

**Étude des caractéristiques des sols gélifs
et des granulats du Québec en vue d'une
meilleure planification des techniques de
protection des chaussées**

F. Padilla, M.C. Chapdelaine et J.P. Villeneuve

**Étude des caractéristiques des sols gélifs et des granulats du Québec
en vue d'une meilleure planification
des techniques de protection des chaussées**

par

Francisco Padilla
Marie-Claude Chapdelaine
Jean-Pierre Villeneuve

Rapport scientifique INRS-Eau n° 314

Avril 1991

OBJET: Rapport final du projet subventionné par le Fonds FCAR et le Ministère des Transports du Québec: Action concertée sur l'entretien et la réhabilitation du réseau routier au Québec, 1989-90 (Réf.: 90-RR-0013)

de:

Université du Québec
Institut national de la
recherche scientifique (INRS-Eau)
2800, rue Einstein, suite 105
Québec QC
Canada G1X 4N8

pour:

Fonds pour la formation de chercheurs
et l'aide à la recherche, Fonds FCAR
3700, rue du Campanille
Bureau 102
Sainte-Foy QC
Canada G1X 4G6

REMERCIEMENTS

Les travaux correspondant à cette étude ont été réalisés par une équipe de chercheurs de l'INRS-Eau, en collaboration avec deux professeurs de l'Université Laval et avec le personnel professionnel et technique du Laboratoire central et de la Direction des sols et matériaux, ministère des Transports du Québec. Nous voulons exprimer notre gratitude à Messieurs André Ares, Richard Langlois, Bernard Martineau, Lucien Arial et Alain Arial du Laboratoire central, sans qui les essais en laboratoire de ce projet n'auraient pu être effectués. Nous tenons aussi à remercier Messieurs Pierre DeMontigny, Claude Robert, Pierre Fréchette, Gaston Larosse, Jean-Pierre Leroux, Nelson Rioux et Guy Doré de la Direction des sols et matériaux, pour leurs suggestions et leur inestimable collaboration lors de la cueillette des échantillons. Nous voulons également souligner la participation essentielle de Messieurs Olivier Banton, Pierre Lafrance, Oscar Cámara et Philippe Clément de l'INRS-Eau. Enfin nous remercions Messieurs Jean Stein et Marius Roy de l'Université Laval pour leur participation à ce projet de recherche.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
TABLE DES MATIERES	ii
LISTE DES FIGURES	v
CHAPITRE 1: <u>CONTEXTE GÉNÉRAL</u>	1
1.1 INTRODUCTION	1
1.2 PROBLÉMATIQUE	1
1.3 OBJECTIFS DU PROJET	2
CHAPITRE 2: <u>APPORTS IMPORTANTS CONCERNANT LA MODÉLISATION DES SOLS GÉLIFS</u>	3
2.1 ASPECTS NUMÉRIQUES	3
2.2 ASPECTS CONCEPTUELS	3
2.2.1 Équations générales	4
2.2.2 Bilans de masse et d'énergie sur un front de gel	4
2.2.3 Évaluation de la conductivité thermique	4
CHAPITRE 3: <u>PRÉVISION DU COMPORTEMENT DE CERTAINS SOLS GÉLIFS DU QUÉBEC</u>	6
3.1 INTRODUCTION	6
3.2 PRÉVISION DU SOULEVEMENT DE CERTAINS SOLS GÉLIFS	6
3.3 ÉVALUATION DE CERTAINES DES CARACTÉRISTIQUES THÉORIQUES RELATIVES AU GEL DES SOLS	10
CHAPITRE 4: <u>ESSAIS EN LABORATOIRE</u>	12
4.1 INTRODUCTION	12

4.2	DESCRIPTION DES ESSAIS	13
4.2.1	Granulométrie (tamis/hydromètre)	14
4.2.2	Densité.....	14
4.2.3	Conductivité thermique	15
4.2.4	Proctor modifié	15
4.2.5	Porosité.....	15
4.2.6	Perméabilité	16
4.2.7	Rétention en eau.....	16
4.2.8	Soulèvement par le gel.....	16
4.3	RÉSULTATS.....	18
4.3.1	Granulat de Ste-Edwidge de Clifton	18
4.3.1.1	Granulométrie (tamis/hydromètre)	18
4.3.1.2	Densité.....	19
4.3.1.3	Conductivité thermique	19
4.3.1.4	Proctor modifié.....	20
4.3.1.5	Porosité.....	20
4.3.1.6	Perméabilité	20
4.3.1.7	Rétention en eau.....	21
4.3.1.8	Soulèvement par le gel.....	21
4.3.2	Granulat de St-Anselme	26
4.3.2.1	Granulométrie (tamis/hydromètre)	26
4.3.2.2	Densité.....	27
4.3.2.3	Conductivité thermique	28
4.3.2.4	Proctor modifié.....	28
4.3.2.5	Porosité.....	28
4.3.2.6	Perméabilité	29
4.3.2.7	Rétention en eau.....	29
4.3.2.8	Soulèvement par le gel.....	29
4.3.3	Sol du boulevard Henri IV	34
4.3.3.1	Granulométrie (tamis/hydromètre)	34
4.3.3.2	Densité.....	35
4.3.3.3	Conductivité thermique	35
4.3.3.4	Proctor modifié.....	35

4.3.3.5	Porosité.....	36
4.3.3.6	Perméabilité	36
4.3.3.7	Rétention en eau.....	36
4.3.3.8	Soulèvement par le gel.....	36
4.4	CONCLUSIONS CONCERNANT LES ESSAIS EN LABORATOIRE.....	40
CHAPITRE 5:	<u>PRÉVISION DU COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX ANALYSÉS.....</u>	42
5.1	RÉSULTATS CONCERNANT LA PRÉVISION DES ESSAIS EN LABORATOIRE.....	42
5.2	RÉSULTATS CONCERNANT LA PRÉVISION DU COMPORTEMENT SUR LE TERRAIN.....	48
CHAPITRE 6:	<u>CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....</u>	62
6.1	CONCLUSIONS CONCERNANT LA MODÉLISATION DES SOLS GÉLIFS.....	62
6.2	CONCLUSIONS CONCERNANT LES ESSAIS EN LABORATOIRE	62
6.3	CONCLUSIONS CONCERNANT LES PRÉVISIONS.....	63
6.4	RECOMMANDATIONS.....	64
	RÉFÉRENCES	66
ANNEXE I	PROPRIÉTÉS PHYSIQUES ET CONDITIONS DE SIMULATION	68
ANNEXE II	ARTICLE (SOUS PRESSE) DANS LA REVUE SCIENTIFIQUE "COLD REGIONS SCIENCE AND TECHNOLOGY"	76

Figure 14:	Courbes et rétention en eau des matériaux analysés.....	39
Figure 15:	Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge d'origine.....	43
Figure 16:	Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge modifié	44
Figure 17:	Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme d'origine.....	45
Figure 18:	Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme modifié	46
Figure 19:	Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du sol d'infrastructure du boulevard Henri IV.....	47
Figure 20:	Effet de la hauteur capillaire (h_c) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié).....	49
Figure 21:	Effet de l'indice de distribution des pores (i_{dp}) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié)	50
Figure 22:	Effet de la conductivité thermique K_t ($W\ m^{-1}\ K^{-1}$) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié)	51
Figure 23:	Effet de la perméabilité intrinsèque K_h (m^2) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié)	52
Figure 24:	Effet de la saturation irréductible (S_o) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié).....	53
Figure 25:	Effet du facteur de partage des argiles (X_{ar}) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié)	54
Figure 26:	Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du granulat de St-Anselme d'origine.....	56

LISTE DES FIGURES

Figure 1:	Comparaison des déformations mesurées et calculées pour trois hauteurs capillaires différentes. Sol de Coaticook (Morin, 1981).....	8
Figure 2:	Comparaison des déformations mesurées et calculées pour deux perméabilités intrinsèques K_h (m^2) différentes, et des conditions initiales du sol saturées et non-saturées. Sol de Lavigerie (Morin, 1981).....	9
Figure 3:	a) Pressions internes reliées au gel d'une colonne de sol à 15 cm, 25 cm, 35 cm, 45 cm et 55 cm de profondeur. Essai de gel de M.W. Smith et D. Onysko (1990). b) Pressions de la glace calculées pendant un essai de gel d'une colonne de 16 cm d'épaisseur. Sol de Coaticook	11
Figure 4:	Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge d'origine.....	22
Figure 5:	Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge modifié	23
Figure 6:	Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge d'origine.....	24
Figure 7:	Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge modifié	25
Figure 8:	Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme d'origine.....	30
Figure 9:	Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme modifié	
Figure 10:	Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme d'origine.....	32
Figure 11:	Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme modifié	33
Figure 12:	Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du sol d'infrastructure du boulevard Henri IV	37
Figure 13:	Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du sol d'infrastructure du boulevard Henri IV.....	38

Figure 27:	Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du granulat de St-Anselme modifié	57
Figure 28:	Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du granulat de Ste-Edwidge d'origine	58
Figure 29:	Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du granulat de Ste-Edwidge modifié	59
Figure 30:	Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du sol du boulevard Henri IV	60
Figure 31:	Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une chaussée, constituée d'une fondation de 0.7 m d'épaisseur (Ste-Edwidge modifié) et du sol de support du boulevard Henri IV	61

CHAPITRE 1

CONTEXTE GÉNÉRAL

1.1 INTRODUCTION

Le terme "sol gélif" est un terme de mécanique désignant les sols susceptibles de présenter une augmentation appréciable de leur volume sous l'effet du gel. Il s'ensuit une perte considérable de la capacité portante de ces sols au moment du dégel. Les sols seront plus ou moins gélifs selon la rigueur de l'hiver, la disponibilité en eau, leur perméabilité, leur granulométrie et leur composition. Les sols considérés comme les plus gélifs sont les limons, les argiles et les sables fins. En général, les chaussées sont les infrastructures les plus affectées par la présence des matériaux gélifs (Symposium sur l'action du gel sur les chaussées, 1973).

