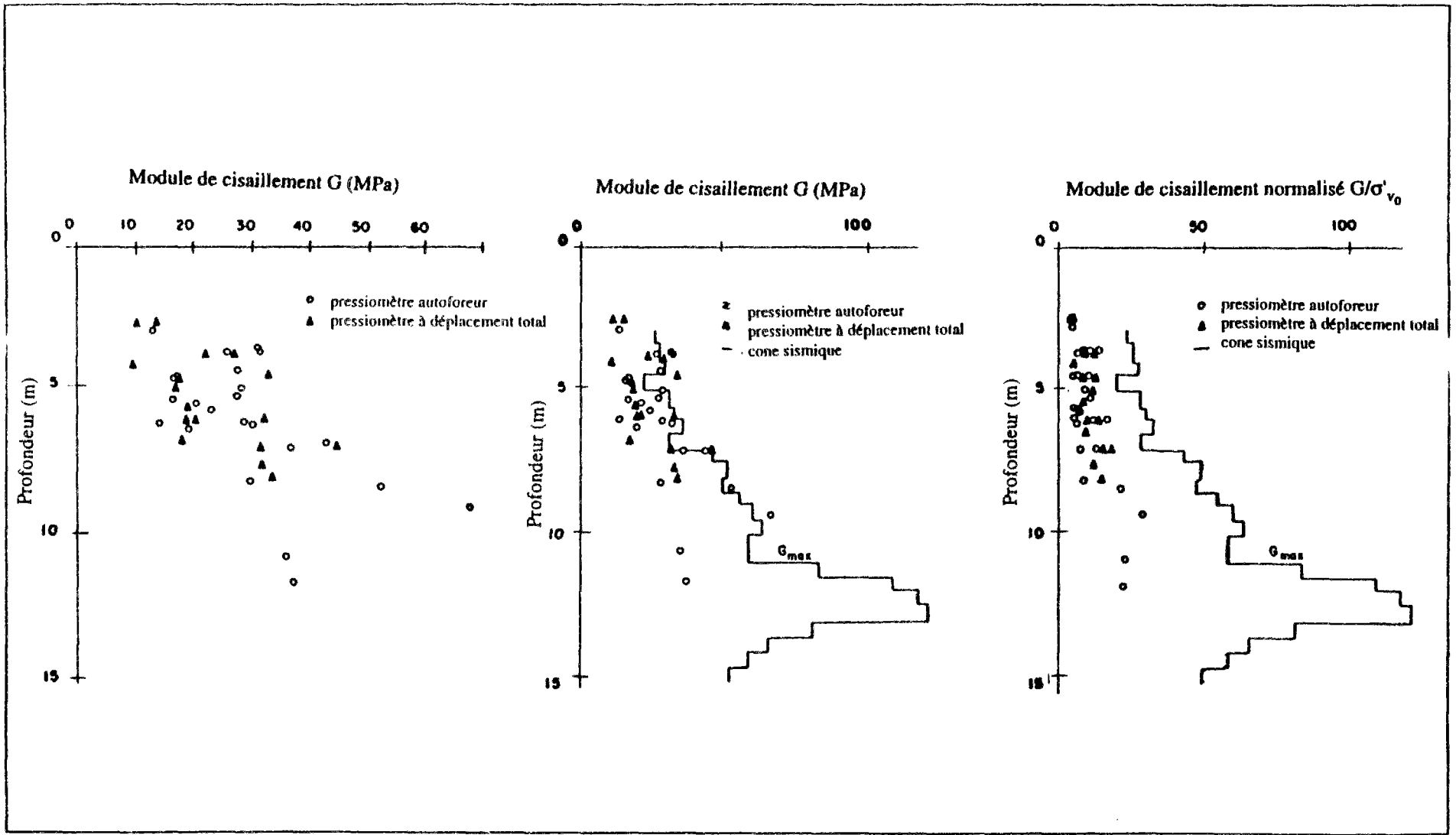


Figure B.3.8 : Variation avec la profondeur du module de cisaillement des sables d'un site à Vancouver, Canada.
Hugues, J. M. O., Robertson, P., K. (1985), Full-displacement pressuremeter testing in sand, Can. Geotech. J., Vol. 22, N° 3, pp. 298-305.

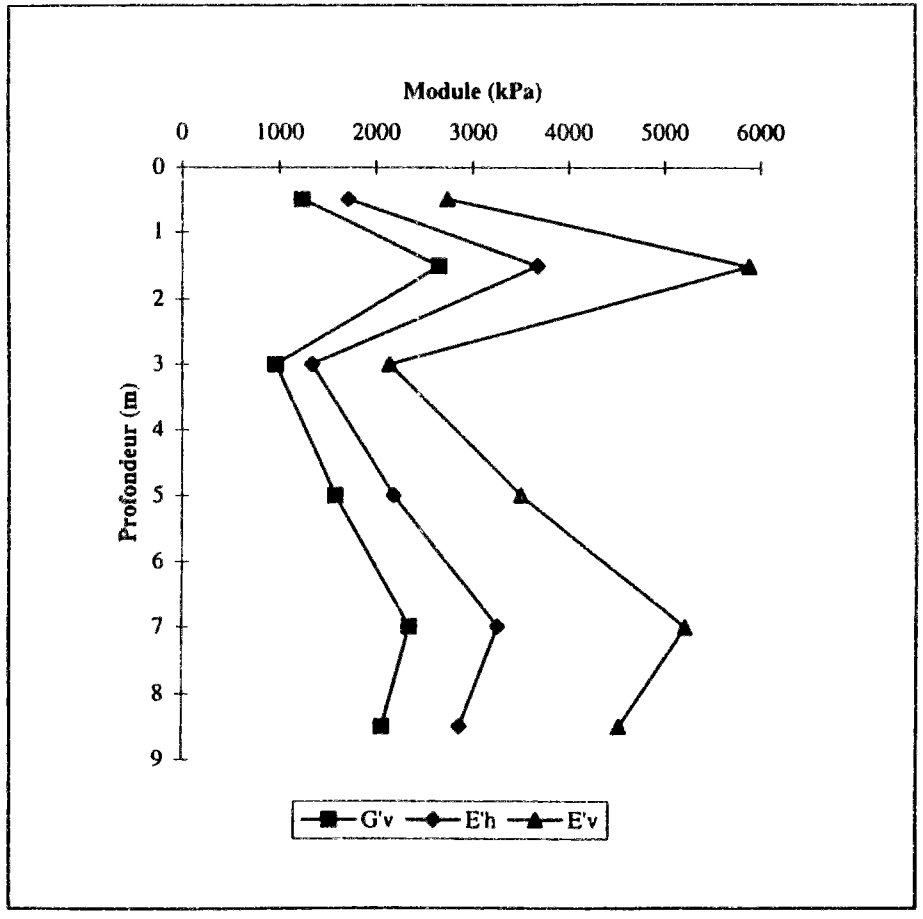


Figure B.3.9 : Variation avec la profondeur des modules d'élasticité déduits d'essais sur l'argile molle de Cubzac-les-Ponts (sol de fondation du remlai B).

Lepidas, I., Magnan, J. P. (1990), Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique, Rapport de recherche des LPC, n° 157, 169 pages.

