



Titre: Critères d'application des couches drainantes dans les chaussées
Title:

Auteur: Frédéric Généreux
Author:

Date: 2007

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Généreux, F. (2007). Critères d'application des couches drainantes dans les chaussées [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/7980/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7980/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Jean Lafleur
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CRITÈRES D'APPLICATION DES COUCHES DRAINANTES DANS
LES CHAUSSÉES

FRÉDÉRIC GÉNÉREUX

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCE APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2007



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-29234-1

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-29234-1

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.


Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CRITÈRES D'APPLICATION DES COUCHES DRAINANTES DANS
LES CHAUSSÉES

présenté par : GÉNÉREUX Frédéric

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès science appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Mme LEITE Maria Helena, Ph.D., présidente

M. LAFLEUR Jean, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. SAVARD Yves, M.Sc., membre

Remerciements

Je remercie énormément le professeur Jean Lafleur pour l'aide et la direction qu'il m'a données pour la réalisation de mon étude. L'enseignement de sa méthode de travail et sa vision de la profession me seront sûrement très utiles dans mes futures occupations. Merci aussi pour ses grandes qualités humaines, sa très grande ouverture et son amour du français qu'il m'a transmis.

Je tiens à remercier Yves Savard du *MTQ* pour ses publications et la mise en disponibilité de sa bibliographie. Ses conseils et son grand calme m'ont été fort utiles tout au long de mon étude.

Je suis très reconnaissant pour le financement du projet par la direction du Laboratoire des Chaussées du MTQ.

Mélanie Bergeron et François Laferrière méritent une énorme merci de ma part pour m'avoir accueilli et prêté leur divan lors de mes séjours à Québec.

Je remercie Marc Lebeau de l'Université Laval pour ses publications, son mémoire de maîtrise ainsi que pour son extrême compétence et professionnalisme.

Le mémoire de mon collègue de l'École Polytechnique Ghassan Abou-Smara ainsi que ses conseils m'ont été très utiles.

Merci au personnel du département de CGM de Polytechnique pour leur disponibilité et leur sourire ainsi qu'au technicien de laboratoire de géotechnique André Ducharme pour ses conseils, sa disponibilité et ses histoires de pêche.

Mon plus gros merci va à ma compagne Andrée-Anne et mes fils Colin et Louis qui sont et ont été là pour moi dans les bons et les moins bons moments.

Résumé

On a fait des simulations par éléments finis de couches drainantes et d'écrans de rive dans des chaussées implantées en profil rasant et en déblai sur quatre types de sols d'infrastructure différents avec la nappe phréatique initiale à la surface. On a utilisé un logiciel commercial qui tient compte des propriétés non saturées des sols et agrégats en présence. On a également fait varier l'épaisseur et la conductivité hydraulique de la couche drainante. Les infiltrations se font par une fissure au centre de la chaussée et par l'arrondi dans le cas du profil rasant et par la surface du sol naturel encaissant et par l'arrondi, dans le cas des profils en dépression. On y fait les comparaisons avec et sans couche drainante, sur les profils de degrés de saturation et de pressions interstitielles dans l'assise de la chaussée à la piste de roue externe.

Les simulations démontrent que pour le profil rasant, la couche drainante placée immédiatement sous le revêtement double le degré de saturation de la fondation et les pressions interstitielles y deviennent positives : la présence d'une couche drainante favorise l'écoulement et l'entrée d'eau par les fissures au détriment du ruissellement direct à la surface du revêtement, elles ne sont donc pas recommandées. Par contre, en déblai jusqu'à 10 mètres de profondeur, on préconise la mise en place d'une couche drainante à la base de la sous-fondation puisqu'elle empêche l'eau d'y pénétrer par sous-pression et de s'équilibrer avec la nappe phréatique du sol naturel encaissant. Elle diminue ainsi appréciablement les degrés de saturation dans la sous-fondation de l'assise et les pressions interstitielles négatives y sont maintenues.

*Mots clé : route, couche drainante, drainage routier, écoulement non saturé,
modélisation par éléments finis*

Abstract

Finite element modeling of open graded drainage layers (OGDL) and edge-drains was performed on level and cutting profiles with four different subgrade soils with initial groundwater at surface. A commercial software that takes into consideration unsaturated flow in soils and aggregates was used. The changes in thickness and hydraulic conductivity of the OGDL were also evaluated. Infiltration comes from a crack in the centre of the pavement and from the shoulder rounding, for the level profile; for the cutting profiles, it comes from the surface of the surrounding natural soil and from the shoulder rounding. Comparisons with and without drainage layer, were made of saturation degrees profiles and groundwater pressures in the road foundation, under the external wheel path.

The simulations show that when the OGDL is installed just below the pavement in level profiles, the saturation degree of the foundation aggregate is increased by a factor of two and the pore pressures become positive. Presence of an OGDL provides an easier path for the water infiltration by cracks rather than direct pavement runoff and they are not recommended. However, in cuttings up to 10 meters high, the installation of a drainage layer directly on the subgrade under the subbase is advocated because it impedes water from flowing into the subbase by external pressure to equilibrate the phreatic level of the natural surrounding soil. Consequently, it drops appreciably the saturation degrees in the subbase and the negative porewater pressures are maintained.

Key words : road, drainage layer, road drainage, unsaturated flow, finite element modeling

Table des matières

REMERCIEMENTS.....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT.....	VI
TABLES DES MATIÈRES.....	VII
LISTE DES FIGURES.....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES ANNEXES.....	XV
LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS UTILISÉS.....	XVI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Historique du drainage routier.....	2
1.2 Contexte Québécois.....	3
CHAPITRE 2 PROPRIÉTÉS DES SOLS.....	6
2.1 Granulométrie et propriétés physiques.....	6
2.2 Propriétés mécaniques.....	7
2.3 Propriétés des milieux poreux non-saturés.....	9
2.3.1 Teneur en eau.....	9
2.3.2 Conductivité hydraulique.....	13
CHAPITRE 3 STRUCTURE DES CHAUSSÉES.....	16
3.1 Composition et géométries.....	16
3.2 L'eau dans les chaussées.....	17
3.3 Dégradations possibles.....	20
3.4 Les améliorations par drainage des chaussées.....	24
3.4.1 Les couches drainantes.....	25
3.4.2 Les écrans de rive.....	27
3.5 Entretien et réhabilitation.....	27
CHAPITRE 4 CARACTÉRISTIQUES DES SIMULATIONS.....	29
4.1 Hypothèses.....	29
4.2 Description des simulations.....	30

4.2.1 Logiciel utilisé.....	30
4.2.2 Maillage.....	30
4.2.3 Conditions aux frontières.....	33
4.2.3.1 Précipitations.....	33
4.2.3.2 Frontières géométriques.....	34
4.2.3.3 Infiltration par une fissure.....	34
4.2.4 Pas de temps et critères de convergence.....	35
4.3 Géométries simulées.....	36
4.3.1 La chaussée.....	36
4.3.2 Le profil rasant.....	38
4.3.3 Le profil avec dépression.....	39
4.4 Mesure des débits.....	39
4.5 Matériaux utilisés.....	40
4.5.1 Propriétés physiques.....	40
4.5.2 Propriétés hydrauliques.....	43
4.5.2.1 Courbes de rétention d'eau CRE.....	43
4.5.2.2 Fonctions de conductivité hydraulique FCH.....	46
CHAPITRE 5 RÉSULTATS.....	49
5.1 Profil rasant avec infiltration par une fissure.....	50
5.1.1 Influence du sol d'infrastructure.....	50
5.1.1.1 Profils.....	50
5.1.1.2 Distributions des pressions interstitielles.....	52
5.1.2 Présence d'une couche drainante.....	53
5.1.3 Influence de l'épaisseur de la couche drainante.....	53
5.1.4 Influence de la conductivité hydraulique de la couche drainante.....	54
5.2 Géométrie avec dépression.....	59
5.2.1 Profils.....	59
5.2.1.1 Influence de la hauteur de dépression ΔH	59
5.2.1.2 Influence du sol d'infrastructure.....	64

5.2.1.3 Présence d'une couche drainante.....	64
5.2.1.4 Influence de l'épaisseur de la couche drainante.....	69
5.2.1.5 Influence de la conductivité hydraulique de la couche drainante.....	69
5.2.2 Distribution des pressions interstitielles.....	73
5.2.3 Distribution des débits.....	76
CHAPITRE 6 DISCUSSION.....	79
CHAPITRE 7 CONCLUSION.....	85
CHAPITRE 8 RÉFÉRENCES.....	86
ANNEXES.....	94

Liste des figures

Figure 1.1 première route avec drainage moderne.....	2
Figure 1.2 les argiles de l'est du Canada.....	4
Figure 2.1 diagramme de phase montrant certaines relations.....	6
Figure 2.2 enveloppe de Mohr-Coulomb à différentes suctions matricielles.....	8
Figure 2.3 courbe de rétention d'eau.....	11
Figure 2.4 courbe de rétention d'eau pour un sol saturé et non-saturé.....	12
Figure 2.5 fonction de conductivité hydraulique.....	14
Figure 2.6 tubes capillaires montrant l'effet de bouteille d'encre.....	15
Figure 2.7 goutte d'eau sur une surface inclinée.....	15
Figure 3.1 coupe type de chaussée Québécoise.....	16
Figure 3.2 a) structure de chaussée en condition non-drainée.....	18
b) structure de chaussée en condition drainée	
Figure 3.3 bulbe d'imbibition.....	19
Figure 3.4 différentes sources d'infiltration dans les chaussées.....	19
Figure 3.5 effet du gel et dégel sur une route.....	22
a) gonflement au gel	
b) affaissement au dégel	
Figure 3.6 phénomène de pompage sous l'action d'une charge.....	23
Figure 4.1 maillage de la fissure (géométrie avec couche drainante de 100 mm).....	31
Figure 4.2 maillage du drain	32
Figure 4.3 maillage du domaine (géométrie avec ΔH de 2 mètres et CD de 100 mm)....	32
Figure 4.4 maillage du domaine (profil rasant avec CD de 100 mm).....	33
Figure 4.5 distribution des précipitations sur un profil rasant sans couche drainante....	34

Figure 4.6 conditions frontières sur un profil rasant avec couche drainante de 100 mm.....	35
Figure 4.7 dimensions de la chaussée.....	37
Figure 4.8 profil rasant avec couche drainante et écran de rive.....	38
Figure 4.9 profil en dépression.....	39
Figure 4.10 endroits d'évaluation des débits.....	40
Figure 4.11 courbes granulométriques des matériaux utilisés pour les simulations numériques.....	42
a) Assise	
b) Infrastructure	
Figure 4.12 courbes de rétention d'eau des matériaux utilisés pour les simulations numériques.....	44
a) Assise	
b) Infrastructure	
Figure 4.13 courbe de rétention d'eau du matériau de couche drainante utilisé pour les simulations numériques.....	45
Figure 4.14 courbes de rétention d'eau des matériaux utilisés pour les simulations numériques.....	47
a) Assise	
b) Infrastructure	
Figure 4.15 fonctions de conductivité hydraulique du matériau de couche drainante utilisées pour les simulations numériques.....	48
Figure 5.1 comparaison entre les types de sols des profils rasants sans couche drainante.....	51

Figure 5.2 distribution des pressions après simulation, profil rasant sans couche drainante.....	52
(a) avec sable comme sol d'infrastructure (isobares 4 kPa)	
(b) avec limon comme sol d'infrastructure (isobares 2 kPa)	
(c) avec moraine comme sol d'infrastructure (isobares 4 kPa)	
(d) avec argile comme sol d'infrastructure (isobares 4 kPa)	
Figure 5.3 comparaison des profils rasant avec sable comme infra.....	55
Figure 5.4 comparaison des profils rasant avec moraine comme infra.....	56
Figure 5.5 comparaison des profils rasant avec limon.....	57
Figure 5.6 comparaison des profils rasant avec argile comme infra.....	58
Figure 5.7 comparaison des profils avec dépression avec sable comme infra.....	60
Figure 5.8 comparaison des profils avec dépression avec moraine comme infra.....	61
Figure 5.9 comparaison des profils avec dépression avec limon comme infra.....	62
Figure 5.10 comparaison des profils avec dépression avec argile comme infra.....	63
Figure 5.11 degrés de saturation et pression pour le profil avec dépression sans couche drainante en dépression de 2 mètres.....	66
Figure 5.12 degrés de saturation et pression pour le profil avec dépression sans couche drainante en dépression de 5 mètres.....	67
Figure 5.13 degrés de saturation et pression pour le profil avec dépression sans couche drainante en dépression de 10 mètres.....	68
Figure 5.14 degrés de saturation et pression pour le profil en dépression de 2 mètres sans le sable.....	70
Figure 5.15 degrés de saturation et pression pour le profil en dépression de 5 mètres dans le sable.....	71
Figure 5.16 degrés de saturation et pression pour le profil en dépression de 10 mètres dans le sable.....	72

Figure 5.17	distribution des pressions après simulation : influence du sol d'infra.....	74
	(a) avec sable comme sol d'infrastructure (isobares 20 kPa)	
	(b) zoom avec sable comme sol d'infrastructure (isobares 2 kPa)	
	(c) avec argile comme sol d'infrastructure (isobares 20 kPa)	
	(d) zoom avec argile comme sol d'infrastructure (isobares 2 kPa)	
Figure 5.18	distribution des pressions après simulation : influence de l'épaisseur et de la conductivité hydraulique de la couche drainante.....	75
	(a) zoom avec sable comme sol d'infrastructure et CD de 100 mm $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-2}$ m/s (isobares 2 kPa)	
	(b) zoom avec sable comme sol d'infrastructure et CD de 100 mm $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s (isobares 2 kPa)	
	(c) zoom avec sable comme sol d'infrastructure et CD de 150 mm $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-2}$ m/s (isobares 2 kPa)	
	(d) zoom avec sable comme sol d'infrastructure et CD de 150 mm $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s (isobares 2 kPa)	
Figure 5.19	comparaison des débits Q1.....	76
	a) avec sable comme infra	
	b) avec argile comme infra	
Figure 5.20	comparaison des débits (Q2).....	77
Figure 5.21	remontées capillaires alimentées par la CD dans la sous-fondation (CD de 100 mm et $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	77
Figure 5.22	comparaison des débits (Q4).....	78
Figure 6.1	degrés de saturation et pression pour le profil avec CD en dépression de 10 mètres avec un repos après précipitation.....	82
Figure 6.2	degrés de saturation et pression pour le profil sans couche drainante en dépression de 10 mètres avec un repos après précipitation.....	83
Figure 6.3	degrés de saturation et pression pour le profil avec CD en dépression de 10 mètres avec translation des courbes.....	84

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Réseaux routiers gérés par l'État.....	4
Tableau 2.1 Indice des vides et coefficients de changement de volume des sols.....	13
Tableau 4.1 Propriétés physiques des matériaux de fondation, sous-fondation et infrastructure pour les différentes simulations.....	41

Liste des annexes

(sur CD-ROM)

Annexe 1 profil rasant.....	95
contenant les figures A1 à A4	
Annexe 2 degrés de saturation et pression du profil rasant.....	100
contenant les figures A5 à A8	
Annexe 3 profil avec dépression.....	105
contenant les figures A9 à A38	
Annexe 4 degrés de saturation et pression du profil avec dépression.....	136
contenant les figures A39 à A50	
Annexe 5 comparaison des géométries par les degrés de saturation et les pressions du profil avec dépression.....	149
contenant les figures A51 à A59	
Annexe 6 comparaison des débits et des hauteurs de dépression.....	159
contenant les figures A60 à A65	

Liste des symboles et abréviations utilisés

<i>AEV</i>	valeur d'entrée d'air (VEA)	
<i>C</i>	constante de Hazen	
<i>CRREL</i>	Cold Region Research and Engineering Laboratory	
<i>CD</i>	couche drainante	
<i>CRE</i>	courbe de rétention d'eau	
<i>c'</i>	cohésion	kPa
<i>d</i>	diamètre du tube capillaire	m
<i>D₁₀</i>	diamètre du dixième passant des particules	mm
<i>D_R</i>	densité relative des grains	
<i>e</i>	indice des vides	%
<i>FCH</i>	fonction de conductivité hydraulique	
<i>g</i>	accélération gravitationnelle	9,81 m/s ²
<i>h_c</i>	remontée capillaire	m
<i>h_d</i>	remontée capillaire en séchage	m
<i>h_w</i>	remontée capillaire en mouillage	m
<i>k, k_w</i>	conductivité hydraulique	m/s
<i>k_{cd}</i>	conductivité hydraulique de la couche drainante	m/s
<i>m₁^w, m₂^w</i>	coefficients de compressibilité	1/kPa
<i>Mg-20</i>	matériaux granulaire 0-20 mm	
<i>Mg-112</i>	matériaux sableux	
<i>M_s</i>	masse des grains solides	g
<i>M_t</i>	masse totale	g
<i>MTQ</i>	Ministère des Transports du Québec	
<i>m_v</i>	coefficient de changement de volume	1/kPa
<i>M_w</i>	masse d'eau	g
<i>n</i>	porosité	%
<i>Q</i>	débit	m ³ /s
<i>q</i>	débit unitaire	m/s

V_w	volume d'eau	m^3
V_s	volume des grains solides	m^3
V_v	volume des vides	m^3
V_t	volume total	m^3
R	rayon d'influence	m
S_r	degré de saturation	%
T	tension superficielle air-eau	kPa
u_a	pression interstitielle	kPa
u_w	pression d'eau	kPa
w	teneur en eau massique	%
w_{sat}	teneur en eau saturée	%
α	angle de contact entre l'eau et le solide	°
α_d	angle de contact du séchage entre l'eau et le solide	°
α_w	angle de contact du mouillage entre l'eau et le solide	°
ΔH	hauteur de dépression dans les profils en coupe	m
θ	teneur en eau volumique	%
θ_r	teneur en eau volumique résiduelle	%
θ_{sat}	teneur en eau volumique à saturation	%
ρ	masse volumique	Mg/m^3
ρ_d	masse volumique sèche	Mg/m^3
ρ_w	masse volumique de l'eau	Mg/m^3
σ	contrainte normale	kPa
τ	résistance au cisaillement	kPa
ϕ^*	angle de friction interne en fonction de $(\sigma - u_a)$	°
ϕ^b	angle de friction interne décrivant le taux d'augmentation de la succion matricielle en fonction de $(u_a - u_w)$	°
$(\sigma - u_a)$	contrainte effective	kPa
$(u_a - u_w), \psi$	succion matricielle	kPa

Chapitre1

Introduction

L'actualité québécoise traite de plus en plus de l'état du réseau routier. Depuis plusieurs années, le Ministère des Transports a mis sur pied des sites d'essais de couches drainantes et autres améliorations du drainage des chaussées. Par contre, bien que ces systèmes aient fait l'objet de plusieurs recherches, ils n'avaient jamais fait l'objet de publications certifiant leur pertinence. Le principal but de la présente étude effectuée entre mai 2005 et avril 2007 est de le faire et de décrire des critères d'implantation de ces couches.

Pour y arriver, on a effectué des simulations numériques du régime d'écoulement sur deux géométries caractéristiques des routes québécoises : la route en profil rasant et la route en déblai. On place des couches drainantes soit sous le revêtement ou à la base de la sous-fondation pour en vérifier la performance ; on y a inclus aussi un écran de rive et un drain perforé pour recueillir l'eau de l'assise. On a évalué la performance en fonction des teneurs en eau dans l'assise de chaussée : on a donc fait les comparaisons en fonction des degrés de saturation et des pressions. Ces évaluations ont été faites sous la piste de roue externe, là où les sollicitations sont les plus élevées et où on observe le plus de dommages.

Dans cette étude, on a considéré les conditions non saturées des sols puisque les pressions demeurent généralement négatives dans l'assise des chaussées. On néglige aussi l'effet des changements de température et du gel puisqu'on effectue toutes les simulations en ne considérant que la saison estivale.

Après avoir discuté du contexte de l'étude et des propriétés des sols en général, on décrit les chaussées et les phénomènes qui y ont lieu pour mieux saisir les enjeux du drainage. Des descriptions, des illustrations et des études antérieures appuieront ces enjeux et ces

phénomènes. Enfin, la description des simulations et l'analyse des résultats viendront conclure l'étude. On terminera par des recommandations et des critères d'applications des couches drainantes.

1.1 Historique du drainage routier

Le drainage routier remonte à une époque lointaine. Les Romains avaient déjà compris l'intérêt et l'importance du drainage dans leurs routes. La façon de penser des concepteurs de routes a beaucoup évolué et les types de chaussée ont comporté plusieurs géométries (Cedergren, 1988). Par contre, ce qui retient le plus l'attention dans l'histoire des routes, est la première conception moderne par John L. MacAdam. Au tout début du 19^e siècle, celui-ci exposait déjà l'idée du drainage moderne et attribuait déjà un rôle très important au sol d'infrastructure : *“c'est le sol naturel qui supporte véritablement le poids du trafic ; tant qu'il est gardé sec, il peut supporter n'importe quel poids sans s'enfoncer”* (Ridgeway, 1982).



Figure 1.1 première route avec drainage moderne (Devereux, 1936)

Cette première construction était située dans le Maryland, aux États-Unis (fig.1.1). Des fossés y étaient aménagés, la chaussée comprenait trois couches dont une avec des roches à granulométrie contrôlée plus grossière qui servaient de matériaux drainants. En 1823, les 10 miles (16 kilomètres) de la route devinrent la première route construite sous le principe maintenant bien connu appelé *le principe de McAdam*.

L'intérêt pour le drainage continue d'augmenter et dans les années 1970, le drainage a été mis de l'avant surtout pour les pistes d'atterrissage d'avion qui ne tolèrent pas de mouvements différentiels (Cedergren et coll., 1973). Ensuite, plusieurs chercheurs prirent la relève pour développer les types de chaussées et les modes de drainage les plus efficaces (Moulton, 1980 ; Ridgeway, 1982 ; Cedergren, 1988). À la fin des années 1980, l'apparition de théories sur les sols non-saturés (Fredlund et Rahardjo, 1993 ; Lu et Likos, 2004) fit prendre une toute nouvelle direction aux études des chaussées. Depuis ce temps, les études des chaussées sont beaucoup plus vastes et les termes couche drainante, écran de rive, mouvements capillaires et gel/dégel font partie de tous ces thèmes qui interviennent dans la conception des chaussées (Savard, 1996).

1.2 Contexte Québécois

Le territoire québécois est très vaste et son étendue fait en sorte qu'on doit considérer plusieurs types de sols, contextes géographiques et hydriques pour faire la conception des infrastructures routières. Le tableau 1.1 montre des comparaisons entre le Québec et les états et provinces voisins ainsi que la France. La grande rigueur du climat québécois ainsi que la très grande étendue du réseau routier par rapport au nombre d'habitants ressortent de ces comparaisons.

Tableau 1.1 Réseaux routiers gérés par l'État (MTQ, 2004)

	Québec	Ontario	New York	France
Longueur du réseau routier (km)	29 000	20 000	30 500	37 650
Nombre d'habitants (millions)	7,5	12,2	19	61,4
Précipitation annuelle moyenne (mm)	1000	850	750	800
Durée du gel (jour/an)	147 à 218	100 à 200	10 à 100	0 à 90
Profondeur de gel (m)	1,2 à 3	1 à 2,6	moins de 1,4	0 à 0,5

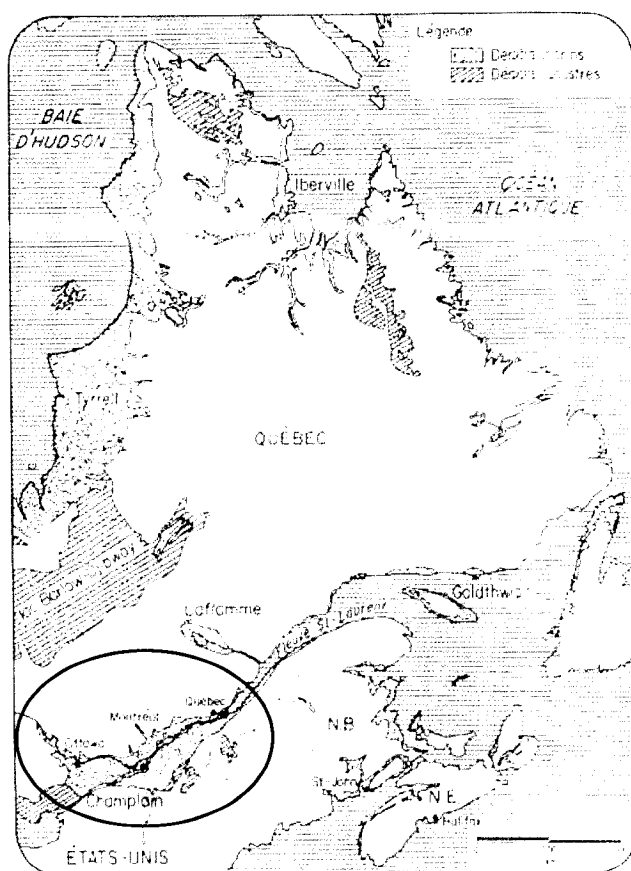


Figure 1.2 les argiles de l'est du Canada (Leroueil et coll., 1983)

La vallée du St-Laurent est située où se trouvait, il y a plusieurs années, la mer de Champlain. Cette vallée est caractérisée par la présence d'un type d'argile rencontrée à très peu d'endroits dans le monde : les argiles sensibles. Ces matériaux sont souvent identifiés aux époques glaciaire et post-glaciaire et sont le siège de plusieurs glissements de terrain. Elles s'étendent à plusieurs endroits au Québec (près du St-Laurent et dans le nord-ouest), dans l'est et le nord de l'Ontario et dans certaines régions côtières des provinces maritimes (fig. 1.2)

Cette région a la plus grande charge de trafic de la province. Ces argiles

font en sorte que les concepteurs de routes et d'ouvrages d'art doivent faire preuve d'imagination pour asseoir leur ouvrage sur ces sols très instables et à faible capacité

portante. Les types de sols les obligent donc à utiliser des méthodes plus coûteuses et compenser en utilisant des fondations tenant compte de leur capacité portante plus faible.

De plus, le Québec connaît de très gros écarts de température : le mercure peut descendre jusqu'à $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ l'hiver et atteindre $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ en été, ce qui est une autre considération extrême vu que l'épaisseur de sol gelé peut s'élever jusqu'à 3 mètres durant près de 4 mois. Évidemment, en plus des sols de fondation et de sous-fondation qui gèlent, le revêtement doit pouvoir être assez rigide en été lorsque le soleil plombe dessus en même temps que non fragile et non fissurable sous des températures hivernales.

Chapitre 2

Propriétés des sols

2.1 Granulométrie et propriétés physiques

Les sols sont des milieux qui comportent trois phases (fig.2.1) ; les solides, les liquides et les gaz se retrouvent ensemble en proportion variables.

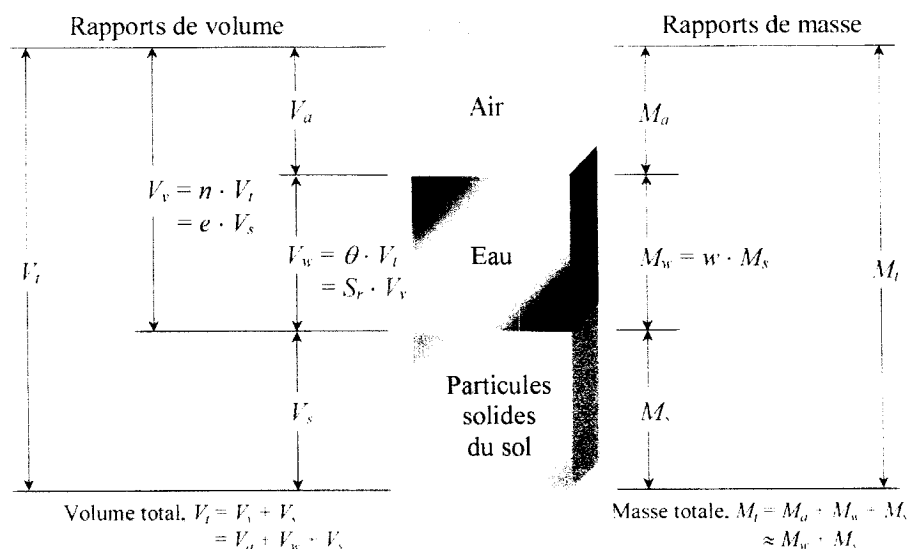


Figure 2.1 diagramme de phase montrant certaines relations (Lebeau, 1998)

L'élément le plus représentatif du milieu solide des sols est la granulométrie. En géotechnique, la granulométrie est une propriété de base servant à classer les sols en plusieurs types. La distribution granulométrique montre le pourcentage des particules constituant le sol en précisant les différentes grosseurs.

Les masses volumiques sont aussi représentatives des proportions et de la masse des constituants du sol. On peut définir la proportion de ces constituants en solide, en gaz et fluide à l'aide des définitions suivantes [équations 2.1 à 2.4].

La masse volumique :

$$\rho = \frac{M_t}{V_t} \quad [\text{éq.2.1}]$$

où : ρ : masse volumique
 M_t : masse totale de sol
 V_t : volume total du sol

La masse volumique sèche:

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t} \quad [\text{éq.2.2}]$$

où : ρ_d : masse volumique sèche
 M_s : masse des grains solides
 V_t : volume total du sol

La porosité :

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad [\text{éq.2.3}]$$

où : n : porosité
 V_v : volume des vides
 V_t : volume total du sol

L'indice des vides :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad [\text{éq.2.4}]$$

où : e : indice des vides
 V_v : volume des vides
 V_s : volume des grains solides

2.2 Propriétés mécaniques

La résistance au cisaillement est une propriété mécanique très importante des sols lorsqu'ils sont utilisés pour des fins de construction routière. Elle est définie par le critère de rupture de Mohr-Coulomb et le concept de contrainte effective (Mitchell et Kenichi, 2005 ; Holtz et Kovacs, 1991). Dans le cadre de constructions routières, les sols sont considérés comme non saturés et les relations décrivant la résistance au cisaillement sont généralement linéaires.