Le besoin d'un outil de prévision fiable, qui soit adapté aux diverses caractéristiques des chaussées, des matériaux et de l'hiver, ressort clairement des études concernant la dégradation des chaussées par le gel-dégel. Un tel outil ou modèle doit être vérifié et/ou calibré. Il doit aussi être suffisamment complet pour s'adapter aux caractéristiques des sols et des chaussées c'est-à-dire, en d'autres termes, il doit être en mesure de considérer les différents types de sols granulaires et argileux. Enfin, ce modèle peut être utilisé pour étudier des cas particuliers ou pour optimiser le choix des techniques de protection de la route.

1.2 PROBLÉMATIQUE

Au Québec, comme dans tous les pays nordiques, la fissuration et la dégradation accélérée des chaussées dues aux effets du gel est un sujet de recherche prioritaire. De nos jours, l'évaluation adéquate des effets du gel et du dégel est essentielle lors des études concernant le dimensionnement, l'entretien et la réhabilitation des chaussées. Dans une étude précédente, une évaluation s'est avérée possible à l'aide du modèle de simulation MELEF-3v (Padilla et Villeneuve, 1989). Les applications effectuées lors de cette étude ont éclairci certains aspects concernant la planification des techniques d'entretien et de renforcement des chaussées au Québec. Elles présentent cependant

quelques limites dues principalement à l'incertitude concernant certaines propriétés physiques des granulats et des sols. Par ailleurs, lors de la prévision des effets du gel, il est très important de préciser la relation existant entre d'une part, les résultats des essais en laboratoire sur la gélivité d'un matériau, et d'autre part les dégradations possibles de la chaussée.

1.3 OBJECTIFS DU PROJET

Dans cette perspective, le présent projet a comme objectif premier l'étude des caractéristiques des différents types de granulats et de sols gélifs québécois, afin de mieux prévoir leur comportement sous les effets du gel. Dans un premier temps, la sélection d'un certain nombre de sols gélifs du Québec se fera principalement à partir des résultats obtenus lors d'essais de gélivité déjà pratiqués sur ces sols. Des échantillons de certains sols seront recueillis pour compléter les essais de gélivité et l'évaluation de certaines des propriétés physiques nécessaires à l'utilisation du modèle. Dans un deuxième temps on simulera, à l'aide du modèle MELEF-3v, le soulèvement de ces sols par le gel.

Cette étude permettra d'améliorer les relations entre les essais de soulèvement par le gel et les dégradations observées sur les chaussées. Des recommandations concernant les granulats de fondations seront transmises au ministère des Transports. On disposera ainsi d'un modèle de simulation des effets du gel adapté aux caractéristiques des principaux granulats et sols gélifs du Québec. La prévision adéquate du comportement des chaussées face au gel-dégel servira donc à améliorer les solutions actuellement apportées aux problèmes de dimensionnement, d'entretien et de renforcement des chaussées.

CHAPITRE 2

APPORTS IMPORTANTS CONCERNANT LA MODÉLISATION DES SOLS GÉLIFS

2.1 ASPECTS NUMÉRIQUES

Le programme MELEF-3v (Padilla et Villeneuve, 1991; Annexe II) a été modifié afin de tenir compte de plusieurs conditions d'ordre numérique.

Étant donné que les problèmes de gel et de dégel des sols demandent un effort numérique important, le rendement du programme de calcul lors de l'exécution a été une de nos préoccupations principales. A ce sujet, l'élimination de toutes les entrées et les sorties sur disque, en cours d'exécution, a permis de réduire le temps de calcul de 90%. A ce stade, la plupart des simulations pourront être effectuées sur micro-ordinateur. De cette façon, l'accessibilité du modèle aux intervenants est grandement améliorée.

D'autre part, le programme a été adapté au système d'ordinateur VAX-FPS. Cette adaptation a permis d'augmenter de huit fois la vitesse des simulations. Actuellement, des problèmes de grande taille peuvent être rapidement résolus à l'aide de ce système.

La discrétisation spatiale effectuée pour résoudre le milieu physique continu peut produire des oscillations occasionnelles aux derniers stades de la simulation, surtout lorsque le front de gel se stabilise (O'Neill et Miller, 1985). Cela est principalement dû aux possibles erreurs associées au calcul des vitesses de l'eau et des changements de phase. Afin d'éviter ces oscillations, la propagation du front de gel se fait progressivement à l'intérieur des éléments, au lieu de se déplacer de noeud en noeud comme c'était le cas auparavant.

2.2 ASPECTS CONCEPTUELS

Lors des simulations, une étude approfondie des résultats nous a permis de réévaluer certains aspects concernant les conditions de simulation et la modélisation numérique des changements de phase. Par exemple, les conditions de simulation relatives aux essais effectués en laboratoire ont dû considérer les caractéristiques d'un système

fermé à l'entrée d'air. C'est ainsi que la simulation adéquate du comportement en laboratoire d'un échantillon soumis à un essai de soulèvement par le gel, doit considérer des conditions qui empêchent l'entrée d'air. Toutefois, sur le terrain, le système est en général ouvert à l'entrée d'air.

2.2.1 Équations générales

Sauf pour ce qui est de l'équation du flux de l'eau, ces équations principales restent inchangées. Le terme correspondant aux variations de la pression de la glace n'est plus considéré dans les calculs. Ce terme, étant grossièrement évalué au temps de calcul précédent, nuisait plutôt qu'aidait à l'évaluation du bilan de masse correspondant aux conditions des sols saturés et gelés. A la place, nous utilisons le terme correspondant à la fraction de glace qui se forme par unité de temps dans les pores du sol (Padilla et Villeneuve, 1991; Annexe II).

2.2.2 Bilans de masse et d'énergie sur un front de gel

Les bilans de masse et d'énergie sur un front de gel ont été développés de façon plus complète. Ces bilans de masse sont en mesure de tenir compte de la capacité de drainage des sols argileux et de la perte de capacité portante après le dégel. L'utilisation de ces bilans dans les problèmes de gel-dégel des chaussées s'avère très prometteuse, puisqu'ils élargissent grandement les niveaux d'application concernant le gel-dégel (Padilla et Villeneuve, 1991; Annexe II).

2.2.3 Évaluation de la conductivité thermique

L'évaluation adéquate de la conductivité thermique est essentielle lors de la modélisation des sols gelés. A ce sujet, la conductivité thermique du sol est dorénavant calculée dans le modèle par la méthode de Johansen (Frivik, 1980).

Une étude détaillée sur les différentes méthodes d'évaluation de la conductivité thermique des sols (Farouki, 1981) a montré que la méthode de Johansen est la plus adéquate pour la plupart des sols. Cette méthode utilise la conductivité thermique des solides minéraux pour évaluer celle d'un milieu poreux en présence d'autres phases (eau, glace, air).

Les essais de soulèvement par le gel ont été effectués à l'aide du cabinet de gel du Laboratoire central du ministère des Transports. Ce cabinet a permis la mise au point d'une méthode servant à évaluer la conductivité thermique des solides minéraux des matériaux poreux. Cette méthode est décrite en détail au paragraphe 4.2.3. Cependant, nous exprimons brièvement ci-dessous l'usage particulier que nous avons fait de la formulation de la méthode de Johansen.

$$K_t = (K_h - K_c) S_r + K_c$$

$$K_h = K_s^{(1-n)} K_g^{\theta_g} K_e^{\theta_e}$$

$$S_r = S_t = \theta_g + \theta_e \quad (\text{si gelé})$$

$$S_r = a \log S_t + 1 \quad (\text{si non gelé})$$

$$a = 0.94 \quad (\text{sable grossier})$$

$$a = 0.68 \quad (\text{limon et argile})$$

$$K_c = \frac{(0.053 K_s - 0.024) (1-n) + 0.024}{1 - 0.947 (1 - n)}$$

où K_t est le coefficient effectif de conduction de la chaleur ($J m^{-1} s^{-1} K^{-1}$), θ_g et θ_e sont les teneurs volumiques en glace et en eau du sol, et K_s , K_g et K_e sont les conductivités thermiques des solides minéraux, de la glace et de l'eau.