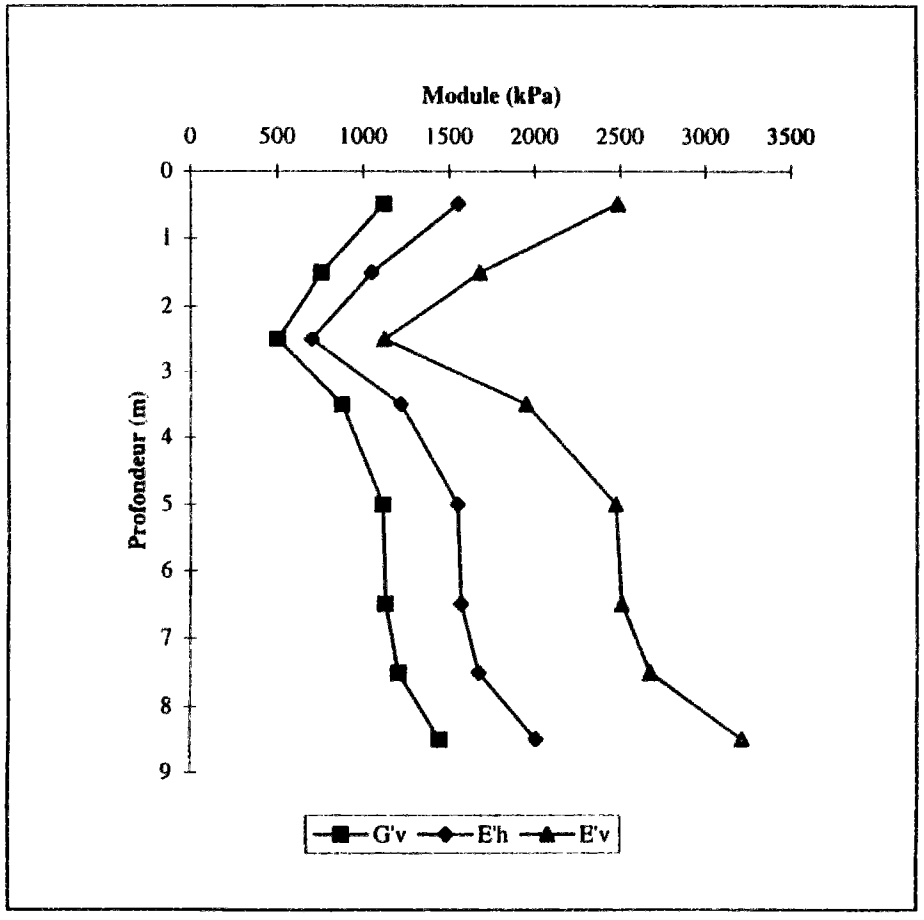


Figure B.3.10 : Variation avec la profondeur des modules d'élasticité déduits d'essais sur l'argile molle de Cubzac-les-Ponts (sol de fondation du remlai C).

Lepidas, I., Magnan, J. P. (1990), Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique, Rapport de recherche des LPC, n° 157, 169 pages.

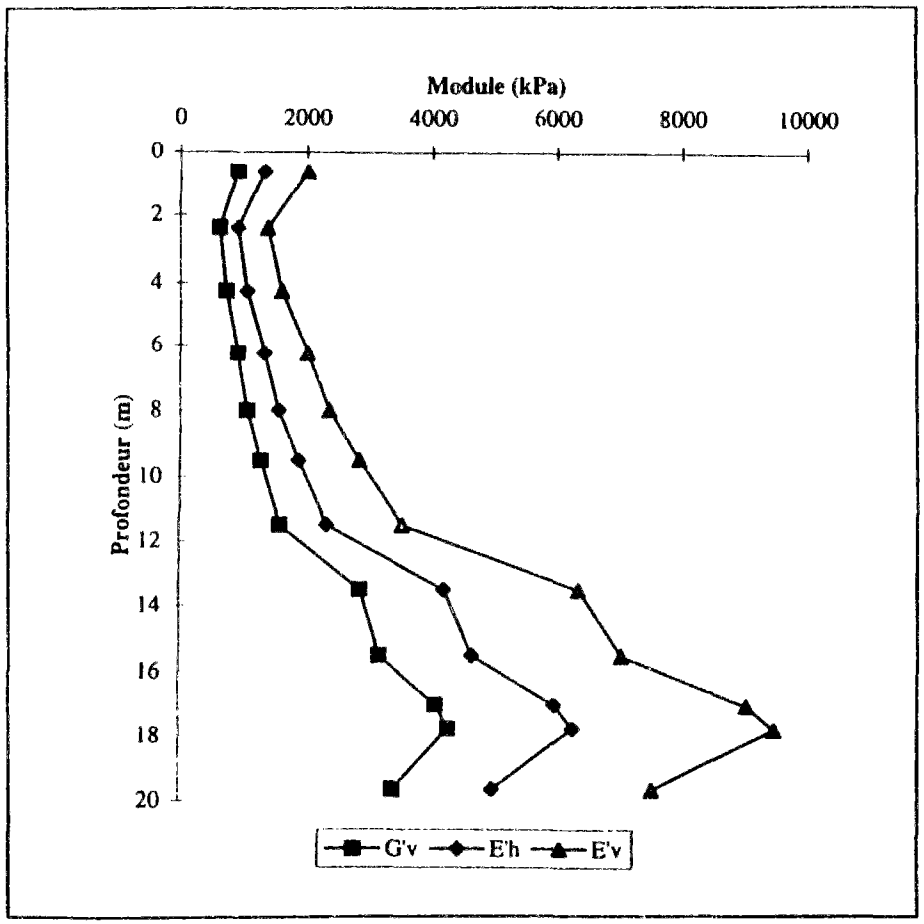


Figure B.3.11 : Variation avec la profondeur des modules d'élasticité des argiles molles de Muar Flats, Malaisie.

Magnan, J. P. (1992), Les remblais d'essai sur argiles molles de Muar Flats (Malaisie), LCPC, Rapport des laboratoires, GT50, 65 pages.

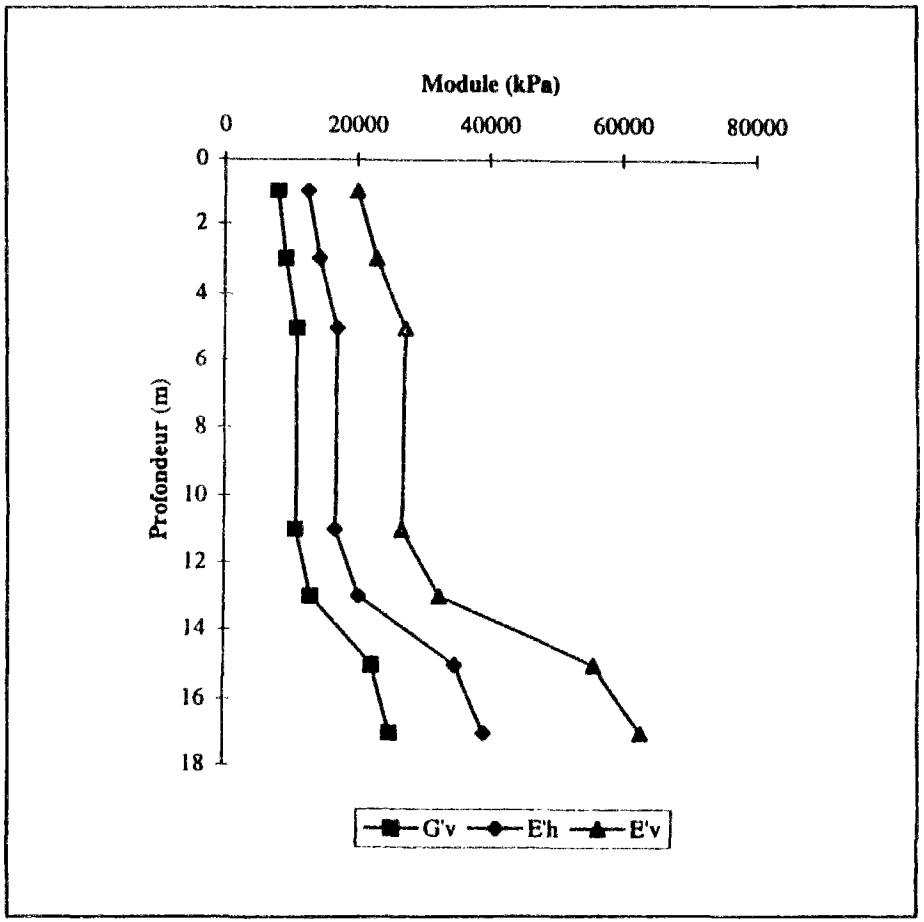


Figure B.3.12 : Variation avec la profondeur des modules d'élasticité de l'argile de Gloucester, Ottawa.

Lepidas, I., Magnan, J. P. (1990), Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique, Rapport de recherche des LPC, n° 157, 169 pages.

ANNEXES AU CHAPITRE VIII

C. LE NOUVEAU MODULE CSNX

C.1 - ORGANISATION DES DONNEES DU NOUVEAU MODULE CSNX

C.2 - ORGANISATION DES DONNEES DE LA NOUVELLE FAMILLE D'ELEMENTS ELEMXX

C.3 - CALCULS DE VERIFICATION DU NOUVEAU MODULE

C.4 - QUELQUES RESULTATS EXPERIMENTAUX CONCERNANT LE COEFFICIENT DE χ DE BISHOP

C.5 - QUELQUES RESULTATS EXPERIMENTAUX CONCERNANT LA VARIATION DES COEFFICIENTS DE PERMEABILITE DU SOL AVEC L'EVOLUTION DE L'INDICE DES VIDES.