Équation de la résistance au cisaillement (Fredlund et coll., 1978) :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad [\text{éq.2.5}]$$

où : c' : cohésion
 $(\sigma - u_a)$: contrainte normale à la rupture
 ϕ' : angle de friction interne en fonction de $(\sigma - u_a)$
 $(u_a - u_w)$: succion matricielle à la rupture
 ϕ^b : angle de friction interne décrivant le taux d'augmentation de la succion matricielle en fonction de $(u_a - u_w)$

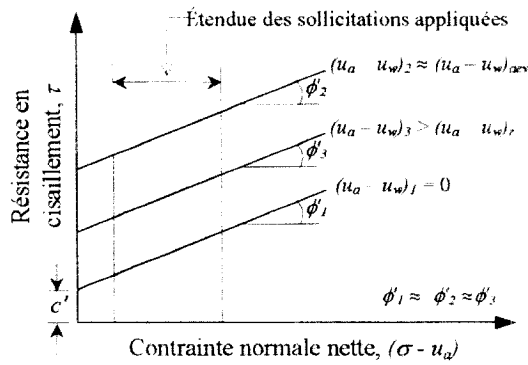


Figure 2.2 enveloppe de Mohr-Coulomb à différentes succions matricielles (Lebeau et Lafleur, 2002)

La capacité portante des matériaux est décrite comme l'habilité d'un sol à supporter ou retenir une fondation ou une structure (Liu et Evett, 2004). Cette capacité portante des sols supports diminue lorsque la teneur en eau augmente puisque l'augmentation de la teneur en eau crée une diminution de la succion matricielle et donc, une réduction de la cohésion apparente. Le fait de maintenir la teneur en eau à un faible niveau est nécessaire pour conserver une résistance plus élevée (figure 2.2).

La cohésion est la force par laquelle les grains d'un sol adhèrent les uns aux autres (Holtz et Kovacs, 1991). Un matériau comme le sable a une cohésion presque nulle tandis que les argiles peuvent avoir des cohésions élevées. L'eau peut venir modifier cette cohésion et les forces capillaires créent la cohésion apparente.

2.3 Propriétés des milieux poreux non-saturés

Les deux propriétés qui retiennent le plus notre attention dans les sols non saturés sont les variations de teneur en eau et de conductivité hydraulique en fonction de la succion matricielle.

2.3.1 Teneur en eau

La teneur en eau peut être massique [équ.2.6] ou volumique [équ.2.7]. Ces valeurs désignent le pourcentage d'eau contenu dans le sol.

La teneur en eau est le rapport entre de la masse d'eau et la masse des particules solides du sol :

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad [\text{équ.2.6}]$$

où : w : teneur en eau massique
 M_w : masse d'eau
 M_s : masse des grains solides

La teneur en eau volumique est le rapport du volume d'eau et du volume total du sol :

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} \quad [\text{équ.2.7}]$$

où : θ : teneur en eau volumique
 V_w : volume d'eau
 V_t : volume total

Elle peut aussi être exprimée en fonction de la porosité et du degré de saturation du matériau :

$$\theta = S_r \cdot n \quad [\text{équ.2.8}]$$

où : θ : teneur en eau volumique
 S_r : degré de saturation
 n : porosité

Teneur en eau volumique à saturation :

$$\theta_{sat} = n = \frac{V_v}{V_t} \quad [\text{éq.2.9}]$$

où : θ_{sat} : teneur en eau volumique à saturation
 n : porosité
 V_v : volume d'eau
 V_t : volume total

Le lien entre les teneurs en eau volumique et massique inclut la masse volumique du sol sec (éq.2.10):

$$\theta = \frac{w \cdot \rho_d}{\rho_w} \quad [\text{éq.2.10}]$$

où : θ : teneur en eau volumique
 w : teneur en eau massique
 ρ_d : masse volumique sèche
 ρ_w : masse volumique de l'eau

Enfin, le degré de saturation est le rapport de la teneur en eau du sol et sa teneur en eau à saturation : il exprime le pourcentage du volume de pores contenant de l'eau :

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} = \frac{\theta}{\theta_{sat}} \quad [\text{éq.2.11}]$$

où : S_r : degré de saturation
 w : teneur en eau massique
 w_{sat} : teneur en eau massique à saturation
 θ : teneur en eau volumique
 θ_{sat} : teneur en eau volumique à saturation

La courbe de rétention d'eau CRE (c.f. figure 2.3) découle directement de ces caractéristiques des sols non saturés. Elle représente l'évolution de la teneur en eau volumique en fonction de la pression négative du sol. Cette pression négative est aussi appelé succion et crée une ascension de l'eau présente dans le sol à partir de la nappe phréatique. La hauteur d'ascension est définie en fonction de la grosseur des pores, de la nature du liquide et de la température (éq.2.12, Holtz et Kovacs, 1991). La température a un effet sur la viscosité et donc sur la tension superficielle de l'eau. Dans les chaussées, les écoulements peuvent s'inverser pendant les cycles de refroidissements-réchauffement. En hiver, par exemple, pendant la journée l'eau s'infiltrera et la nuit, la

remontée sera favorisée (Bieth et Bertrand (1991)). Le signe négatif de cette équation vient de la convention des signes en mécanique des sols qui assigne un signe négatif aux tensions.

$$h_c = \frac{-4 \cdot T \cdot \cos \alpha}{\rho_w \cdot g \cdot d} \quad [\text{éq.2.12}]$$

où : h_c : remontée capillaire
 T : tension superficielle air-eau
 α : angle de contact entre l'eau et le solide
 d : diamètre du tube capillaire

La partie où le sol demeure saturé sous des pressions négatives s'appelle la frange capillaire (Lu et Likos, 2004). Les pores demeurent ainsi saturés jusqu'à ce que la valeur d'entrée d'air soit atteinte : en l'occurrence la succion matricielle qui doit être dépassée avant que l'air entre dans les pores du sol (Fredlund et Rahardjo, 1993). La valeur d'entrée d'air est donc la valeur de succion matricielle à laquelle le sol se désature (Lu et Likos, 2004). Enfin, la valeur de teneur en eau résiduelle est celle à laquelle une augmentation de succion matricielle ne produit aucun changement significatif au niveau de la teneur en eau volumique (Fredlund et Rahardjo, 1993).

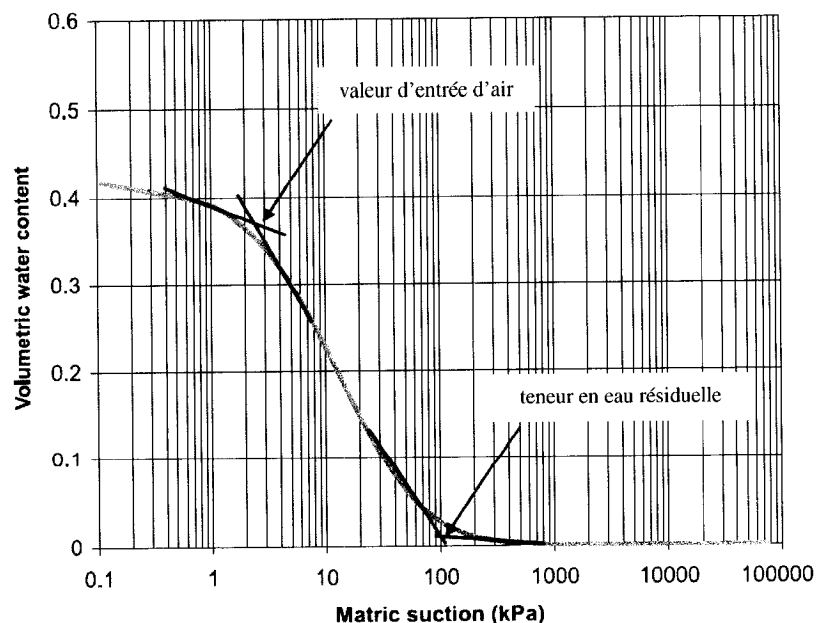


Figure 2.3 courbe de rétention d'eau (Reinson et coll., 2005)

Du côté saturé de la CRE, la teneur en eau volumique augmente très faiblement. La pente de cette courbe correspond au coefficient de changement de volume. Ils sont présentés comme variant entre $2,6 \cdot 10^{-6}$ à $1 \cdot 10^{-3}$ 1/kPa, sont spécifiques aux sols saturés (Fredlund et Rahardjo, 1993) et représentent le taux auquel un sol absorbera ou relâchera l'eau lorsqu'il y a un changement dans la succion matricielle. On l'associe au coefficient de changement de volume m_v (Lam et coll., 1987). Le tableau 2.1 donne quelques valeurs typiques de m_v .

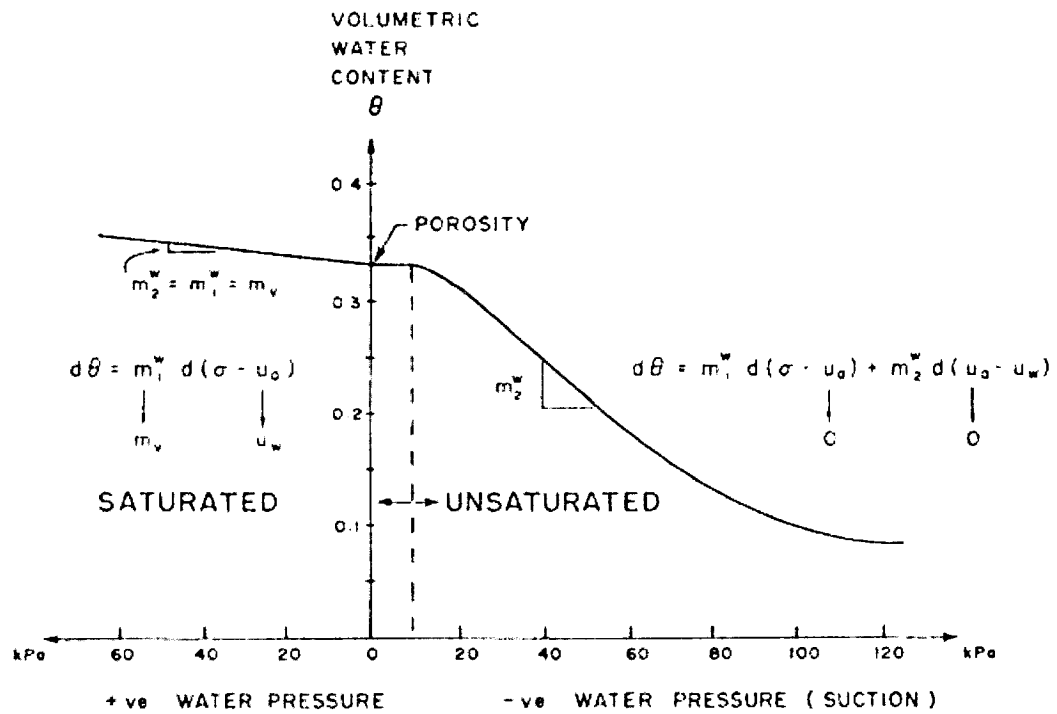


Figure 2.4 courbe de rétention d'eau pour un sol saturé et non-saturé
(Lam et coll., 1987)

Tableau 2.1 Indice des vides et coefficients de changement de volume des sols saturés (Fredlund et Rahardjo, 1993)

Classe de sol	Indice des vides e	Coefficient de changement de volume m_v^w (1/kPa)
mou (i.e. argiles normalement consolidées)	2	$1,45 * 10^{-3}$
moyen (i.e. argiles compactées)	0,6	$1,45 * 10^{-4}$
raide (i.e. argiles raides - sables)	0,6	$1,45 * 10^{-5}$
très raide (i.e. pressions de consolidation très élevées)	0,4	$1,45 * 10^{-6}$

2.3.2 Conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique permet aussi de classer les sols en fonction du mouvement de l'eau à travers des pores de chacun. En utilisant la formule empirique de Hazen (Holtz et Kovacs, 1991), on peut estimer la valeur de la conductivité hydraulique et ainsi créer un lien entre les caractéristiques physiques et hydrauliques des sols. La constante de Hazen tient compte de la conversion des unités et k ainsi calculée est la conductivité hydraulique saturée.

$$k = CD_{10}^2 \quad [\text{éq. 2.13}]$$

où : k : conductivité hydraulique
 C : constante de Hazen
 D_{10} : diamètre du dixième passant des particules

La conductivité hydraulique est étroitement liée à plusieurs facteurs :

- La granulométrie (la conductivité hydraulique augmente avec la dimension des granulats).
- Le pourcentage de particules fines : la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation de la quantité de particules de fines.

- L'étalement de la courbe granulométrique : un matériau à granulométrie uniforme est plus perméable qu'un matériau à granulométrie étalée.
- La forme de la courbe granulométrique : la concavité favorise la conductivité hydraulique.
- La nature des particules fines : la présence de particules argileuses diminue la conductivité hydraulique.
- Le degré de compactage : le compactage diminue la conductivité hydraulique.
- L'angularité des grains : augmentation de la tortuosité et donc diminution de la conductivité hydraulique.

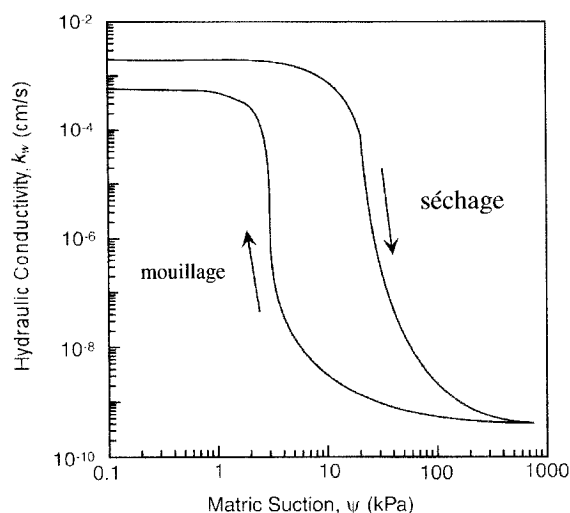


Figure 2.5 fonction de conductivité hydraulique (Lu et Likos, 2004)

Des résultats de tests de laboratoire révèlent que la conductivité hydraulique décroît exponentiellement avec l'augmentation du pourcentage de particules fines (White et coll., 2004). Par contre, k est davantage influencé par la nature des particules fines que par leur pourcentage. Un faible pourcentage de particules fines de nature argileuse induit un changement marqué de la conductivité

hydraulique (Lebeau et coll., 2000). Le Ministère des Transports a d'ailleurs mis sur pied une réglementation pour le contrôle de la nature des particules fines des matériaux de fondations par l'intermédiaire de la mesure de la valeur au bleu de méthylène. Côté et Konrad (2003) proposent une méthode où la porosité et la surface spécifique des particules fines (de diamètre $< 8 \mu\text{m}$) et des particules grossières sont distinctes et servent pour la construction de la FCH. La figure 2.5 représente la FCH d'un sol lorsque

l'eau est le fluide circulant dans le sol, cette courbe montre la chute rapide de la conductivité hydraulique lorsque la succion matricielle augmente.

L'hystérésis sur cette courbe est la différence de cheminement entre le séchage et le mouillage des FCH et CRE d'un sol. Généralement, c'est le séchage qui retient le plus d'eau : on appelle les valeurs à succion matricielle nulle les teneur en eau volumique (θ_s) et conductivité à saturation. La saturation complète n'est donc pas atteinte lors du mouillage à cause de bulles d'air occluses emprisonnées dans le sol et on appelle cette valeur θ ou k à saturation (Lebeau, 1998). On explique ce phénomène par l'effet de bouteille d'encre (fig.

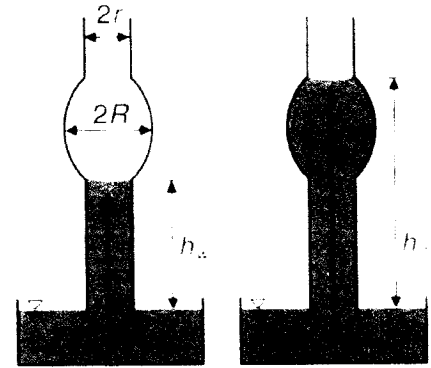


Figure 2.6 tubes capillaires montrant l'effet de bouteille d'encre (Lu et Likos, 2004)

2.6) : la non-homogénéité des pores fait que lors du séchage les pores les plus élevés sont assez petits pour retenir l'eau et que lors du mouillage la hauteur d'ascension est inférieure. L'hystérésis de l'angle de contact eau-solide (α) est aussi importante dans ce phénomène et α_w du mouillage est plus grand que α_d du séchage (fig.2.7).

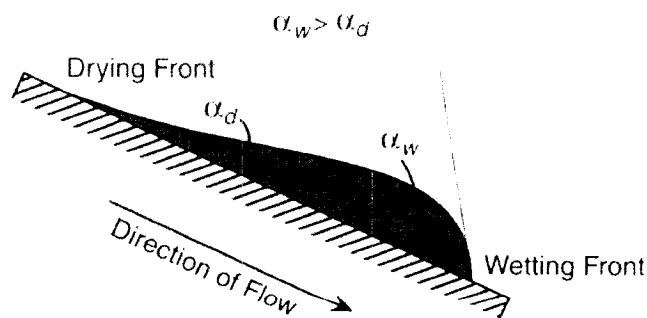


Figure 2.7 goutte d'eau sur une surface inclinée (Lu et Likos, 2004)

Chapitre 3

Structure des chaussées

3.1 Composition et géométrie

Les chaussées sont des structures très complexes à cause des phénomènes qui s'y produisent (charges dynamiques, gel-dégel, séchage-mouillage, etc). Disposée en couches de différents matériaux, la structure d'une chaussée peut atteindre 2 mètres d'épaisseur. Ceci est dû au climat peu propice à la durabilité des chaussées. Il est donc de mise que la structure de chaussée soit sous la profondeur de gel, qui est de 1,2 à 3 mètres au Québec (c.f. tableau 1.1).

Cette structure aussi appelée assise, doit être composée de sols non gélifs qui combinent des qualités de drainage efficace, de résistance mécanique et de confort.

Les chaussées sont conçues en fonction de leur utilisation, du type de sol en place, du climat et de la disponibilité des matériaux. Une chaussée d'autoroute sera donc beaucoup plus épaisse qu'une chaussée de rang de campagne qui a un faible achalandage. La chaussée traditionnelle préconisée par le Ministère des Transports du Québec est composée typiquement de 3 couches de matériaux d'épaisseurs différentes (figure 3.1).

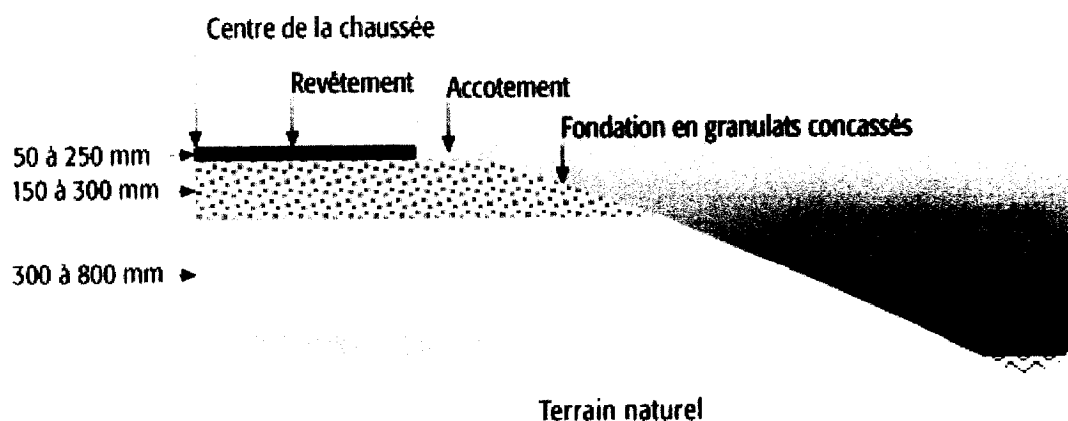


Figure 3.1 coupe type de chaussée Québécoise (MTQ, 2004)

Le **revêtement** est utilisé pour créer une barrière la plus imperméable possible empêchant l'eau de pénétrer dans la structure de la chaussée. Sa première fonction est la répartition uniforme des charges de roues. Il peut être souple en béton bitumineux (asphalte) ou rigide en béton de ciment. Le revêtement peut être mis en place en une ou deux couches d'épaisseur et de composition variable. Par contre, le coût beaucoup plus élevé des chaussées rigides fait en sorte qu'elles sont présentes sur seulement 4% du réseau routier public québécois contrairement à 90% pour les chaussées traditionnelles souples (MTQ, 2004).

La **fondation** est composée le plus souvent de granulats concassés (MG-20). Cette partie de l'assise est souvent définie comme la partie assurant le soutien mécanique de la chaussée. C'est la partie la plus sollicitée par le chargement des roues des véhicules et par les infiltrations d'eau provenant du revêtement.

La **sous-fondation** est la partie la plus épaisse de l'assise. Elle est généralement composée de sable (MG-112) et c'est elle qui fait la transition entre l'assise et l'infrastructure naturelle. Comme elle est en principe plus perméable que la fondation, c'est elle qui assure son drainage et l'évacuation latérale des eaux qu'elle peut absorber.

3.2 L'eau dans les chaussées

Même si tous les efforts sont mis de l'avant pour empêcher les infiltrations dans la structure de chaussée, l'eau finira toujours par atteindre l'assise par les fissures et les dégradations du revêtement. Forsyth et collaborateurs (1987) énoncent que la vie utile de la chaussée peut être allongée de 4 ans si le drainage est efficace. Il faut donc tenter de limiter les infiltrations, réduire le temps de drainage et prévoir des exutoires pour atténuer les problèmes de drainage (Savard, 1996). Ce phénomène est connu depuis longtemps et les principales philosophies de drainage ont été proposées par Ridgeway (1982) :

1. Limiter le temps de drainage requis pour un certain pourcentage d'eau libre de la fondation ou de la sous-fondation.
2. L'application du critère de débit d'infiltration-écoulement, de sorte que le débit de sortie soit plus grand ou égal au débit d'infiltration.

Des simulations numériques basées sur les courbes de rétention d'eau et la teneur en eau des sols avec un silt comme sol d'infrastructure démontrent aussi les effets bénéfiques d'un bon drainage. On peut voir que l'abaissement de la nappe diminue appréciablement la teneur en eau dans la fondation et la sous-fondation (figure 3.2).

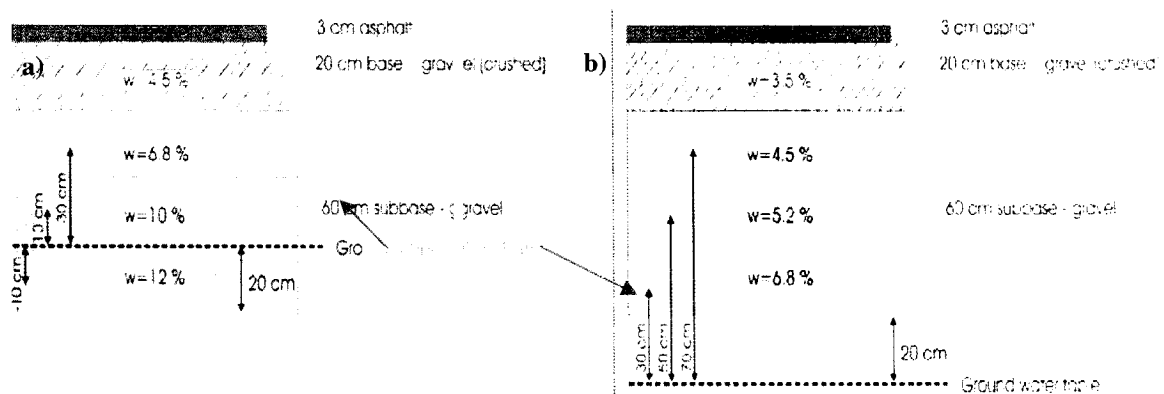


Figure 3.2 (Berntsen et Saarenketo, 2005)

- a) structure de chaussée en condition non-drainée
- b) structure de chaussée en condition drainée

On considère le revêtement imperviable et les principales sources d'infiltration sont les joints et les fissures (Ahmed et coll., 1997 ; Ridgeway, 1976-1982), et ce même dans les chaussées les mieux construites. L'eau s'infiltre par les fissures en créant une zone de propagation appelée bulbe d'imbibition (fig. 3.3). La propagation horizontale de ce bulbe est influencée par l'épaisseur de la fondation mais son épanchement n'influence pas significativement l'état hydrique de la chaussée sous la piste de roue externe lorsque l'infiltration se fait à la ligne de rive (Lebeau, 1998).

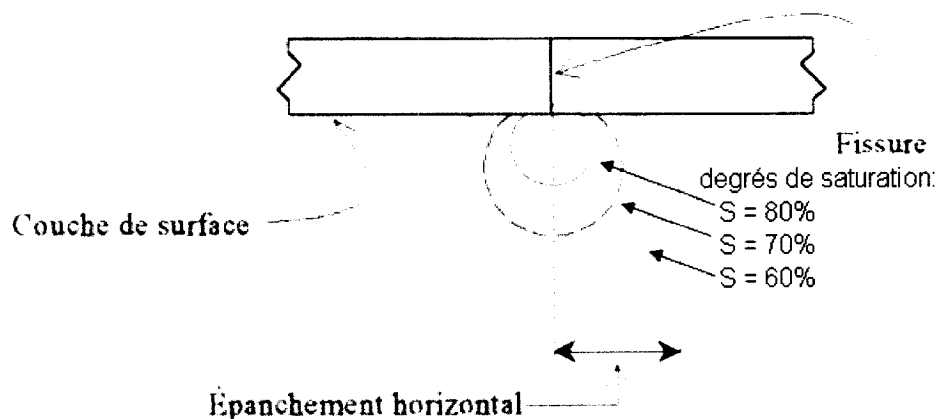


Figure 3.3 bulbe d'imbibition (Lebeau, 1998)

En plus de cette source d'infiltration, l'eau à drainer s'infiltre par divers endroits, de différentes façons (fig. 3.4) et elle est présente sous différentes formes dans la structure de chaussée : vapeur, eau liquide et eau adsorbée (eau moléculaire).

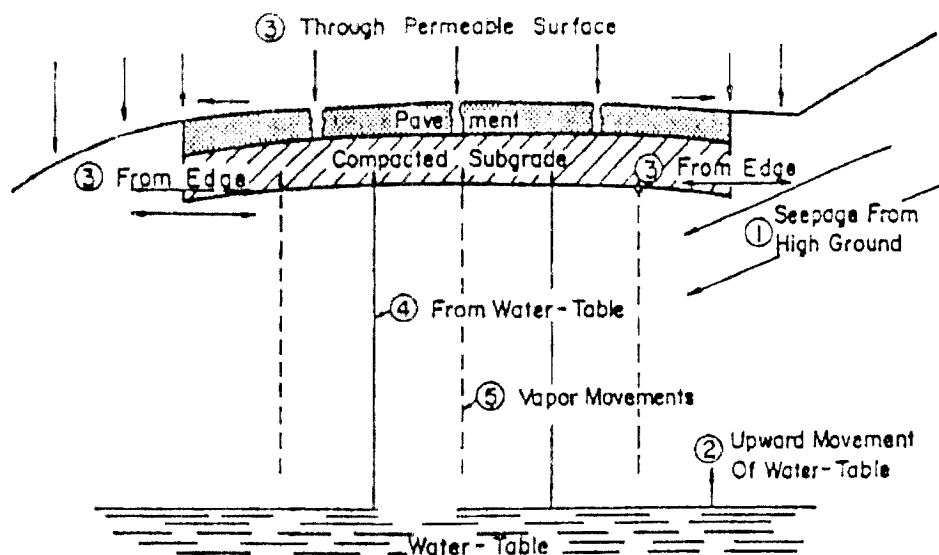


Figure 3.4 différentes sources d'infiltration dans les chaussées (Zubair et coll., 1997)

On constate donc que l'infiltration par les épaulements et le suintement des talus contribuent aux mouvements horizontaux de l'eau jusque sous la chaussée. L'autre source majeure de présence d'eau est la nappe phréatique. La remontée capillaire et les mouvements verticaux de vapeur d'eau ont leur source dans la nappe phréatique. La

géométrie du terrain environnant est très importante et présente donc plusieurs sources d'infiltration différentes.

La quantité d'eau qui peut s'infiltrer dans la structure de chaussée dépend de la quantité de joints et de fissures, de leur capacité d'infiltration, de la surface de drainage de chaque joint et de la durée de la précipitation (Ridgeway, 1976).

Ridgeway (1976) a démontré expérimentalement que le débit d'eau dans une fissure varie entre 1,86 à 920 $\text{cm}^3/\text{h}/\text{cm}$ de fissure (moyenne de 100 $\text{cm}^3/\text{h}/\text{cm}$) pour une chaussée avec revêtement bitumineux et entre 0 et 74 $\text{cm}^3/\text{h}/\text{cm}$ de fissure (moyenne de 47 $\text{cm}^3/\text{h}/\text{cm}$) pour une chaussée avec un revêtement en béton de ciment. Il montre aussi qu'avec un coefficient d'infiltration de 100 $\text{cm}^3/\text{h}/\text{cm}$, le débit maximal accepté par une fissure longitudinale dans une chaussée avec revêtement bitumineux est atteint lorsqu'une averse est d'intensité de 0,25 cm/h ($6,94 \cdot 10^{-7}$ m/s).

La conductivité hydraulique de la base a aussi une importance significative sur les infiltrations et les débits sortants (Ahmed et coll., 1997). De même, un sol aura une compacité plus forte sous la voie de roulement que sous l'accotement : des variations locales de conductivité hydraulique peuvent donc modifier les mouvements de l'eau sous la chaussée.

3.3 Dégradations possibles

Le réseau routier du Québec montre plusieurs types de dégradations des chaussées. Les plus connues sont les nids-de-poule. Ces détériorations de la chaussée se forment en plusieurs étapes. Les petites fissures par lesquelles il y a des infiltrations minimes lorsque la chaussée est neuve, se transforment en grosse cavité en l'espace de quelques années. Cela est causé par l'expansion de l'eau lors des cycles de gel/dégel qui se répètent chaque année (c.f. fig. 3.5a)). Cette expansion volumétrique de l'eau due au gel fait que son volume peut augmenter de 10 pourcent (Holtz et Kovacs, 1991). Un vide se forme juste en-dessous de la chaussée lors du dégel et le passage des véhicules finit par

transpercer la chaussée. La formation de lentilles de glace crée donc un soulèvement et l'aspiration d'eau de la nappe phréatique par cryosuccion (c.f. fig. 3.5a) ne fait qu'accentuer ces soulèvements. Ces déplacements sont la plupart du temps différentiels, ce qui entraîne la création d'un système de fissures. La principale cause des dégradations est donc l'eau et sachant qu'il est virtuellement impossible de garder les joints et les fissures exemptes d'eau (Cedergren, 1988), il faut donc trouver d'autres moyens pour assécher la chaussée.

Les conditions climatologiques extrêmes québécoises nous obligent aussi à penser au gel possible des différentes composantes des chaussées. Lebeau et coll. (2000) ont démontré que la formation de glace est possible mais que le colmatage des ces composantes est improbable pour les écrans de rive et peu probable pour les couches drainantes.

Au dégel printanier, la chaussée est saturée d'eau entre le revêtement et la zone de sol gelé imperméable (c.f. fig. 3.5b)): le sol présente donc 30% à 70% de sa résistance normale. Des restrictions de charges sont imposées aux poids lourds pour en restreindre les dommages puisque des ornières et des fissures sont plus susceptibles d'apparaître dans ces conditions.