CHAPITRE 3

PRÉVISION DU COMPORTEMENT DE CERTAINS SOLS GÉLIFS DU QUÉBEC

3.1 INTRODUCTION

Un des objectifs de ce projet est d'étudier les caractéristiques de différents types de sols gélifs du Québec, afin de mieux prévoir leur comportement en laboratoire sous l'action du gel. De ce point de vue, une certaine vérification des prévisions est aussi souhaitable. Cet objectif permettra d'améliorer les relations entre les essais de soulèvement par le gel en laboratoire, et les dégradations observées sur le revêtement des chaussées.

Une revue des résultats obtenus lors d'essais de gel effectués en laboratoire a permis, dans un premier temps, la sélection de certains sols gélifs pour lesquels les données de gélivité sont cohérentes et abondantes. A partir des résultats analysés (Laboratoire central du ministère des Transports; Giroux, 1967; Morin, 1981), deux sols gélifs de caractéristiques différentes ont été choisis (Morin, 1981). Ces sols correspondent aux caractéristiques des sols gélifs non colloïdaux (un limon sableux de Coaticook) et colloïdaux (un limon argileux de la rue Lavigerie, Sherbrooke).

Dans un deuxième temps, une vérification de certaines des caractéristiques théoriques des simulations a été effectuée à l'aide de résultats concernant la littérature récente sur les sols gélifs.

3.2 PRÉVISION DU SOULEVEMENT DE CERTAINS SOLS GÉLIFS

Une étude du comportement des deux types de sols choisis, a été effectuée à l'aide des conditions des essais de soulèvement par le gel, ainsi que des caractéristiques des sols et des simulations (Morin, 1981). Certaines des propriétés physiques des deux sols étudiés sont bien connues. Ces propriétés sont, respectivement pour le limon sableux et pour le limon argileux, les suivantes: conductivité hydraulique (2.15×10^{-5} cm/s, 5.9×10^{-9} cm/s), porosité (0.34, 0.29), densité des solides (2.69 gr/cm³, 2.76 gr/cm³) et pourcentage de fraction argileuse (6%, 28%). Cependant, certaines propriétés ont été estimées: conductivité thermique (3 W m⁻¹ K⁻¹, 1.5 W m⁻¹ K⁻¹) et chaleur spécifique des solides minéraux (700 J Kg⁻¹ K⁻¹, 750 J Kg⁻¹ K⁻¹), ainsi que les courbes respectives de

retention en eau (indices de distribution des pores de 60 et 20, hauteurs capillaires de -5 m et -20 m, et saturations irréductibles de 0.1 et 0.15). Le lecteur peut trouver à l'Annexe I les conditions de simulation et les propriétés physiques des sols de Coaticook et de Lavigerie telles qu'introduites dans le modèle MELEF-3v. Chaque colonne de sol, ayant 16 cm d'épaisseur, fût exposée à saturation pendant 24 heures. Après cela, les températures du haut et du bas de l'échantillon furent imposées respectivement à -6 °C et 4 °C (Morin, 1981).

Les conditions initiales du modèle considèrent que le sol de Coaticook, après 24 heures de saturation, est complètement saturé et avec une distribution linéaire de la température entre 4°C à la base et 20°C au sommet. La figure 1 représente les soulèvements observés pendant les premiers cycles des essais de gel, ainsi que certains des résultats des simulations effectuées. Ces résultats montrent une sensibilité particulière du modèle à la valeur de la hauteur capillaire ("bubbling pressure"). Étant donné que ce paramètre n'est pas bien connu, nous avons effectué des simulations avec des hauteurs capillaires s'échelonnant d'une valeur maximale, $h_c = -3$ m, jusqu'à une valeur minimale, $h_c = -8$ m. Ces valeurs dépendent d'un paramètre qui est fonction de la forme des grains, tel que suggérée Terzaghi et Peck (1948). Les simulations effectuées montrent que la meilleure comparaison est atteinte pour une hauteur capillaire intermédiaire, $h_c = -5$ m.

Les premières simulations, lesquelles prennent pour hypothèse la saturation complète du sol argileux de Lavigerie, n'ont pas donné de résultats satisfaisants. Les soulèvements observés montrent que ce sol commence à se soulever une journée après l'application des conditions de gel (Figure 2). Afin de trouver les raisons de ce comportement, nous avons simulé la période précédente de 24 heures de saturation. Les résultats, tel qu'attendus, indiquent que 24 heures de saturation capillaire ne sont pas suffisantes pour saturer un sol avec une si faible conductivité hydraulique. Les prédictions effectuées avec des conditions initiales partiellement saturées, montrent que le soulèvement dû au gel est aussi en quelque sorte retardé. Par ailleurs, de meilleurs résultats sont obtenus lorsque la conductivité hydraulique K est augmentée de 5.9×10^{-11} m/s (perméabilité intrinsèque = $K_h = 6.0 \times 10^{-18}$ m²) à 8.9×10^{-11} m/s (perméabilité intrinsèque = $K_h = 9.0 \times 10^{-18}$ m²). L'équivalence suivante permet de faire la transformation nécessaire: perméabilité intrinsèque (m²) = conductivité hydraulique (m/s) * viscosité dynamique de l'eau (Kg/m s) * densité de l'eau⁻¹ (Kg/m³) * accélération de la gravité⁻¹ (m/s²).

Déformations mesurées et calculées limon sableux, Coaticook

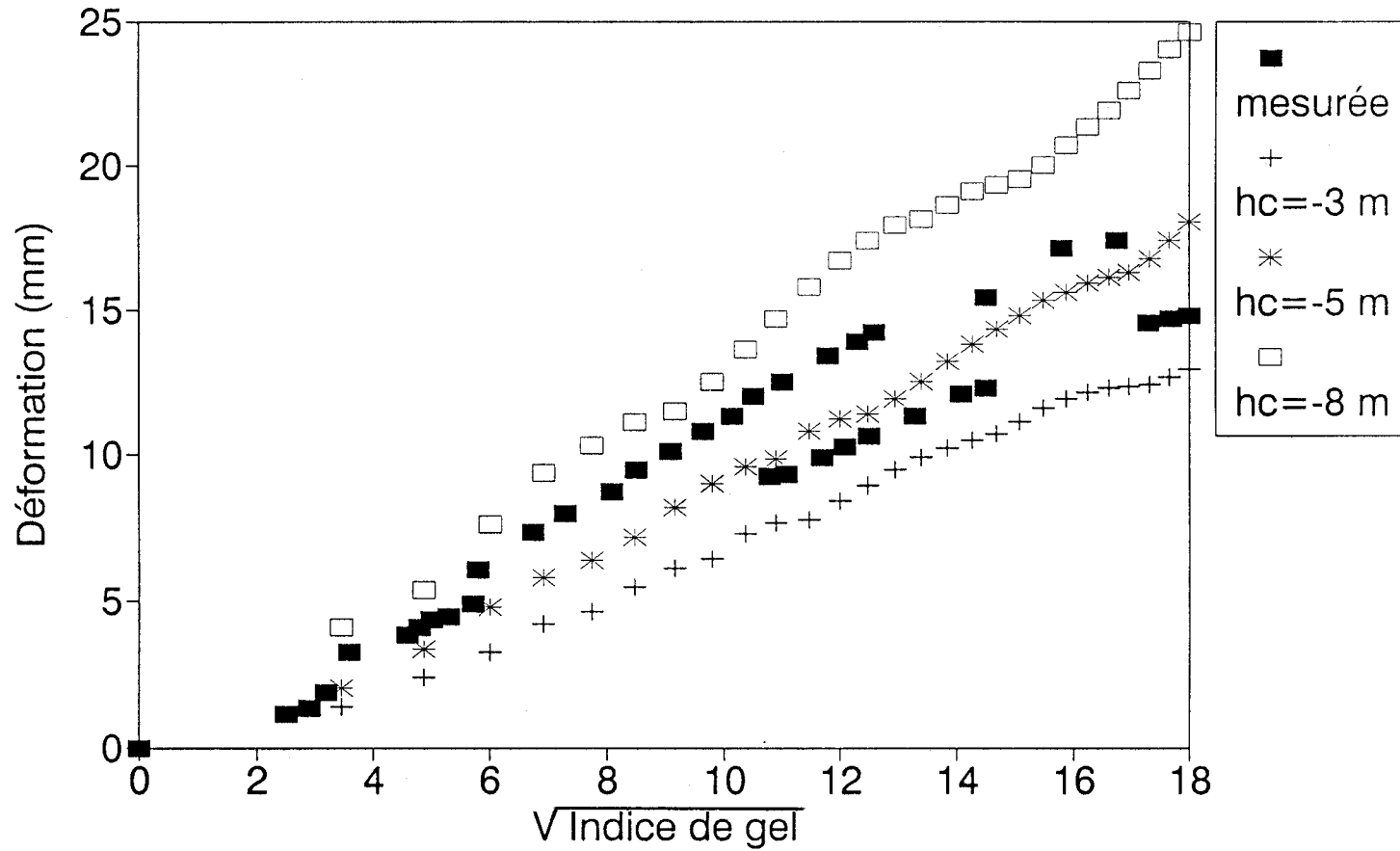


Figure 1: Comparaison des déformations mesurées et calculées pour trois hauteurs capillaires différentes. Sol de Coaticook (Morin, 1981).