C.1 - ORGANISATION DES DONNEES DU NOUVEAU MODULE CSNX

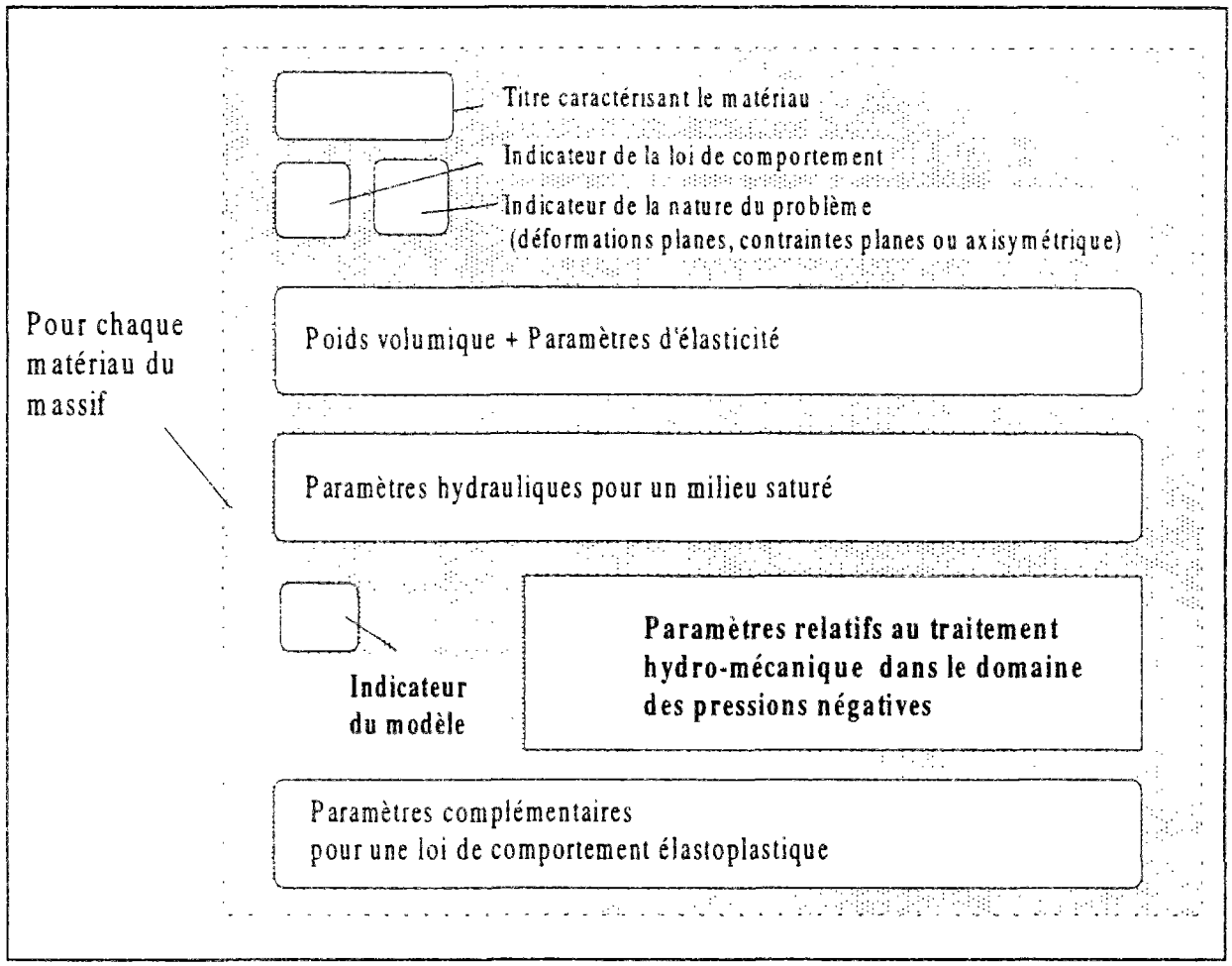
Données indispensables

CSNX		Mot clé principal
M		Indicateur du niveau d'impression en sortie de calcul
IR		Indicateur de résolution (IR=0 si la matrice de rigidité est symétrique, sinon IR=1)
IA		Indicateur du schéma d'itégration das le temps (IA=1 schéma semi-implicite ; IA=2 schéma totalement implicite)
Niter	Tolm Tolh	Nombre maximal des itérations Tolérance sur la non-linéarité mécanique Tolérance sur la non linéarité hydraulique
Vx Vy Vz		Vecteur définissant la verticale ascendante du modèle
Npas1		Nombre de pas de temps +1 (pas de temps iitial)
t0	Dt(I) I=1 à (Npas1-1)	Temps initial + valeurs des intervalles de temps à considérer dans le calcul

Options

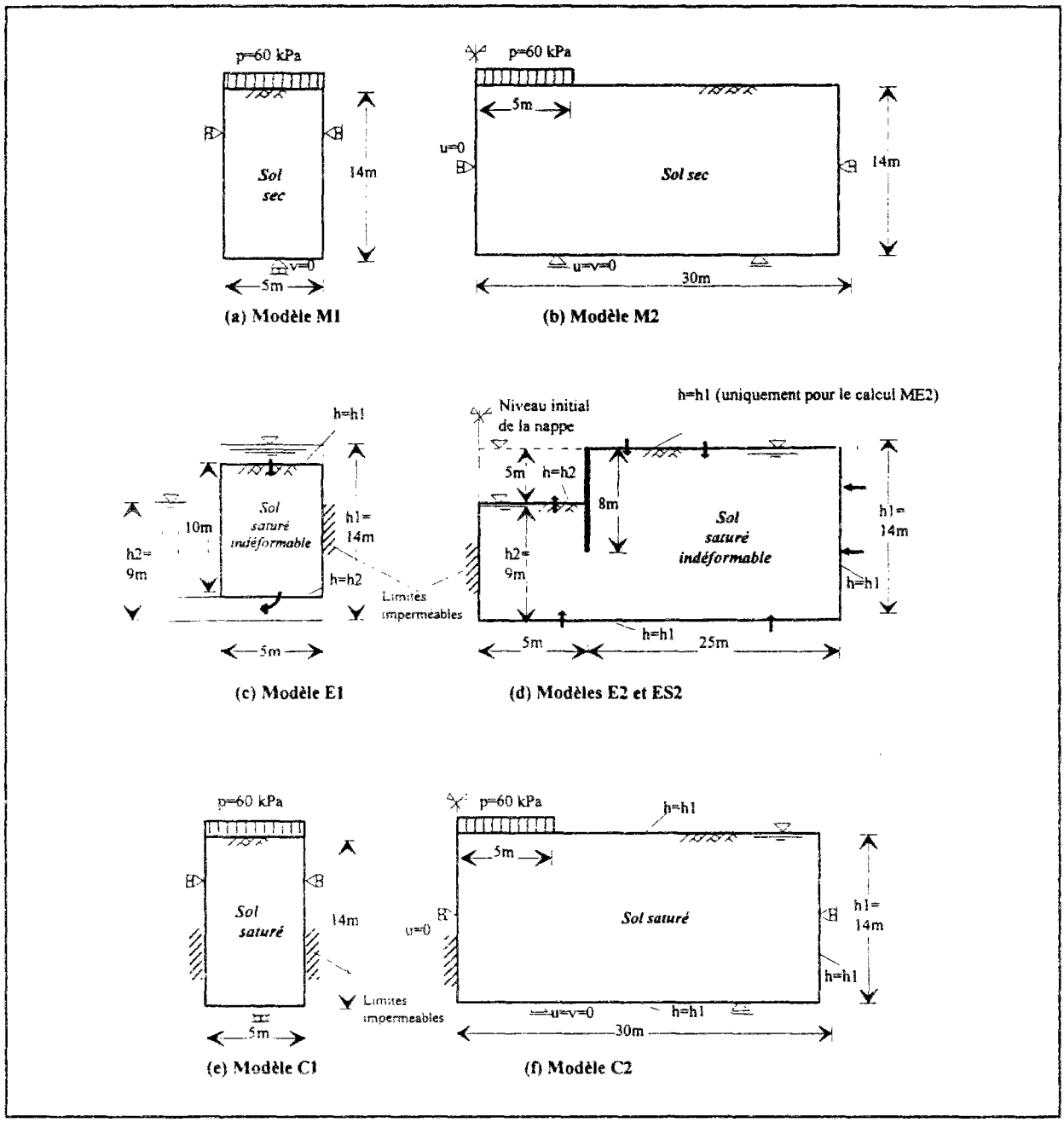
Mots clés			
INU	+	données complémentaires	Définition du champs de déplacements à l'état initial
INH	+	données complémentaires	Définition du champs de charges hydrauliques à l'état initial
INI	+	données complémentaires	Lecture de l'état initial global d'un fichier de reprise
CFT	+	données complémentaires	Définition de la variation du chargement dans le temps
LIM	+	données complémentaires	Définition de la variation des conditions aux limites dans le temps
SRE	+	données complémentaires	Définition du niveau de stockage pour exploitation graphique
STK	+	données complémentaires	Stockage global des résultats pour une reprise de calcul
STH	+	données complémentaires	Stockage des résultats en termes de charges hydrauliques pour une reprise de calcul
STU	+	données complémentaires	Stockage des résultats en termes de déplacements pour une reprise de calcul