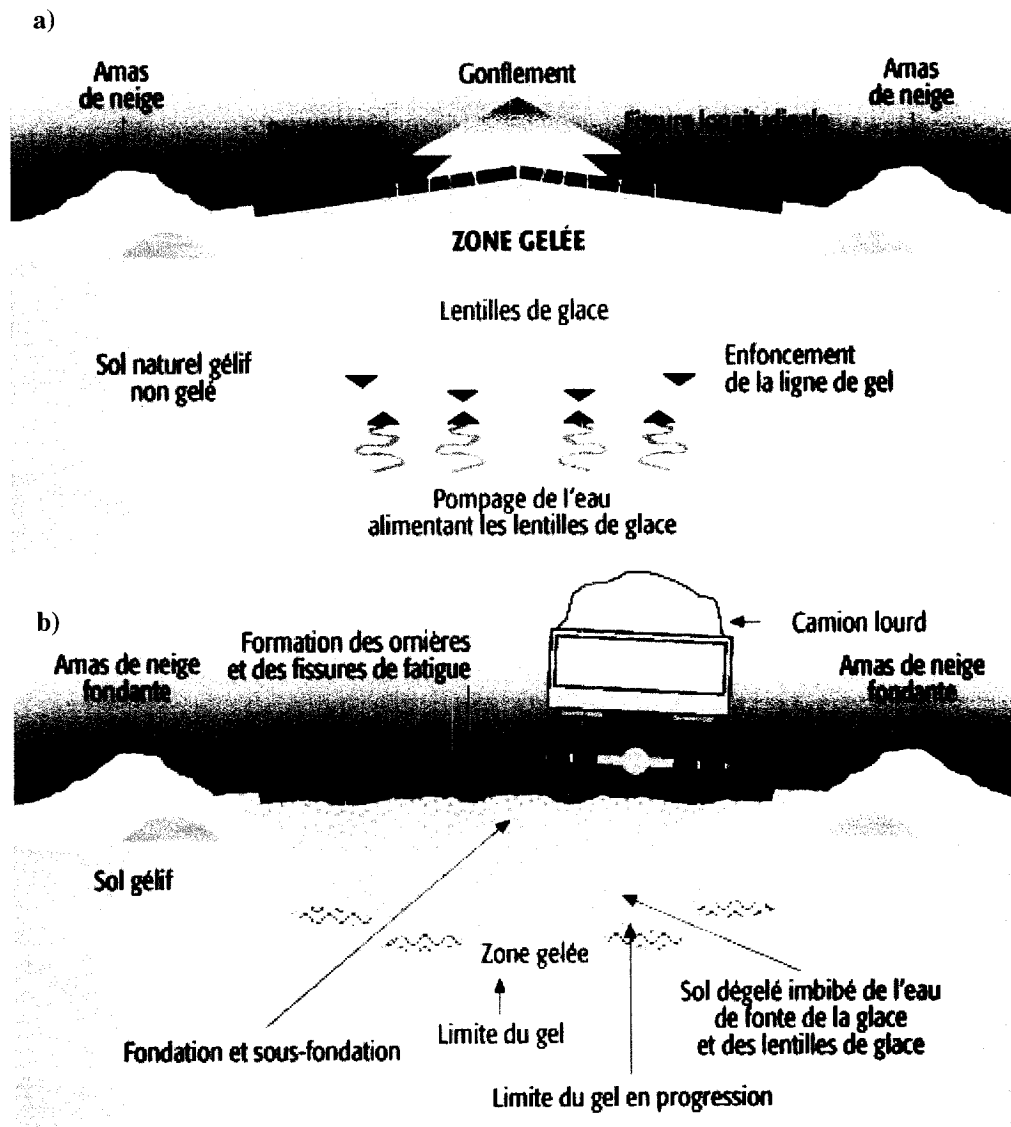


Figure 3.5 effet du gel et dégel sur une route (MTQ, 2004) a) gonflement au gel

b) affaissement au dégel

D'autres dégradations peuvent aussi surgir et on les évalue surtout en faisant un examen de la surface de la chaussée. Pour décrire ces défauts, on se réfère habituellement aux éléments suivants (MTQ, 2004):

- l'uni qui définit le confort de roulement et dont les défauts sont perçus comme des ondes, c'est-à-dire une succession de creux et de bosses;
- les ornières ou l'affaissement de la surface dans les pistes de roues;
- la fissuration et les autres défauts visibles de la surface.

Par contre, chaque chaussée se comporte différemment selon sa géométrie et l'environnement dans lequel elle se trouve, il faut donc considérer tous ces paramètres pour diagnostiquer adéquatement les causes de détérioration et trouver les solutions les plus appropriées.

Au passage des véhicules lourds, la pression interstitielle à l'intérieur de la chaussée subit une vague. Cette vague suit le véhicule lourd dans sa course et produit l'érosion des matériaux surtout aux interfaces, ce qui en diminue la capacité portante (Cedergren, 1988). Une autre démonstration de ce phénomène est le pompage. Le pompage (fig. 3.6) se produit entre les joints de chaussées rigides et est un mouvement vers le haut de l'eau sous l'action du poids d'un véhicule (Ridgeway, 1982). Ceci entraîne la remontée des

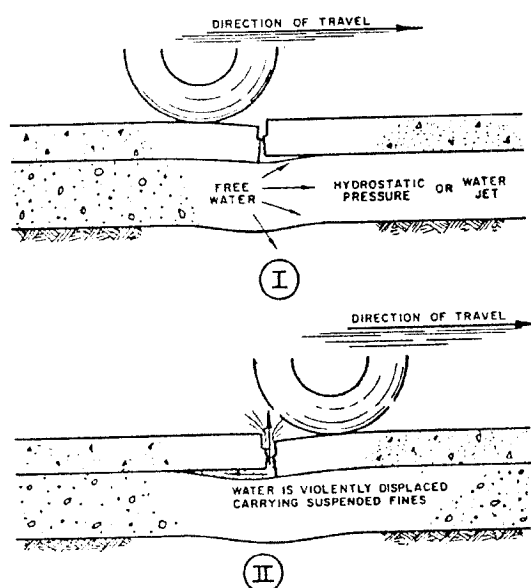


Figure 3.6 phénomène de pompage sous l'action d'une charge (Ridgeway, 1982)

particules fines vers l'extérieur ainsi que la diminution de la capacité portante de la fondation causée par la répartition des charges qui devient moins efficace.

Certains ont constaté à plusieurs reprises l'infiltration de fines provenant des matériaux de fondation ou de sous-fondation dans le squelette de la couche drainante (Winkelman, 2004 ; Cyr et Chiasson, 1999 ; Hajek et coll., 1992). Cela peut mener au tassement, à la fissuration ou à la rupture prématurée des chaussées.

Enfin, la nature aussi a ses effets dommageables sur les chaussées. Les racines d'arbres, les rongeurs et les mouvements d'eaux souterraines peuvent ainsi causer de graves problèmes : défoncer les canalisations, boucher les exutoires, dévier la direction

naturelle de l'écoulement de l'eau etc. Le drainage s'avère donc inefficace lorsqu'il y a obstruction complète ou partielle des exutoires. La présence de terre végétale n'entraverait pas le drainage de la chaussée puisque sa conductivité hydraulique est du même ordre que celle des fondation et sous-fondation (Lafleur et Savard, 1997).

3.4 Les améliorations par drainage des chaussées

Le but d'un système de drainage est de réduire le degré de saturation des matériaux associés aux précipitations : la méthode idéale est celle qui évacue les eaux souterraines en dehors de la fondation le plus rapidement et le plus efficacement possible. Plusieurs améliorations des chaussées ont été utilisées ; certaines avec succès et d'autres méritent encore qu'on les modifie et les peaufine. Le revêtement des accotements est une amélioration externe de la chaussée qui s'avère très efficace pour réduire les infiltrations et l'évapotranspiration (Lebeau, 1998).

Les plus simples ajouts aux chaussées sont les fossés latéraux qui permettent l'évacuation de l'eau et le maintien de la nappe phréatique à cette cote. Les fossés sont largement utilisés et la construction de la route en remblai vient aider cette mesure à réduire le risque de remontée de la nappe phréatique dans l'assise.

Un autre ajout pour évacuer l'eau de la chaussée dans les autoroutes rurales dont les pentes latérales sont très faibles (6H : 1V) est l'extension de la sous-fondation. Celle-ci permet à l'eau de suivre l'interface de la sous-fondation et de l'infrastructure et de sortir dans le fossé. Elle s'avère être la méthode de drainage la plus efficace ; l'installation d'un système plus exhaustif ne semble pas justifié pour ce type de route (Abou-Samra, 2005). Il en est de même pour les tuyaux perforés en ligne d'infrastructure qui permettent l'évacuation rapide de l'eau mais qui demandent une installation plus élaborée (Lebeau et Lafleur, 2002). Les géosynthétiques sont aussi utilisées dans les chaussées et peuvent avoir des utilisations de drainage, filtration ou renforcement des sols (Deberardino, 1992 ; Giroud, 1992 ; Koerner, 1998).

La protection des chaussées contre le froid devient nécessaire lorsque l'épaisseur de la fondation ou de la sous-fondation ne peut être augmentée et que la profondeur de gel demeure élevée (Mitchell et Kenichi, 2005). Des isolants thermiques comme le polystyrène à haute densité et le béton isolant servent de barrières contre le froid (Dysli, 1991 ; Côté et Konrad, 2006). Les géosynthétiques ont été utilisés pour limiter l'ascension capillaire dans les fronts de gel (Henry, 1991). L'enlèvement des sols gélifs et leur remplacement peut aussi s'avérer efficace dans certains cas.

3.4.1 Les couches drainantes

L'appellation "couche drainante" date des années '80. Par contre, les concepteurs de routes incluent des couches en matériaux drainants depuis très longtemps pour évacuer l'eau rapidement des chaussées. Plusieurs projets ont évalué la performance des couches drainantes (Christopher, 1998 ; Kazmierowski coll., 1999 ; Winkelman, 2004). Par contre, leur utilisation est encore contestée et reste à prouver ; c'est pourquoi plusieurs types de couches drainantes ont été conçus depuis quelques années. Elles sont utilisées immédiatement sous le revêtement pour intercepter l'eau d'infiltration ou entre la sous-fondation et l'infrastructure pour capter l'eau venant par sous-pression ou encore créer une barrière capillaire.

L'utilisation de la couche drainante s'avère efficace pour drainer les secteurs en déblai sous la nappe phréatique (Savard, 1996). Elle n'est pas recommandée immédiatement sous le revêtement puisqu'elle augmente l'infiltration et l'écoulement dans la fondation (Cyr et Chiasson, 1999). Elle n'est pas recommandée non plus sous une chaussée en béton de ciment armé puisqu'un lien permanent se forme entre la chaussée et la couche drainante et réduit l'efficacité des armatures, ce qui peut mener à une rupture prématurée (Winkelman, 2004).

Les couches drainantes sont constituées de matériaux grossiers avec un pourcentage très faible de fines (Kazmierowski et coll., 1994). Elles peuvent aussi être stabilisées soit au

ciment ou au bitume. La stabilisation sert à augmenter la capacité portante de la couche drainante et le liant constitue entre 2 et 5% en poids du mélange. Le choix du liant (asphalte ou ciment) à utiliser n'a pas été clairement déterminé vu leurs similitudes (résistance mécanique et efficacité de drainage comparables) (Winkelman, 2004). Par contre les couches drainantes stabilisées au bitume sont préconisées par Cook et Dykins (1991) puisqu'elles procurent une capacité portante adéquate de la chaussée, elles coûteraient moins cher que les couches drainantes stabilisées au ciment et elles seraient plus faciles à installer. La stabilisation est donc devenue un élément clé dans la conception des couches drainantes et l'installation des couches drainantes non-stabilisées paraît maintenant impraticable lorsqu'elles sont utilisées en combinaison avec un système de drainage latéral installé avec une machine à tranchée (Bradbury et Kazmierowski, 1993).

La conductivité hydraulique des couches drainantes fait aussi l'objet de plusieurs discussions. Certains auteurs suggèrent des valeurs de conductivité hydraulique de 10^{-2} m/s (Moulton, 1980 ; Ridgeway, 1982) et d'autres ont effectué des mesures in situ et proposent des valeurs moyennes de $7 \cdot 10^{-4}$ m/s (Bradbury et Kazmierowski, 1993 ; Kazmierowski et coll., 1994). Enfin, une étude effectuée par Anderson et Shamon (1984) montre que pour des matériaux à granulométrie ouverte, la conductivité hydraulique varie entre $1,5 \cdot 10^{-1}$ et $4,5 \cdot 10^{-3}$ m/s. On peut donc voir que les couches drainantes mises en place depuis le début des années '80 ont des coefficients de conductivité hydraulique variant de 10^{-1} à 10^{-4} m/s.

Par contre, la conception conventionnelle basée sur la conductivité hydraulique saturée ne se traduit pas toujours par des performances de drainage optimales puisqu'on ne considère pas l'écoulement en condition non saturée. Le dimensionnement doit être fait pour accepter le débit maximal en supposant que la couche est saturée, mais aussi en choisissant les caractéristiques non-saturées de la couche les plus représentatives de celles du matériel de sous-fondation adjacent (Stormont et Zhou, 2005).

3.4.2 Les écrans de rive

Les écrans de rive sont aussi des ajouts faits aux chaussées relativement jeunes mais qui sont presque automatiquement intégrés dans les systèmes de drainage récents (Allo et coll., 1993). Ils consistent en un drain vertical en matériaux ouverts géocomposites ou en géosynthétiques qui mènent à un drain évacuant l'eau (Stormont et Zhou, 2005 ; Fleckenstein et Allen, 1996). Abou-Samra (2005) montre aussi que pour les routes en milieu urbain, les drains sont très efficaces et peuvent être jumelés avec un tapis et un écran drainant pour améliorer leur performance. Des études ont été faites afin de trouver la position optimale de ces écrans et l'écran de rive perd son effet d'interception lorsqu'il est placé à l'extrémité de l'accotement. La meilleure position est donc à la ligne de rive (Savard, 1996). Bien que les écrans de rive empêchent les mouvements latéraux de l'eau, ils n'empêchent aucunement l'évolution de la charge de pression résultant de la hausse du niveau phréatique (Lebeau et Lafleur, 2002).

3.5 Entretien et réhabilitation

Même si on a bien effectué une conception de chaussée et on l'a personnalisée à son environnement, les dégradations font partie de la vie des chaussées et il n'y a pas beaucoup de moyens pour les empêcher ; par contre, il est possible de diminuer leur progression. Que ce soit l'enlèvement des débris à la sortie des exutoires, le reprofilage des accotements et des fossés, le scellement des fissures du revêtement ou la correction du profil transversal, l'entretien demeure absolument nécessaire et devrait être considéré comme une priorité (Savard, 1996). On évite ainsi la rétention d'eau et les infiltrations excessives à la surface et dans l'assise de la chaussée. Les joints à l'accotement sont particulièrement ciblés en ce qui concerne les infiltrations : leur scellement est inévitable comme entretien de base et aide à réduire cette source d'infiltration (Zubair et coll., 1997).

Les durées de vie utile des chaussées souple et rigide sont de 15 à 20 ans et 20 à 30 ans respectivement ; par contre, le revêtement souple d'une nouvelle chaussée ne dure que 9 à 12 ans (MTQ, 2004). Berntsen et Saarenketo (2005) constatent aussi que la vie utile des chaussées en déblai est de seulement de 13,7 ans tandis que celle des routes en remblai est de 20 ans. La position de la nappe phréatique y est pour beaucoup dans cette différence mais le type de sol est aussi très important. Ils démontrent que le drainage et l'entretien des systèmes de drainage augmentent la vie utile des chaussées par un facteur de 1,5 à 2 fois. Le nettoyage des fossés à proximité de la chaussée peut entraîner à lui seul l'augmentation de la vie de la chaussée de 1,5 à 2 fois.

Chapitre 4

Caractéristiques des simulations

Dans ce chapitre, on décrit les méthodes et les matériaux employés pour effectuer les simulations.

4.1 Hypothèses

On considère que l'infrastructure est composée d'un sol homogène.

Les résultats des simulations dépendent beaucoup des propriétés hydrauliques en conditions non-saturées. Dans la présente étude, on ne connaît pas ces propriétés avec précision ; des tests en laboratoire seraient nécessaires pour éliminer cette hypothèse. De plus, le logiciel utilisé ne considère pas les effets d'hystérésis ; on considère donc une seule courbe pour le mouillage et le drainage pour les CRE et FCH. Ces courbes sont celles en absorption puisque la chaussée est initialement non saturée.

Les simulations numériques sont bidimensionnelles et à température constante. On ne considère pas l'évapo-transpiration ni le ruissellement.

On a fait les simulations sur la moitié droite du profil en travers de la route. Ainsi, la symétrie est faite par l'axe central de ce profil. On considère donc que la limite gauche du modèle est imperméable.

Lors de la simulation avec l'argile comme sol d'infrastructure, on a négligé la présence de la couche superficielle oxydée et à conductivité hydraulique plus élevée (Lafleur et Lefebvre, 1980).

4.2 Description des simulations

4.2.1 Logiciel utilisé

Le logiciel utilisé pour effectuer les simulations est le logiciel SEEP/W version 5.14 de la compagnie Geo-Slope (Geo-Slope International, 2002). Plusieurs chercheurs ont utilisé et validé ce logiciel pour simuler l'infiltration et les mouvements d'eau dans l'assise de chaussée (Lafleur et Lebeau, 1999 ; Cyr et Chiasson, 2000 ; Lebeau et Lafleur, 2002 ; Abou-Samra, 2005).

Ce logiciel nécessite de connaître et d'entrer les courbe de rétention d'eau et les fonctions de conductivité hydraulique qu'on assigne à un matériau. De même, le coefficient de changement de volume (m_v) doit aussi être entré lors de la définition de la CRE. Le maillage peut ensuite être effectué automatiquement en insérant des points d'intersections précis à l'avance.

Les calculs d'écoulement se font à partir de l'équation suivante :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad [\text{éq.4.1}]$$

où :

H :	charge hydraulique
k_x :	conductivité hydraulique dans la direction x
k_y :	conductivité hydraulique dans la direction y
Q :	débit imposé
θ :	teneur en eau volumique à saturation
t :	temps

4.2.2 Maillage

Les simulations par éléments finis sont un outil efficace pour étudier le comportement hydrique des chaussées (Lafleur et coll., 1998). Le maillage représente un des éléments le plus long à élaborer. Les transitions où il y a beaucoup de mouvement d'eau et de changements de propriétés sont ceux pour lesquels on doit le raffiner. On a donc porté une attention particulière aux interfaces air-sol, sol-sol et drain-sol.

Dans les présentes simulations, on a apporté plus d'attention au maillage au voisinage du drain et de la fissure. Pour la fissure, on a appliqué le maillage le plus fin près de la fissure et on a doublé chaque dimension jusqu'à atteindre la taille de maille de la couche inférieure (fig. 4.1). On a simulé le drain comme étant un polygone régulier à 9 côtés pour faciliter le maillage et la transition (fig. 4.2). On a fait la transition entre cette forme et le maillage du sol adjacent en dirigeant chacun des côtés perpendiculairement à sa surface et en traçant des triangles et trapèzes les plus réguliers possibles.

On a maillé le reste du domaine (fig.4.3 et fig.4.4) en essayant de conserver les mailles les plus régulières possibles (triangle isocèle, carré), et en gardant le rapport de forme le plus près de l'unité (Mestat, 1997). Le rapport de forme est le rapport entre le plus grand côté sur le plus petit côté de l'élément. Le nombre total d'éléments simulés est de 2908 à 3912 éléments pour les profils rasants et de 1625 à 3880 pour les profils avec dépression.

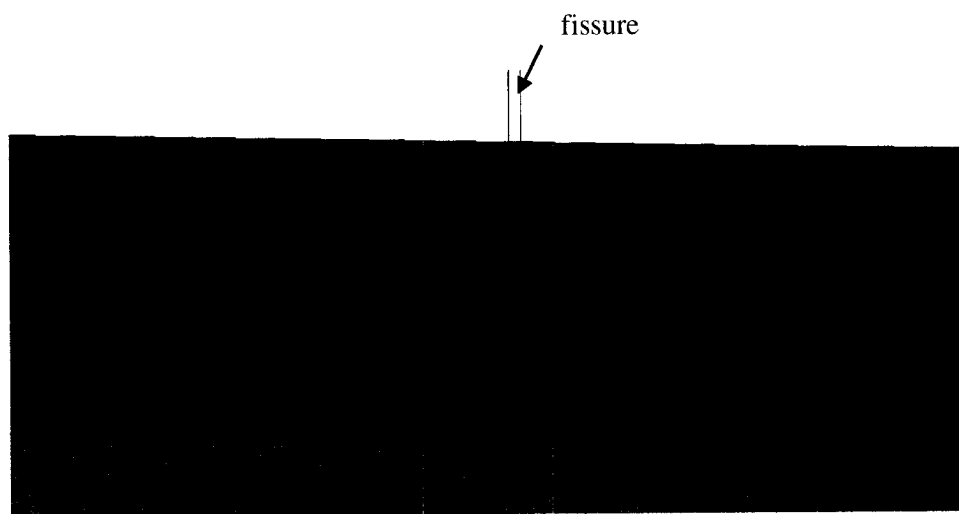


Figure 4.1 maillage de la fissure (géométrie avec couche drainante de 100 mm)

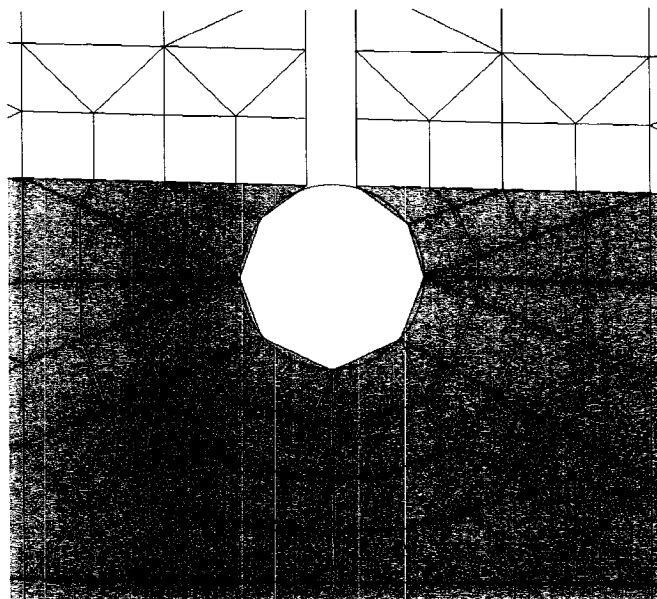


Figure 4.2 maillage du drain

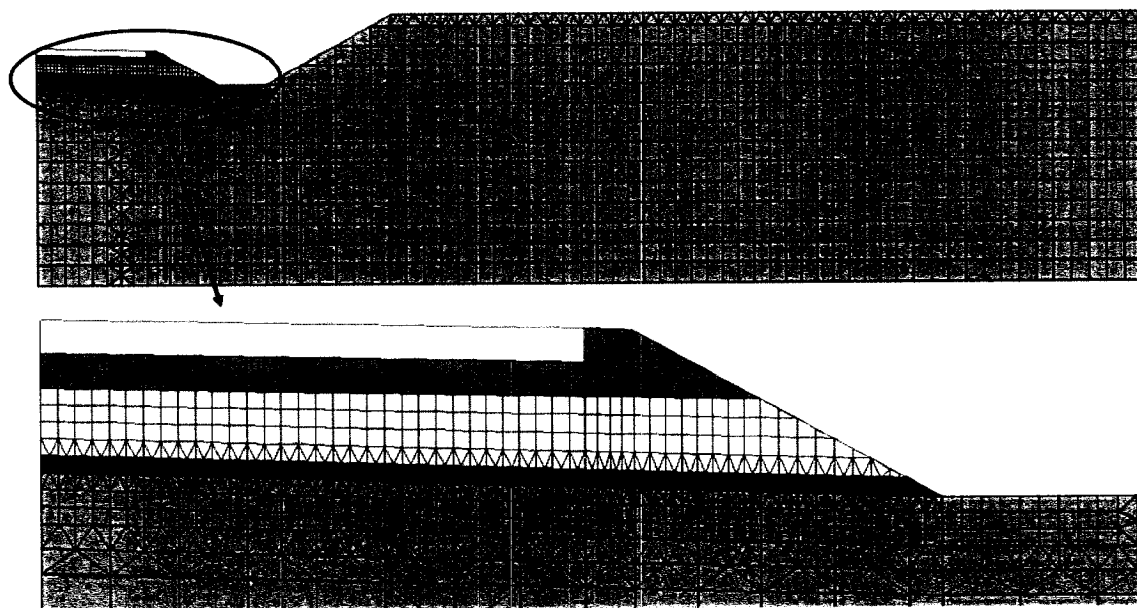


Figure 4.3 maillage du domaine (géométrie avec ΔH de 2 mètres et CD de 100 mm)

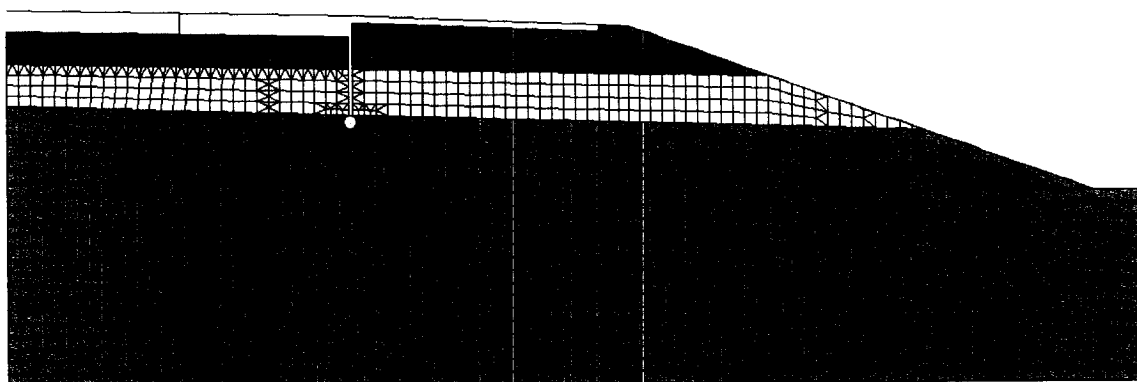


Figure 4.4 maillage du domaine (profil rasant avec CD de 100 mm)

4.2.3 Conditions aux frontières

4.2.3.1 Précipitations

La valeur de précipitation utilisée est de 0,6 mm/h pour une durée de 34,43 heures, ce qui correspond à la valeur de la plus longue précipitation ayant une récurrence observée de 1/10 ans en période estivale (Environnement Canada). Cette valeur est celle d'une précipitation de très faible intensité selon les courbes d'intensité-durée-fréquence de la ville de Montréal (Lebeau, 1998 ; El-Jabi et Rousselle, 1990). Dans cet ordre d'idée, une précipitation de plus forte intensité a le même effet sur l'infiltration qu'une précipitation de faible intensité et de même durée ; seul le ruissellement augmente (Ridgeway, 1976 ; Lebeau, 1998).

Cette précipitation s'applique sur toute la surface supérieure des géométries. Par contre, dans le but de simuler le ruissellement provenant de la surface de roulement (imperméable) de la route en aval de la fissure, on impose la valeur de 1,27 mm/h sur la longueur de l'arrondi (Lebeau, 1998 ; Lebeau et coll., 2000). On peut constater sur la figure 4.5 que l'eau provenant du ruissellement est plus importante sur la longueur de l'arrondi que sur la pente latérale du profil puisque l'accumulation de l'eau de ruissellement y est plus élevée. Les flèches, qui représentent les précipitations, s'additionnent jusqu'à l'arrondi sur la chaussée et se divisent en deux (infiltration, ruissellement) sur le talus.

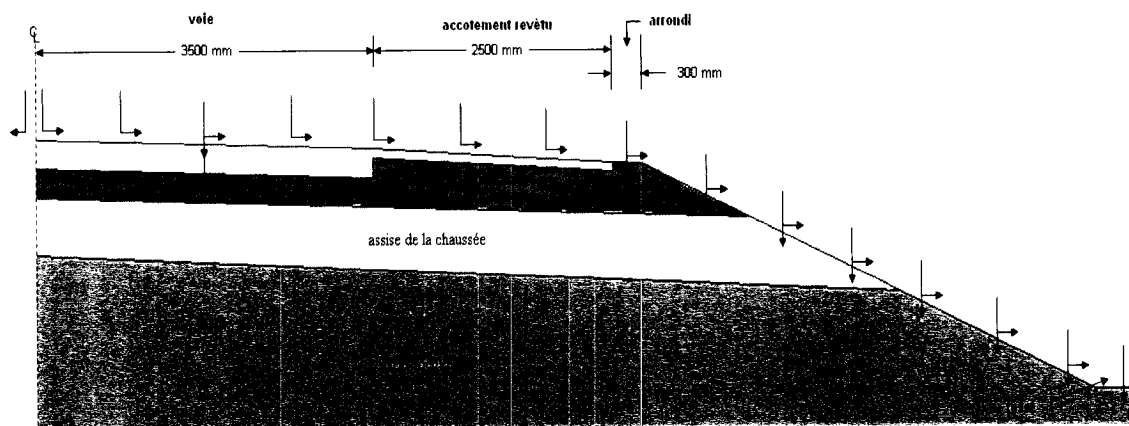


Figure 4.5 distribution des précipitations sur un profil rasant sans couche drainante

4.2.3.2 Frontières géométriques

On considère les frontières inférieures des modèles imperméables. On simule donc un socle rocheux à la base de l'infrastructure à des profondeurs jugées suffisantes, soit à 3,35 mètres du centre de la chaussée pour les profils rasants et à 6,9 mètres du centre de la chaussée pour les profils en dépressions.

On simule le drain et l'écran de rive à l'aide de conditions frontières de débit ajustable ($Q=0$ initialement) révisé par élévation : cette condition impose un débit nul aux nœuds en question et la condition est changée par une condition de charge hydraulique égale à l'élévation lorsque les nœuds deviennent à pression positive. Ceci permet de simuler le drainage par gravité dans le drain.

4.2.3.3 Infiltration par une fissure

Théoriquement, un revêtement neuf est pratiquement imperméable mais avec l'usure, il se développe des fissures qui permettent l'infiltration d'eau. Pour simuler cet effet, on a introduit arbitrairement une fissure localisée au centre de la voie de roulement (fig.4.6). Les études antérieures démontrent que le bulbe d'imbibition (fig.3.3) se propage latéralement et qu'il peut y avoir un effet cumulatif (Lebeau, 1998).