Déformations mesurées et calculées limon argileux, Lavigerie

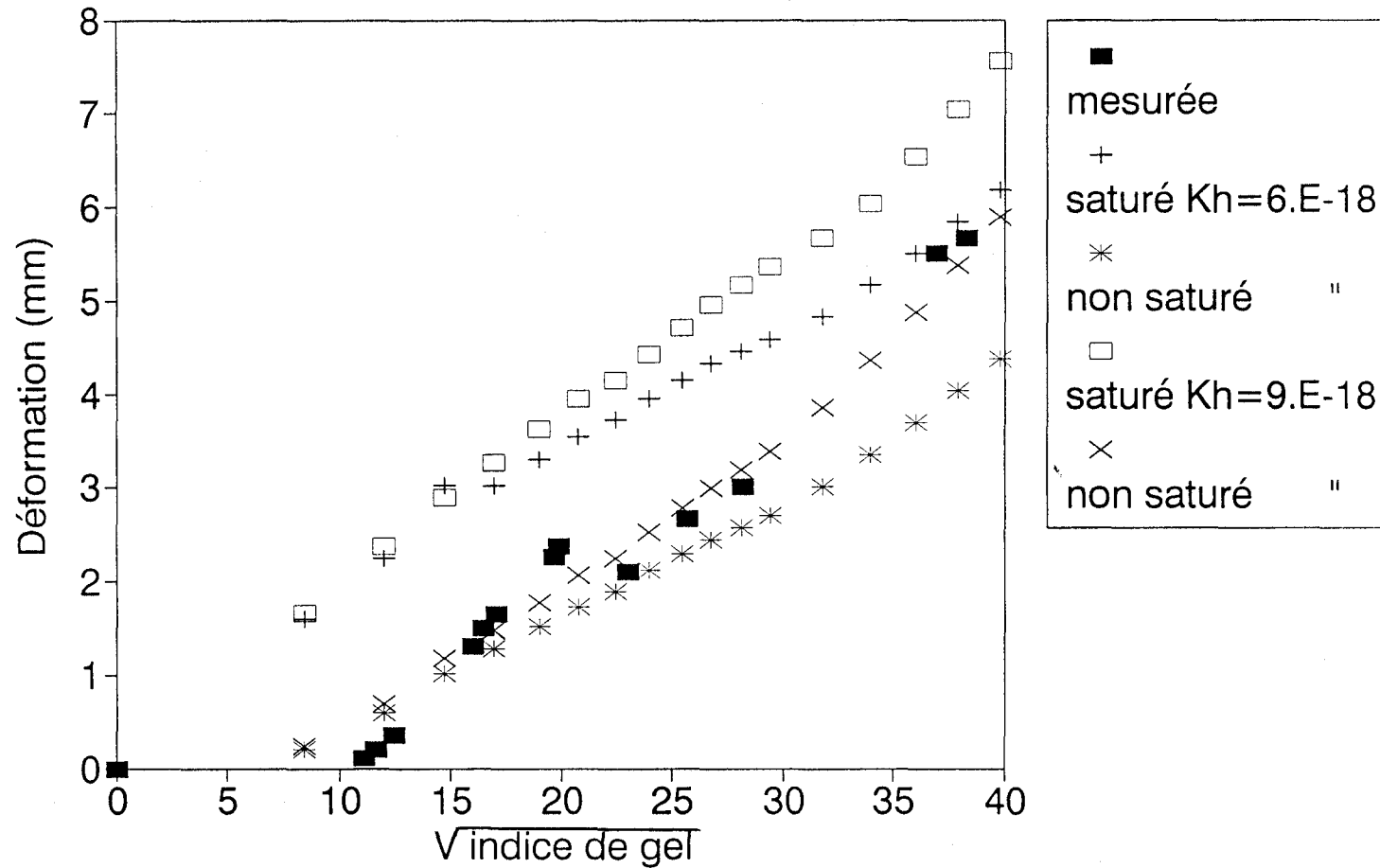


Figure 2: Comparaison des déformations mesurées et calculées pour deux perméabilités intrinsèques K_h (m²) différentes, et des conditions initiales du sol saturées et non-saturées. Sol de Lavigerie (Morin, 1981)

En prenant pour hypothèse que l'information concernant les conditions des essais de gel de Morin (1981) est exacte et complète, nous pouvons déduire, à la lumière des résultats obtenus pour le sol argileux, que le modèle a de la difficulté à évaluer précisément la conductivité hydraulique du sol en conditions de gel. Cela n'est pas étonnant, puisque très peu de connaissances existent à ce sujet. Par ailleurs, il semble possible que le retard des soulèvements observés en laboratoire pour les sols argileux puisse correspondre à un manque de saturation de l'échantillon au commencement de l'essai de gel.

3.3 ÉVALUATION DE CERTAINES DES CARACTÉRISTIQUES THÉORIQUES RELATIVES AU GEL DES SOLS

Du côté des applications, les résultats semblent qualitativement en accord avec les recherches existantes sur les phénomènes reliés au gel-dégel des sols. Le modèle prédit l'expulsion de l'eau lors du commencement du gel dans un milieu non saturé (O'Neill, 1983). La redistribution des solutés, ainsi que l'expulsion de l'eau par expansion de la glace lorsqu'il n'existe plus d'air, sont également simulées pendant la période de gel (Padilla et Villeneuve, 1990). Avant que le gonflement du sol ne se produise, la pression de la glace augmente à l'intérieur des pores. Dès que la contrainte effective s'annule, le flux de l'eau s'inverse, et une lentille de glace commence à se former. Tandis que dans la lentille, la pression de la glace est égale au poids de la surcharge, à l'intérieur des pores la pression de la glace suit la théorie de Terzaghi sur la mécanique des sols (Terzaghi et Peck, 1948; Padilla et Villeneuve, 1991; Annexe II).

Récemment, M. W. Smith et D. Onysko (1990) ont effectué des expériences en laboratoire sur le gel des sols afin d'observer le développement des pressions internes positives. Les données sont interprétées par la croissance de la pression de la glace lors de la formation des lentilles de glace (Figure 3a). Avant le passage du front de gel, la pression enregistrée correspond simplement au poids de la surcharge. Avec le passage du front du gel, la pression s'accroît subitement pour atteindre un sommet lorsqu'une lentille de glace commence à se former; cette pression tend ensuite à diminuer graduellement vers sa valeur initiale. Afin de comparer les pressions internes observées par Smith et Onysko, avec les pressions de la glace calculées par le modèle, nous avons représenté à la Figure 3b les pressions de la glace calculées pour le cas de Coaticook. Bien que les types des sols et les grandeurs des échantillons comparés ne sont pas semblables, on peut remarquer la même évolution caractéristique des pressions internes mesurées et des pressions de la glace calculées par le modèle.