C.2 - ORGANISATION DES DONNEES DE LA NOUVELLE FAMILLE D'ELEMENTS ELEMX



C.3 - CALCULS DE VERIFICATION

La vérification du bon fonctionnement numérique du programme a été réalisée sur la base des modèles suivants :



Dans les pages qui suivent, nous présentons les principaux résultats obtenus avec CSNX ; ils ont donné une parfaite concordance avec les résultats des modules MCNL, NSAT ou CSNL de CESAR-LCPC.

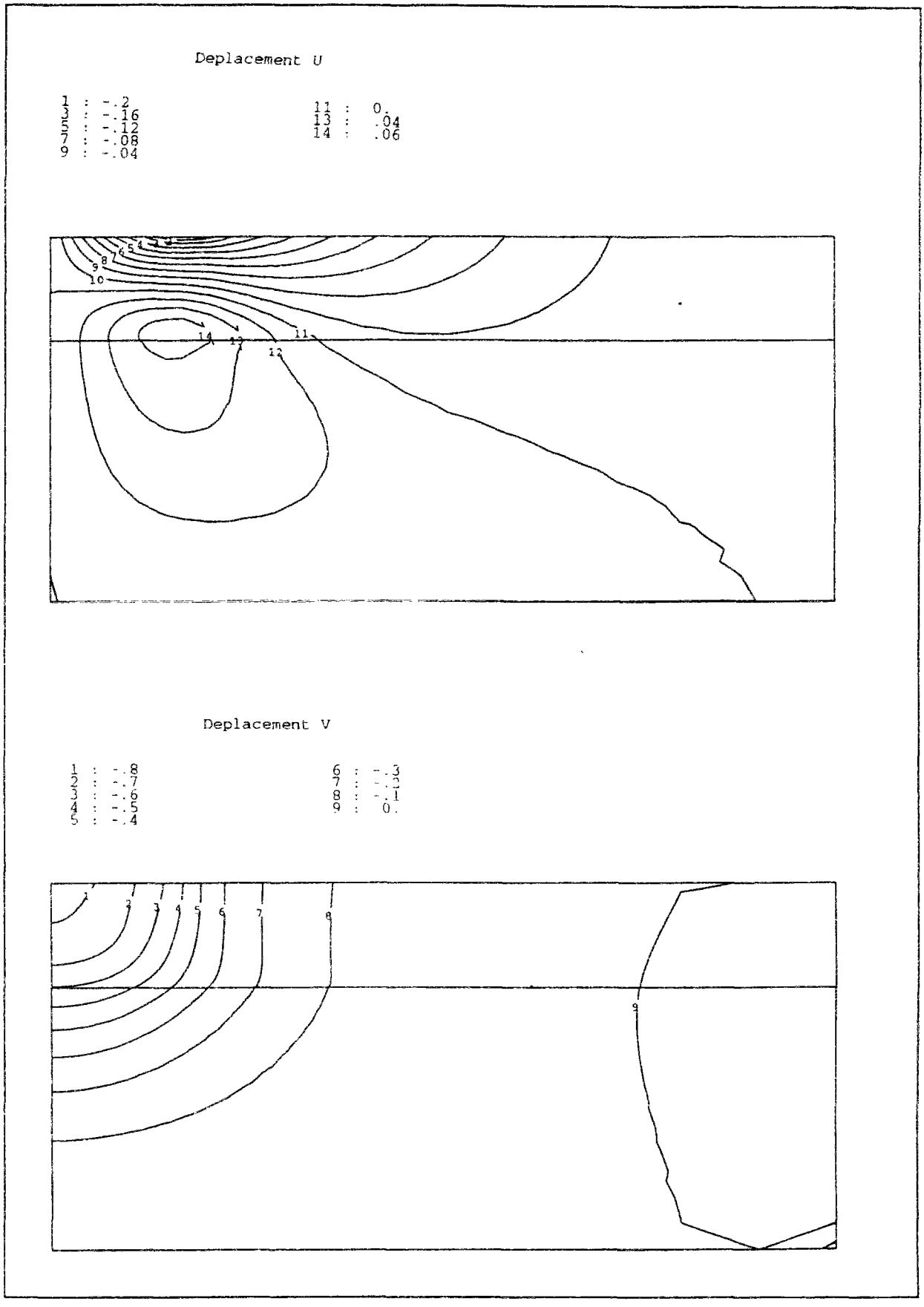


Figure C.3.1 : Résultats obtenus en termes de déplacements par un calcul mécanique avec le modèle MELANIE pour l'exemple de la fondation.

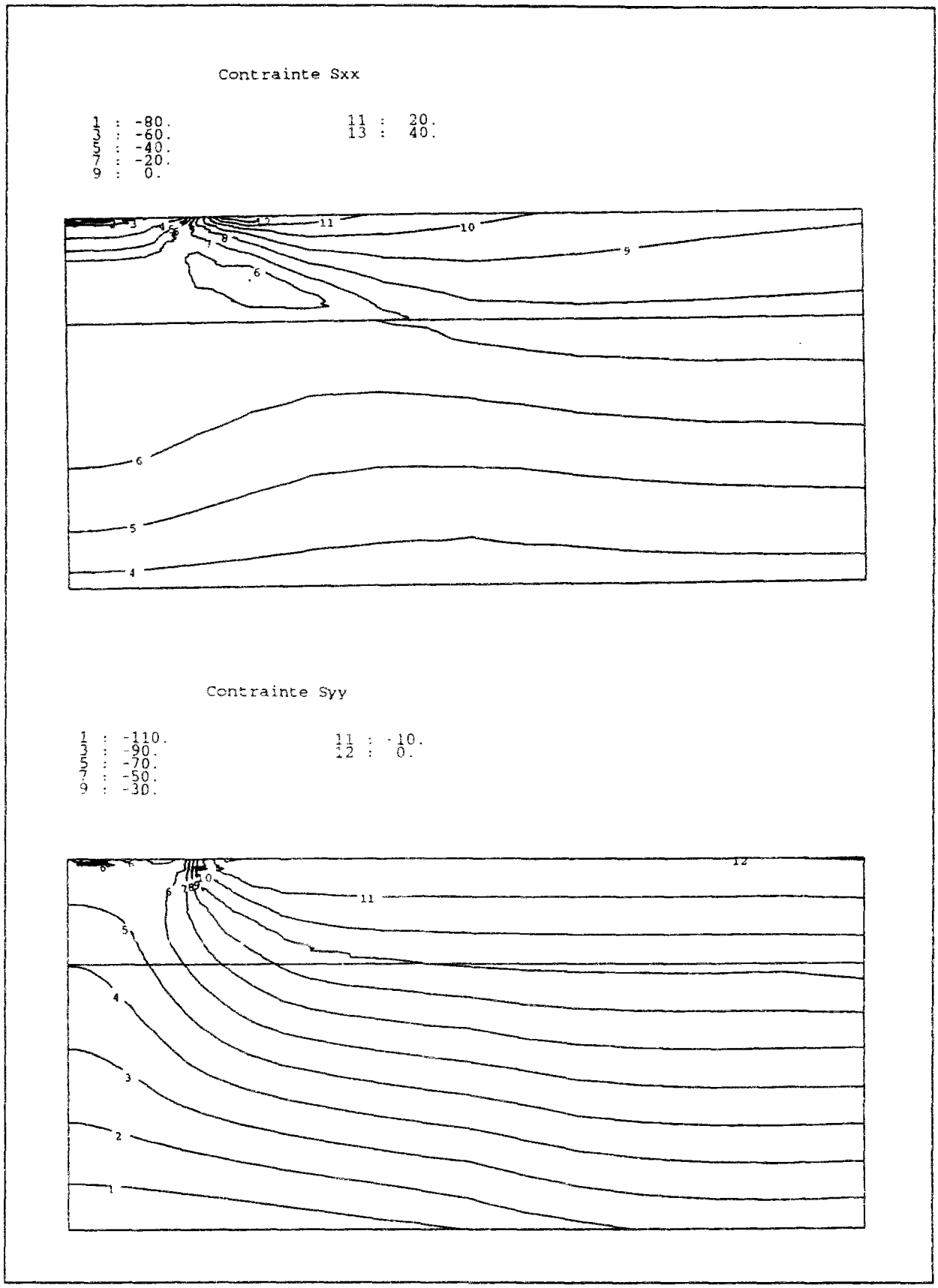


Figure C.3.2 : Résultats obtenus en termes de contraintes par un calcul mécanique avec le modèle MELANIE pour l'exemple de la fondation.