L'infiltration se réalise à l'aide de la condition de débit constant sur toute la largeur de la fissure, soit 4 millimètres. On a évalué ce débit en considérant la surface de la chaussée qui fournit la fissure en eau. On a calculé cette surface sur une longueur de 1 mètre parallèlement à l'axe de la route et une largeur de 1,75 mètre, soit la moitié de la chaussée à l'amont d'où est située la fissure. En considérant l'hypothèse de précipitation de 0,6 mm/h, et en multipliant par la surface d'approvisionnement, on obtient un débit constant de $Q = 2,91 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$. En comparant avec les valeurs trouvées ($5,1 \cdot 10^{-10}$ à $2,5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$) expérimentalement par Ridgeway (1976), on constate que cette infiltration est la limite supérieure des valeurs proposées. Les simulations proposent donc une infiltration maximale dans la fissure.

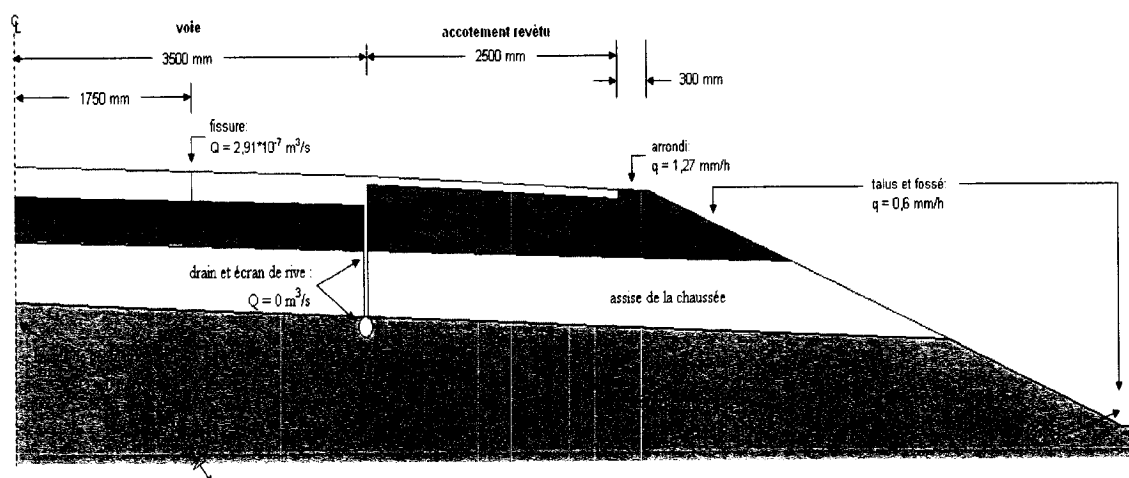


Figure 4.6 conditions frontalières sur un profil rasant avec couche drainante de 100 mm

4.2.4 Pas de temps et critères de convergence

Les pas de temps et les critères de convergence sont certainement les éléments les plus difficiles à établir. Ces éléments doivent pouvoir donner une précision maximale et un temps de calcul minimal. Il est donc important de savoir ce qui résulte des différentes options du logiciel de calcul. Les pas de temps choisis pour effectuer les simulations sont progressifs pour les trois premières itérations et se limitent à 160 secondes pour les suivantes. On effectue les simulations pour une période de 34,43 heures, ce qui correspond à 776 pas de temps.

On a effectué les vérifications numériques après que les calculs aient été finis. Le critère de vérification est la concordance entre les courbes de rétention d'eau entrées et celles calculées à la fin d'une simulation. On peut ainsi s'assurer que la simulation est acceptable et véridique lorsque les courbes calculées se confondent avec les courbes initiales entrées. Pour ce faire, on prend un nœud du domaine ainsi qu'une itération et on compare les courbes; on répète avec d'autres itérations et d'autres nœuds pour s'assurer de l'ensemble de la réponse. Lorsque les courbes ne se confondent pas, en plus de modifier le maillage, on peut changer les critères de convergence comme le nombre d'itération maximale, les valeurs des changements de propriétés minimales et maximales ainsi que le nombre de revue du débit d'infiltration dans le drain.

4.3 Géométries simulées

4.3.1 La chaussée

Les routes sont simulées dans le contexte de routes nationales ou régionales en milieu rural (type C). La chaussée est donc composée selon la norme du Ministère des Transports en vigueur (MTQ, 2005) telle qu'illustrée sur la figure 4.7.

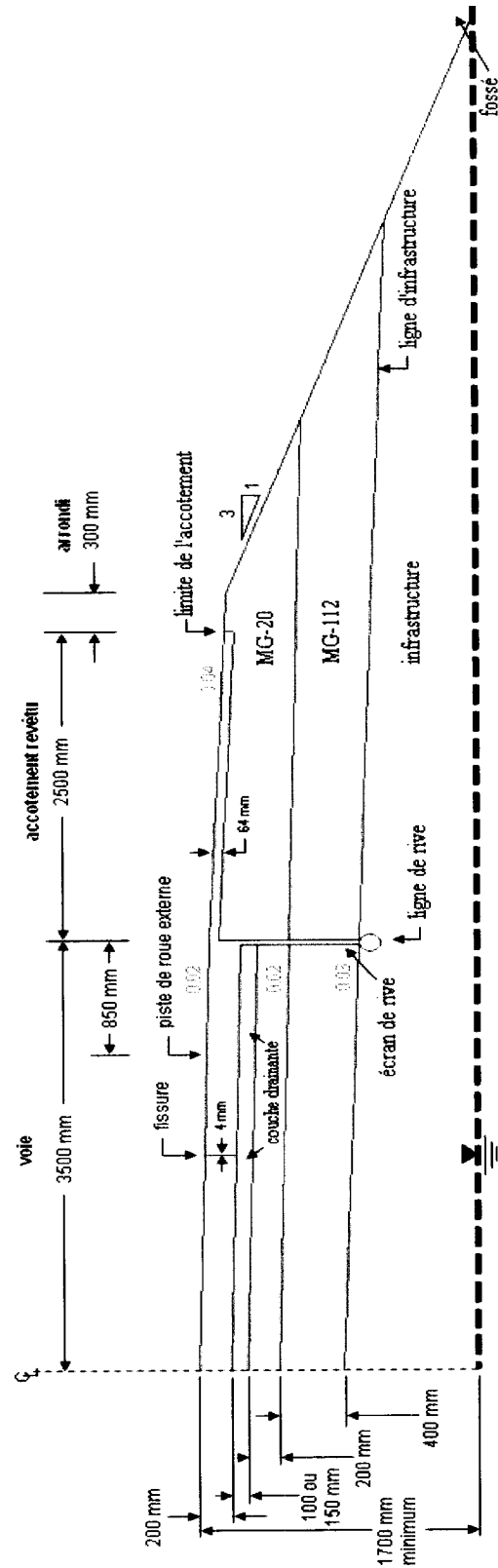


Figure 4.7 dimensions de la chaussée

4.3.2 Le profil rasant

On a fait des simulations sur le profil rasant (fig. 4.8) pour des configurations sans couche drainante ainsi qu'avec couche drainante de 100 et 150 millimètres d'épaisseur. La CD s'ajoute au profil; les autres épaisseurs sont invariables telles que noté sur la figure 4.7. On a inséré un écran de rive et un drain pour les géométries avec couche drainante. Cet écran a une épaisseur de 40 millimètres et il est situé directement sous la ligne de rive. Le drain a un diamètre de 150 millimètres et il est à la limite inférieure de la sous-fondation.

Il est aussi bon de savoir que le nombre et l'emplacement des fissures contribuent grandement au mode et au degré de saturation des matériaux de la fondation. La fissure positionnée le plus près de l'axe de symétrie contribue le plus à la saturation de la fondation (Abou-Samra, 2005). On peut aussi dire que la recharge dans une fissure entre l'accotement revêtu et la surface de roulement ainsi que sur l'arrondi de talus a un effet négligeable à court terme sur le degré de saturation des matériaux dans les régions fortement sollicitées (Lebeau et Lafleur, 2002).

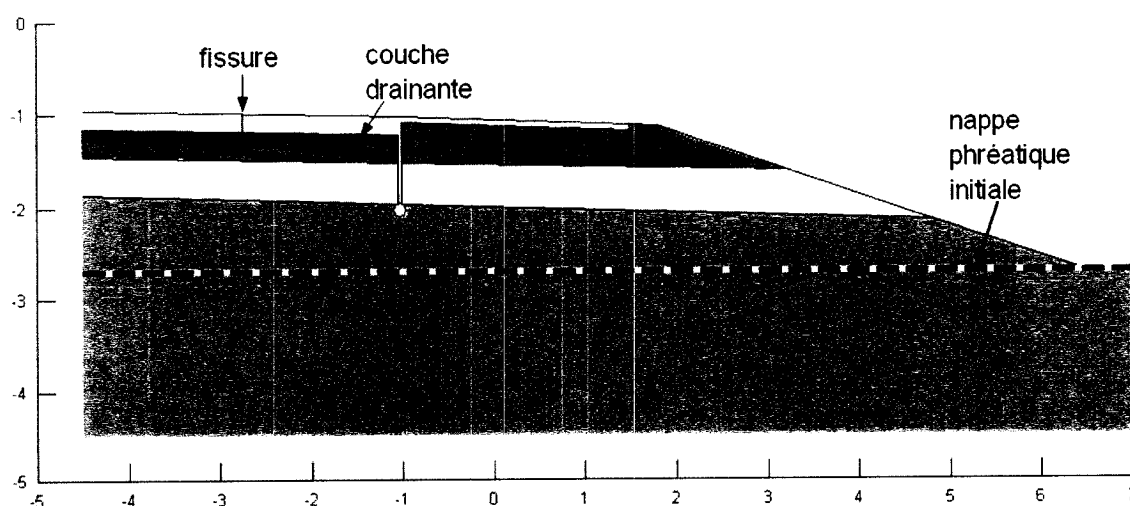


Figure 4.8 profil rasant avec couche drainante et écran de rive

4.3.3 Le profil avec dépression

On a fait des simulations sur le profil avec dépression (fig. 4.9) pour des configurations sans couche drainante ainsi qu'avec des couches drainantes de 100 et 150 millimètres d'épaisseur situées à la base de la sous-fondation. L'épaisseur et la composition de l'assise sont les mêmes que celles du profil rasant et les hauteurs de dépression (ΔH) sont de 2, 5 et 10 mètres.

On a défini le rayon d'influence (R) à la suite d'une simulation préparatoire pour chacune des hauteurs de dépression. Le sol d'infrastructure où les mouvements d'eau et de la nappe phréatique sont les plus prononcés est le sable : on a donc fait les simulations préparatoires avec du sable comme infrastructure. Ainsi, ce rayon a été fixé à 65 mètres pour une dépression de 10 mètres, de 50 mètres pour une dépression de 5 mètres et de 35 mètres pour une dépression de 2 mètres.

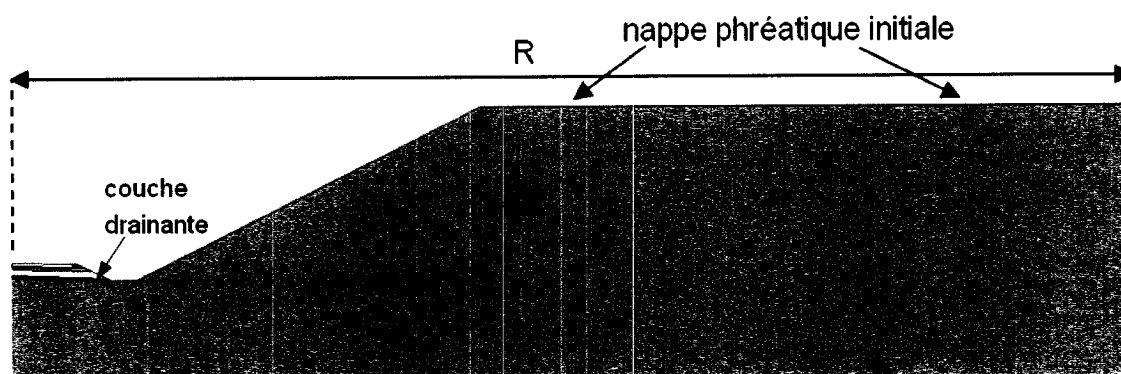


Figure 4.9 profil en dépression

4.4 Mesure des débits

La section 5.2.3 portera sur les évaluations de débit prises durant les simulations. On a évalué ces débits à la fin des 34,43 heures de simulation, perpendiculairement aux droites pointillées de la figure 4.10. Chaque débit est le débit total sur toute la longueur de la droite et représente donc la quantité d'eau (en m^3/s) passant par cette surface.

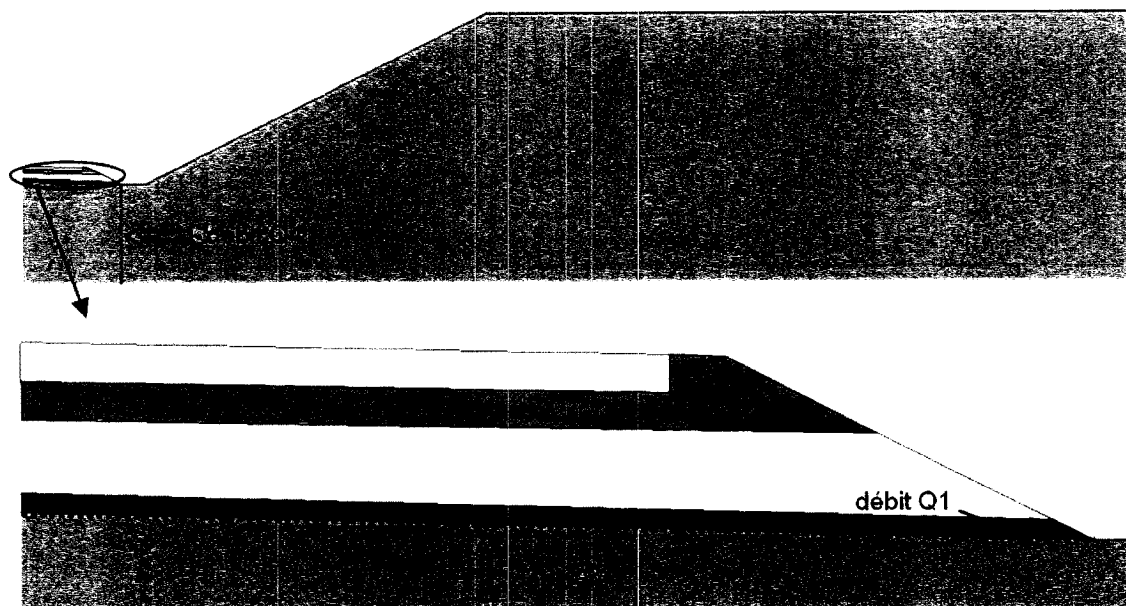


Figure 4.10 endroits d'évaluation des débits

4.5 Matériaux utilisés

4.5.1 Propriétés physiques

L'assise de chaussée est toujours composée des mêmes matériaux pour toutes les simulations. La présente étude utilise un gravier schisteux concassé pour simuler la fondation ainsi qu'un sable à granulométrie uniforme pour la sous-fondation. Pour chacun des profils utilisés, on a effectué des simulations avec 4 sols d'infrastructure représentatifs. Ces sols proviennent de différents horizons et Lebeau a fait d'autres simulations du même genre (Lebeau et Lafleur, 2002) (voir tableau 4.1 et figure 4.11).

Tableau 4.1 Propriétés physiques des matériaux de fondation, sous-fondation et infrastructure pour les différentes simulations.

	Porosité, n (%)	Masse Volumique sèche ρ_d (Mg/m ³)	Densité relative des grains, D_R	Source
assise				
Gravier (Vallée-Jonction)	15,8	2,261	2,69	(1)
Sable (St-Apollinaire)	37,4	1,665	2,66	(2)
Infrastructure				
Sable(Hyannis)	36,7	1,690	2,67	(3)
Moraine (Sibley)	24,7	2,070	2,75	(3)
Limon (Fairbanks)	40,7	1,620	2,73	(3)
Argile (Fort Edward)	44,1	1,560	2,79	(3)

(1) Côté (1997)

(2) Paquet et Savard (1994)

(3) Guymon et coll. (1993)

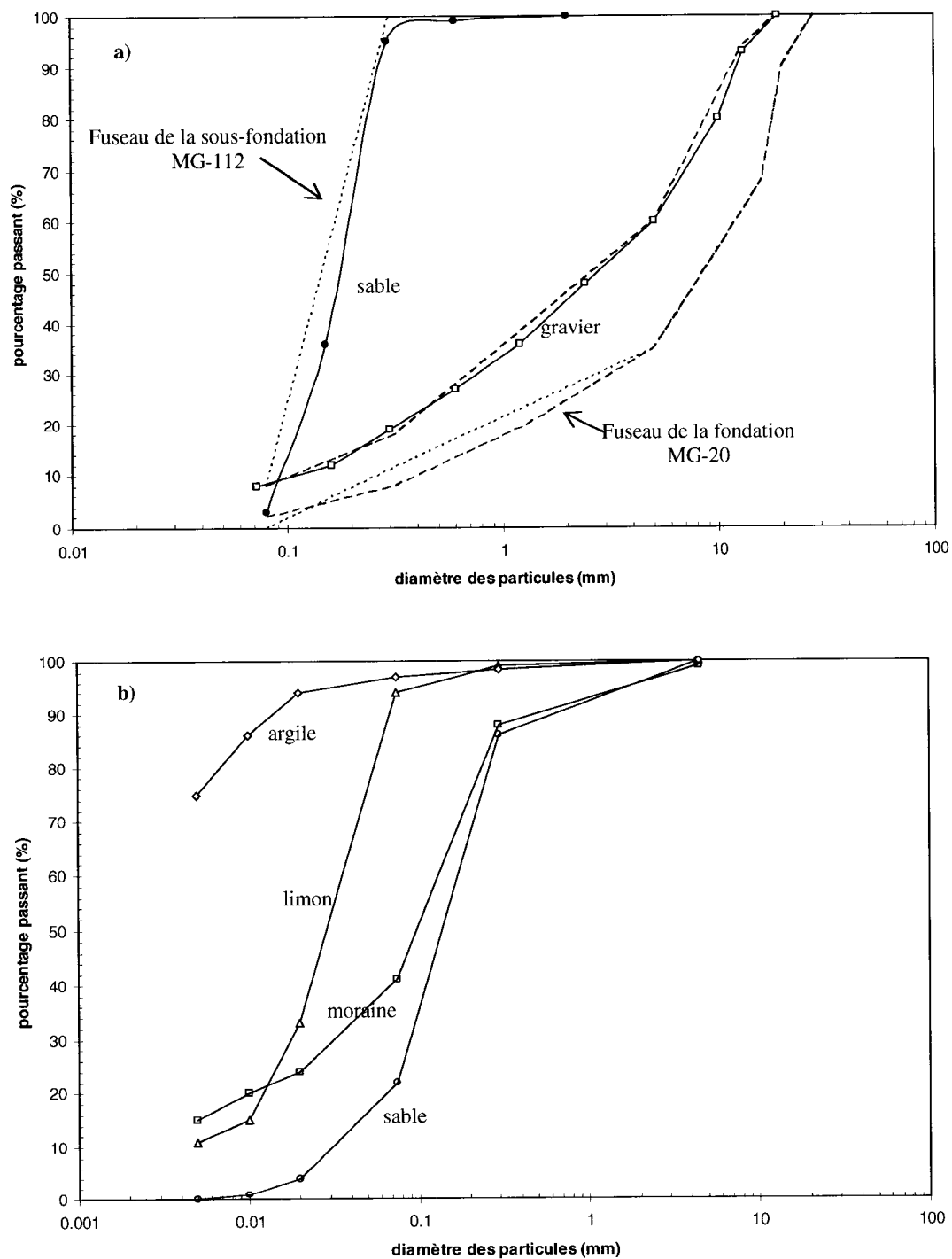


Figure 4.11 courbes granulométriques des matériaux utilisés pour les simulations numériques (Lebeau et Lafleur, 2002)

a) Assise

b) Infrastructure

4.5.2 Propriétés hydrauliques

4.5.2.1 Courbes de rétention d'eau CRE

Les CRE sont devenues les éléments les plus importants pour effectuer des études sur des sols non saturés. Ces fonctions, décrites à la section 2.3.1, ont été déterminées en laboratoire par des méthodes appropriées (Roy et coll., 1997). Ces derniers ont déterminé les segments principaux de plusieurs graviers et pierres concassés utilisés pour les fondations routières dont l'échantillon provenant de Vallée-Jonction retenu pour cette étude. La courbe du sable de sous-fondation utilisée pour l'étude provient des études effectuées par Lebeau et Lafleur (2002). Les courbes utilisées pour les sols d'infrastructure proviennent des études de CRREL (Guymon et coll., 1993) et ont été compilées par Lebeau et Lafleur (2002).

Peu de chercheurs ont effectué des essais pour obtenir les courbes de rétention d'eau pour les couches drainantes. Les courbes utilisées sont celles présentées par Stormont lors de ses différentes expérimentations en laboratoire (Stormont et Anderson, 1999 ; Stormont et Zhou, 2005). On a décalé ces courbes d'un ordre de grandeur en pression pour assurer la convergence de notre étude et pour s'ajuster à la précision du logiciel utilisé. Cette précision ne concordait pas à la très faible valeur d'entrée d'air des courbes originales. Nous croyons que ces valeurs sont réalistes. Les figures 4.12 et 4.13 présentent les CRE en absorption des différents matériaux utilisés. On peut aussi comparer les CRE utilisées avec les courbes de rétention en absorption des géotextiles (fig. 4.13 ; Lafleur et coll, 2000). On y voit que la valeur d'entrée d'air est très faible et que la chute de la teneur en eau est très rapide. Il est certain qu'on ne peut pas utiliser ces courbes pour caractériser les matériaux de couches drainantes, mais la fonction de drainage étant commune aux deux matériaux, on peut en faire un rapprochement.

Finalement, les valeurs des coefficients de changement de volume (m_v) utilisées dans la zone saturée sont toutes de $1 \cdot 10^{-5}$ 1/kPa à l'exception de la valeur pour l'argile d'infrastructure qui est de $1 \cdot 10^{-4}$ 1/kPa ; ces coefficients sont décrits à la section 2.3.1.

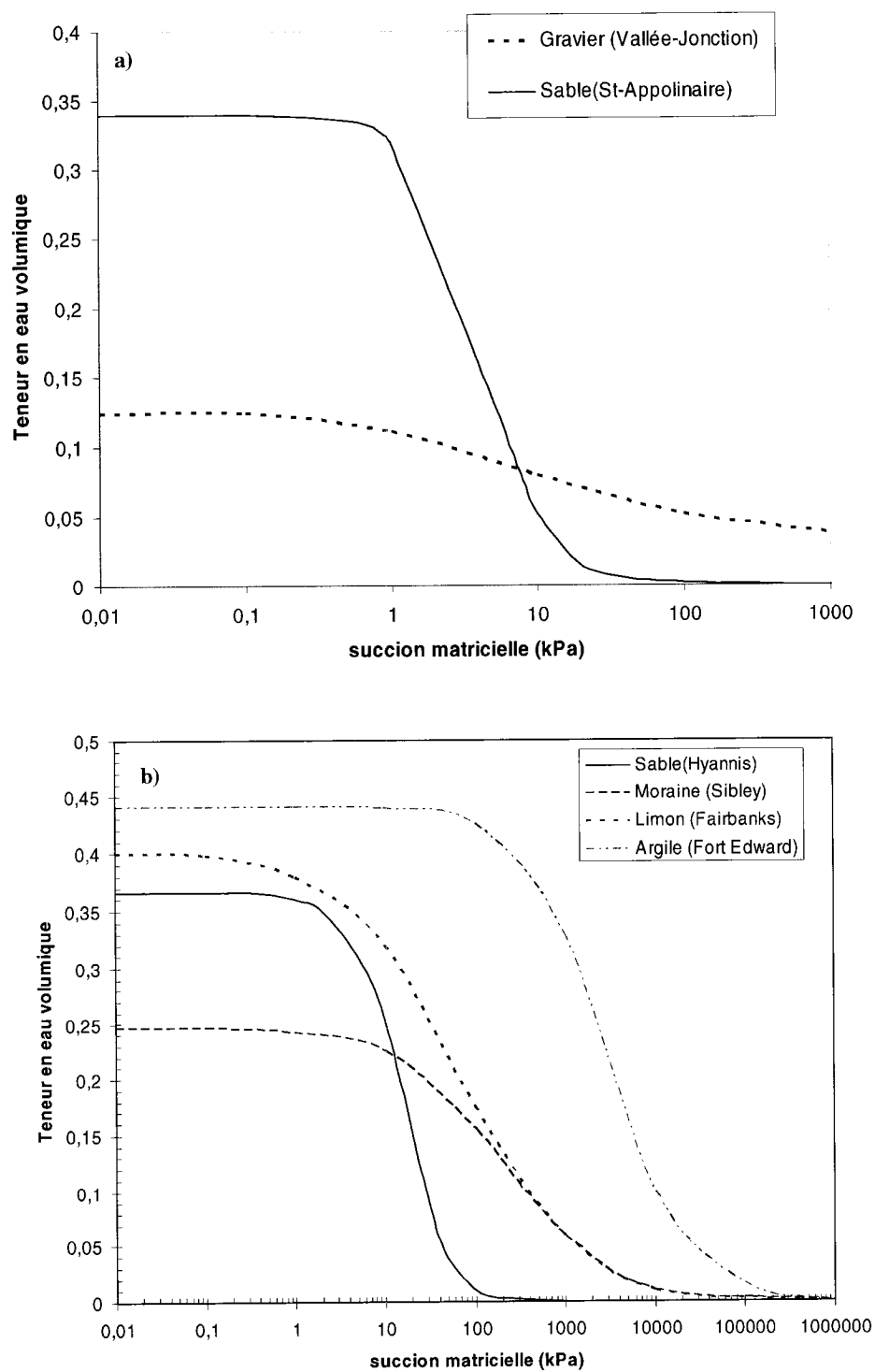


Figure 4.12 courbes de rétention d'eau des matériaux utilisés pour les simulations numériques a) Assise b) Infrastructure (d'après Lebeau et Lafleur, 2002)

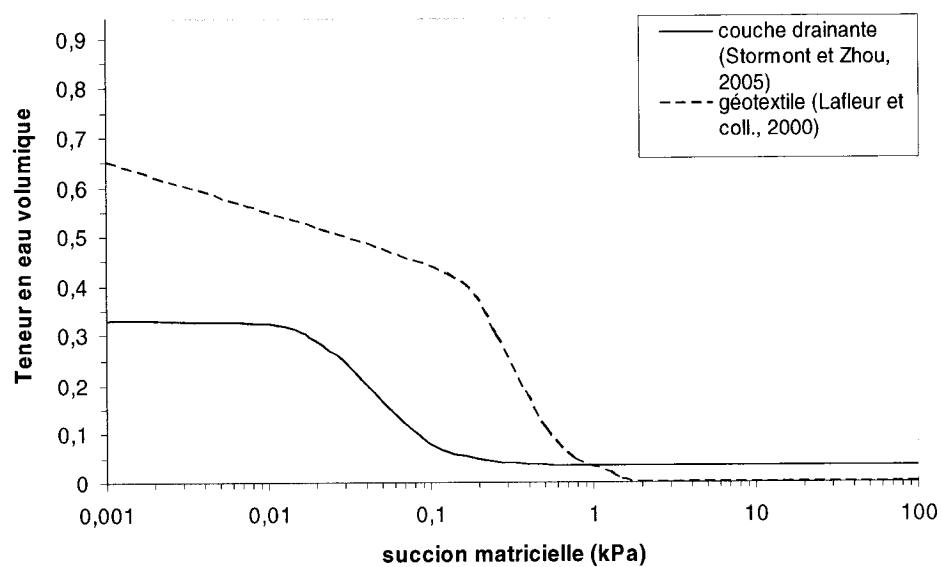


Figure 4.13 courbe de rétention d'eau du matériau de couche drainante utilisé pour les simulations numériques

4.5.2.2 Fonctions de conductivité hydraulique FCH

Comme les CRE, les fonctions de conductivité hydraulique sont devenues essentielles pour les études des sols non-saturés. Tout comme celles-ci, très peu de valeurs sont disponibles. Les FCH pour les matériaux d'assise de chaussées sont tirées de Lebeau et Lafleur (2002) et de Lafleur et Lebeau (1999). Quant aux courbes pour les matériaux d'infrastructure de chaussée, on retient les matériaux compilés par Lebeau et Lafleur (2002) et provenant des bases de données du CRREL (Guymon et coll, 1993). Pour les matériaux de couche drainante, les FCH proviennent des mêmes études de Stormont.

Les figures 4.14 et 4.15 présentent les FCH en absorption des différents matériaux utilisés.