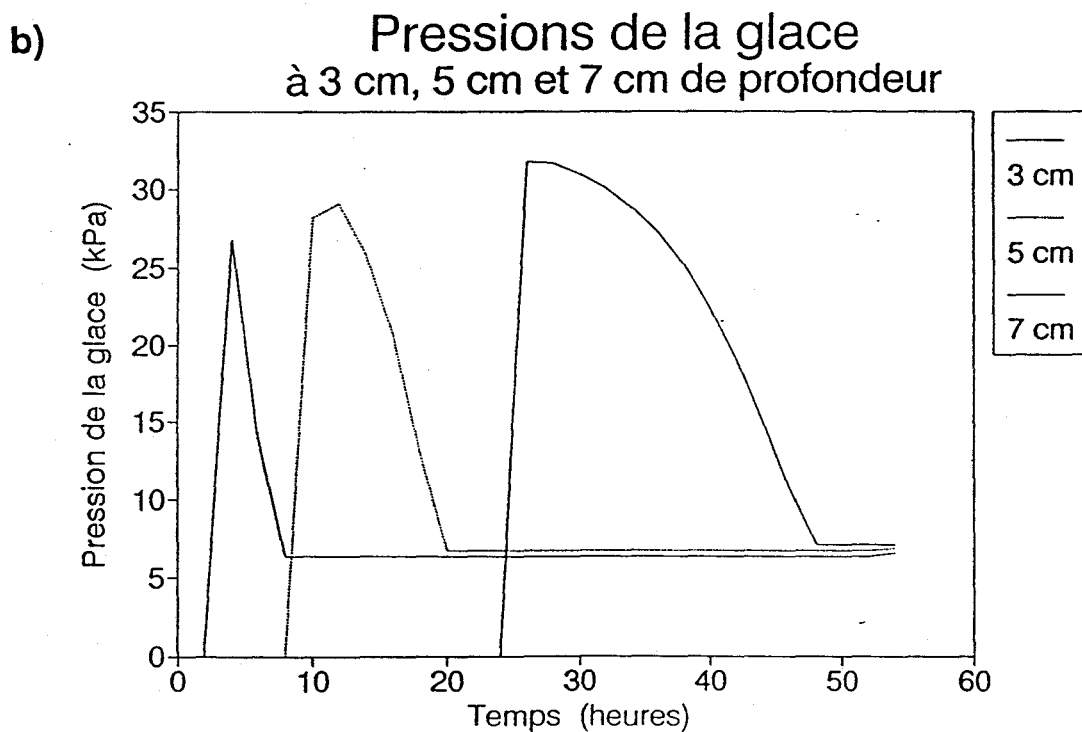
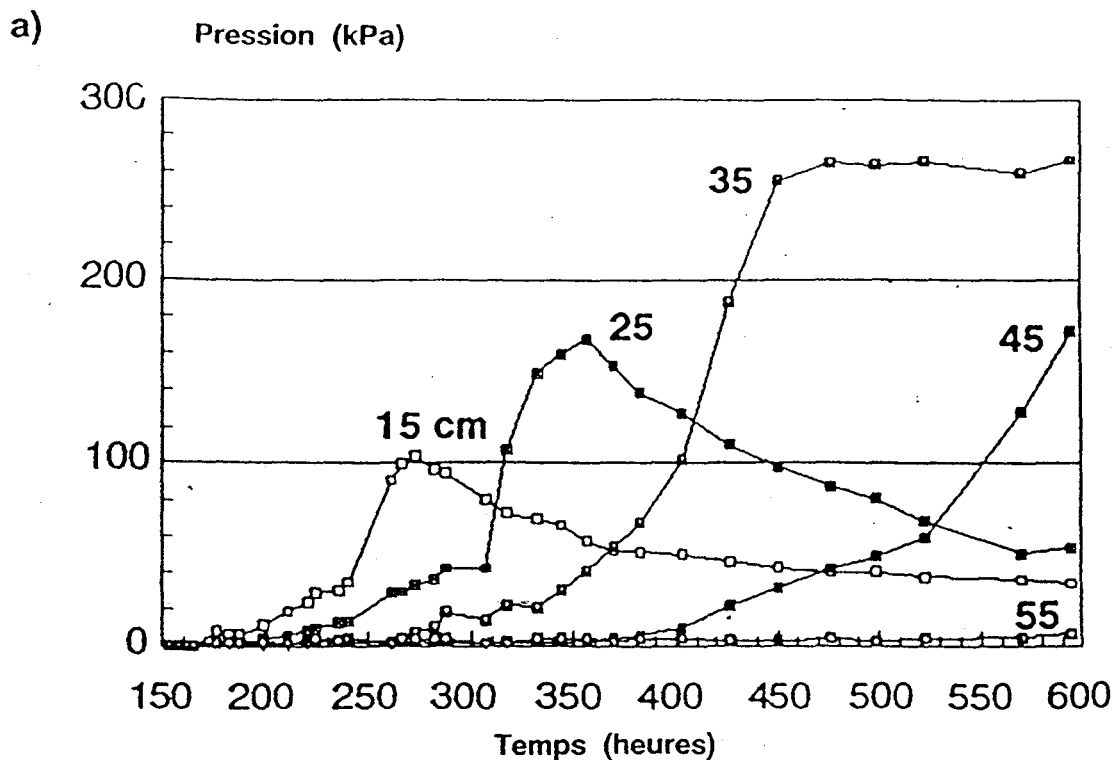


Figure 3: a) Pressions internes reliées au gel d'une colonne de sol à 15 cm, 25 cm, 35 cm, 45 cm et 55 cm de profondeur. Essai de gel de M.W. Smith et D. Onysko (1990).
b) Pressions de la glace calculées pendant un essai de gel d'une colonne de 16 cm d'épaisseur. Sol de Coaticook.

CHAPITRE 4

ESSAIS EN LABORATOIRE

4.1 INTRODUCTION

Le présent projet a comme objectif premier l'étude des caractéristiques de différents types de granulats et de sols gélifs afin de mieux prévoir leur comportement sous les effets du gel.

Dans un premier temps, la sélection de deux sols gélifs du Québec, un sol limoneux et un sol argileux, a été effectuée à partir des résultats déjà existants sur les essais de soulèvement par le gel (Chapitre 3). Dans un deuxième temps, deux échantillons de granulats et un échantillon de sol ont été recueillis pour compléter les essais de soulèvement par le gel et l'évaluation de certaines des propriétés physiques. Le choix des échantillons a été fait en collaboration avec des spécialistes de la Direction des sols et matériaux du ministère des Transports. En vue d'une entente de collaboration, ce ministère nous a autorisé à effectuer la plupart des essais dans leur Laboratoire central; d'autres analyses ont été réalisées à la Faculté de foresterie et de géodésie de l'Université Laval.

Les deux granulats étudiés proviennent de Ste-Edwidge de Clifton (région de Sherbrooke) et de St-Anselme (région de la Beauce); le sol a été recueilli sous la fondation inférieure du tronçon en béton de ciment de l'autoroute Henri IV à Québec (sondage S3, Laroche, 1988). Un des principaux objectifs des analyses effectuées visait à évaluer certaines des propriétés physiques nécessaires à l'utilisation du modèle MELEF-3v, afin de déterminer le comportement de ces matériaux face à l'action du gel. L'autre objectif envisageait la modification des granulométries des deux granulats, par lavage au tamis de 80 μm , afin de retrouver des propriétés probablement plus favorables à leur utilisation comme fondations routières.

Cette étude met en évidence les relations entre les essais de soulèvement par le gel et les dégradations observées et/ou attendues sur les chaussées. Il permet aussi l'acquisition d'une meilleure connaissance des propriétés physiques des granulats et des sols gélifs du Québec. Des recommandations, concernant les granulats des

fondations, sont faites au ministère des Transports. On disposera ainsi d'un modèle de simulation des effets du gel adapté à certaines des caractéristiques des granulats et des sols gélifs du Québec. La prévision adéquate du comportement des chaussées face au gel-dégel servira donc à apporter des solutions aux problèmes de dimensionnement, d'entretien et de renforcement des chaussées.

4.2 DESCRIPTION DES ESSAIS

Les mesures et essais effectués sur les échantillons étudiés pendant l'été 1990 sont:

- Granulométrie (tamis/hydromètre)
- Densité (fines/pierres)
- Conductivité thermique
- Proctor modifié
- Porosité
- Perméabilité
- Rétention en eau
- Soulèvement au gel

Ces essais visent d'abord à connaître la granulométrie des échantillons afin d'être en mesure de juger de leur friabilité et de leur capacité d'agglomération. Les pourcentages de limon et d'argile sont des indicateurs de la susceptibilité d'un sol au gel. La densité des particules est un facteur important pour l'évaluation de la porosité du sol. Cette porosité est atteinte après compaction de l'échantillon à partir d'un essai Proctor modifié. Les conductivités hydrauliques et thermiques, ainsi que la courbe de rétention en eau, contrôlent de façon importante le comportement des échantillons face à l'action du gel. Les essais de soulèvement par le gel permettent donc de déterminer la capacité de gonflement due à l'apport d'eau et à l'expansion de la glace.

Trois échantillons de trois matériaux différents furent utilisés lors des analyses. Deux matériaux de fondation proviennent respectivement de Ste-Edwidge de Clifton et de St-Anselme. La carrière de Ste-Edwidge de Clifton exploite un gravier sableux constitué de schistes et de granites (Micro Deval \approx 35). Le granulat provenant du till de St-Anselme est composé de schiste, calcaire et granite (Micro Deval \approx 40). En ce qui concerne le troisième échantillon, il a été recueilli sous la fondation inférieure du tronçon en béton de ciment de l'autoroute Henri IV (sondage S3; Laroche, 1988; Padilla et Villeneuve, 1989).

Ce sol de support est constitué d'un sable fin silteux fortement gélif.

A partir de ceux-ci nous avons constitué pour les analyses de laboratoire les cinq échantillons suivants:

- Granulat de Ste-Edwidge tel quel, ou d'origine
- Granulat de Ste-Edwidge modifié (c.-à-d. lavé au tamis 80 μm)
- Granulat de St-Anselme tel quel, ou d'origine
- Granulat de St-Anselme modifié (c.-à-d. lavé au tamis 80 μm)
- Sol de support (infrastructure) du boulevard Henri IV

4.2.1 Granulométrie

La granulométrie a été effectuée de deux façons complémentaires: par tamisage mécanique pour les particules plus grosses que 80 μm , et par sédimentation pour les particules plus petites que 80 μm .

Le tamisage a été fait sur des tamis de 30.5 cm de diamètre (Norme BNQ 2622-9M) et la sédimentation est faite, à l'aide d'un hydromètre calibré, sur le matériel passant 2 mm (Norme BNQ 2507-025).

4.2.2 Densité

La densité de la pierre (fraction retenue sur le tamis 5 mm) s'obtient en pesant le matériel dans l'air et dans l'eau. Le rapport de ces deux pesées nous donne la densité (Norme BNQ 2560-067).