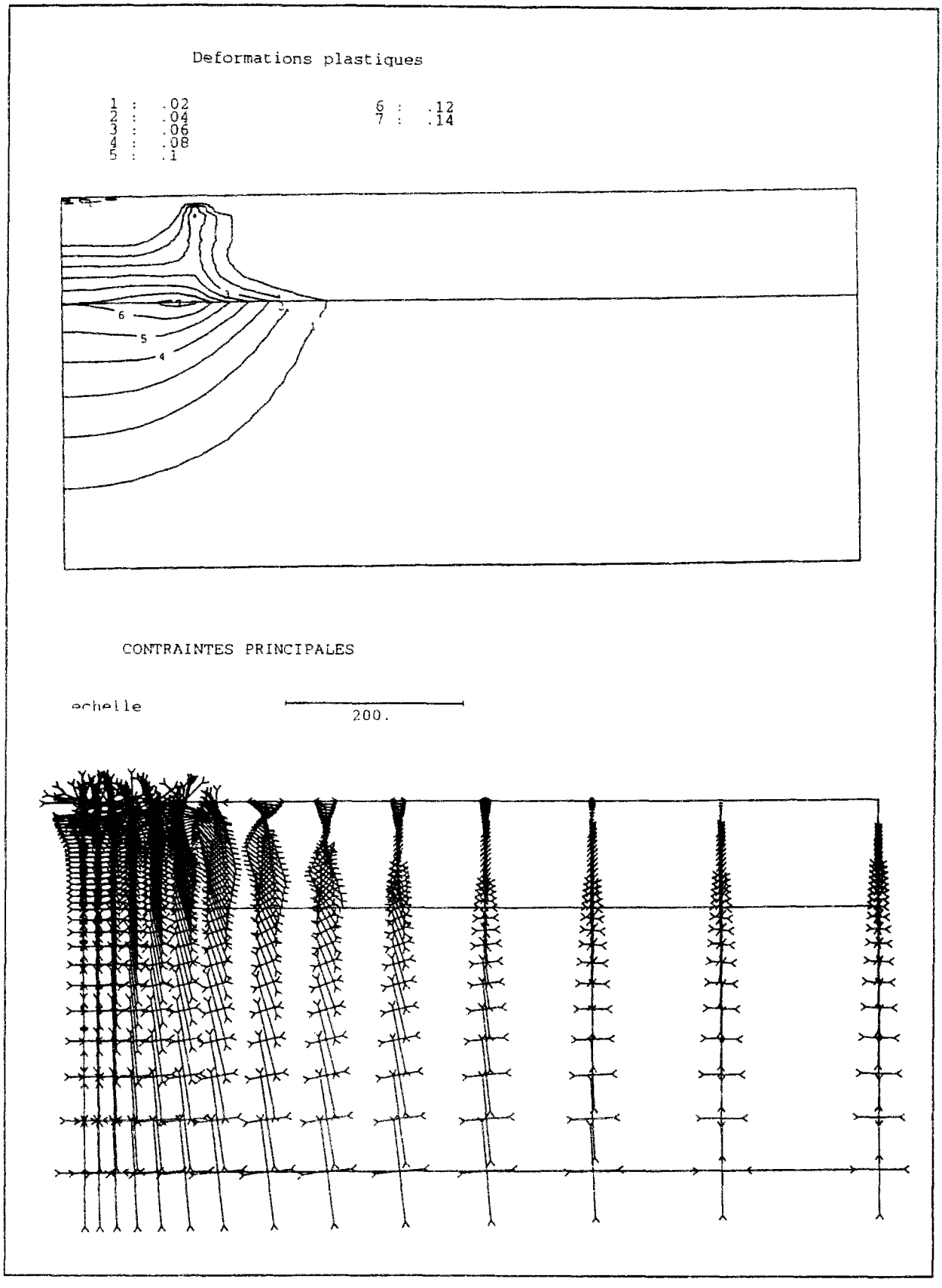


Figure C.3.3 : Résultats obtenus en termes de déformations plastiques (volumiques) et en termes de contraintes principales, par un calcul mécanique avec le modèle MELANIE pour l'exemple de la fondation.

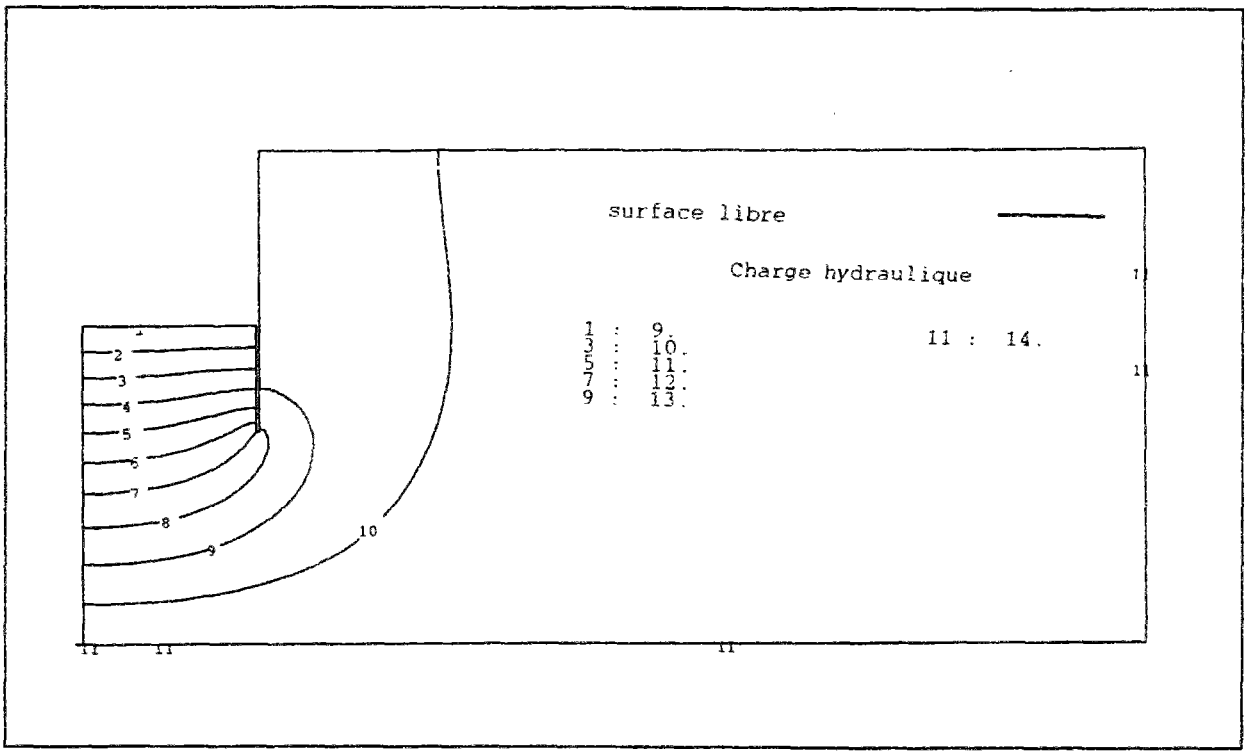


Figure C.3.4 : Résultats obtenus en termes d'équipotentielles obtenu par un calcul hydraulique dans un milieu indéformable pour le problème de la palplanche.