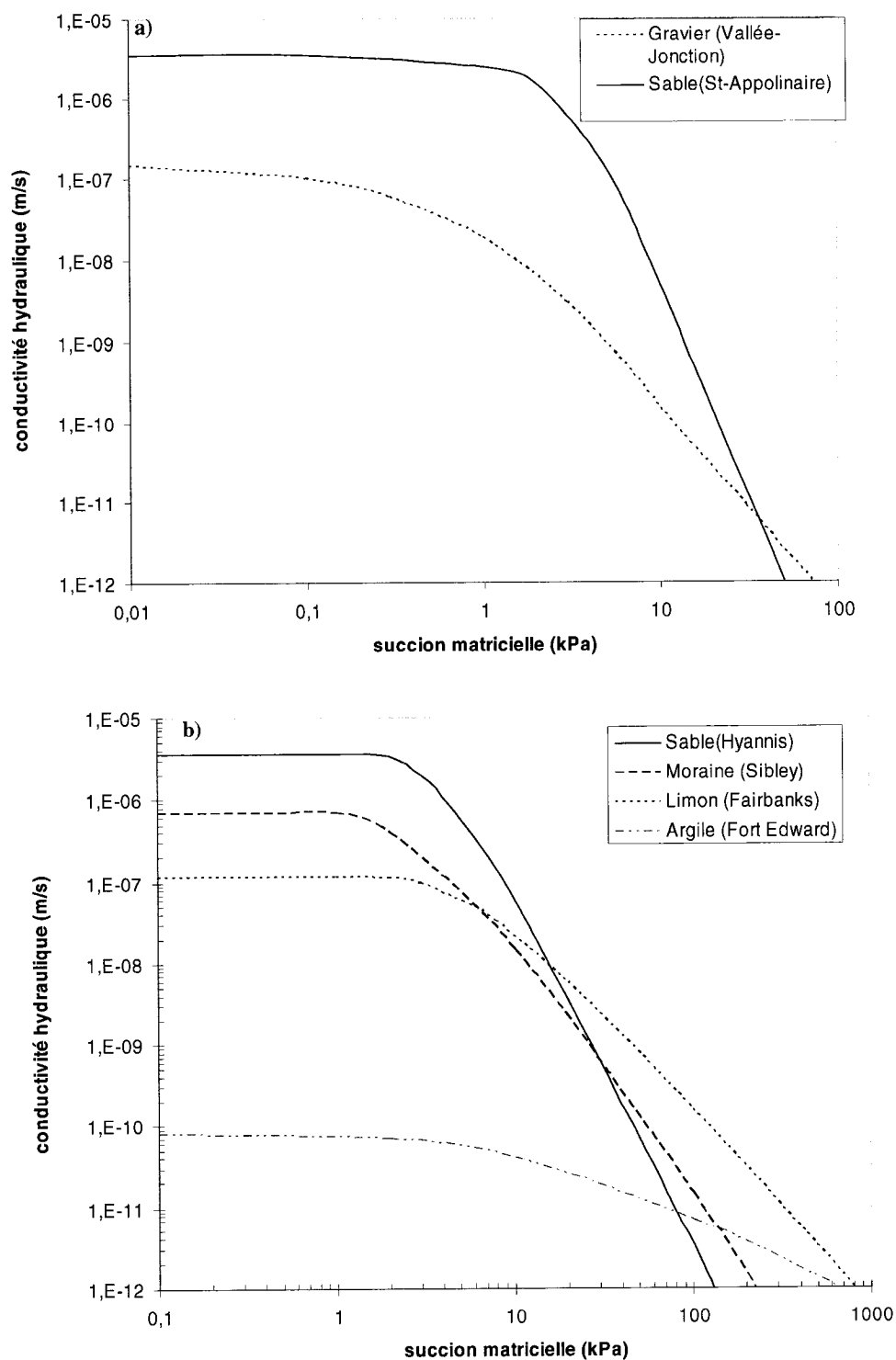


Figure 4.14 courbes de rétention d'eau des matériaux utilisés pour les simulations numériques a) Assise b) Infrastructure (d'après Lebeau et Lafleur, 2002)

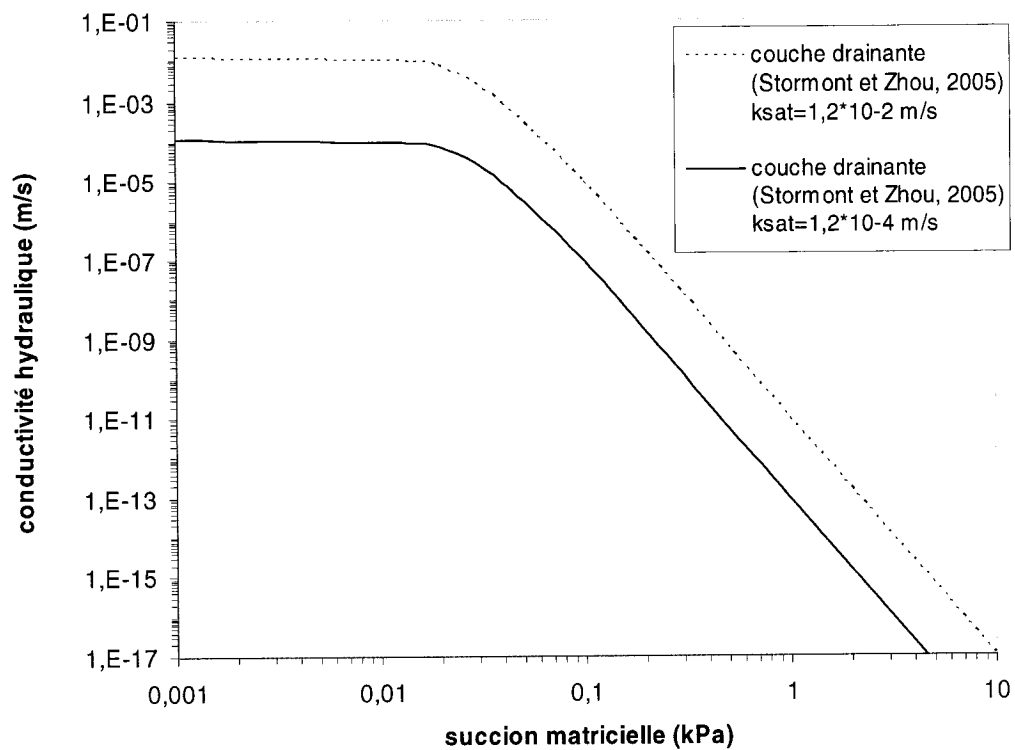


Figure 4.15 fonctions de conductivité hydraulique du matériau de couche drainante utilisées pour les simulations numériques (d'après Stormont et Zhou, 2005)

Chapitre 5

Résultats

La présentation des résultats se fera en isolant chacun des facteurs suivants :

- sol d'infrastructure
- présence d'une couche drainante
- épaisseur de la couche drainante
- conductivité hydraulique de la couche drainante
- hauteur de dépression ΔH (pour les profils avec dépression)

On présente une comparaison de plusieurs paramètres sous forme graphique. On compare les profils du degré de saturation S_r des différents sols composant la chaussée ainsi que les pressions interstitielles correspondantes. Ces graphiques ont l'avantage de présenter la chaussée en séparant les couches de sol et on peut voir s'il y a présence d'une nappe perchée ou encore, d'une zone à pression positive. On a fait ces évaluations verticalement à la piste de roue externe, c'est-à-dire à une distance de 850 millimètres de la ligne de rive à la fin de la période de précipitation, i.e. après 34,43 heures.

Enfin, les différentes options simulées sont :

- sans couche drainante
- avec couche drainante de 100 mm, conductivité hydraulique de $1,2 \cdot 10^{-2}$ et $1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s
- avec couche drainante de 150 mm avec les deux mêmes conductivités hydrauliques.

On a retenu pour fin de présentation les résultats les plus représentatifs ; on donne l'ensemble des résultats dans les annexes.

5.1 Profil rasant avec infiltration par une fissure

5.1.1 Influence du sol d'infrastructure

5.1.1.1 Profils

On peut observer l'influence du sol d'infrastructure en comparant les différents profils sans couche drainante (figure 5.1). Le type d'infrastructure n'a pas d'influence dans la fondation et on remarque que plus la conductivité hydraulique de l'infrastructure est faible, plus S_r de la sous-fondation est élevé. Enfin, les pressions dans l'infrastructure sont globalement plus élevées lorsque le sol d'infrastructure est de la moraine.

Dans l'infrastructure, la recharge de la nappe phréatique est influencée par le type de sol d'infrastructure. Plus la conductivité hydraulique du sol d'infrastructure est faible, plus la recharge de la nappe phréatique est élevée. La nappe phréatique est située à la hauteur où la pression est nulle. Tous les profils provenant des différentes simulations sont disponibles à l'annexe 2.

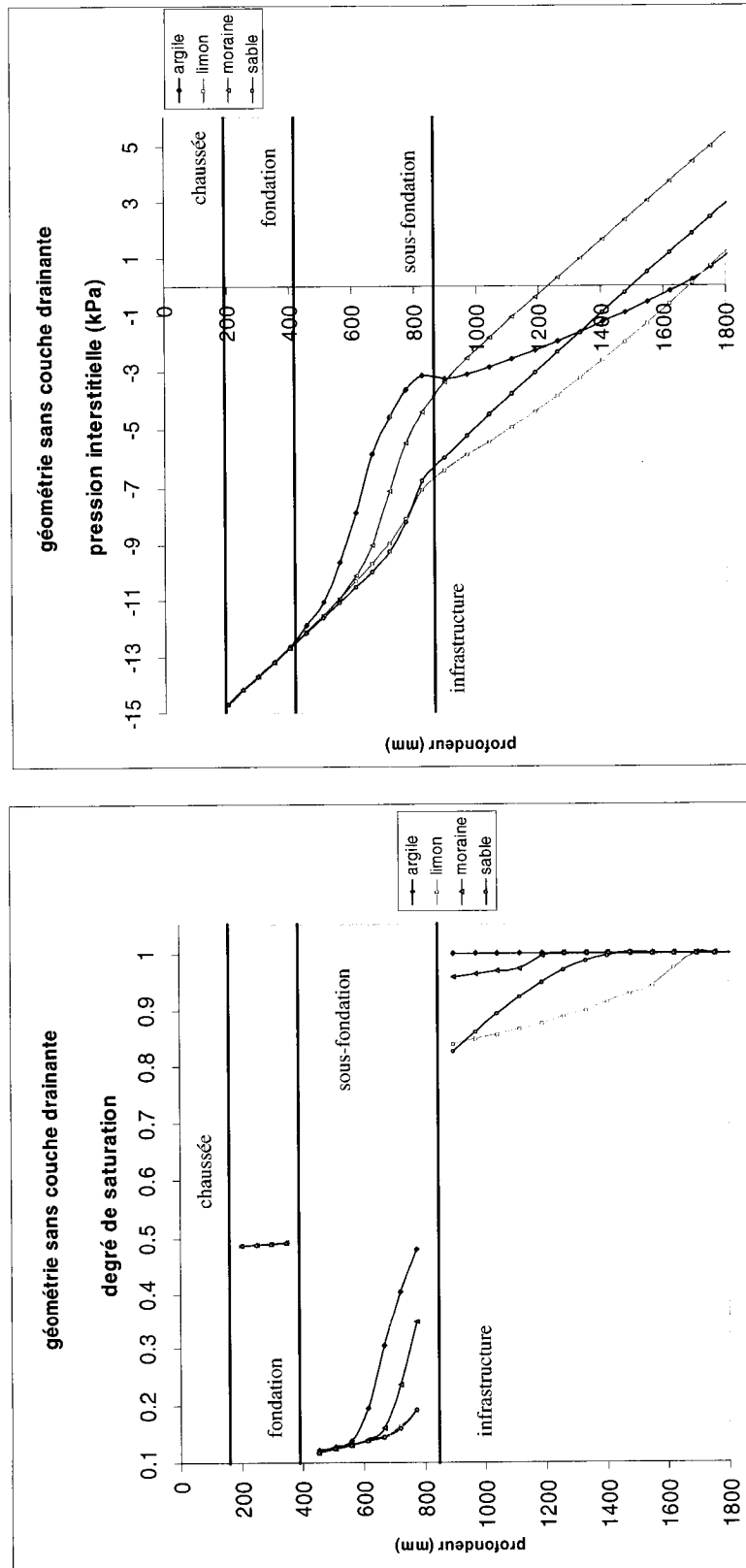


Figure 5.1 comparaison entre les types de sols des profils rasants sans couche drainante

5.1.1.2 Distributions des pressions interstitielles

sans CD

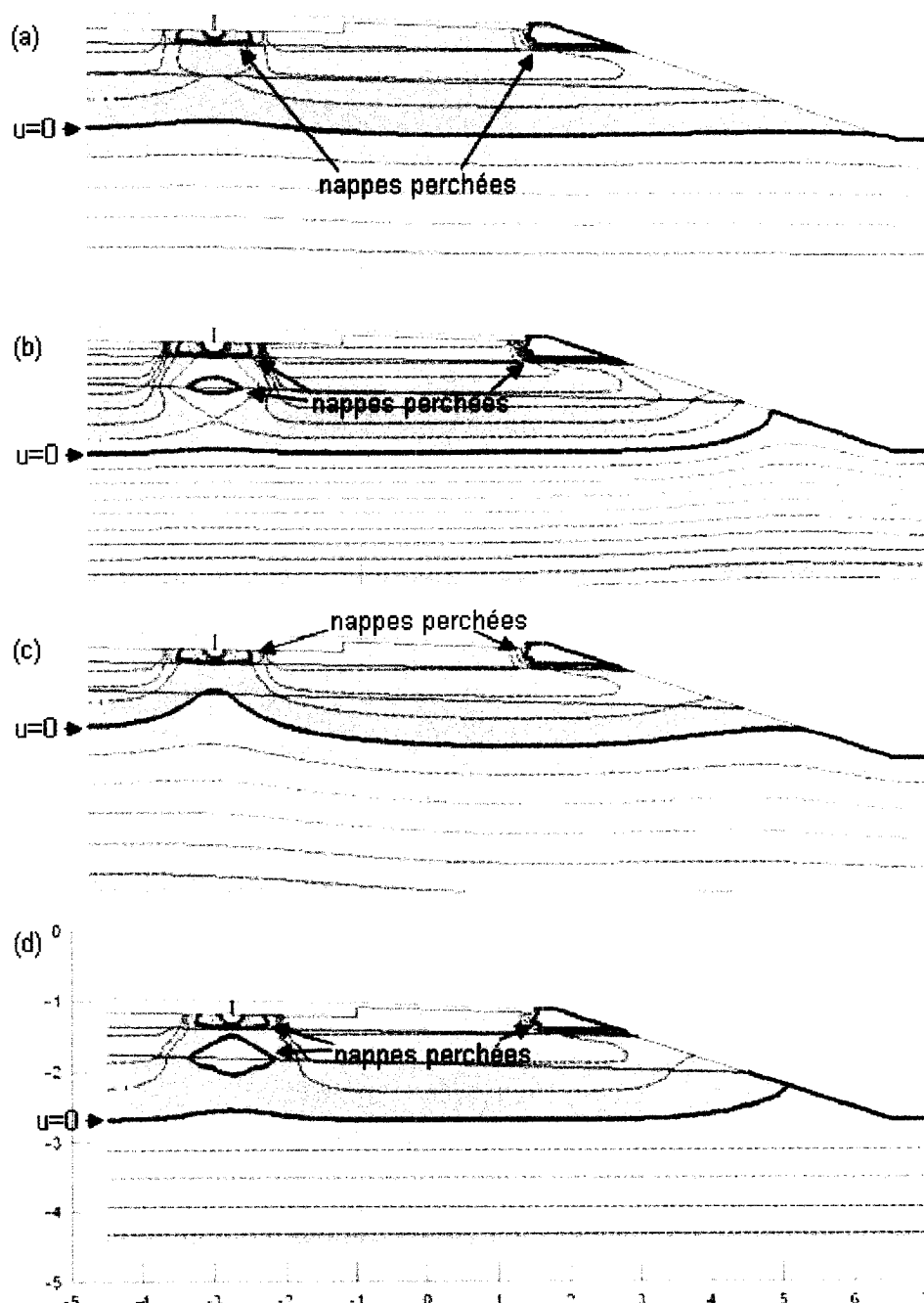


Figure 5.2 distribution des pressions après simulation, profil rasant sans couche drainante

- (a) avec sable comme sol d'infrastructure (isobares 4 kPa)
- (b) avec limon comme sol d'infrastructure (isobares 2 kPa)
- (c) avec moraine comme sol d'infrastructure (isobares 4 kPa)
- (d) avec argile comme sol d'infrastructure (isobares 4 kPa)

La figure 5.2 montre la distribution des isobares dans l'assise des chaussées. On peut remarquer que moins le sol d'infrastructure est perméable, plus la nappe perchée sous la fissure est importante. Toutes les distributions des simulations sont disponibles à l'annexe 1.

5.1.2 Présence d'une couche drainante

Les figures 5.3 à 5.6 montrent les comparaisons des différents profils pour chacun des sols d'infrastructure simulés. De ces comparaisons, on remarque que dans la fondation, S_r augmente de plus de 160% lorsqu'on ajoute une couche drainante et il passe de 48 à 78%. Dans la sous-fondation, le degré de saturation est également plus élevé lorsqu'il y a présence d'une couche drainante. Par contre, dans le cas de l'argile et de la moraine comme sols d'infrastructure, S_r à la limite entre l'infrastructure et la sous-fondation est plus important que dans les autres cas lorsqu'il n'y a pas de couche drainante.

Pour ce qui est des distributions des pressions interstitielles, elles sont beaucoup plus élevées et même positives dans la fondation de chaussée lorsqu'il y a une couche drainante. L'influence de la couche drainante ne se fait sentir dans l'infrastructure que dans l'argile ou la moraine où les pressions sont nettement plus faibles.

5.1.3 Influence de l'épaisseur de la couche drainante

Les épaisseurs de couches drainantes simulées sont de 100 et de 150 millimètres. En observant la série des figures 5.3 à 5.6, on constate que l'épaisseur de la couche drainante a très peu d'influence sur S_r de l'assise.

Dans la fondation, aucune différence n'est perceptible. Par contre, dans la sous-fondation S_r s'accroît au maximum de 30% lorsque l'épaisseur des couches drainantes augmente.

Pour ce qui est des pressions, encore une fois, les différences sont minimales entre les deux épaisseurs de couches drainantes et s'accroissent quelque peu dans la sous-fondation lorsque l'épaisseur de celle-ci augmente.

5.1.4 Influence de la conductivité hydraulique de la couche drainante

Les conductivités hydrauliques de couches drainantes simulées sont de $1,2 \cdot 10^{-2}$ et $1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s. En observant la série des figures 5.3 à 5.6, on constate que k_{cd} a une certaine influence sur S_r de l'assise. Dans la fondation, on ne perçoit aucune différence. Par contre, dans la sous-fondation S_r s'accroît lorsque k_{cd} augmente.

Pour ce qui est des pressions, elles augmentent lorsque k_{cd} diminue et ce, autant dans la fondation que dans la sous-fondation.

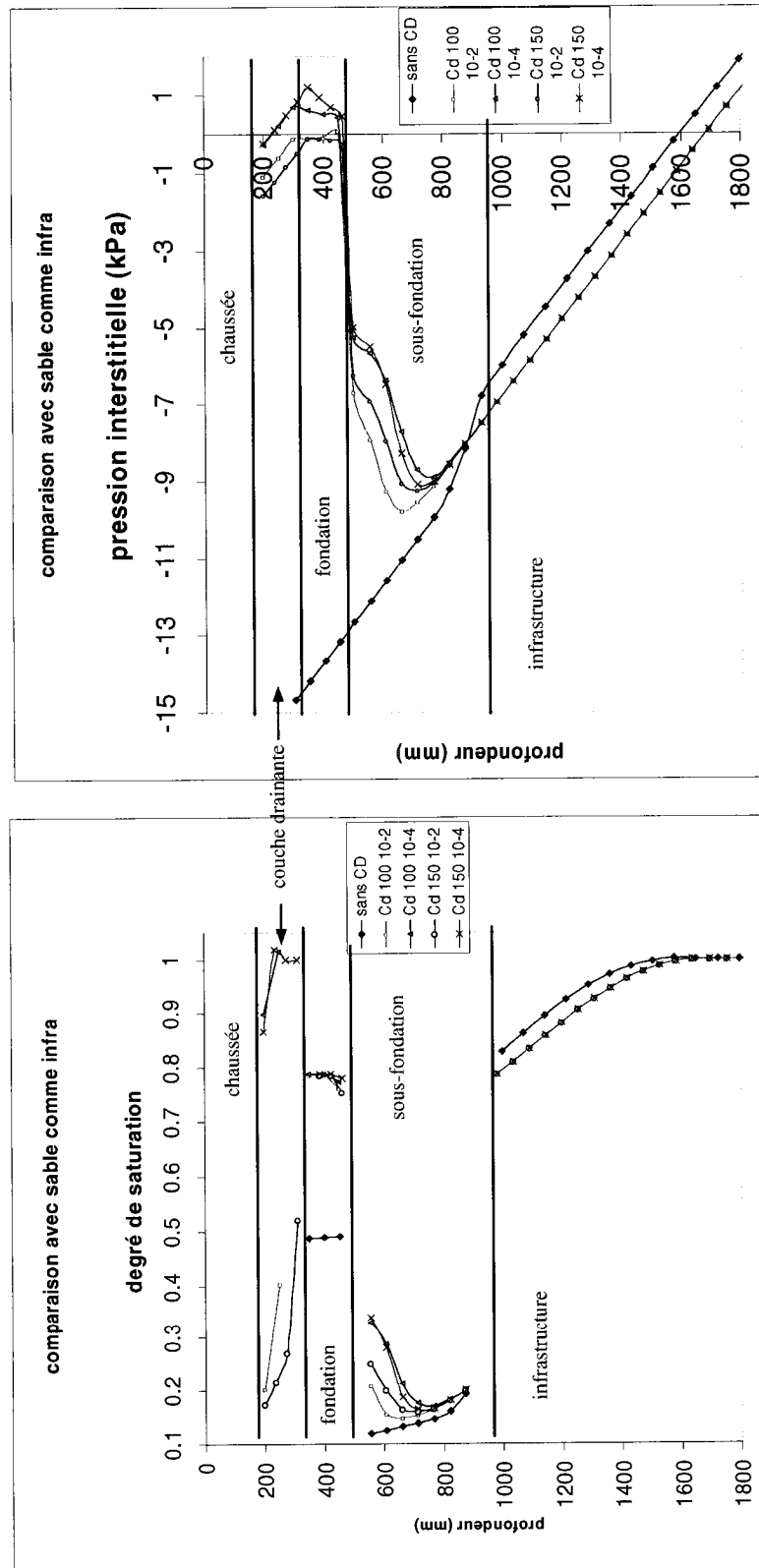


Figure 5.3 comparaison des profils rasant avec sable comme infra

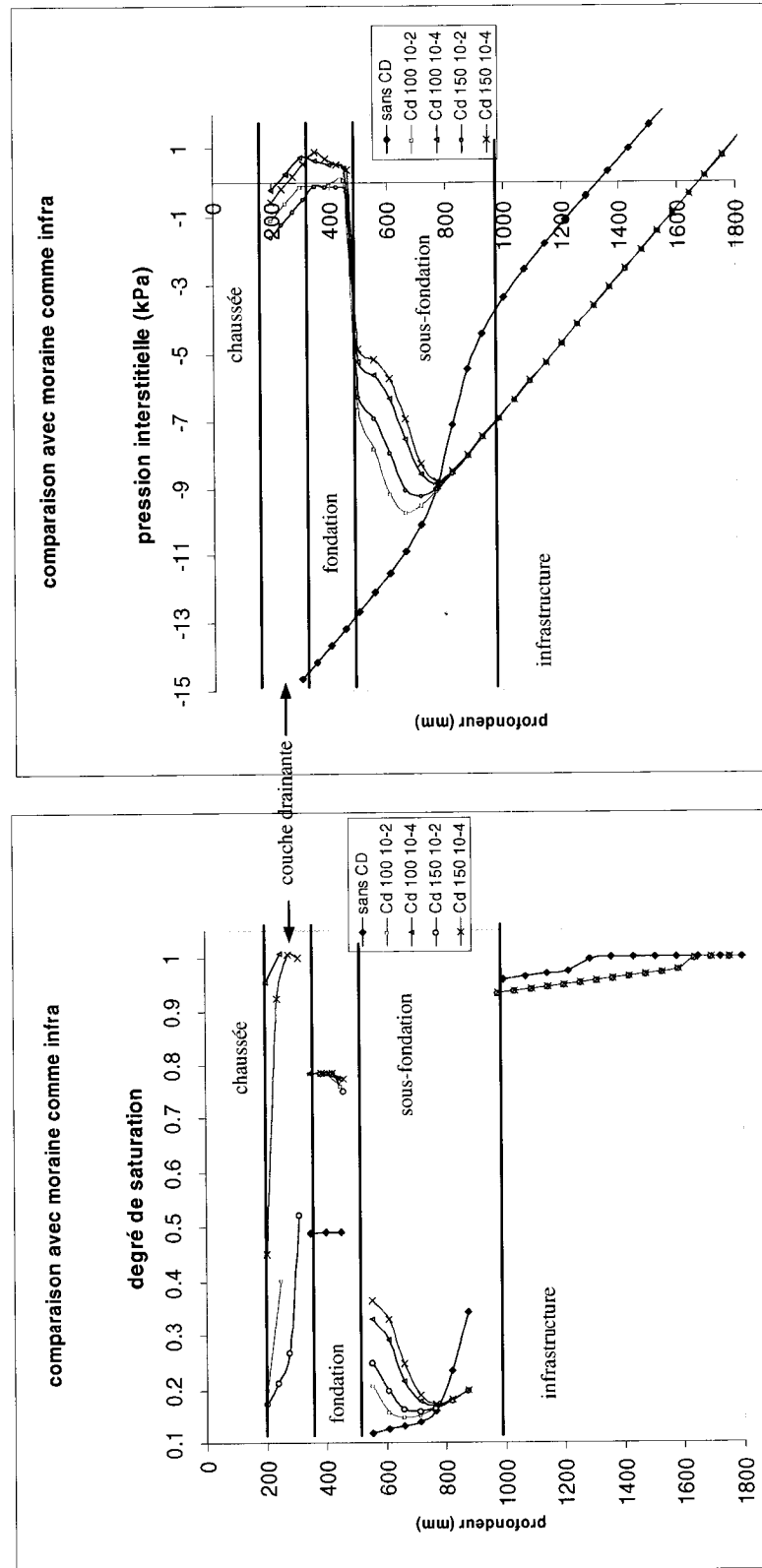


Figure 5.4 comparaison des profils rasant avec moraine comme infra

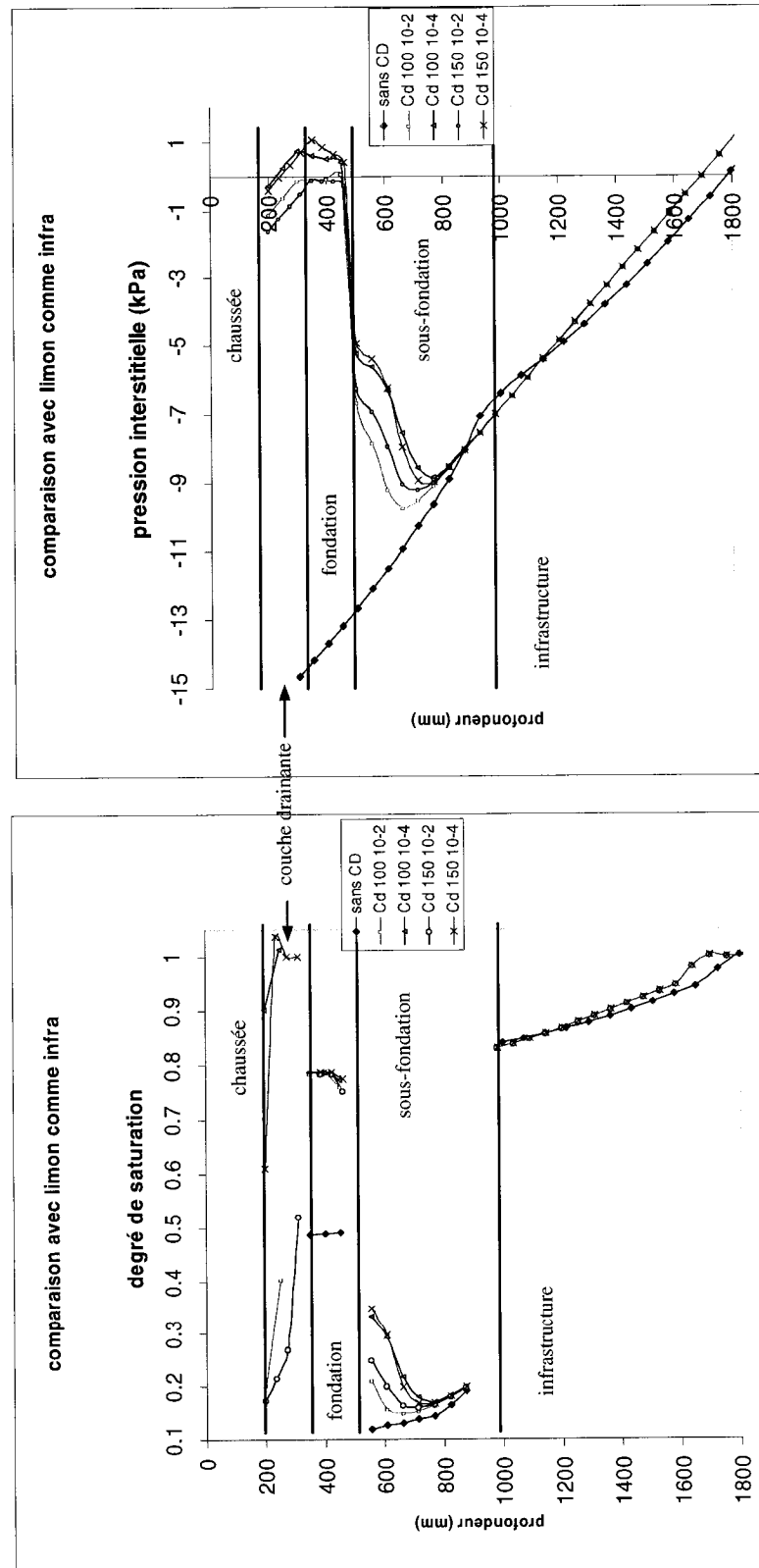


Figure 5.5 comparaison des profils rasant avec limon

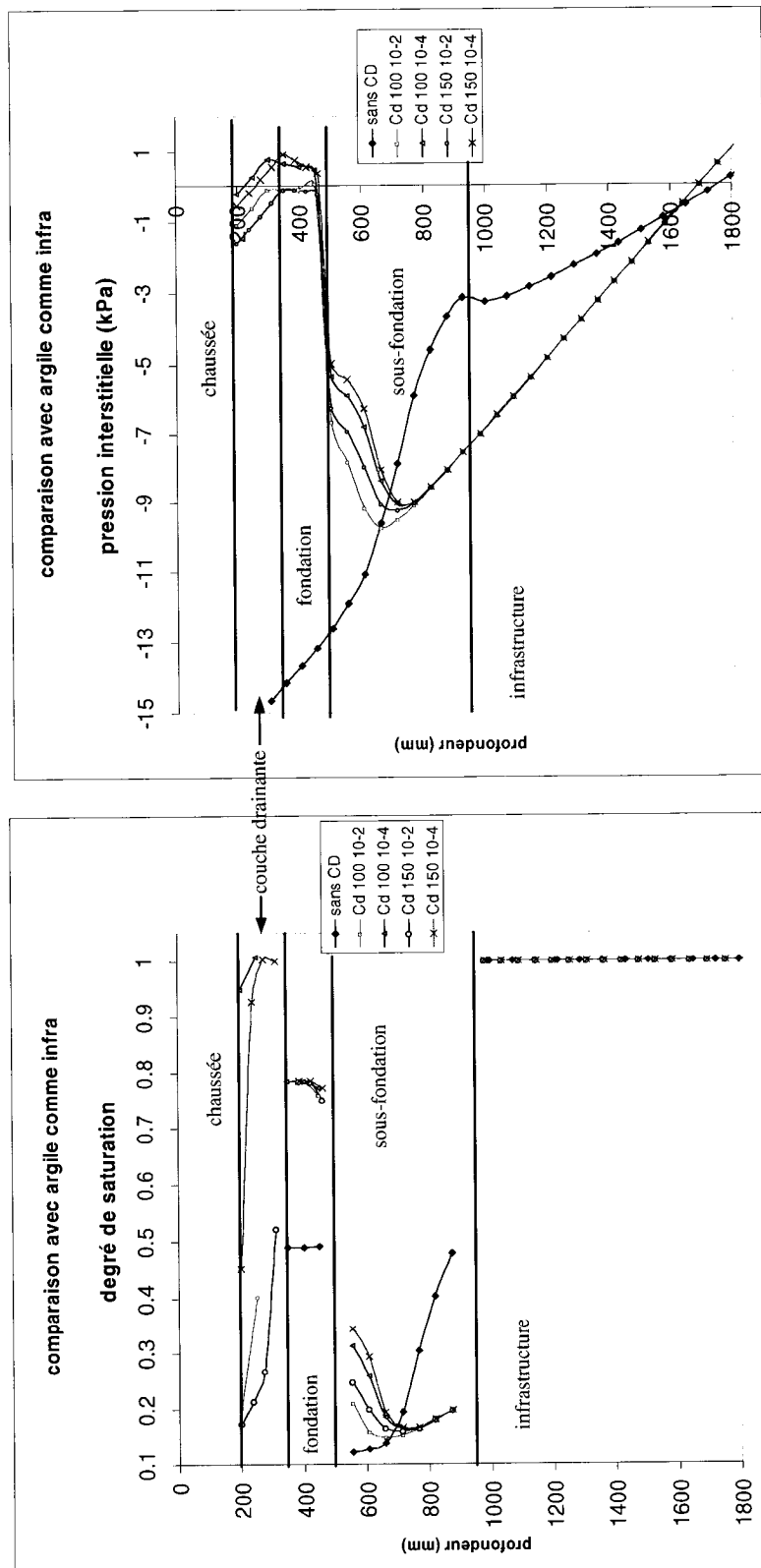


Figure 5.6 comparaison des profils rasant avec argile comme infra

5.2 Géométrie avec dépression

5.2.1 Profils

5.2.1.1 Influence de la hauteur de dépression ΔH

Dans la série de figures 5.7 à 5.10, on fait la comparaison entre ΔH et les valeurs moyennes de S_r dans la fondation et la sous-fondation.