La densité sur les fines (passant 5 mm) est faite par la méthode du cône (Norme BNQ 2560-065). Tout d'abord, on place l'échantillon dans l'eau pendant 24 heures; ensuite on le fait sécher avec deux sècheurs. Comme nous voulons que le matériel soit "sss" (c.-à-d. saturé surface sèche) on introduit ce dernier dans un cône standard, puis on le compacte avec un petit marteau tombant 25 fois de 5 mm de haut. Ensuite on retire le cône et le matériel doit s'écrouler en forme de cône écrasé pour être "sss". Si ce n'est pas le cas, on continue de le faire sécher et on recommence le processus. Ensuite on prend un pycnomètre rempli au trois quarts (entre 700 et 800 ml) et on y introduit 500 grammes de matériel "sss". On agite le pycnomètre pendant 10 à 15 minutes pour

enlever les bulles d'air. Finalement, on le remplit complètement et on le pèse.

4.2.3 Conductivité thermique

Nous avons nous-même conçu la méthodologie de cet essai, celui-ci n'étant pas normalisé.

Nous avons placé le matériel, préalablement séché, dans un cylindre (le même que pour le gel), ainsi que deux thermocouples ou sondes: la première au tiers et la deuxième au deux tiers de l'échantillon. Aucune compaction n'est faite afin de ne pas briser les sondes.

On place le cylindre dans le cabinet de gel, dont la base est à +4 °C et le sommet est à la température de la pièce, soit 23 °C environ. Par la suite on lui applique au sommet une température de -6 °C. On note dans le temps l'évolution de la température aux deux sondes.

Le calcul de la conductivité thermique du milieu est effectué à l'intérieur du modèle MELEF-3v par la méthode de Johansen (Farouki, 1981). A l'aide du modèle, les simulations vont permettre de trouver la conductivité thermique des solides minéraux qui s'ajuste le mieux aux températures mesurées sur l'échantillon. Voir à ce sujet le paragraphe 2.2.3.

4.2.4 Proctor modifié

L'essai proctor consiste à trouver la teneur en eau pour laquelle on obtient, pour un échantillon donné, une compaction maximale. Pour ce faire, un marteau pesant 4.5 Kg tombe 56 fois d'une hauteur de 45.7 cm pour chacune des cinq couches de matériel placées successivement dans un moule standard (Norme BNQ 2501-255).

4.2.5 Porosité

La porosité, ou pourcentage des vides, est calculée à partir de la densité des solides du matériel, de la masse volumique de l'eau à une température donnée, et de la masse volumique du matériel (Norme BNQ 2560-060).

4.2.6 Perméabilité

L'essai de perméabilité se fait sur un échantillon compacté à 95% proctor (donc à 95 % de sa compaction maximale).

Dans un premier temps, on compacte l'échantillon comme pour l'essai proctor mais dans un moule pour l'essai de perméabilité. Ensuite on sature l'échantillon par la base. Ce dernier doit être complètement saturé lorsqu'on le soumet à l'écoulement par le haut sous une charge constante. On note la quantité d'eau écoulée en fonction du temps (ASTM D2434-74, Ministère des Transports LC-23-322).

4.2.7 Rétention en eau

Les courbes de rétention en eau servent essentiellement à définir les propriétés d'emmagasinement des sols. Les mesures sont réalisées à l'aide d'un compresseur et d'un récipient hermétique où l'on applique différentes succions aux échantillons. La teneur en eau des échantillons est successivement évaluée.

Les essais ont été réalisés au laboratoire de la Faculté de foresterie et de géodésie de l'Université Laval, sous la responsabilité du professeur Jean Stein. A ce sujet, quatorze (14) échantillons compactés à la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié ont été préparés pour expérimentation: 5 échantillons de Ste-Edwidge de Clifton (3 tels quels et 2 modifiés), 6 échantillons de St-Anselme (3 tels quels et 3 modifiés) et 3 échantillons tels quels de l'autoroute Henri IV.

4.2.8 Soulèvement par le gel

L'essai de soulèvement par le gel se fait à partir d'un cabinet de gel développé par Richard Morin (1981).

Dans notre cas, l'échantillon est d'abord compacté à 100% proctor. Ensuite on le sature par la base pendant 24 heures. L'échantillon est maintenant prêt pour le gel. A la base, la température est maintenue constante tout au long de l'essai.

L'essai comporte deux cycles de gel d'une durée d'environ trois jours ou bien jusqu'à ce que le soulèvement devienne négligeable (la durée varie selon l'échantillon). Une

période de dégel de 24 heures sépare les deux cycles de gel.

A la fin du deuxième cycle on démoule l'échantillon encore gelé, on le coupe en quatre parties, soit: une au sommet sous la calotte de gel, une deuxième au centre et les deux dernières parties à la base. Pour chacune de ces parties nous mesurons la teneur en eau.

Le soulèvement de l'échantillon est mesuré à l'aide d'un déflectomètre. Les données sont saisies par ordinateur à intervalles réguliers. Le soulèvement de même que les températures sont lues à chaque intervalle.

A l'aide de ces données, deux graphiques sont construits. Un premier correspond au soulèvement en fonction du temps et un deuxième correspond au soulèvement en fonction du radical de l'indice de gel.

INDICE DE GEL = $I = (T^{\circ}) \times (H)$

T° = valeur absolue de la température de la cellule réfrigérante supérieure (°C)

H = Temps de l'essai (heures).

Cette façon de présenter les résultats de soulèvement semble montrer un comportement à peu près linéaire des soulèvements dès que le front de gel a tendance à se stabiliser. La pente de la partie linéaire peut alors être utilisée pour caractériser la susceptibilité au gel du sol soumis à l'essai:

Inférieure à 0.1	NON-SUSCEPTIBLE AU GEL
0.1 à 0.2	FAIBLEMENT SUSCEPTIBLE AU GEL
0.2 à 0.4	MOYENNEMENT SUSCEPTIBLE AU GEL
0.4 à 0.8	FORTEMENT SUSCEPTIBLE AU GEL
Supérieure à 0.8	TRES FORTEMENT SUSCEPTIBLE AU GEL

4.3 RÉSULTATS

4.3.1 Granulat de Ste-Edwidge de Clifton (gravier sableux à schiste et granite)

4.3.1.1 Granulométrie (tamis\hydrométrie)

Ste-Edwidge tel quel

TAMIS		AVANT PROCTOR % PASSANT	APRES PROCTOR % PASSANT	APRES GEL % PASSANT
14	mm	83 %	88 %	87 %
10	mm	72 %	77 %	75 %
5	mm	54 %	58 %	58 %
2.5	mm	41 %	45 %	45 %
2.0	mm		41 %	
1.25	mm	29 %	34 %	34 %
630	µm	22 %	27 %	27 %
400	µm	18 %	23 %	23 %
315	µm	16 %	21 %	21 %
160	µm	12 %	17 %	15 %
80	µm	10.2 %	14.1 %	6.2 %
5	µm	3.6 %	3.3 %	3.4 %
2	µm	2.1 %	1.9 %	2.2 %
1	µm	0.9 %	0.9 %	1.6 %

Ste-Edwidge modifié

TAMIS		AVANT PROCTOR % PASSANT	APRES PROCTOR % PASSANT	APRES GEL % PASSANT
14	mm	82 %	82 %	82 %
10	mm	70 %	69 %	71 %
5	mm	52 %	56 %	57 %
2.5	mm	36 %	41 %	41 %
1.25	mm	23 %	29 %	28 %
630	µm	13 %	21 %	20 %
400	µm	8 %	16 %	16 %
315	µm	6 %	14 %	14 %
160	µm	3 %	10 %	9 %
80	µm	0 %	6.6 %	6.3 %
5	µm	0 %	1.4 %	0.9 %
2	µm	0 %	0.5 %	0.2 %
1	µm	0 %	0.1 %	0 %

Ces résultats peuvent être interprétés de différentes façons. Cependant, ils reflètent en général le comportement attendu de l'échantillon. L'essai Proctor produit en effet un broyage des grains de grandeur supérieure à 80 μm , ainsi qu'une agglomération des grains plus fins. Toutefois la granulométrie, après gel montre seulement une agglomération des particules plus fines. Il est à noter les différences obtenues après Proctor entre les pourcentages de 80 μm de Ste-Edwidge tel quel (14.1%) et modifié (6.6%). Cela est très significatif puisque le lavage effectué au tamis de 80 μm a une certaine efficacité malgré la friabilité du matériau.

4.3.1.2 Densité

<u>Ste-Edwidge</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
densité sur pierre	2.515 gr/cm^3	
densité sur fines	2.497 gr/cm^3	2.535 gr/cm^3
densité combinée	2.505 gr/cm^3	2.525 gr/cm^3
% d'absorption (fines)	3.2 %	2.44 %

Le pourcentage d'absorption est élevé.

4.3.1.3 Conductivité thermique

Hauteur de l'échantillon :	16 cm
Position des sondes (à partir de la base):	P1 = 4.5 cm P2 = 12.8 cm
Porosité de l'échantillon:	28.37 %
Température au sommet de l'échantillon:	- 6 °C
Température à la base de l'échantillon:	+ 4 °C

Temps	Température (°C)	
	P1	P2
0 min	20.5	19.5
25 min	17.1	13.7
45 min	15.4	11.6
1 h 10 min	13.4	9.3
1 h 40 min	11.5	7.4
2 h 00 min	10.6	6.5
2 h 45 min	8.8	4.7
3 h 00 min	8.2	4.2

Conductivité thermique des solides $\approx 2.4 \text{ J/m s K}$

Chaleur spécifique des solides $\approx 650 \text{ J/Kg K}$

4.3.1.4 Proctor modifié

<u>Ste-Edwidge</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
masse volumique maximale	2192 kg/m ³	2183.7 kg/m ³
teneur en eau massique optimale	7.5 %	7.8 %

4.3.1.5 Porosité

<u>Ste-Edwidge</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
% des vides (porosité)	12.18	13.30

4.3.1.6 Perméabilité

Ste-Edwidge tel quel

charge = 62.7 cm

Conductivité hydraulique = non détectée

Après 5 jours d'essai, aucun écoulement d'eau n'a pu être mesuré.