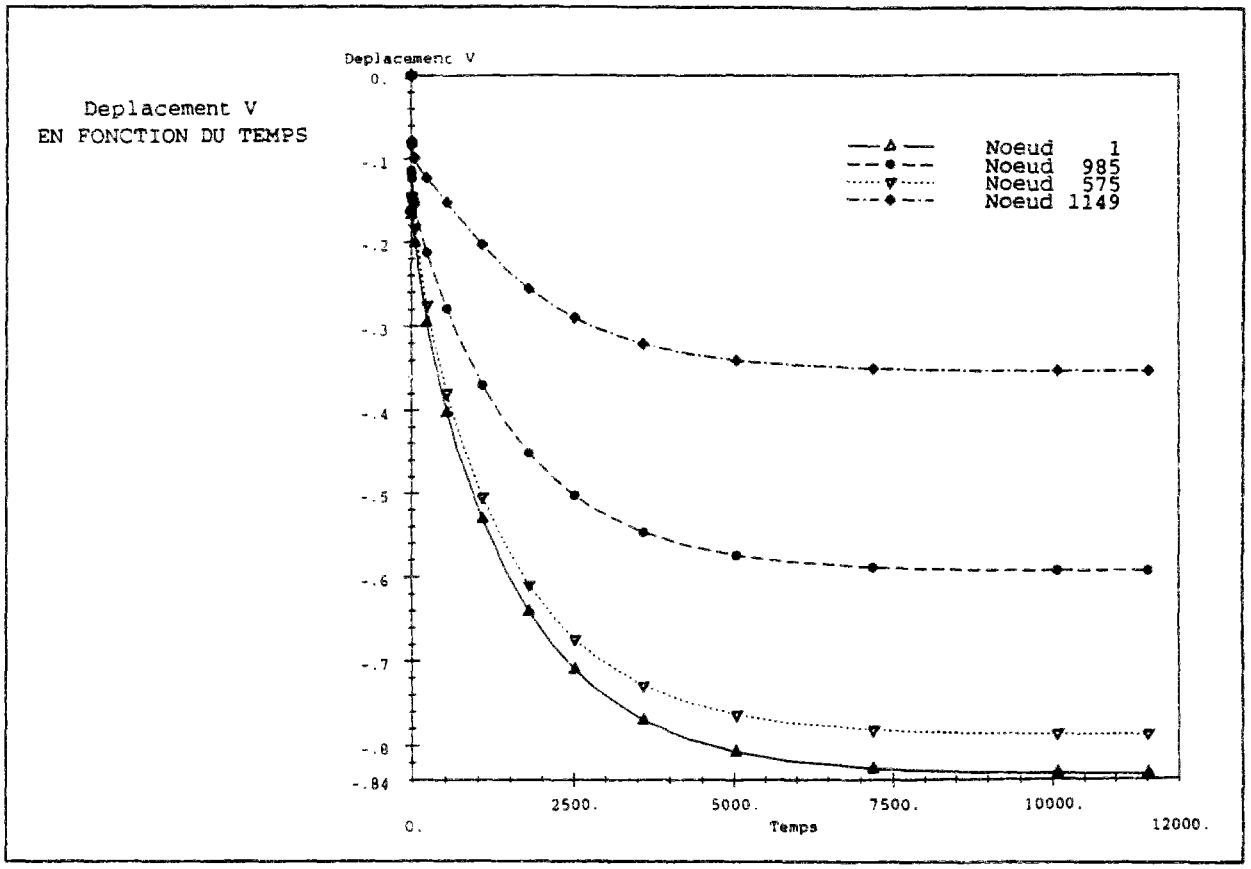


Figure C.3.5 : Evolution au cours du temps des tassements en différents points sur l'axe de la fondation - résultats obtenus par un calcul couplé en conditions saturées (modèle MELANIE).

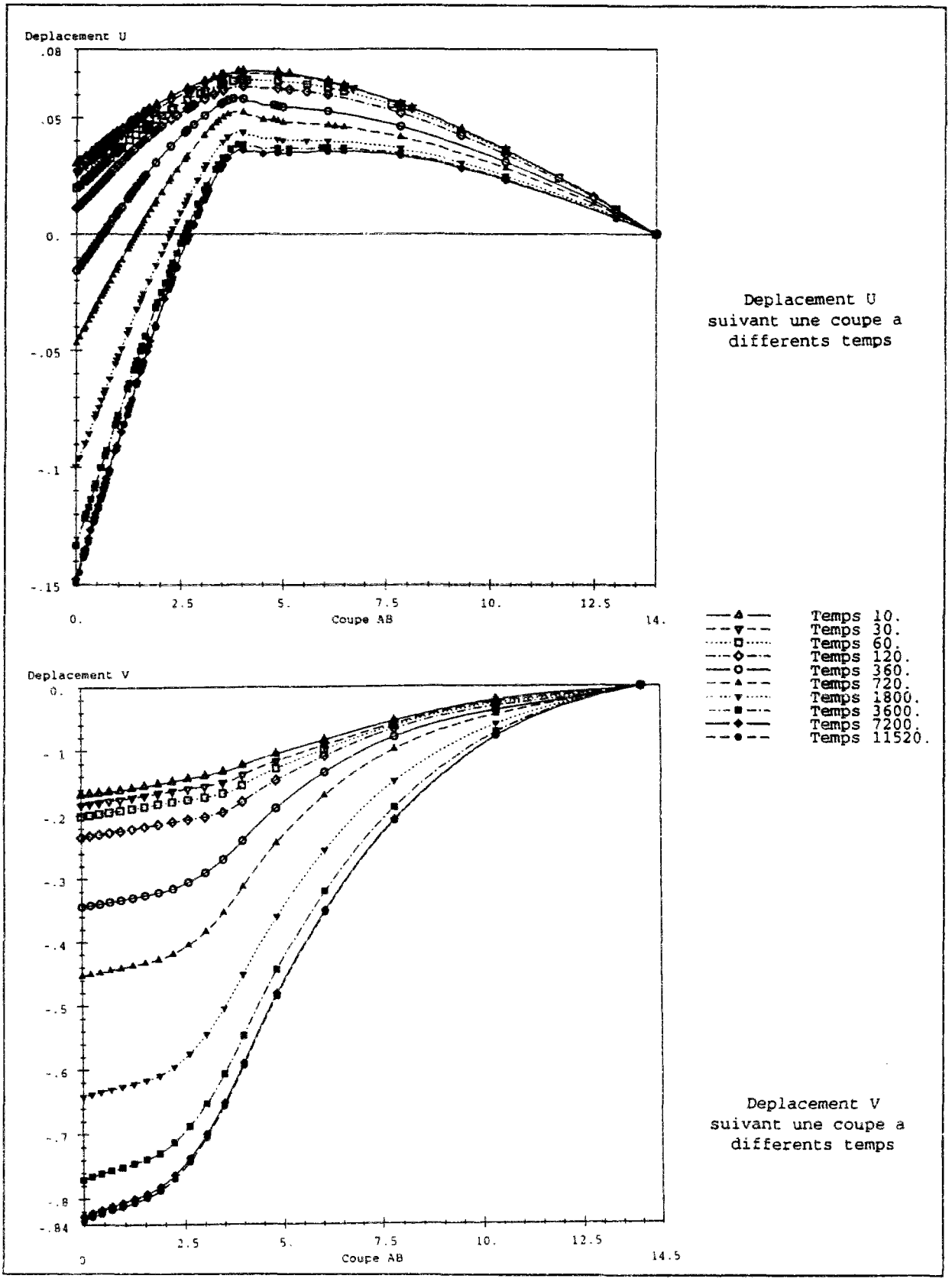


Figure C.3.6 : Evolution au cours du temps des tassements et des déplacements latéraux sur deux plans verticaux situés, respectivement à l'axe de l'ouvrage et à 7,5m de celui-ci - résultats obtenus par un calcul couplé en conditions saturées (modèle MELANIE).