Avec ou sans une CD, il n'y a aucune influence de ΔH dans la fondation et une petite influence dans la sous-fondation où S_r augmente avec ΔH lorsque le sable compose le sol d'infrastructure.

Dans la sous-fondation, seule l'infrastructure de sable montre une augmentation de S_r moyen en fonction de ΔH . On remarque donc que S_r moyen augmente faiblement avec les hauteurs de dépression. On peut remarquer aussi que si k_{cd} est de $1,2 \cdot 10^{-2}$ m/s, ΔH n'influence pas le S_r .

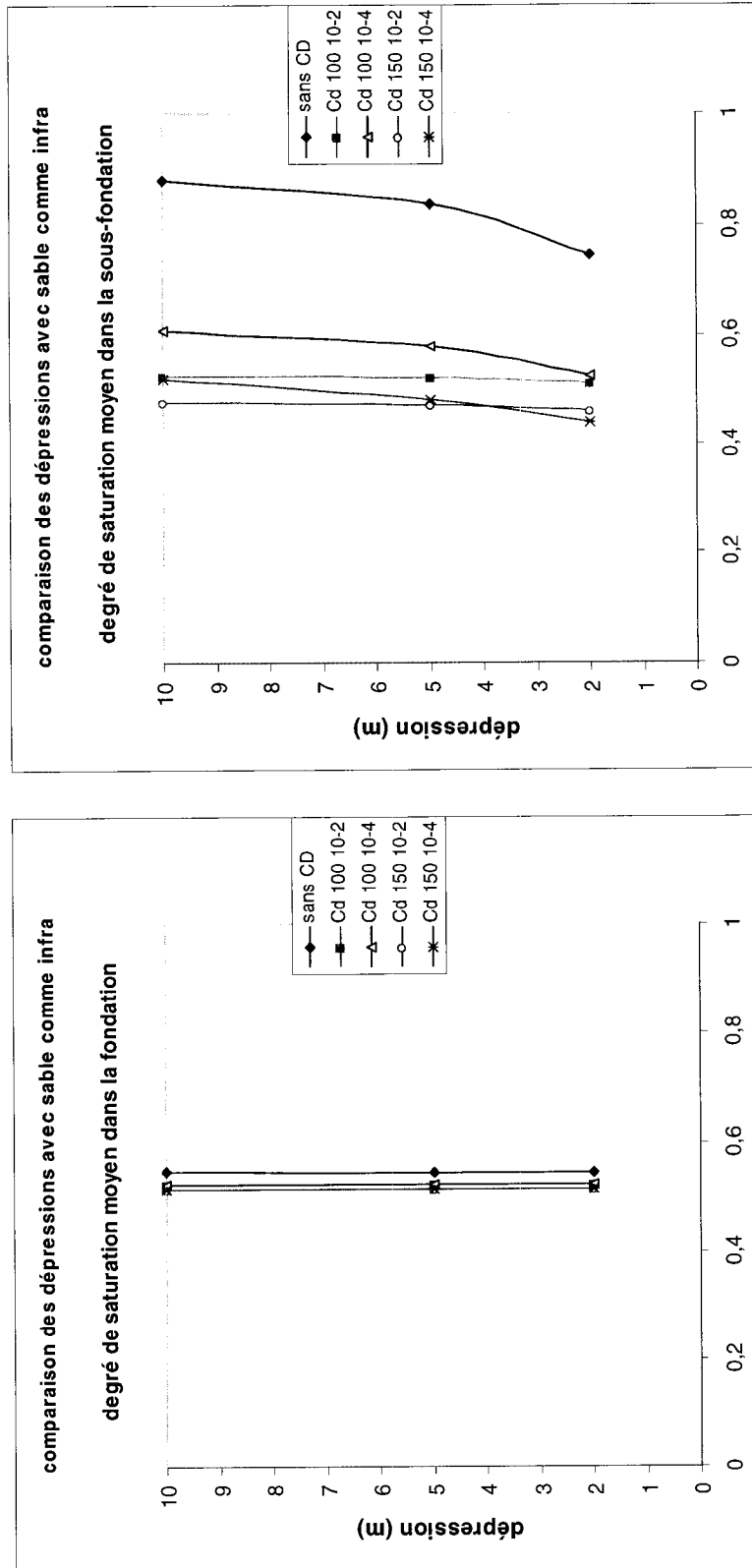


Figure 5.7 comparaison des profils avec dépression avec sable comme infra

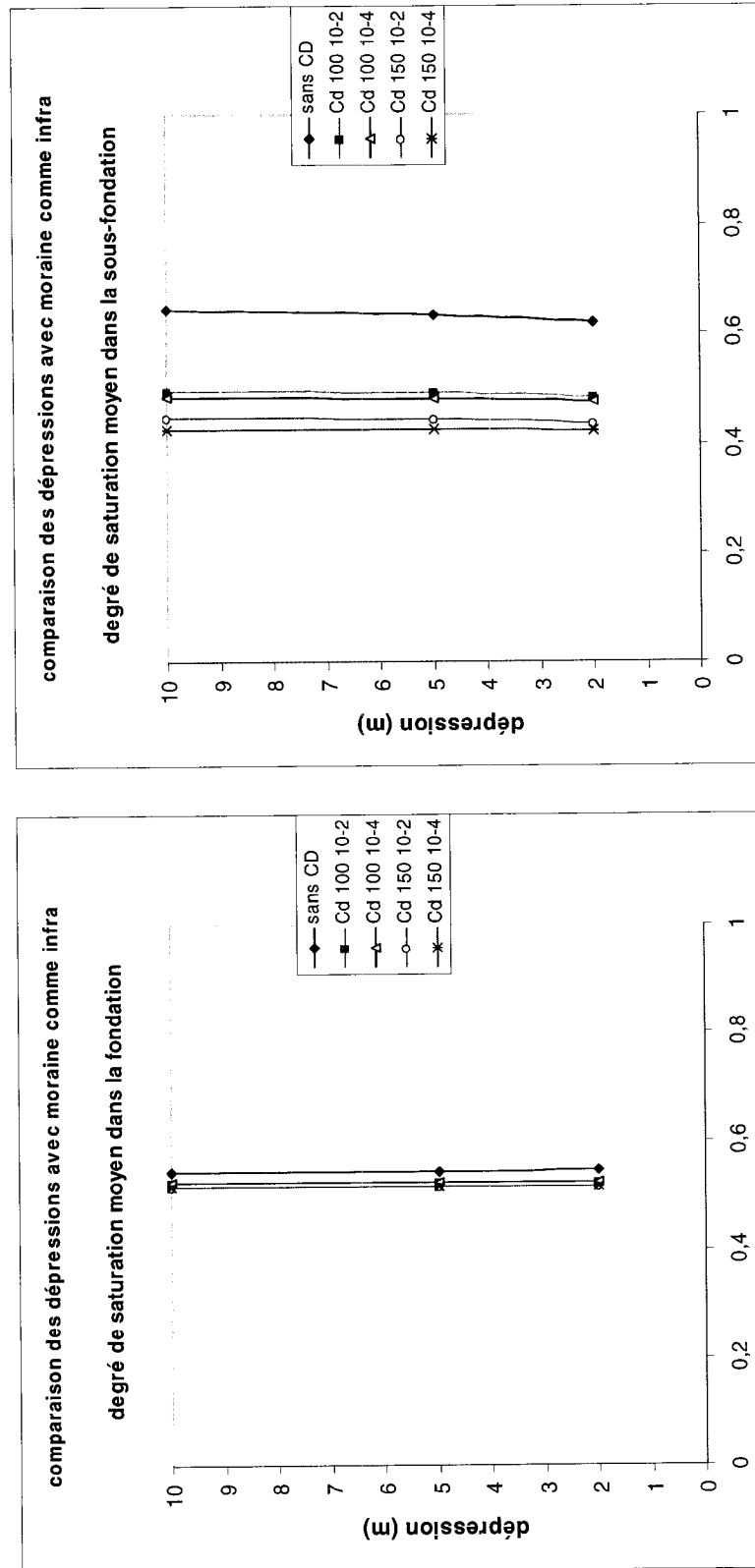


Figure 5.8 comparaison des profils avec dépression avec moraine comme infra

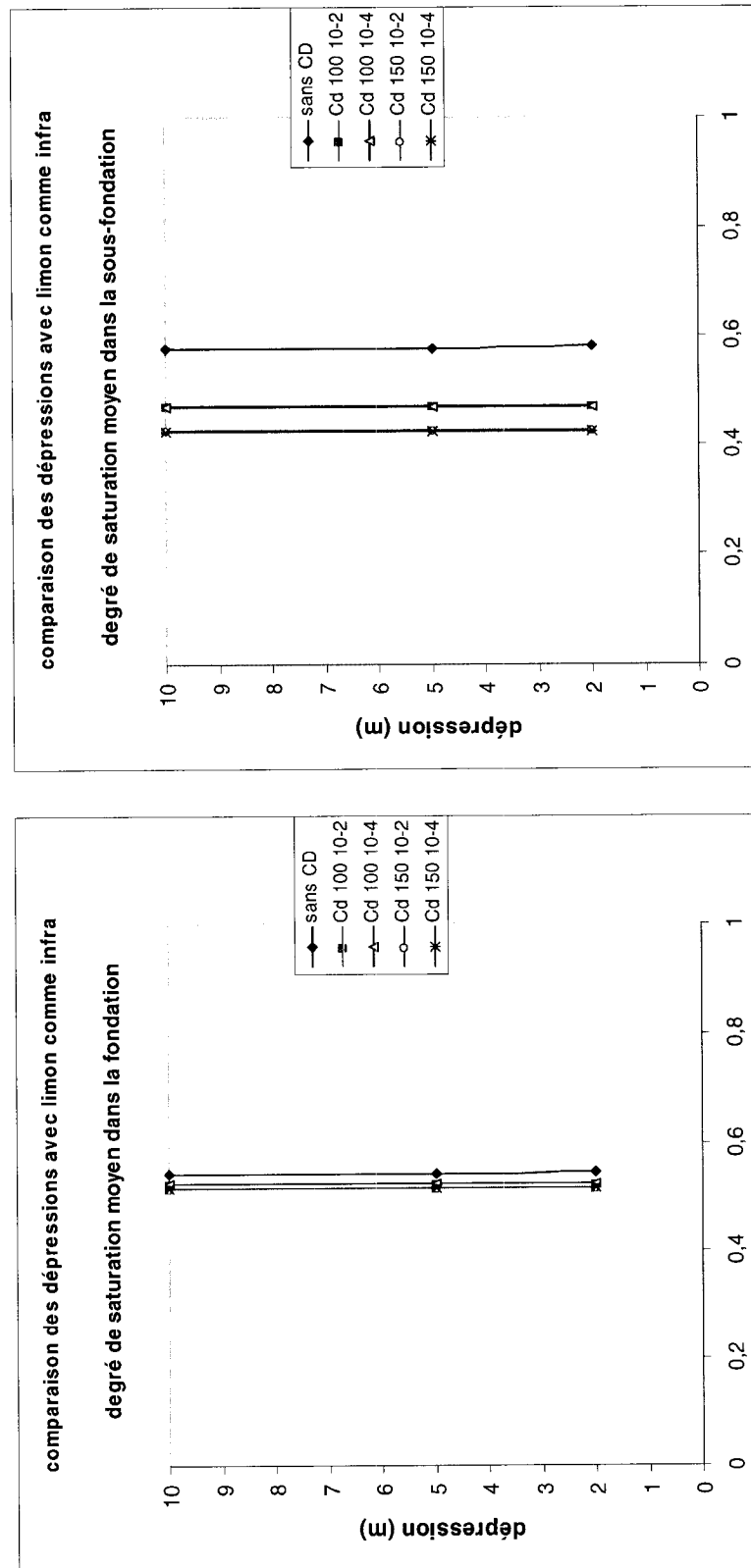


Figure 5.9 comparaison des profils avec dépression avec limon comme infra

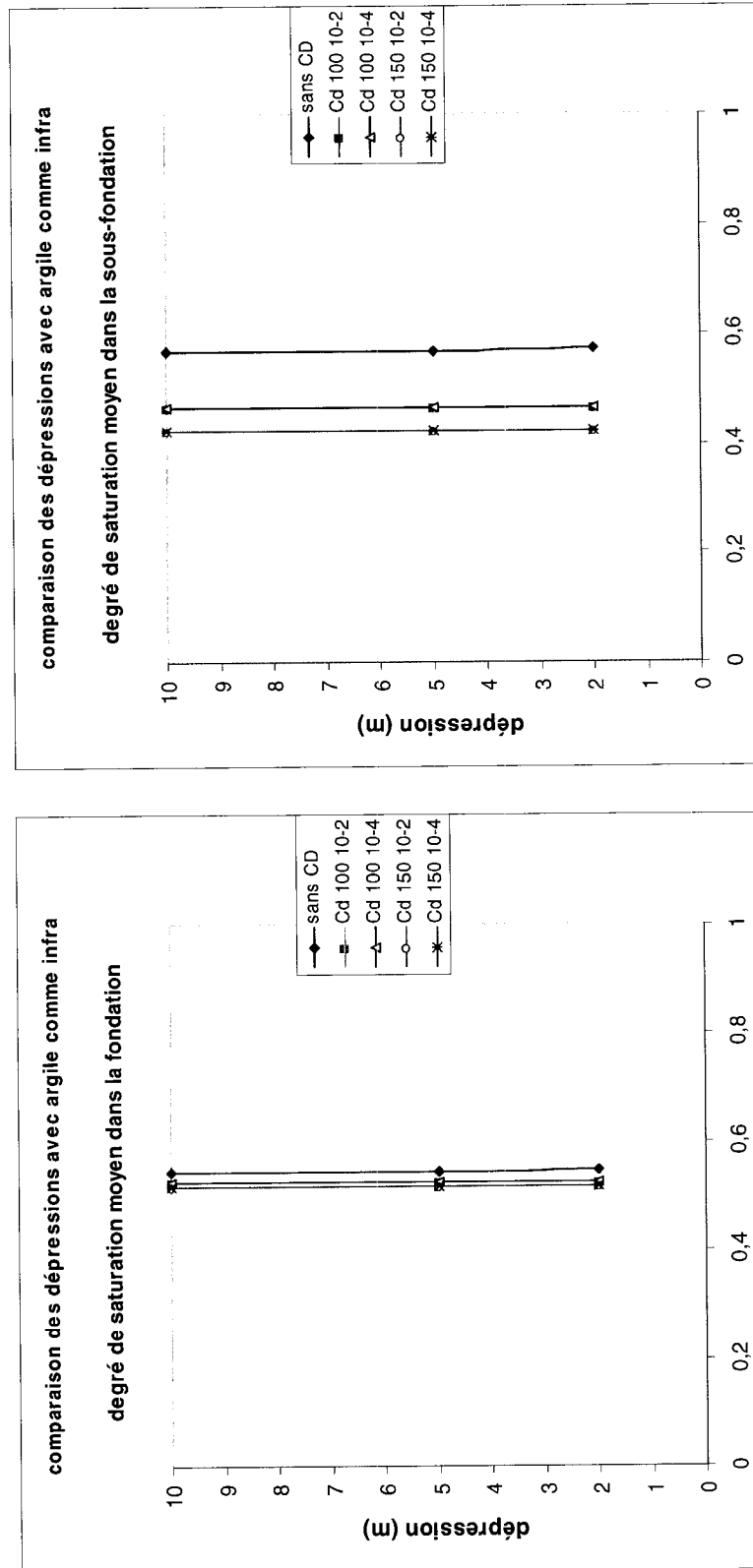


Figure 5.10 comparaison des profils avec dépression avec argile comme infra

5.2.1.2 Influence du sol d'infrastructure

Dans les figures 5.11 à 5.13, qui montrent les profils des valeurs de S_r et des pressions interstitielles des géométries sans couche drainante, on remarque qu'à l'exception du sable, peu importe ΔH , la nature du sol d'infrastructure n'a pas d'influence sur S_r ni sur les pressions dans la fondation. Elle a par contre une influence sur la recharge de la nappe phréatique dans l'infrastructure : dans tous les cas les pressions sont plus élevées lorsque l'infrastructure est du sable.

Dans la sous-fondation, on remarque que le sable avec une conductivité hydraulique saturée de $3,6 \cdot 10^{-6}$ m/s, se démarque des autres sols autant pour les pressions que pour S_r . Le degré de saturation de la moraine s'éloigne aussi légèrement des deux autres sols qui ont des S_r très similaires. On peut donc situer la limite d'influence de k du sol d'infrastructure autour de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-7} m/s au-dessous de laquelle elle n'a qu'une influence mineure sur les valeurs de S_r de l'assise.

On peut observer tous les profils simulés à l'annexe 4.

5.2.1.3 Présence d'une couche drainante

On analysera les figures 5.14 à 5.16 sur lesquelles le sol d'infrastructure est du sable, toutes les autres comparaisons sont disponibles à l'annexe 5 et présentent les mêmes phénomènes à plus petite échelle. On remarque, dans la sous-fondation, que les S_r diminuent de moitié avec la présence d'une couche drainante.

Par contre dans la fondation, lorsque ΔH est de 10 mètres la différence est peu significative, que ce soit pour n'importe quel sol d'infrastructure : elle diminue les S_r de l'ordre de 2 à 4%. Par contre, lorsque ΔH est inférieure, le phénomène inverse se produit

dans la fondation et on observe une diminution du double de S_r lorsqu'une couche drainante est ajoutée.

Partout, les pressions sont aussi plus élevées lorsqu'il n'y a pas de couche drainante.

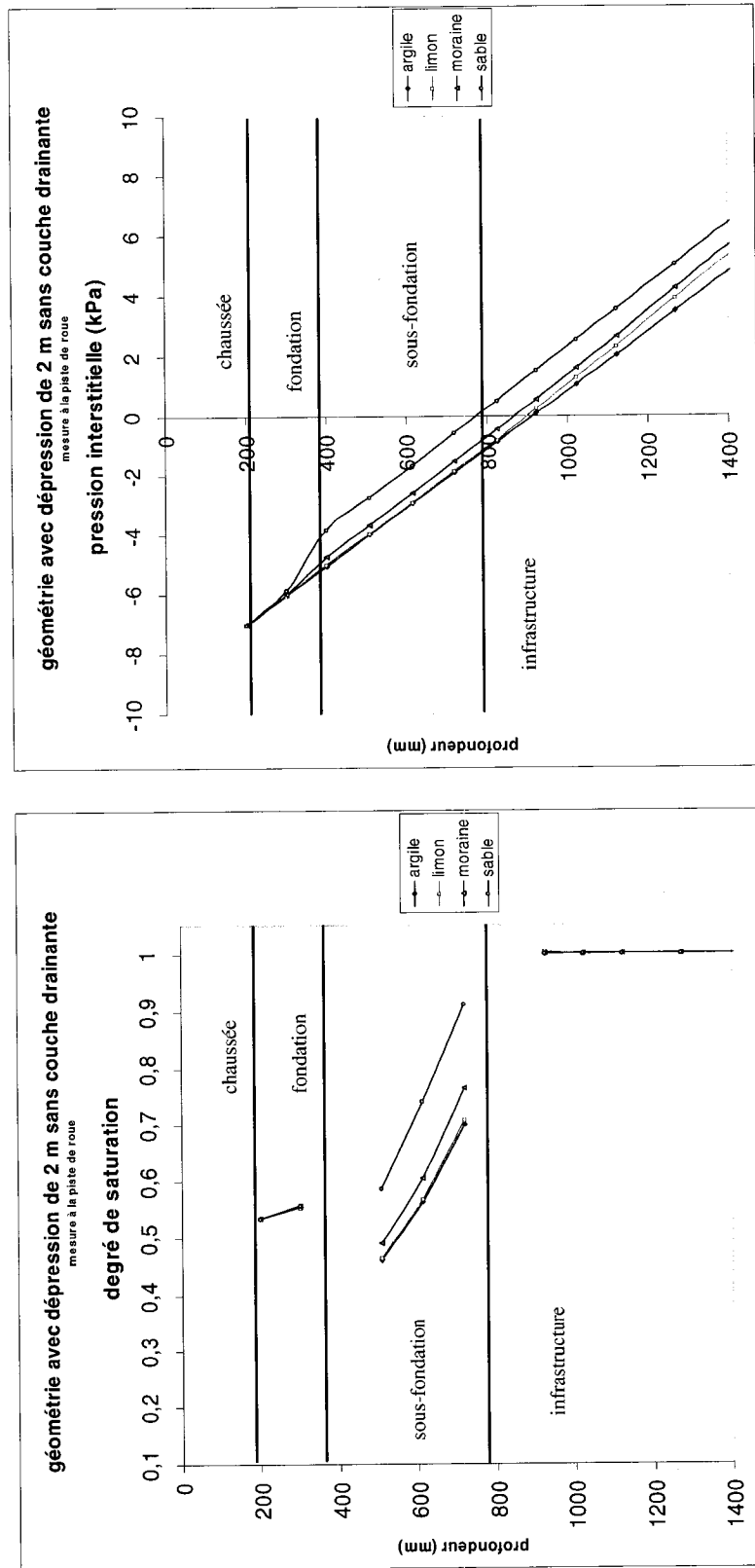


Figure 5.11 degrés de saturation et pression pour le profil avec dépression sans couche drainante en dépression de 2 mètres

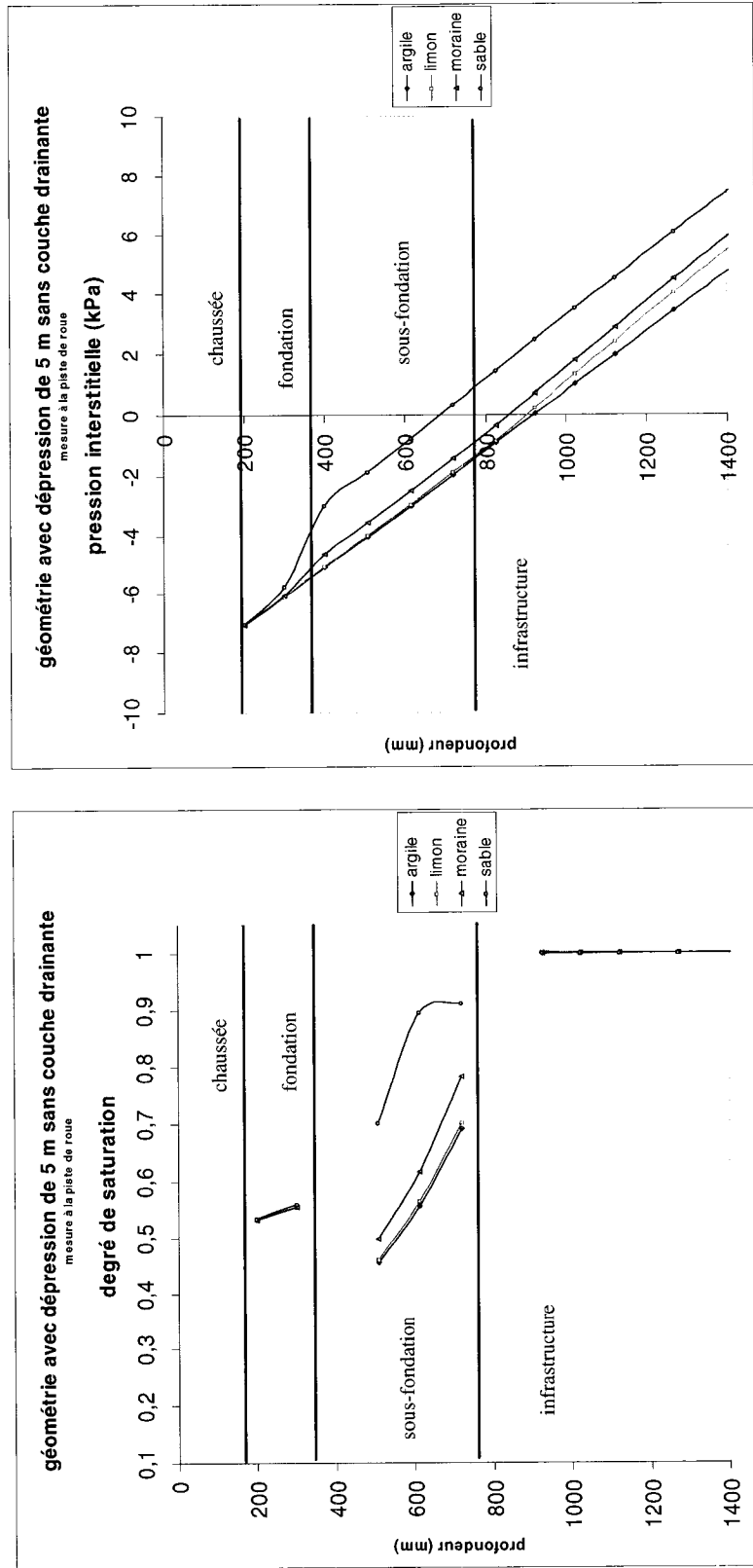


Figure 5.12 degrés de saturation et pression pour le profil avec dépression sans couche drainante en dépression de 5 mètres

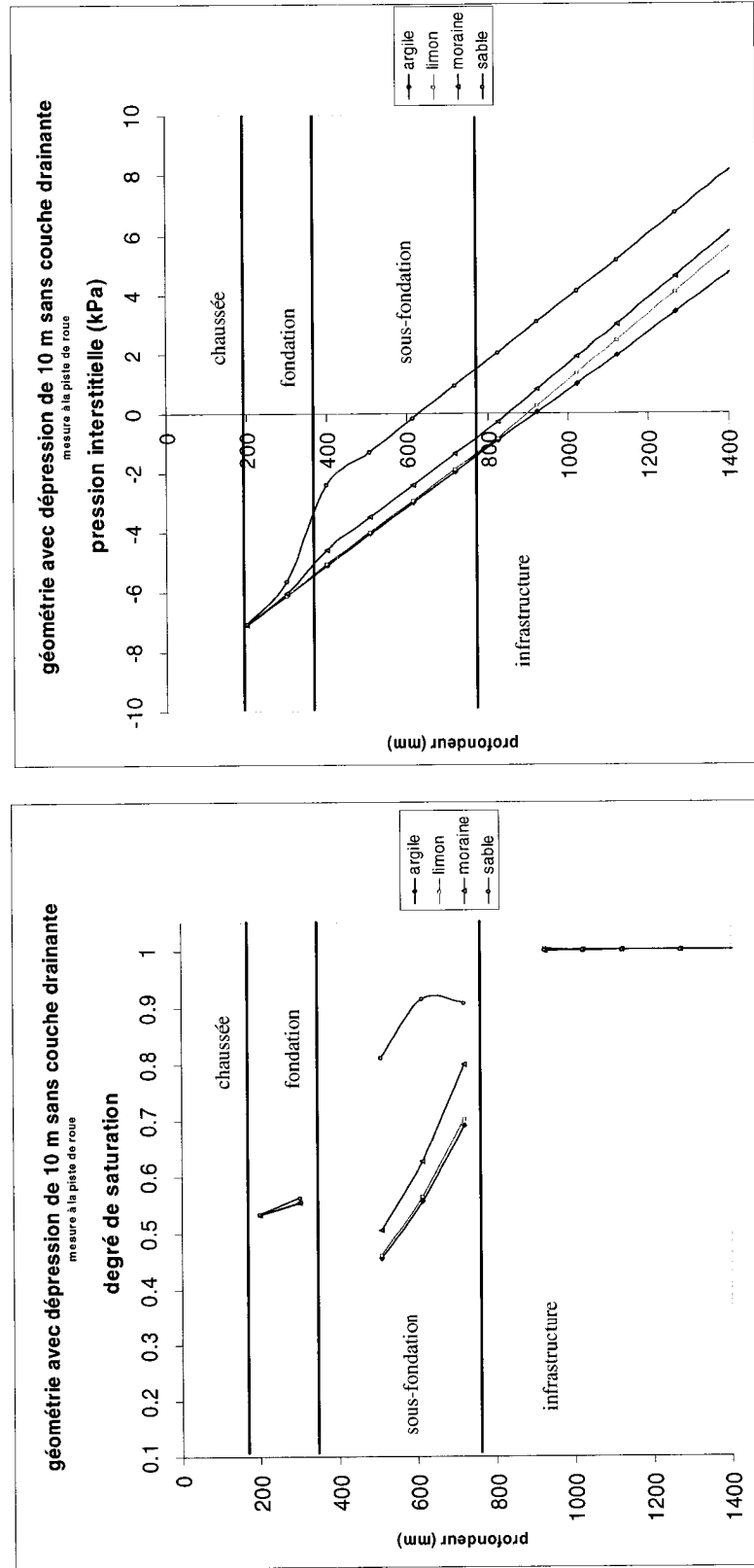


Figure 5.13 degrés de saturation et pression pour le profil avec dépression sans couche drainante en dépression de 10 mètres

5.2.1.4 Influence de l'épaisseur de la couche drainante

Comme il est dit à la rubrique précédente, le sable comme infrastructure est l'élément le plus influent sur les profils. Nous commenterons donc seulement les comparaisons des figures 5.14 à 5.16 qui montrent les géométries en dépression de 2, 5 et 10 mètres avec le sable comme infrastructure. Les autres comparaisons sont disponibles à l'annexe 5.

Dans la fondation, il y a une faible diminution des valeurs de S_r lorsque l'épaisseur de la couche drainante augmente. Le même phénomène se produit dans la sous-fondation. Par contre, la diminution de S_r est plus significative.