Ste-Edwidge modifié

charge = 62.7 cm

Conductivité hydraulique (après saturation) = $5.22 \cdot 10^{-5}$ cm/sec

Conductivité hydraulique (24 hres après saturation) = $2.33 \cdot 10^{-5}$ cm/sec

Étant donné que la perméabilité a diminué après 24 heures, il y a possibilité de colmatage du filtre.

4.3.1.7 Rétention en eau

Les courbes correspondantes à la rétention en eau de Ste-Edwidge tel quel et de Ste-Edwidge modifié sont à la Figure 14 (p. 39).

4.3.1.8 Soulèvement par le gel

Les résultats principaux des essais de soulèvement par le gel ont été représentés sur les Figures 4, 5, 6 et 7. Ces résultats montrent que le lavage effectué est non seulement effectif pour réduire le pourcentage de la fraction limoneuse, mais aussi pour diminuer les soulèvements causés par le gel. En conséquence, l'échantillon de Ste-Edwidge modifié est beaucoup moins gélif que l'échantillon d'origine. Il est à noter la grande différence de comportement entre le 1er et le 2e cycle de l'échantillon correspondant à Ste-Edwidge tel quel.

a - Susceptibilité au gel

<u>Ste-Edwidge</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
pente 1er cycle	0.36	0.12
pente 2e cycle	0.19	0.10
susceptibilité	moyenne à faible	faible

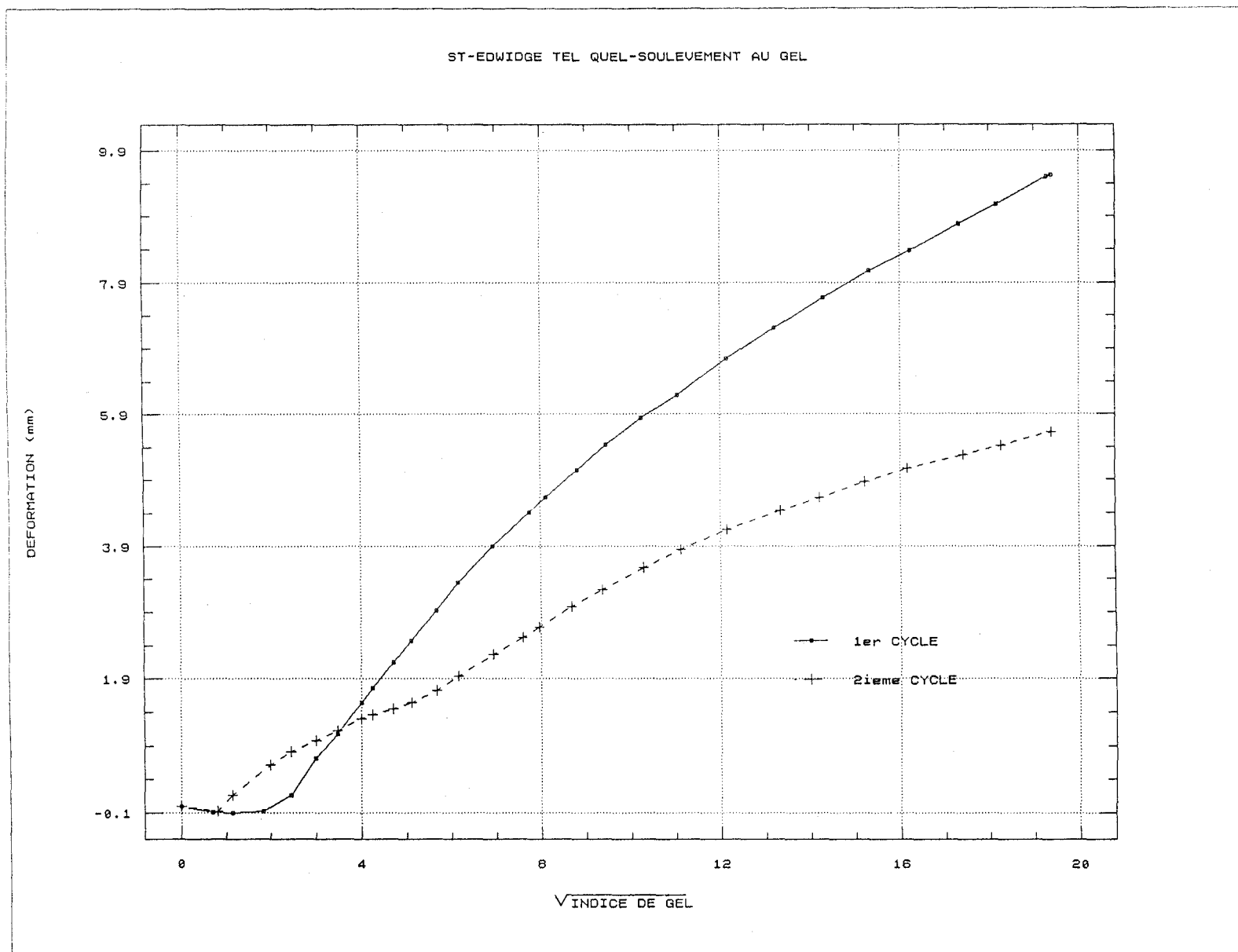


Figure 4: Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge d'origine.

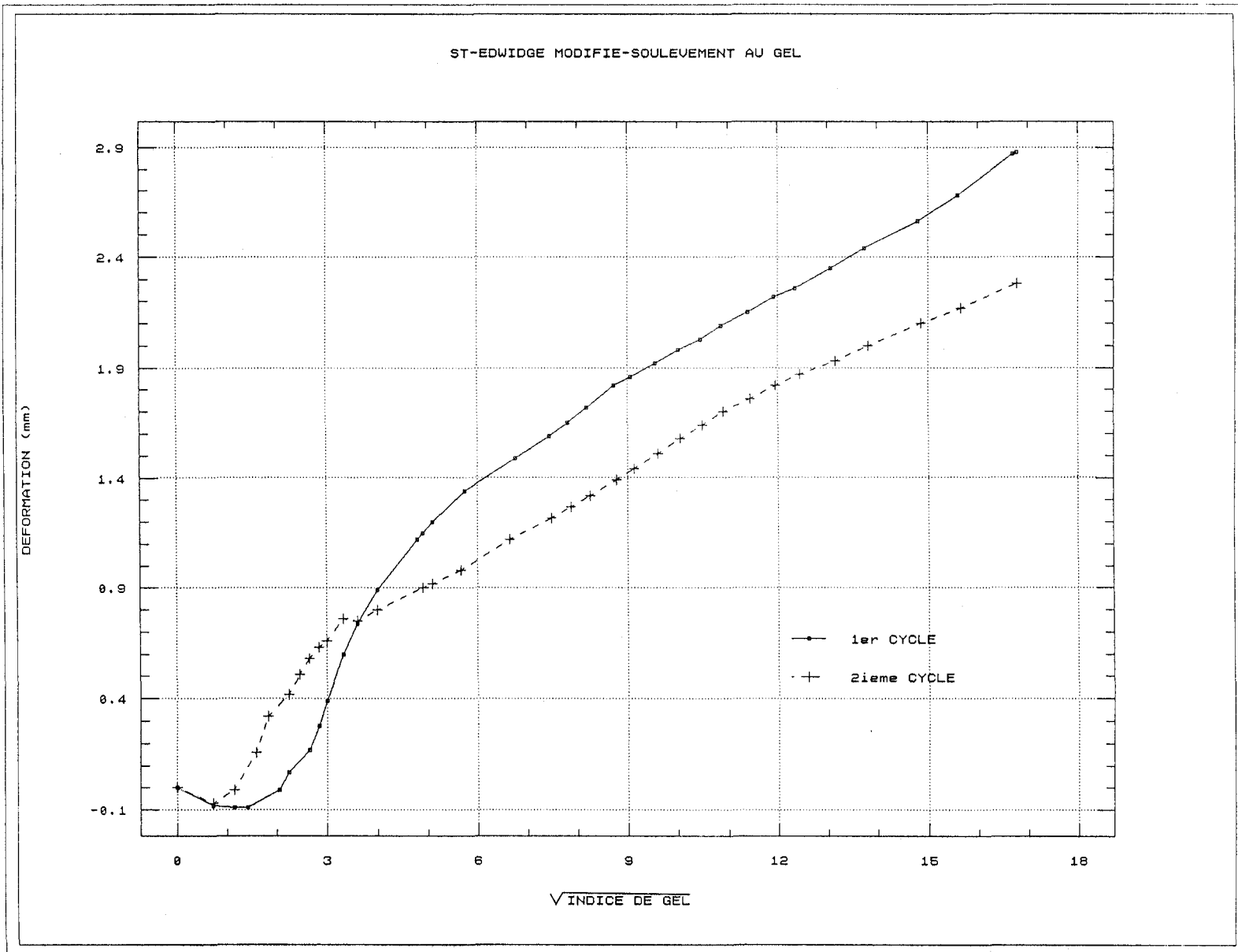


Figure 5: Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge modifié.