C.4 - QUELQUES RESULTATS EXPERIMENTAUX CONCERNANT LE COEFFICIENT χ DE BISHOP

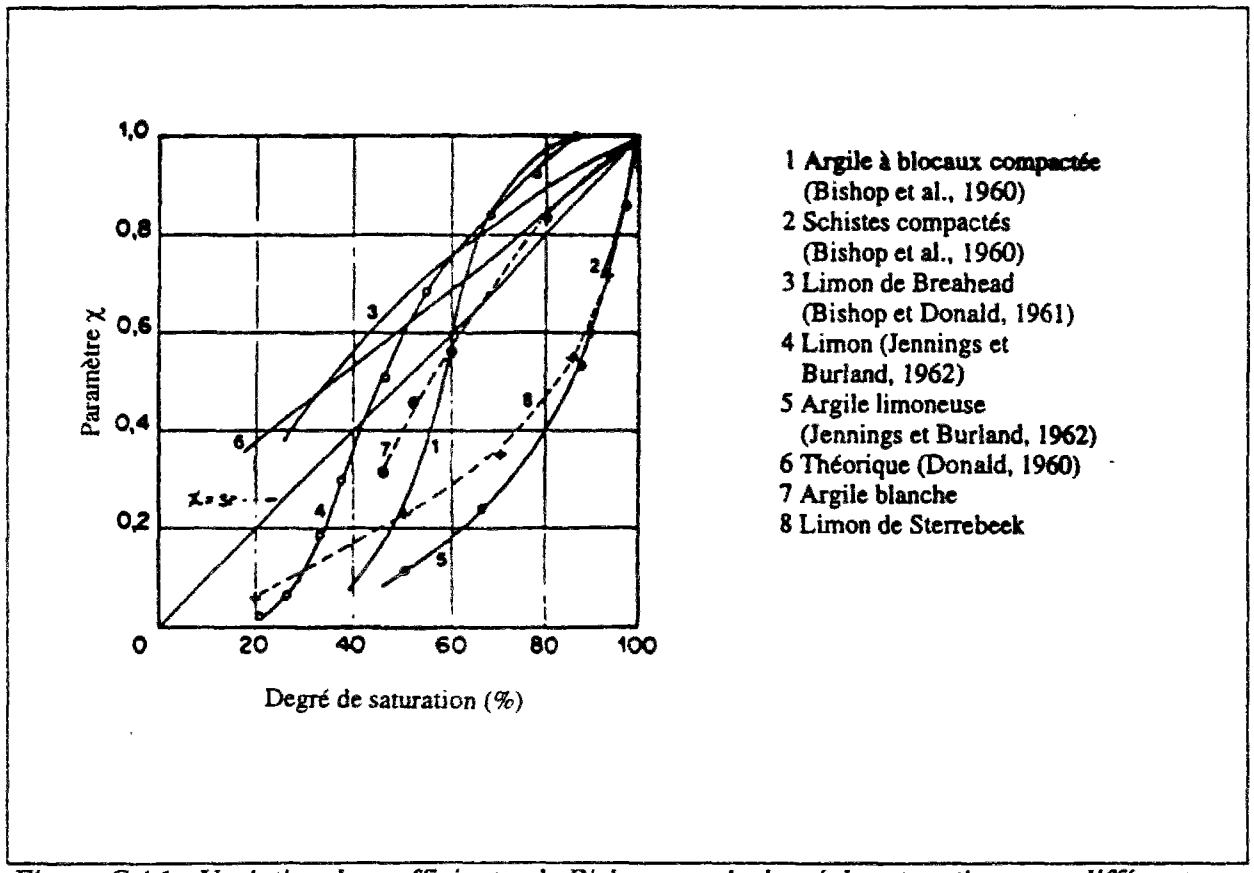


Figure C.4.1 : Variation du coefficient χ de Bishop avec le degré de saturation pour différents matériaux *(Zerhouni, 1991)*

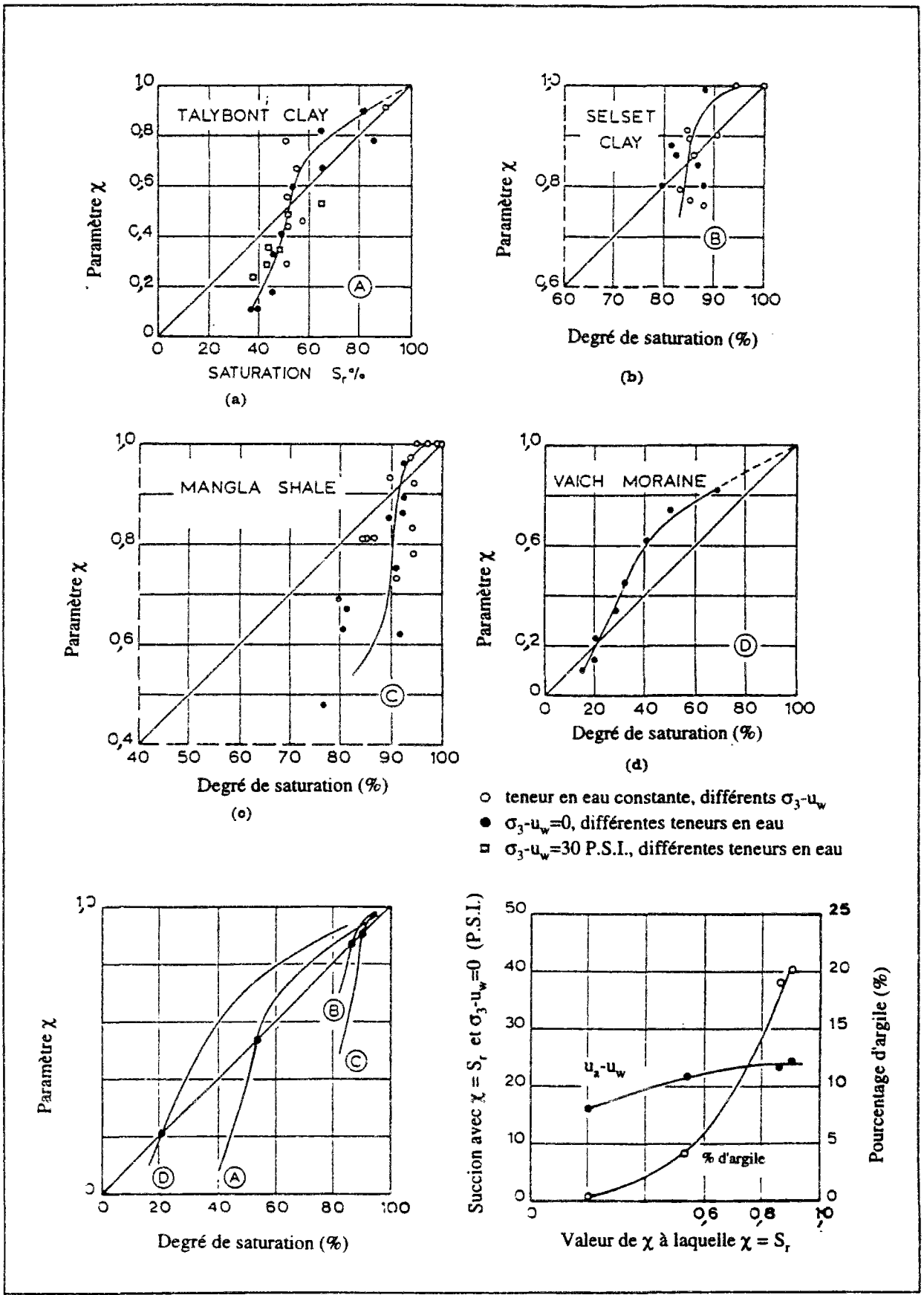
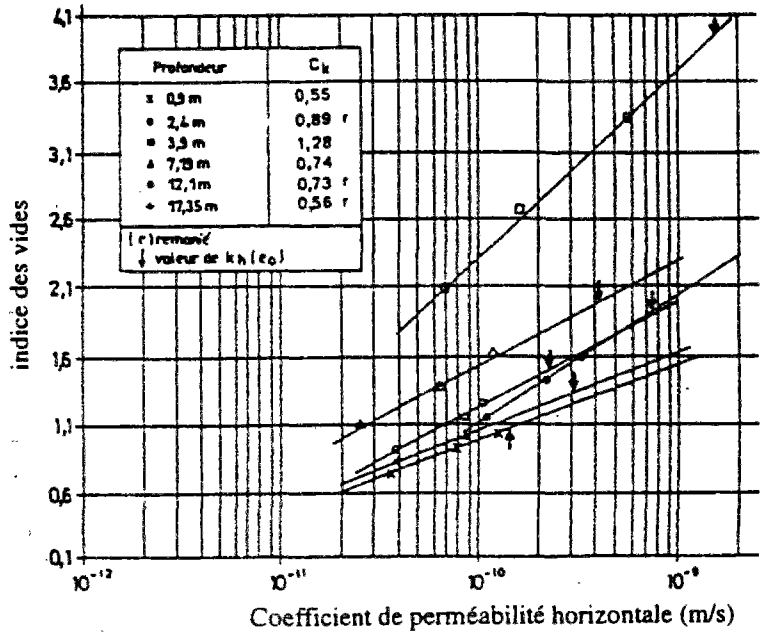


Figure C.4.2 : Variation du coefficient χ de Bishop avec le degré de saturation pour différents types de sols.