5.2.1.5 Influence de la conductivité hydraulique de la couche drainante

Sur les mêmes figures 5.14 à 5.16, on remarque que la conductivité hydraulique de la couche drainante n'a aucune influence sur les S_r de la fondation. Par contre, dans la sous-fondation, qui est directement au-dessus de la couche drainante, si la conductivité hydraulique (k) est plus élevée, les degrés de saturation (S_r) diminuent.

On remarque aussi que les couches drainantes avec des k_{cd} de $1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s viennent en charge (à pressions positives) après 34,43 heures de simulations pour toutes les géométries. Par contre seulement celles ayant le sable comme sol d'infrastructure viennent en charge sous la piste de roue externe ; les autres le sont sous l'accotement. De même, les couches drainantes ayant une k_{cd} de $1,2 \cdot 10^{-2}$ m/s ne sont jamais en charge quel que soit ΔH ou les géométries.

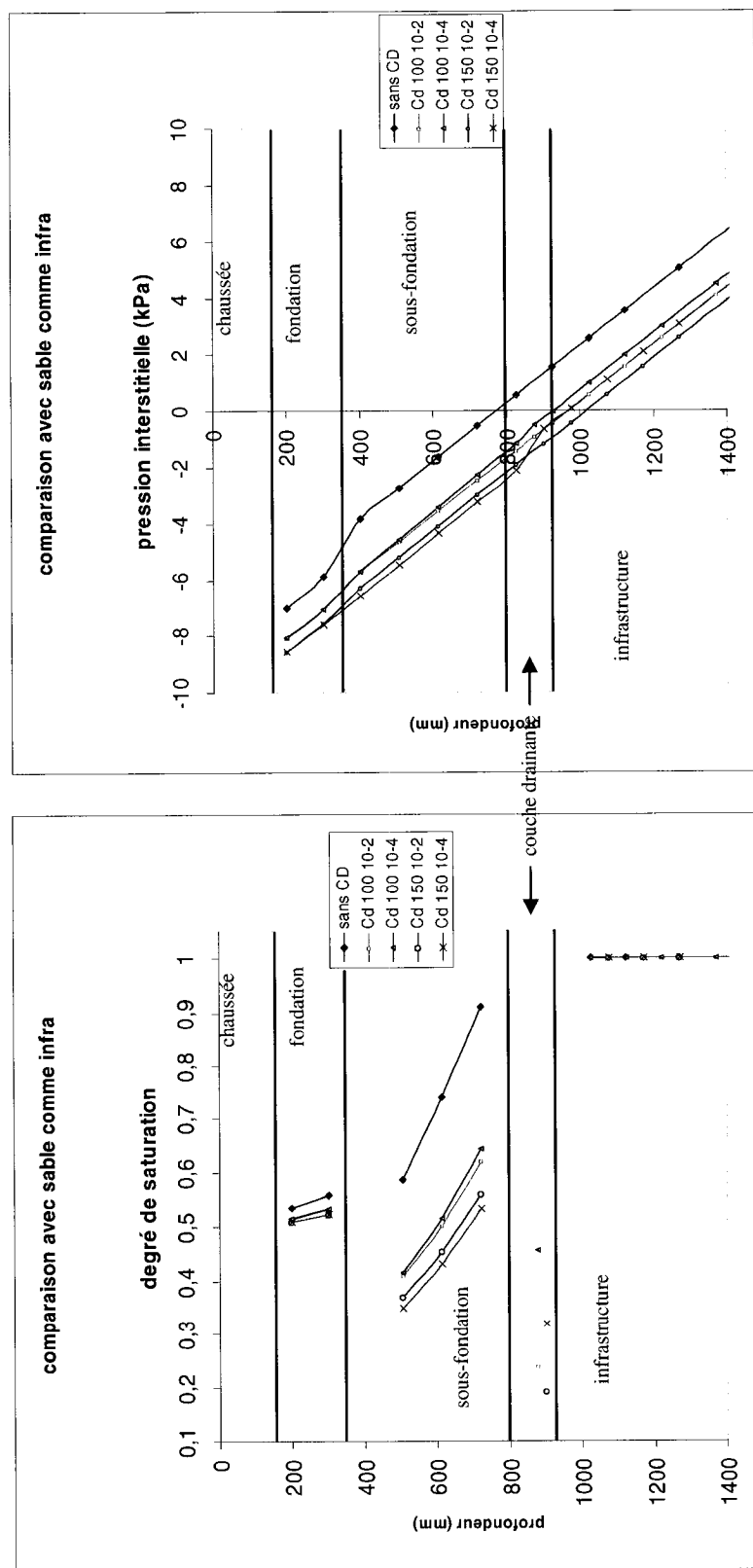


Figure 5.14 degrés de saturation et pression pour le profil en dépression de 2 mètres dans le sable

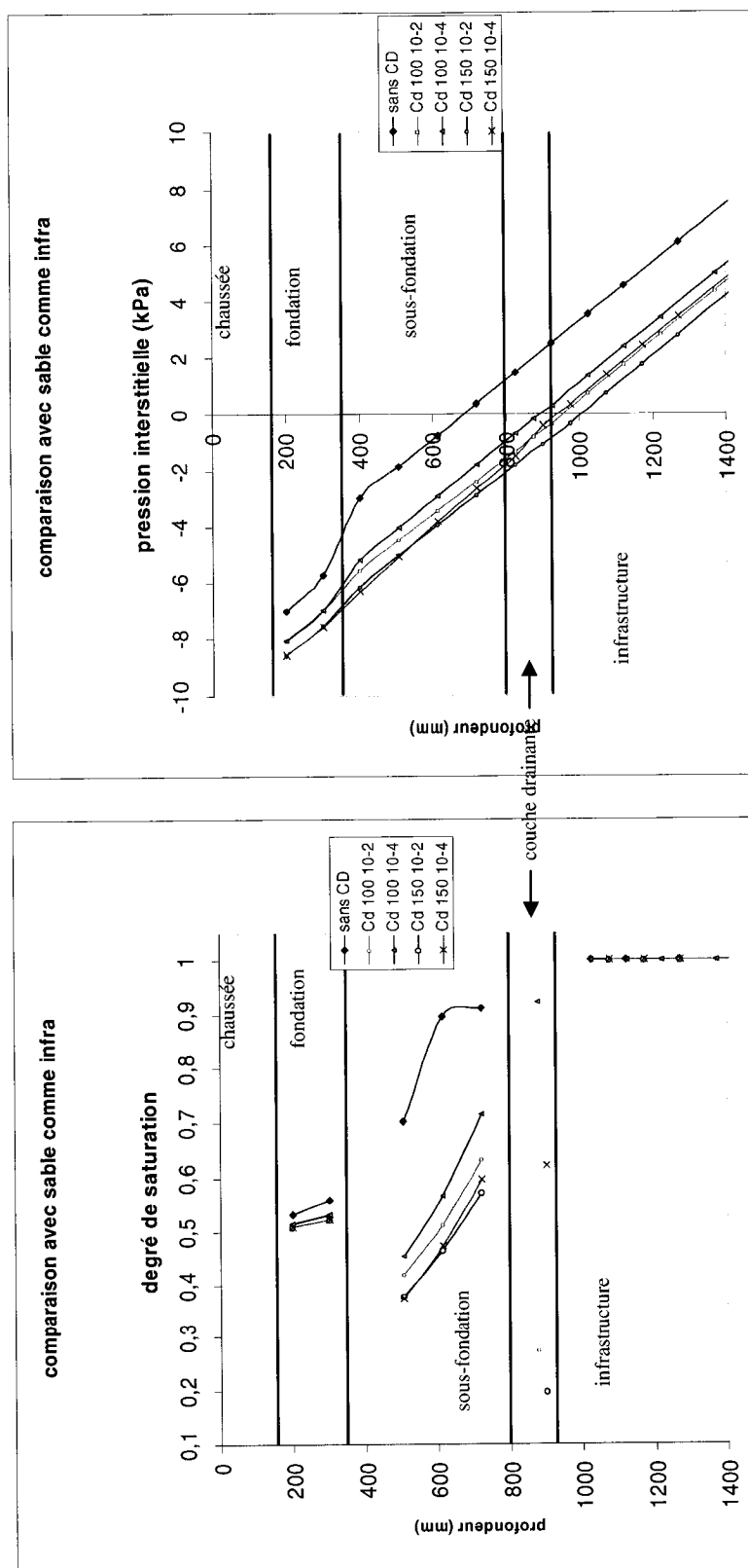


Figure 5.15 degrés de saturation et pression pour le profil en dépression de 5 mètres dans le sable

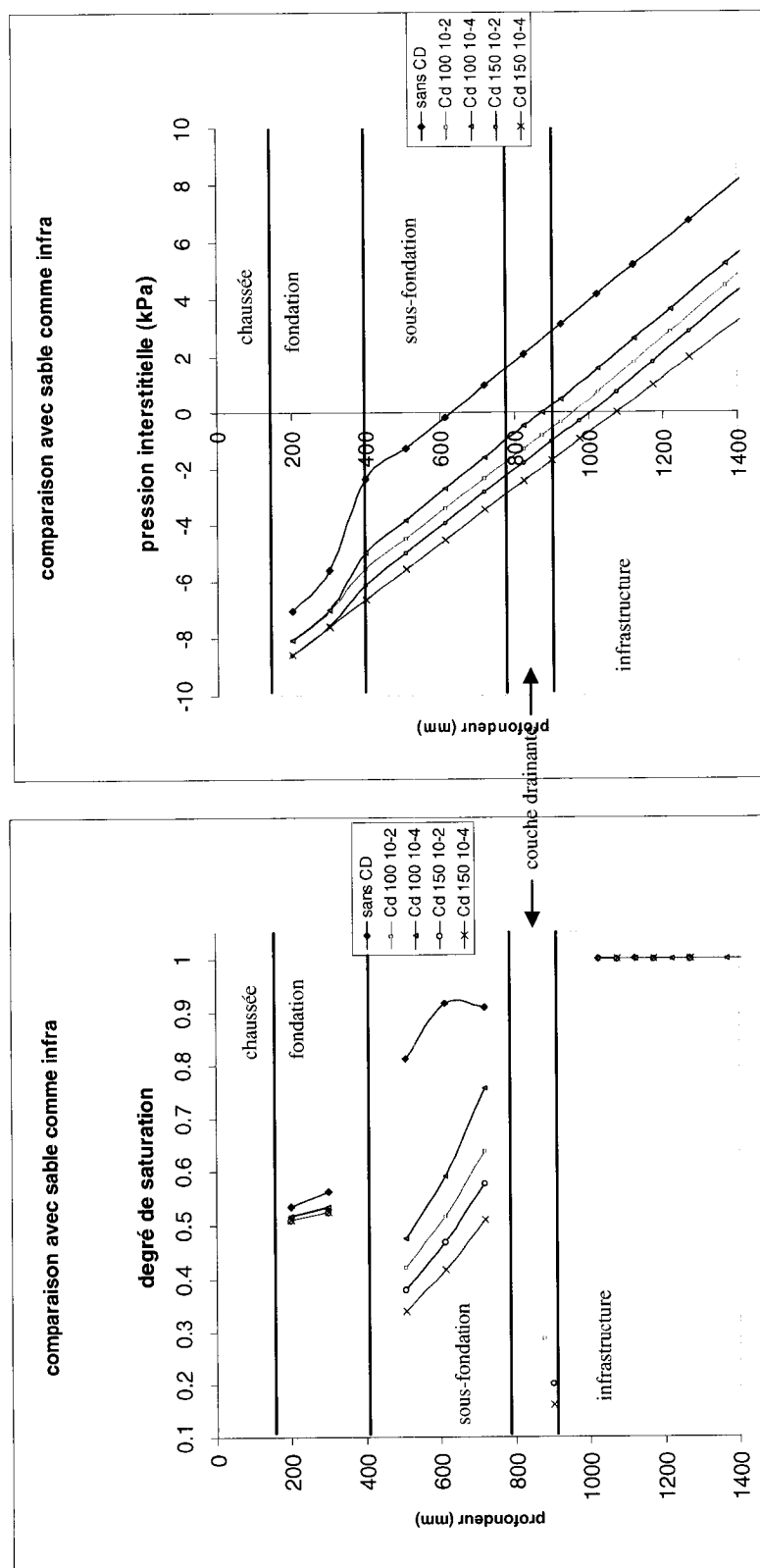


Figure 5.16 degrés de saturation et pression pour le profil en dépression de 10 mètres dans le sable

5.2.2 Distribution des pressions interstitielles

Les figures 5.17 et 5.18 illustrent la distribution des isobares dans le domaine simulé ainsi que l'influence du sol d'infrastructure et la couche drainante dans la chaussée. Toutes les autres distributions sont disponibles à l'annexe 3. On remarque que les distributions diffèrent lorsque le sol d'infrastructure change : les lignes de pression suivent parallèlement les lignes du domaine lorsque le sol est l'argile (i.e. la nappe phréatique est à la surface du sol). On peut voir que la nappe phréatique dans l'assise de chaussée est plus élevée dans le cas du sable.

On peut observer les différentes configurations de couche drainante sur la figure 5.18. On remarque que les distributions sont très similaires. La principale différence réside dans l'incursion plus ou moins importante de la nappe phréatique (ligne de pression 0) dans l'assise. Donc, plus la couche drainante est épaisse et plus k_{cd} est faible, plus la ligne de pression est élevée.

Sans CD et $\Delta H = 10$ m

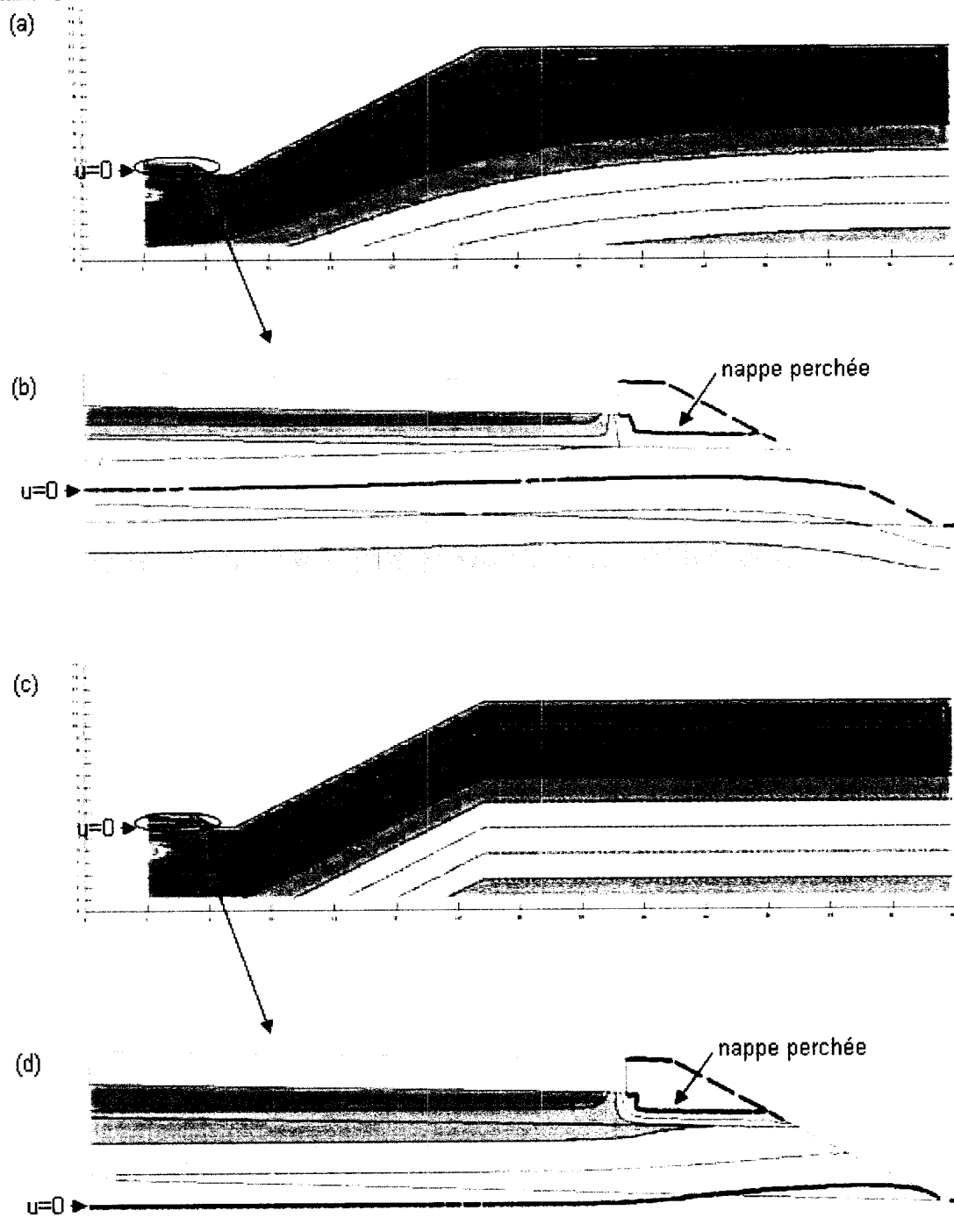


Figure 5.17 distribution des pressions après simulation : influence du sol d'infra

- (a) avec sable comme sol d'infrastructure (isobares 20 kPa)
- (b) zoom avec sable comme sol d'infrastructure (isobares 2 kPa)
- (c) avec argile comme sol d'infrastructure (isobares 20 kPa)
- (d) zoom avec argile comme sol d'infrastructure (isobares 2 kPa)

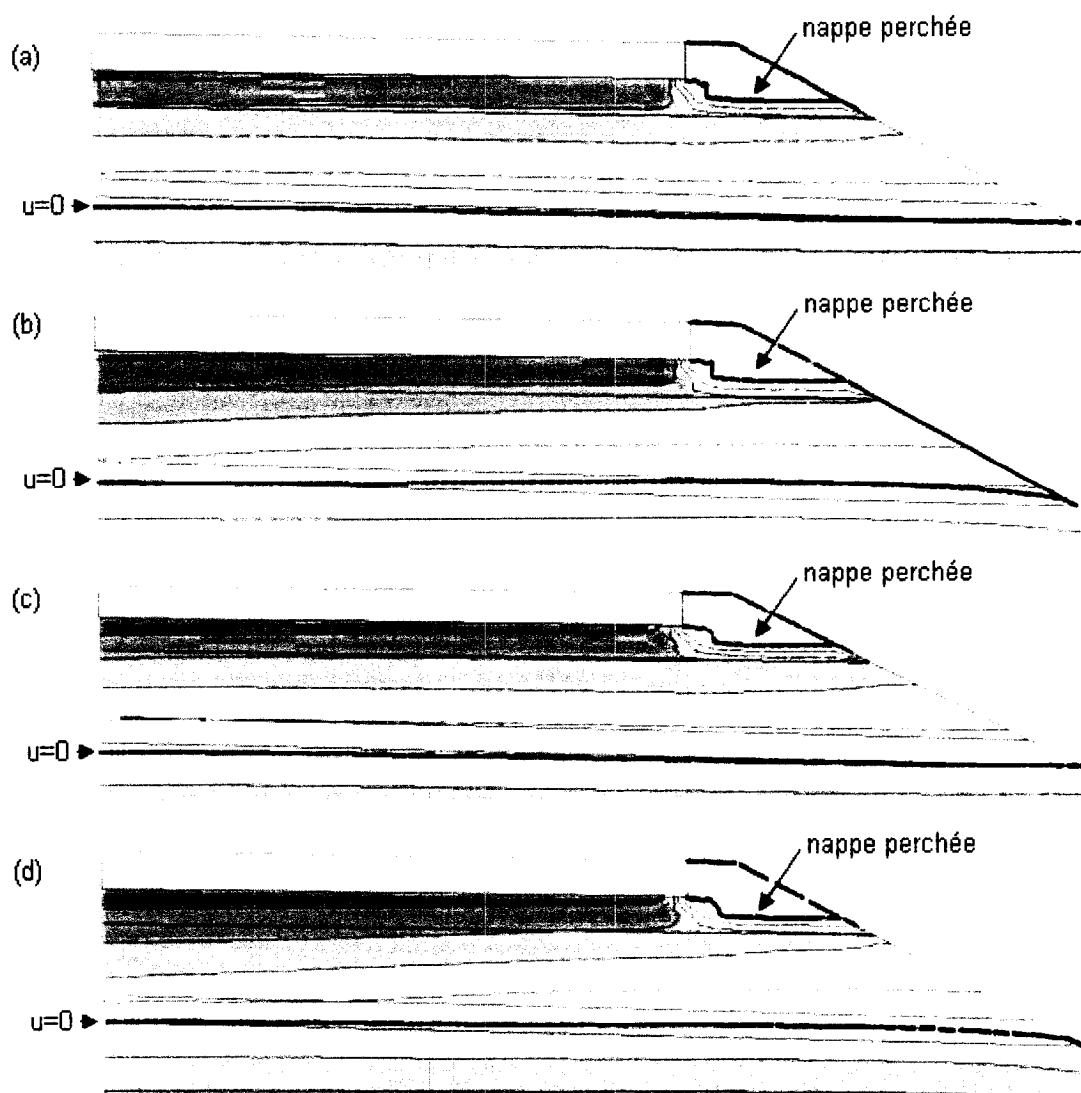


Figure 5.18 distribution des pressions après simulation : influence de l'épaisseur et de la conductivité hydraulique de la couche drainante

- (a) zoom avec sable comme sol d'infrastructure et CD de 100 mm $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-2}$ m/s (isobares 2 kPa)
- (b) zoom avec sable comme sol d'infrastructure et CD de 100 mm $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s (isobares 2 kPa)
- (c) zoom avec sable comme sol d'infrastructure et CD de 150 mm $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-2}$ m/s (isobares 2 kPa)
- (d) zoom avec sable comme sol d'infrastructure et CD de 150 mm $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s (isobares 2 kPa)

5.2.3 Distribution des débits

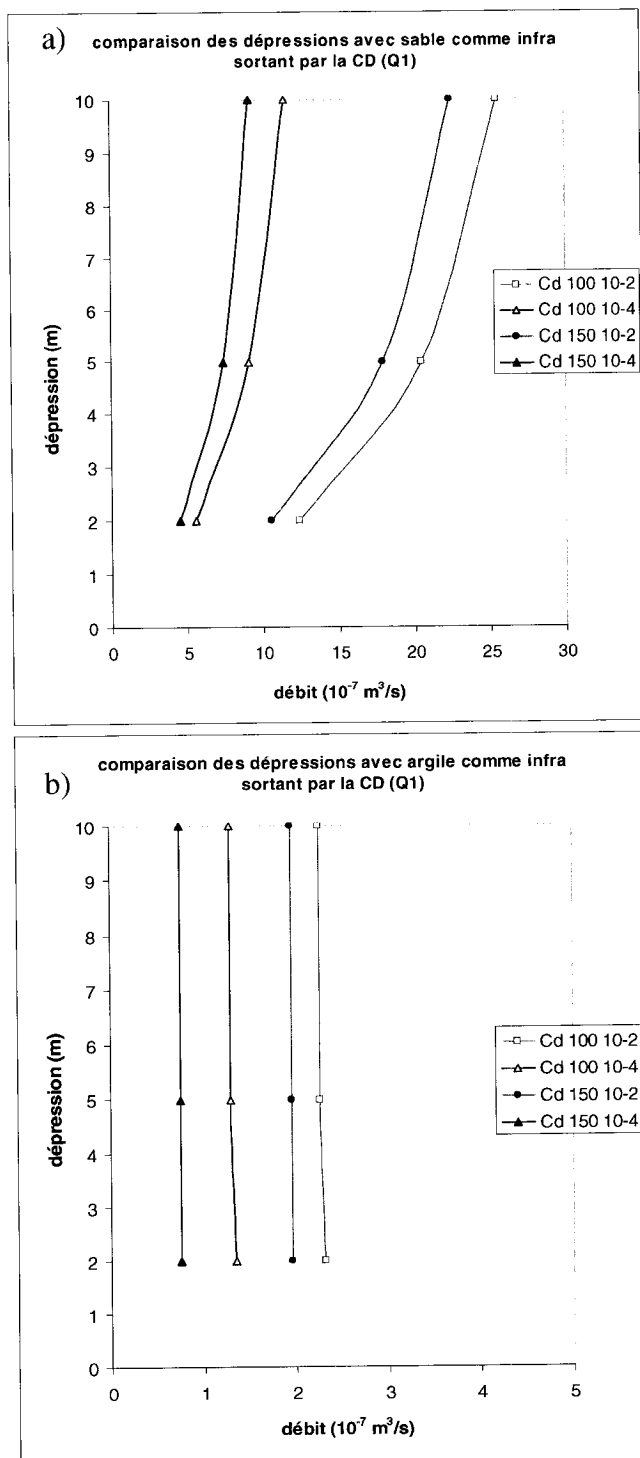


Figure 5.19 comparaison des débits Q1 a) avec sable comme infra
b) avec argile comme infra

On a compilé les débits tel qu'expliqué à la section 4.4. On fera les comparaisons pour le sable comme sol d'infrastructure puisque les autres relations sont très semblables mais l'ordre de grandeur diminue lorsque k du sol d'infrastructure diminue. Elles sont disponibles à l'annexe 6.

Les figures suivantes montrent les relations entre les ΔH et les débits mesurés.

On peut donc voir que c'est la couche drainante de 100 millimètres et de k de $1,2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ qui fait sortir la plus grande quantité d'eau (Q1 ; figure 5.19a)). On peut aussi remarquer (fig.5.19b)) que si le sol d'infrastructure est de l'argile, ΔH n'a plus aucune influence sur les débits et que ceux-ci diminuent grandement par rapport aux débits évalués lorsque l'infrastructure est du sable.

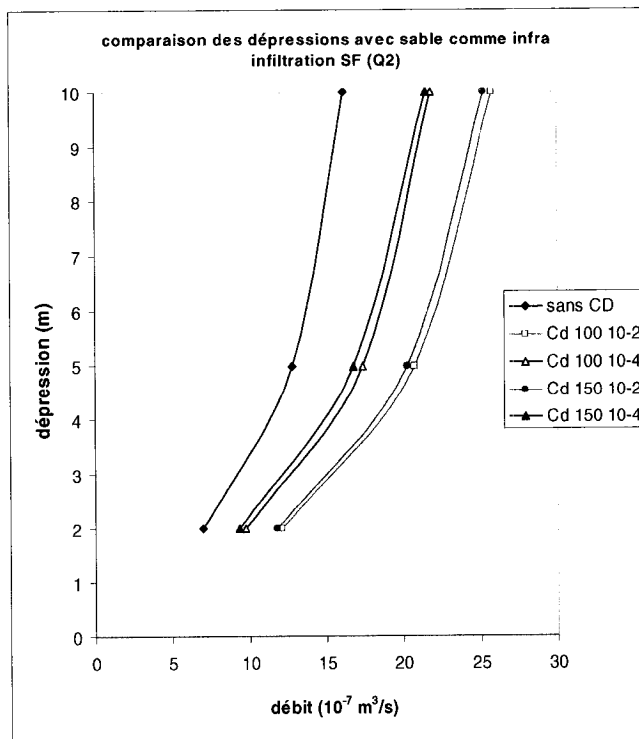


Figure 5.20 comparaison des débits (Q2)

couche drainante (Q2 - Q1). Sur la figure 5.21, on voit la limite gauche de l'assise de la chaussée avec des vecteurs de vitesse montrant la direction de l'eau. La couche drainante alimente donc la sous-fondation à pression négative et la différence entre Q1 et Q2 est due à cette alimentation.

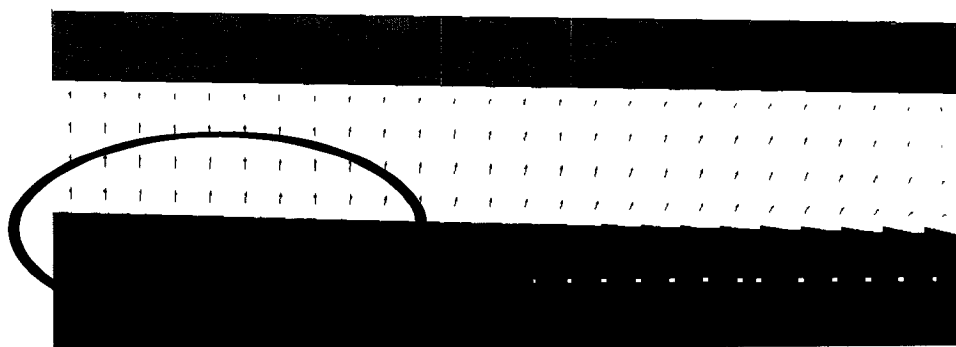


Figure 5.21 remontées capillaires alimentées par la CD dans la sous-fondation (CD de 100 mm et $k_{cd} = 1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si on compare la figure 5.19a) avec la figure 5.20, on peut voir que l'eau sortant de la couche drainante provient toute de l'infrastructure pour les couches drainantes dont k_{cd} est de $1,2 \cdot 10^{-2}$ m/s (Q2 ; figure 5.20). Par contre, les couches drainantes ayant une k_{cd} de $1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s permettent à l'eau d'accéder à la sous-fondation par capillarité et donc ne pas se diriger immédiatement vers l'extérieur par la CD. On remarque cette particularité en faisant la différence des débits entrant et sortant par la

Enfin, le graphique montrant le débit horizontal passant de l'infrastructure à la zone sous l'assise de chaussée (Q4 ; figure 5.22) montre que l'eau qui entre dans la couche drainante (ou la sous-fondation selon le cas) provient toute du terrain naturel adjacent. On peut faire la différence entre les débits Q2 et Q4 pour constater cet apport d'eau.

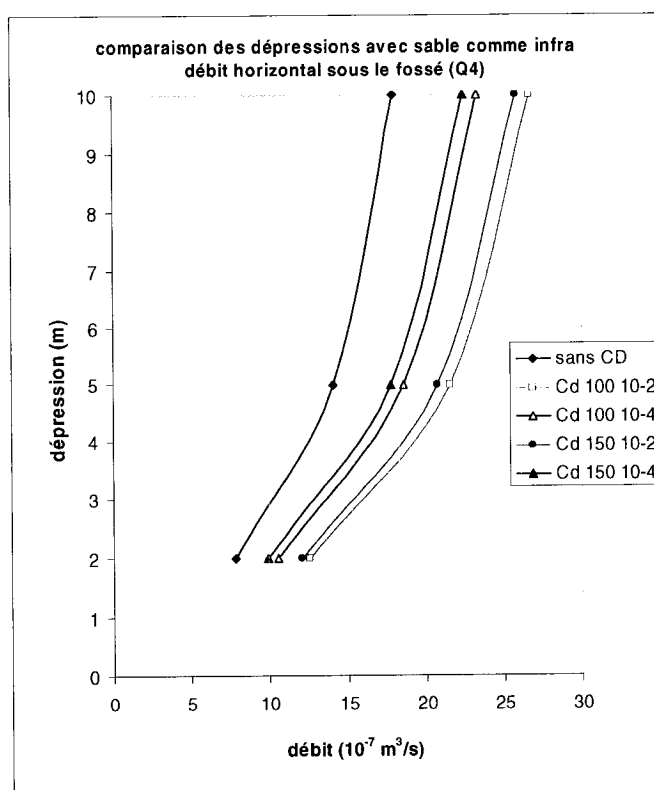


Figure 5.22 comparaison des débits (Q4)

Chapitre 6

Discussion

Les simulations numériques portaient sur l'évaluation des couches drainantes. Pour ce faire, on a évalué deux profils et deux positions de la CD. À partir des résultats présentés au chapitre précédent, plusieurs éléments ressortent. On discutera du profil rasant et ensuite la discussion portera sur les profils en dépression.

Les résultats sont représentatifs des propriétés des sols utilisés et des géométries simulées. Tout changement (positionnement de la fissure, changement du mode de précipitation, propriétés des matériaux, etc.) ferait en sorte que les conclusions pourraient ne pas être les mêmes. Comme les CRE et FCH sont des éléments très importants dans les résultats obtenus, des changements à ces fonctions changeraient toutes les valeurs. Des tests en laboratoire seraient d'ailleurs souhaitables pour obtenir les caractéristiques hydrauliques des matériaux de couche drainante utilisés par le *MTQ*.

Dans le profil rasant, on a remarqué que la couche drainante a un effet négatif pour les propriétés hydriques de l'assise de chaussée. En effet, toutes les géométries simulées présentent une augmentation des degrés de saturation et des pressions dans la fondation et la sous-fondation lors de l'ajout d'une couche drainante. On observe même des pressions positives dans la fondation lorsqu'on simule une CD, ce qui est néfaste pour les propriétés mécaniques de la route.

Pour ce qui est des profils en dépression, les résultats sont plus mitigés. Les différents facteurs jouent un rôle un peu plus important et il est important de les séparer.

La hauteur de dépression combinée avec une CD n'influence pas l'état hydrique de l'assise. Pour toutes les valeurs de ΔH , les valeurs de S_r de la fondation demeurent sensiblement les mêmes lorsqu'on place une CD. Elles diminuent au plus de 10%

lorsqu'on ajoute une CD. Pour la sous-fondation, l'ajout d'une couche drainante est bénéfique et diminue jusqu'à 200% les degrés de saturation dans le sable et de plus de 130% dans l'argile.

Les sols d'infrastructure avec une valeur de k inférieure à 10^{-7} m/s voient une influence minime sur S_r de l'assise puisque les débits et mouvements d'eau sont faibles. Pour évaluer ces mouvements et la stabilisation des valeurs, on a effectué des simulations sur 75 heures avec les mêmes précipitations. Il résulte donc d'un repos du système sans apport d'eau après les 34,43 heures terminées. On a compilé les valeurs à la piste de roue à la hauteur du milieu de la sous-fondation. On remarque la stabilisation des valeurs immédiatement après la précipitation pour les valeurs de k_{cd} de 10^{-2} m/s et après environ 30 heures de repos pour les valeurs de k_{cd} de 10^{-3} m/s lorsque le sol d'infrastructure est du sable (fig.6.1). Sur la même figure, lorsque le sol d'infrastructure est de l'argile, les variations sont très faibles. On a aussi effectué des simulations pour les mêmes conditions mais pour les profils sans couche drainante et on remarque que les couches drainantes font en sorte de diminuer les degrés de saturation et d'abaisser les pressions interstitielles pour les profils avec le sable comme infrastructure (fig.6.2). Dans le cas de l'argile comme sol d'infrastructure, l'effet de la couche drainante est quasi nul.

L'épaisseur de la couche drainante ne joue pas un rôle déterminant dans l'état hydrique de la fondation. Par contre on remarque que les degrés de saturation diminuent lorsqu'on augmente son épaisseur ; donc l'épaisseur doit être supérieure à 100 millimètres pour augmenter l'efficacité de la CD. De même, la conductivité hydraulique des couches drainantes doit être supérieure à 10^{-4} m/s. On remarque des remontées capillaires dans la CD ainsi que l'alimentation de la sous-fondation lorsque la k est de 10^{-4} m/s ce qui est contraire au rôle préconisé pour la CD. On recommande donc une couche drainante plus perméable.

On a aussi simulé la valeur de k_{cd} de $1,2 \cdot 10^{-3}$ m/s pour évaluer cette option : on aperçoit encore des remontées capillaires et on peut voir sur la figure 6.1 que la stabilisation des pressions interstitielles et des valeurs de teneur en eau n'est pas immédiate à la fin de la précipitation comme dans le cas de k_{cd} de $1,2 \cdot 10^{-2}$ m/s. Ces simulations montrent encore que la valeur de k_{cd} de 10^{-2} m/s est celle montrant les meilleurs résultats.

On a effectué une étude pour vérifier l'impact d'une translation des courbes CRE et FCH. On a décalé les courbes du matériau de sous-fondation en multipliant par un facteur de 10 les valeurs de pressions simulées. Les résultats montrent qu'il y a un impact sur les résultats et que les courbes ayant la plus grande valeur d'entrée d'air ont des degrés de saturation et des pressions interstitielles plus grands dans le cas des k_{cd} de 10^{-4} m/s et l'inverse dans le cas de k_{cd} de 10^{-2} m/s (fig.6.3). Ces courbes doivent être bien connues puisqu'elles ont un impact direct sur les résultats.

De plus, s'il y avait eu présence d'une fissure dans les simulations du profil en dépression on aurait mal séparé les facteurs. On a pris en compte seulement les venues d'eau provenant du sol naturel et non des fissures de la chaussée. Cyr et Chiasson (1999) proposent la position idéale de la couche drainante à la ligne d'infrastructure en ne tenant compte que des infiltrations par les fissures. On peut donc prévoir que l'ajout d'une fissure ferait augmenter les degrés de saturation de la fondation et créerait un bulbe d'imbibition comme dans le cas du profil rasant. La présence de la couche drainante serait donc encore bénéfique pour évacuer l'eau provenant du sol naturel.

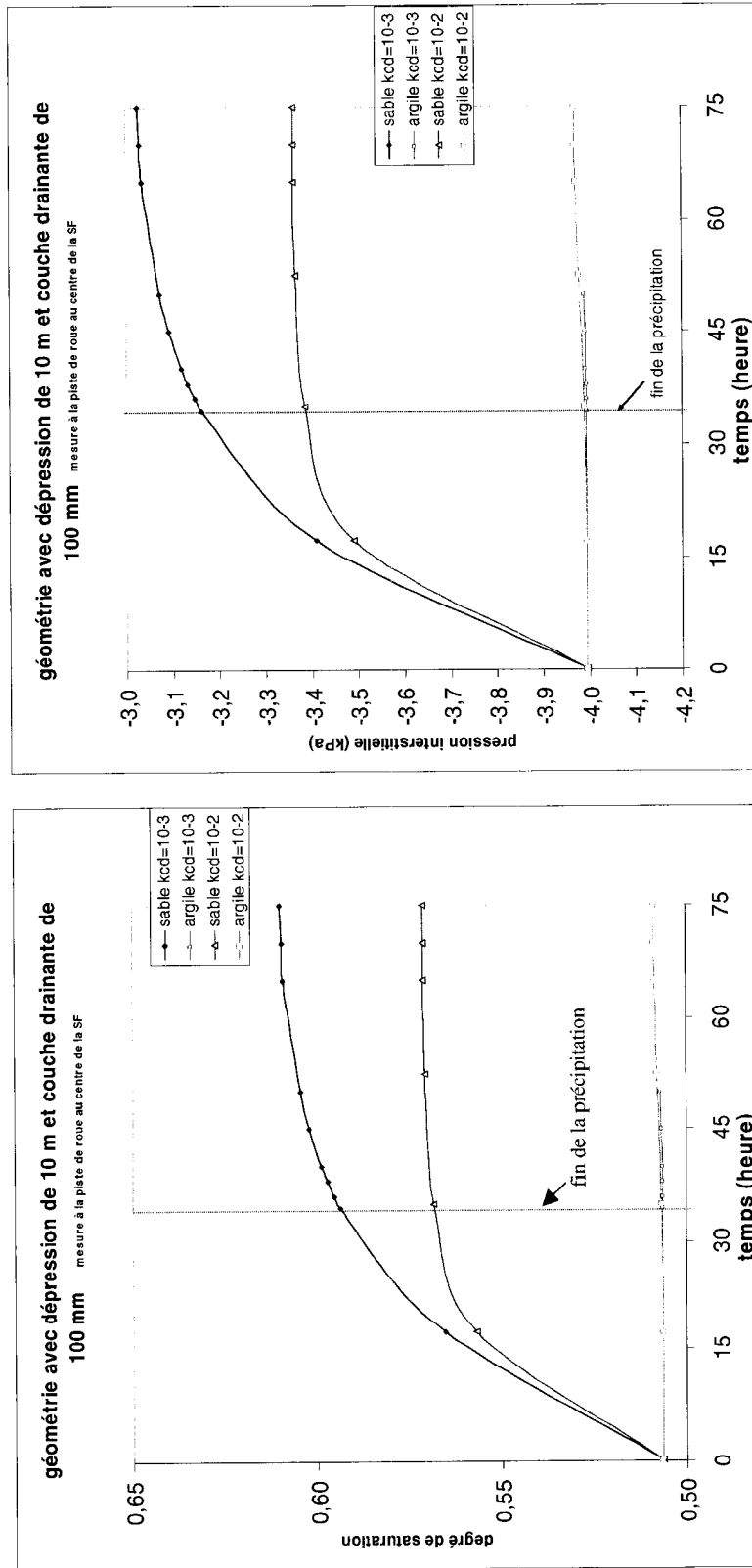


Figure 6.1 degrés de saturation et pression pour le profil en dépression de 10 mètres avec un repos après précipitation

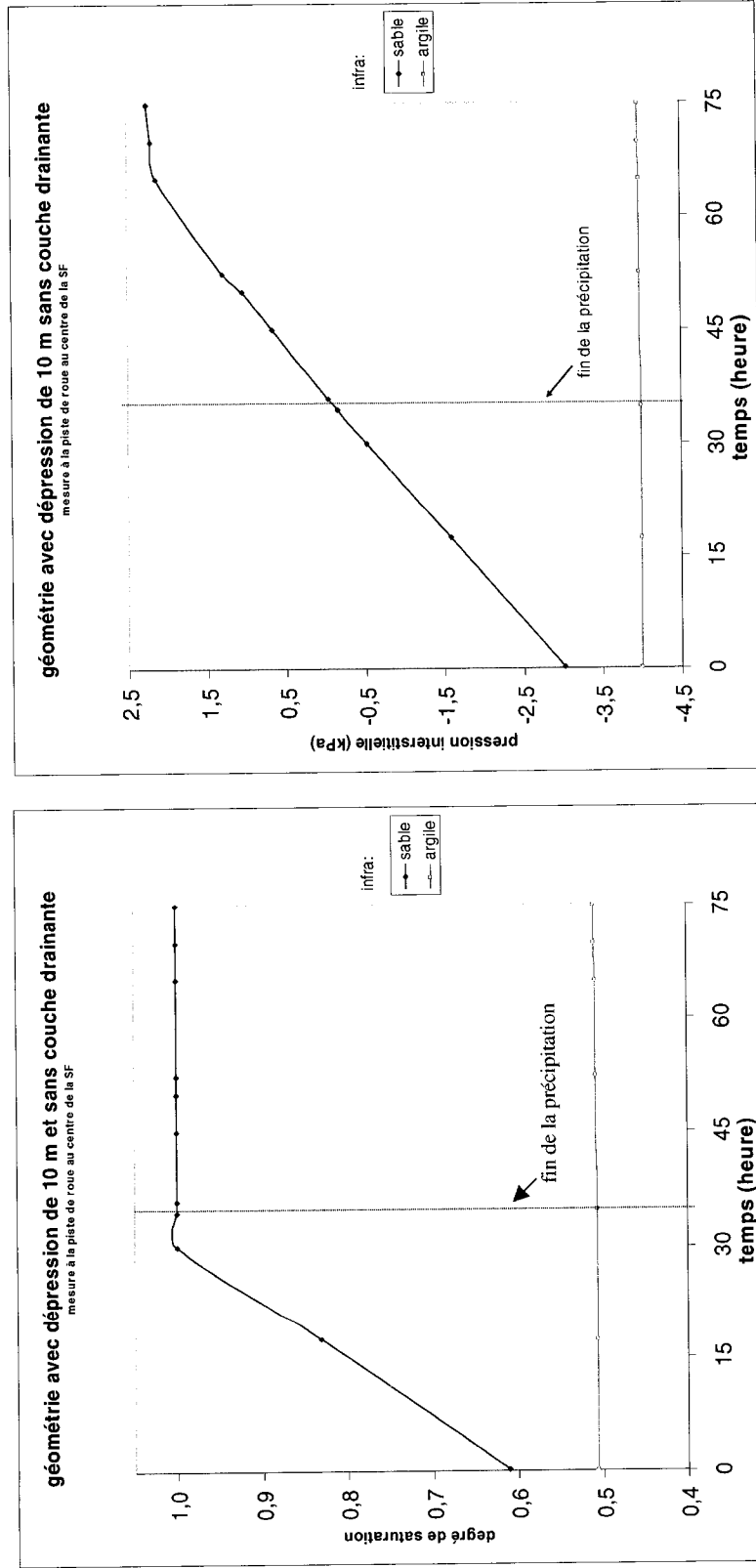


Figure 6.2 degrés de saturation et pression pour le profil sans couche drainante en dépression de 10 mètres avec un repos après précipitation

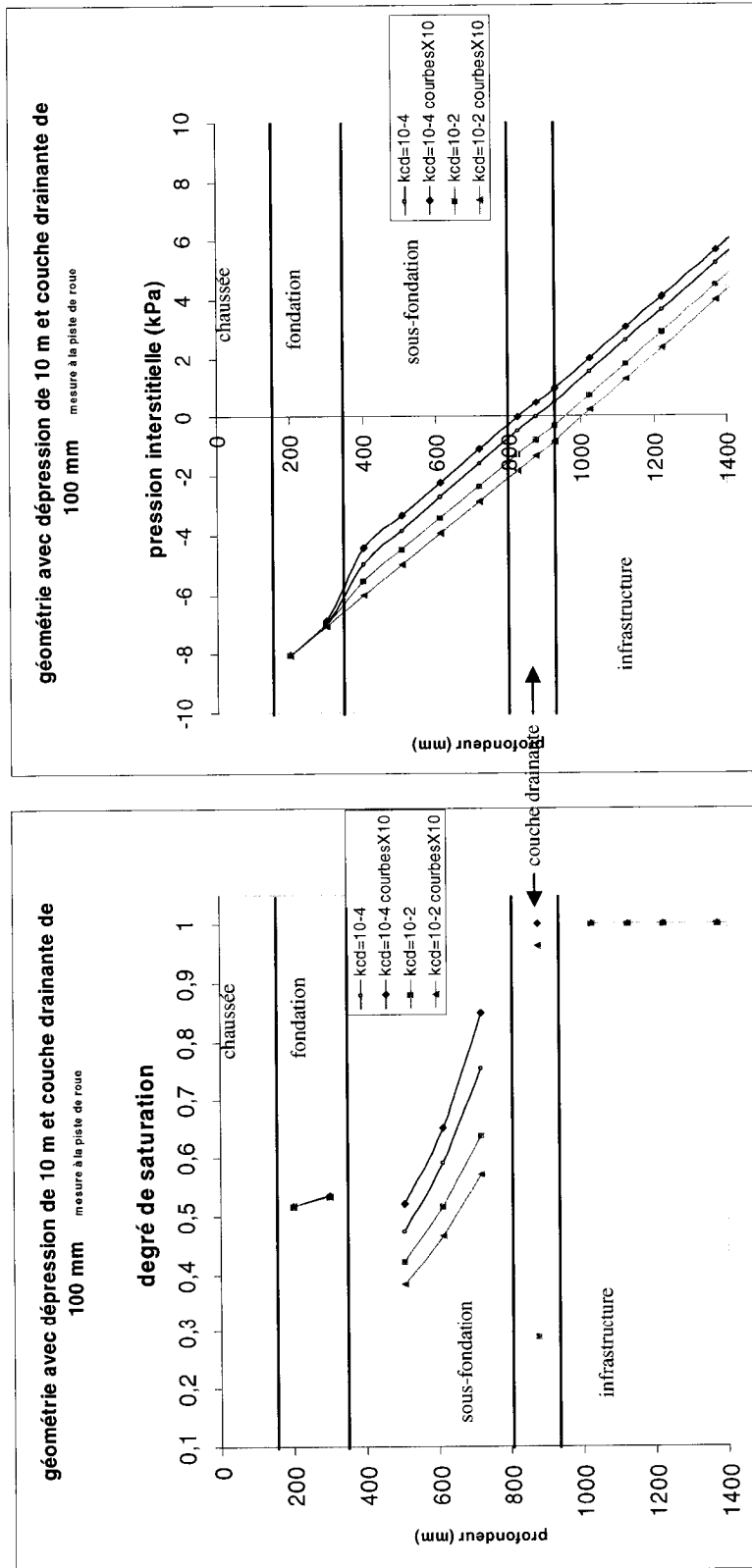


Figure 6.3 degrés de saturation et pression pour le profil avec CD en dépression de 10 mètres avec translation des courbes

Chapitre 7

Conclusion

Pour évaluer les mérites des couches drainantes, on n'a considéré que l'aspect hydraulique par le biais de comparaison des degrés de saturation et des pressions dans la fondation et la sous-fondation des chaussées. Les comparaisons ne sont pas nécessairement le reflet de leurs caractéristiques mécaniques. Mais dans ce cas, les distributions des pressions interstitielles sont plus significatives et elles ont été présentées pour les deux cas étudiés.

- En profil rasant (et en remblai), dans un revêtement fissuré, la CD augmente toujours S_r et u dans la fondation. Elle n'est donc pas justifiable sur le plan hydraulique.
- Dans le profil en dépression, la couche drainante diminue S_r et u dans la sous-fondation. Elle est donc justifiable à condition d'avoir une épaisseur supérieure à 100 millimètres et une conductivité hydraulique supérieure à 10^{-3} m/s.
- On apporte une certaine justification quant aux effets d'une CD lorsque ΔH est égal ou inférieur à 5 mètres: elle joue un rôle moindre que lorsque ΔH est de 10 mètres mais les effets sont quand mêmes bénéfiques.
- La couche drainante à la base de la sous-fondation est indispensable dans une géométrie en dépression de n'importe quel ΔH lorsque le sol d'infrastructure est du sable ou un matériaux ayant une conductivité hydraulique de 10^{-7} m/s ou plus. Elle joue un rôle important dans les caractéristiques hydrauliques de la sous-fondation en y diminuant les degrés de saturation et les pressions.

Finalement, il est évident que tout changement des propriétés hydrauliques des matériaux changerait les valeurs obtenues. On recommande donc de vérifier les propriétés des couches drainantes en laboratoire.

Chapitre 8

Références

ABOU-SAMRA, G. (2005). *Étude numérique du drainage souterrain des chaussées en contexte urbain et rural*, thèse de maîtrise, École Polytechnique, 165 p.

AHMED, Z., WHITE, T.D. et KUCZEK, T. (1997). *Comparative field Performance of Subdrainage Systems*, Journal of irrigation and Drainage Engineering, vol.123, No.3. American Society of Civil Engineering (ASCE), pp.194-201

ALLO, M., LALLEMAN, J.M. & PUIG, J. (1993). *A25 - Remplacement par un (E.D.R.C.) Écran Drainant de rive de Chaussées d'un drain classique colmaté, géotextiles-géomembranes rencontres 93*, Joué-les-Tours, 29-30 septembre 1993, 6 p.

ANDERSON, D.A. & SHAMON, M.E. (1984). *Open-graded permeable subbases at the pavement durability research facility*, The Pennsylvania Transportation Institute, 135 p.

BERNTSEN, G. & SAARENKETO, T. (2005). *Typical drainage problems in Northern Europe and the effect of improving drainage*, Proceeding oh the Seventh International Conference on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfield, Trondheim, Norvège, 10 p.

BIETH, J-L. & BERTRAND, L. (1991). *L'eau dans les chaussées et les plates-formes des routes secondaires*, Laboratoire des Ponts et Chaussées de Strasbourg, LCPC_173, mai-juin 1991, 17 p.

BRADBURY, A. & KAZMIEROWSKI, T. (1993). *Field evaluation of various types of open-graded drainage layers*, Ministry of Transportation of Ontario, 1993 TAC Annual Conference in Ottawa, 18 p.

CEDERGREN, H.R. (1988). *Why all important pavements should be well drained*, In Transportation Research Record 1188, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.56-62

CEDERGREN, H.R., ARMAN, J.A., O'BRIEN, K.H. (1973). *Development of guidelines for the design of subsurface drainage systems for Highway pavement structural sections*, Federal Highway Administration, Office of Research, Washington D.C., 198 p.

CHRISTOPHER, B.R. (1998). *Comportement des chaussées drainantes: une perspective des États Unis*, Symposium International sur le Drainage Interne des Chaussées et Couches de Forme, Novembre 1998, 10 p.

COOK, M. & DYKINS, S. (1991). *Treated permeable base offers drainage, stability*, Roads & Bridges, mai 1991, 3 p.

CÔTÉ, J., (1997) *Conductivité hydraulique de matériaux de fondation de chaussées partiellement saturés*, mémoire de maîtrise, Université Laval, Canada

CÔTÉ, J., KONRAD, J.-M. (2003). *Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated base-course materials : a practical method for pavement engineers*, Canadian Geotechnical Journal, vol.40, pp.121-136

CYR R.Y. et CHIASSON, P. (1999). *Modelling Subsoil Drainage for Urban Roadways*, Canadian Journal of Civil Engineering, 26: pp.799-809

DeBERARDINO, S.J. (1992). *Drainage Principles and the Use of Geosynthetics*, Geotextiles and Geomembranes 11 , pp. 449-459

DEVEREUX, R. (1936). *John Loudon McAdam: Chapters in the History of Higways*, London : Oxford University Press,
http://www.electricscotland.com/history/other/macadam_john.htm (version septembre 2006)

DYSLI, M. (1991). *Le gel et son action sur les sols et les fondations*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 250 p.

EL-JABI, N. et ROUSSELLE, J. (1990). *Hydrologie fondamentale*, 2e édition revue et corrigée, Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, Canada

ENVIRONNEMENT CANADA, http://meteo.ec.gc.ca/canada_f.html

FLECKENSTEIN, J.L., ALLEN, D.L. & HARRISON, J.A. (1996). *Evaluation of pavement edge drains and the effect on pavement performance*, Transportation Research Board, 75th Annual Meeting, 7-11 janvier 1996, 25 p.

FORSYTH, R., WELLS, G.K. & WOODSTORM J.H. (1987). *Economic Impact of Pavement Subsurface Drainage*, Transportation Research Record 1121, pp.77-85

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R., WIDGER, R.A. (1978). *Shear strength of unsaturated soils*, Canadian Geotechnical Journal, v.15, no.3, pp.331-321

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, éd. John Wiley, 517 p.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL Ltd. (2002). *SEEP/W: for finite element seepage analysis version 5*, Calgary, Canada, 455 p.

GIROUD, J.-P. (1992). *Pavement drainage materials update*, Better Roads, vol. 62, no 1, January 1992, 3 p.

GUYMON, G.L., BERG, R.L., et HROMADKA II, T.V. (1993). *Mathematical model of frost heave and thaw settlement in pavement*, USA Cold Region Research and Engineering Laboratory, CRREL, report 93-2

HAJEK, J.J., KAZMIEROWSKI, T.J., STURM, H., BATHURST, R.J et RAYMOND, G.P. (1992). *Field Performance of Open-Graded Drainage Layers*, Transportation Research Record 1354, 10 p.

HENRY, K.S. (1991). *Effect of geotextiles on Water Migration in Freezing Soils and the Influence of Freezing on Performance*, Cold Regions Research and Engineering Laboratory (CRREL), Geosynthetics '91 Conference, Atlanta, 26-28 février, 16 p.

HOLTZ, R.D. & KOVACS, W.D. (1991). *Introduction à la Géotechnique* traduit par J. Lafleur, Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, 808 p.

KAZMIEROWSKI, T.J., BRADBURY, A. et HAJEK, J. (1994). *Field evaluation of various types of open-graded drainage layers*, Transportation Research Board 73th Annual Meeting, January 9-13 1994, 13 p.

KAZMIEROWSKI, T., MARKS, P., et ANDERSON, P. (1999). *Development of Cement-Treated Open graded Drainage Layer Placement Techniques in Ontario, Canada*, Transportation Research Record 1673, pp.16-21

KOERNER, R.M. (1998). *Designing with geosynthetics*, 4th Edition, Prentice-Hall, 761p.

LAFLEUR, J. & LEBEAU, M. (1999). *Modélisation de l'état hydrique dans les structures de chaussées en période estivale*, Rapport final CDT P1780, soumis au Ministère des Transports du Québec, en mars 1999. 205 p.

LAFLEUR, J., LEBEAU, M., FAURE, Y.-H., SAVARD, Y. et KEHILA, Y. (2000). *Influence of matric suction on the drainage performance of polyester geotextiles*, Filters and Drainage in Geotechnical and Environmental Engineering, Wolski & Mlynarek (eds), Balkema, Rotterdam, pp.381-388

LAFLEUR, J., LEBEAU, M. et SAVARD, Y. (1998). *Comparison of different internal drainage systems based on FEM simulations*, Proceedings of the International Symposium on Drainage of Road, AIPCR., Grenada, Spain, pp.153-162

LAFLEUR, J., LEFEBVRE, G. (1980). *Groundwater regime associated with slope stability in Champlain clay deposits*, Canadian Geotechnical Journal, 17, pp.44-53

LAFLEUR, J., SAVARD, Y. (1997). *Étude de cas de systèmes de drainage routier*, 32^e congrès annuel de l'Association Québécoise du Transport et des Routes, tome 1, Association Québécoise du Transport et des Routes, pp.267-285

LAM, L., FREDLUND, D.G., BARBOUR, L. (1987). *Transient seepage model for saturated-unsaturated soil systems: a geotechnical engineering approach*, Canadian Geotechnical Journal, 24, pp.565-580

LEBEAU, M., (1998). *Modélisation de l'état hydrique dans les structures de chaussées en période estival*, mémoire de maîtrise, École Polytechnique, 205 p.

LEBEAU, M. & LAFLEUR, J. (2002). *Modélisation de l'état hydrique dans les structures de chaussées en période de dégel*, Rapport final CDT P2278, soumis au Ministère des Transports du Québec, en octobre 2002. 178 p.

LEBEAU, M., LAFLEUR, J. et SAVARD, Y. (2000). *Efforts concertés du Ministère des Transports du Québec en matière de drainage routier*, 2^e colloque OPAGE sur les géosynthétiques, Québec, 1^{er} novembre

LEROUEIL, S., TAVENAS, F. et LEBIHAN, J.P. (1983). *Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada*, Revue Canadienne de Géotechnique, vol.20, no 4, pp.681-706

LIU, C., EVETT, J.B., (2004). *Soil and foundation*, 6^e édition, Upper Saddle River, N.J. : Pearson Prentice Hall, 486 p.

LU, N., LIKOS, W.J. (2004). *Unsaturated soil mechanics*, Wiley, Hoboken, New Jersey, 556 p.

MESTAT, P. (1997). *Maillage d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique, Conseils et recommandations*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 212, nov.-déc.1997, pp.39-64

MITCHELL, J.K., KENICHI, S. (2005). *Fundamental soil behavior*, 3^e édition, John Willey & sons, 577 p.

MOULTON, L.K. (1980). *Highway Subdrainage Design*, Federal Highway Administration, 161 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC (2004). *Les chaussées et le climat québécois*, <http://www1.mtq.gouv.qc.ca/fr/reseau/chaussees/> (version janvier 2007), Gouvernement du Québec

MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC (2005). *Normes ouvrages routiers, tome I, conception routière*, Les Publications du Québec

MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC (2005). *Normes ouvrages routiers, tome II, construction routière*, Les Publications du Québec

PAQUET, M. & SAVARD, Y. (1994). *Caractéristiques de matériaux en sous-fondation*, rapport interne (stage), Laboratoire des chaussées, Ministère des Transports du Québec

REINSON, J.R., FREDLUND, D.G. et WILSON, W.G. (2005). *Unsaturated flow in coarse media*, Canadian Geotechnical Journal, 42, pp.252-262

RIDGEWAY, H.H. (1976). *Infiltration of water through the pavement surface*, Transportation research record 616, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, .D.C., pp.98-100

RIDGEWAY, H.H. (1982). *Pavement Subsurface Drainage Systems*, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 96, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., novembre 1982, 37 p.

ROY, M., CÔTÉ, J., KONRAD, J.M. et ROBERT, C. (1997). *Influence des particules fines sur la conductivité hydraulique des matériaux non saturés de fondation de chaussées*, 32^e congrès annuel de l'Association Québécoise du Transport et des Routes, Association Québécoise du Transport et des Routes tome 1, pp.317-335

SAVARD, Y (1996). *Les développements en drainage des chaussées à Transports Québec*, Recueil des communications. 31^e Congrès Annuel de l'A.Q.T.R., 24 au 27 mars 1996, Québec, Tome 2, pp. 125-188.

STORMONT, J.C. et ANDERSON, C.E. (1999). *Capillary barrier effect from underlying coarser soil layer*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125 (8), pp.641-648

STORMONT, J.C. et ZHOU, S. (2005). *Impact of Unsaturated Flow on Pavement Edgedrain Performance*, Journal of Transportation Engineering, January 2005, pp.46-53

WINKELMAN, T.J. (2004). *Open Graded Drainage Layer Performance in Illinois*, Final report no.147, January 1991 - August 2003, Illinois Department of Transportation, 59 p.

WHITE, D.J., VENNAPUSA, P. et JAHREN, C.T. (2004). *Determination of the Optimum Base Characteristics for Pavements*, Center for Transportation Research and Education, Iowa State University, mai 2004, 250 p.

ZUBAIR, A., WHITE, T.D. et KUCZEK, T. (1997). *Comparative Field Performance of Sub drainage Systems*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, vol.123, no3, may/june 1997, 8 p.

**Un cédérom accompagne ce
mémoire de maîtrise**

**Toute personne intéressée à se le
procurer doit contacter :**

**An accompanying CD-ROM is
included with the original thesis.**

**To obtain a copy of the CD-ROM,
please contact :**

École Polytechnique de Montréal

Service du prêt entre bibliothèques

B.P. 6079, Succursale Centre-Ville

Montréal, Québec H3C 3A7

Canada

Tél. : (514) 340-4846

Télec./Fax : (514) 340-4026