Bishop, A. W., Blight G. E. (1963), Some aspect of effective stress in saturated and prtly saturated soils, Geotechnique, Vol. 13, N° 3, pp. 177-197.

C.4 - QUELQUES RESULTATS EXPERIMENTAUX CONCERNANT LA VARIATION DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE DU SOL AVEC L'EVOLUTION DE L'INDICE DES VIDES



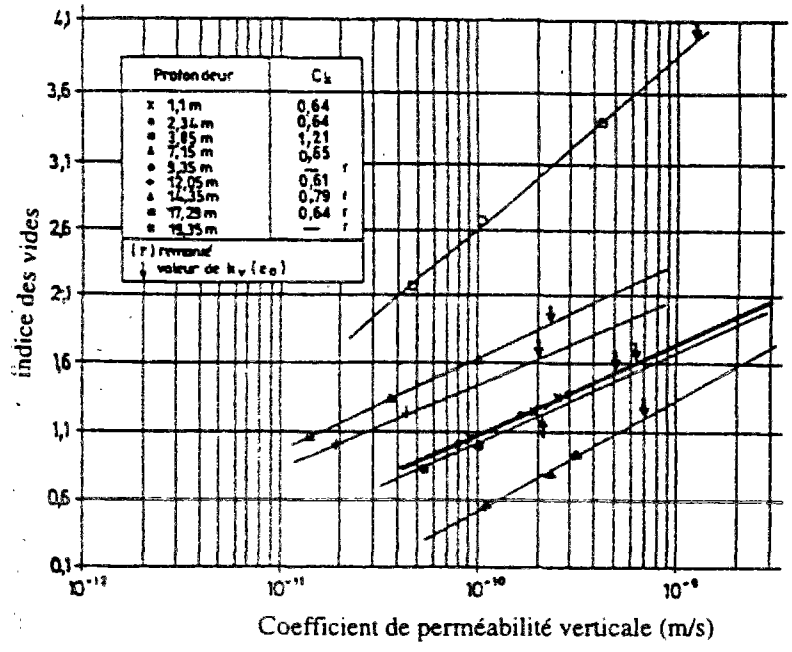


Figure C.5.1 : Evolution des coefficients de perméabilité horizontale et verticale avec la variation de l'indice des vides - résultats des essais oedométriques réalisés sur l'argile de guiche.

Quaresma, M. da G. D. A. L. (1992), Comportement et modélisation d'un remblais sur sols mous renforcé par Géotextile, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourrier - Grenoble I, 385 pages.

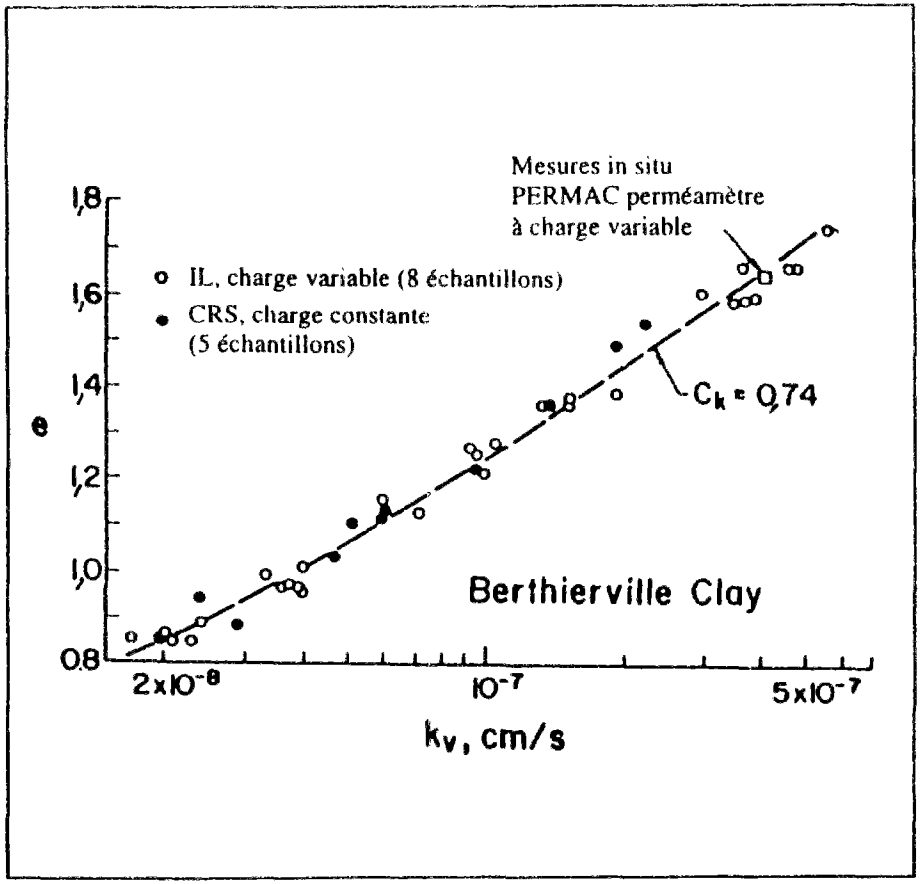


Figure C.5.2 : Evolution du coefficient de perméabilité du sol avec la variation de l'indice des vides - résultats d'essais sur l'argile de Berthierville.

Mesri, G., Lo, D. O. K., Feng, T.-W. (1994), Settlement of embankments on soft clays, ASCE, Geotechnical Special Publication, n° 4, Settlement' 94, Vol. 1, pp. 8-56.

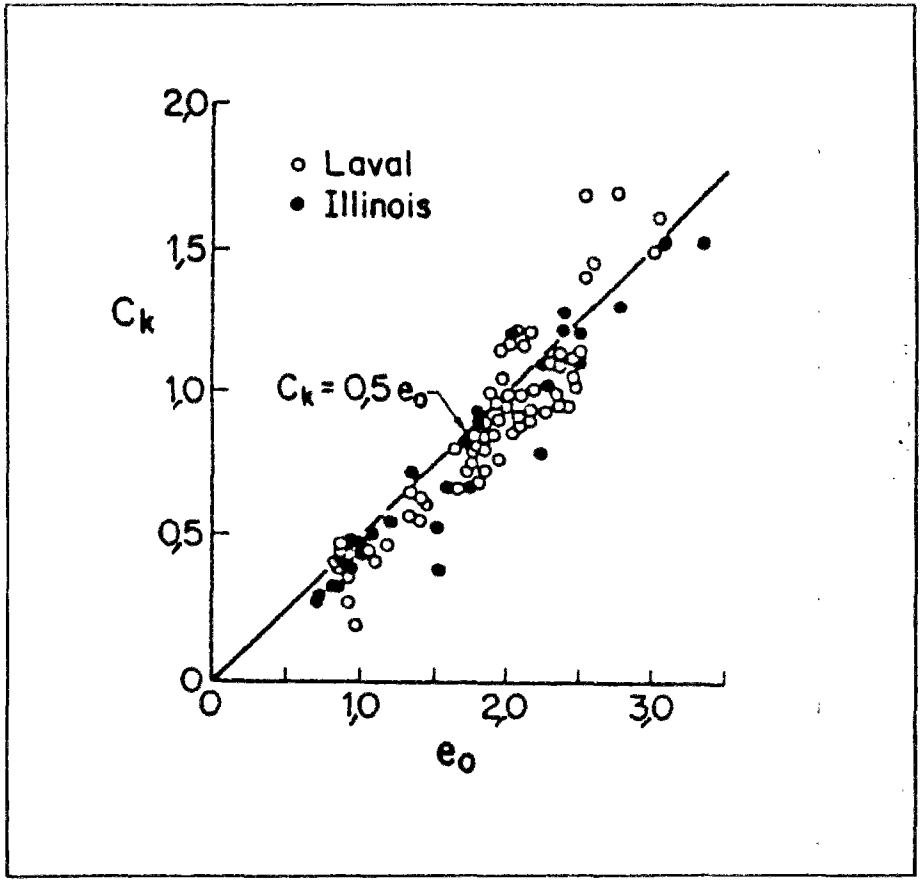


Figure C.5.3 : Correlation entre C_k et e_o proposée par Mesri et al. (1985).

Mesri, G., Lo, D. O. K., Feng, T.-W. (1994), Settlement of embankments on soft clays, ASCE, Geotechnical Special Publication, n° 4, Settlement' 94, Vol. 1, pp. 8-56.