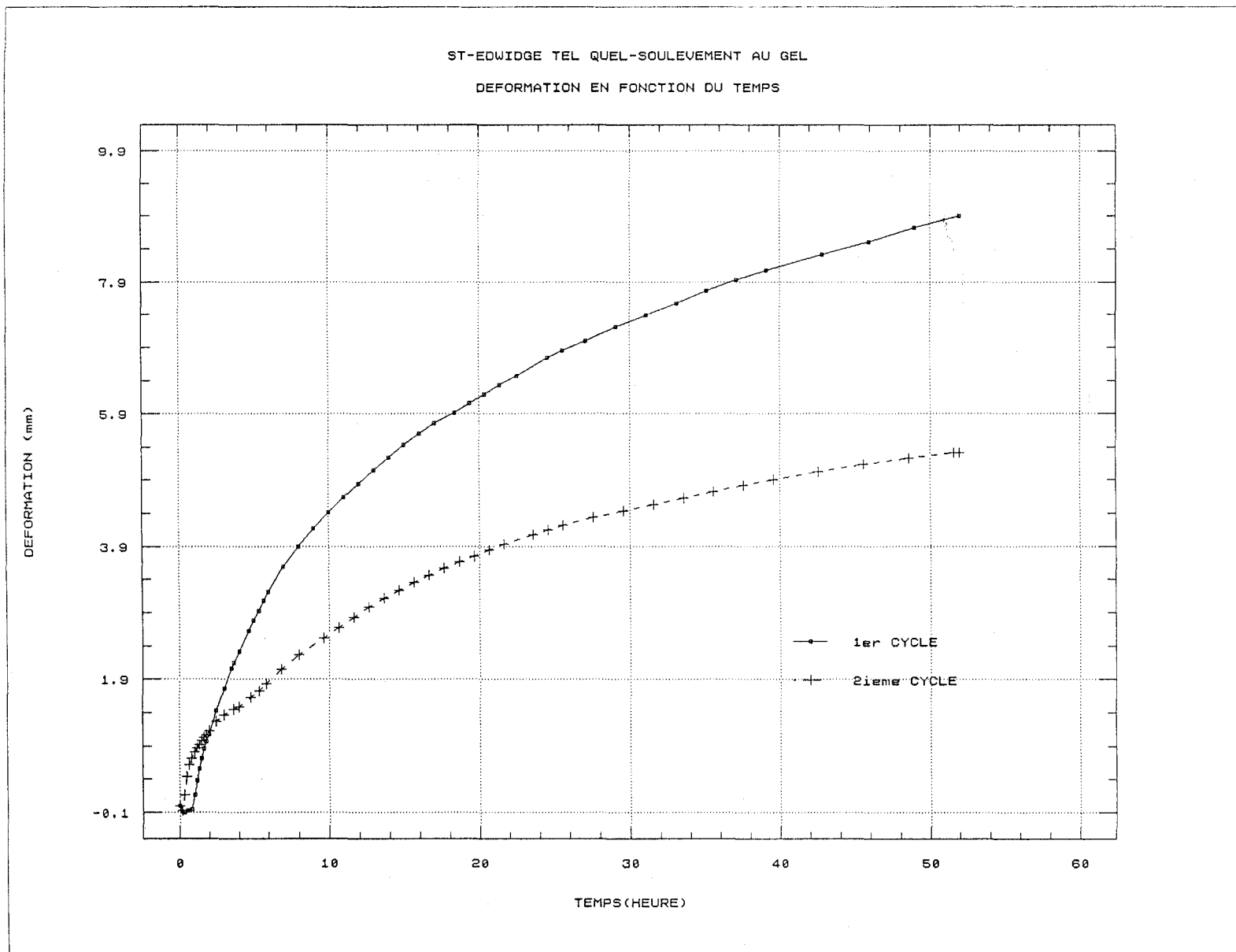


Figure 6: Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge d'origine.

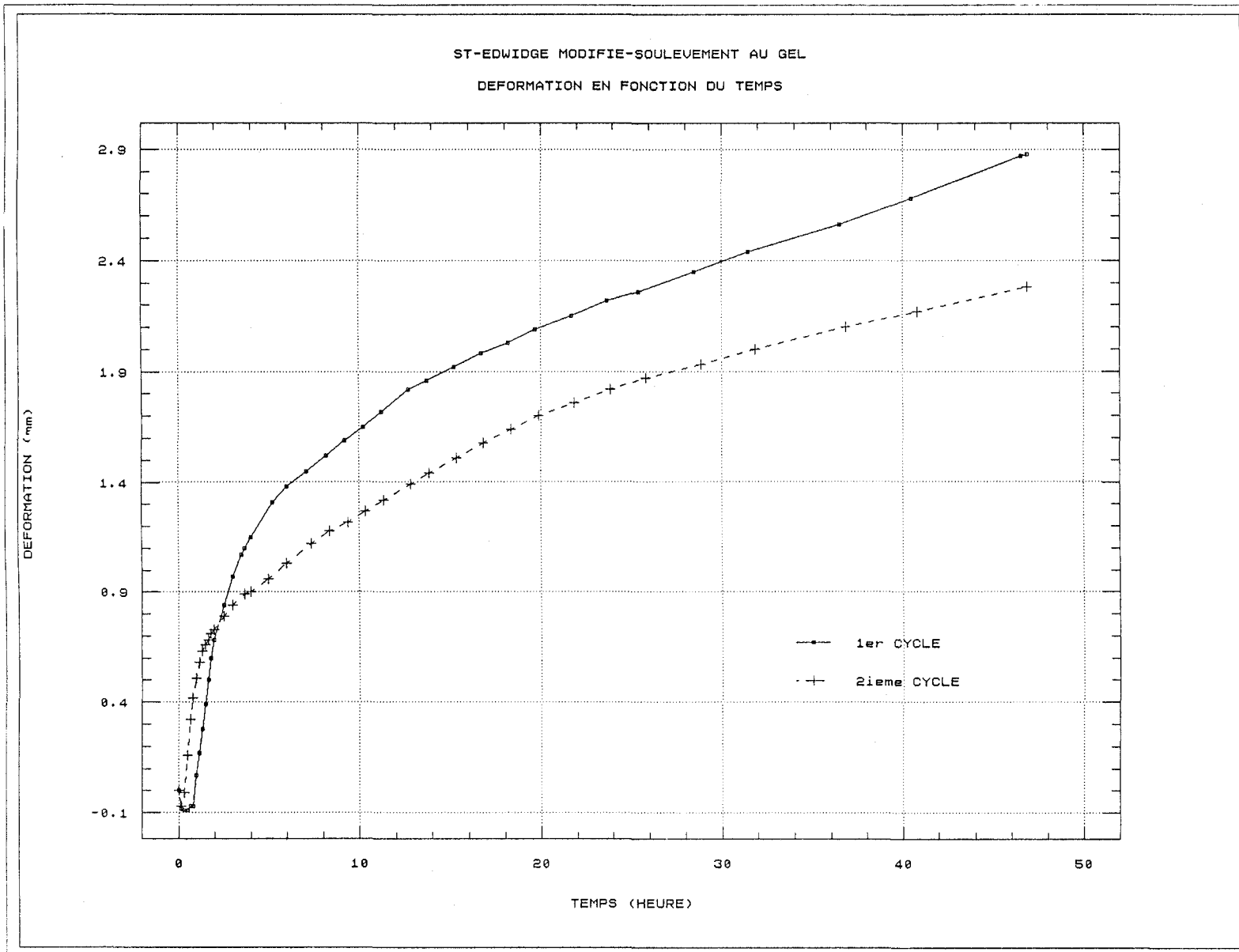


Figure 7: Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge modifié.

b - Teneur en eau massique

<u>Ste-Edwidge</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
sommet	12.01 %	9.22 %
centre supérieur	6.93 %	6.97 %
centre inférieur	-	-
base	7.24 %	8.55 %

La séparation de l'échantillon a été difficile.

c - Quantité d'eau absorbée

<u>Ste-Edwidge</u>	<u>Tel quel</u>
1er cycle	6.038 10 ⁻⁵ m ³
2e cycle	1.208 10 ⁻⁵ m ³

4.3.2 **Granulat de St-Anselme** (Till à schiste, calcaire et granite)4.3.2.1 **Granulométrie (tamis\hydrométrie)**St-Anselme tel quel

		AVANT PROCTOR	APRES PROCTOR	APRES GEL
TAMIS		% PASSANT	% PASSANT	% PASSANT
14	mm	91 %	94 %	96 %
10	mm	76 %	82 %	86 %
5	mm	49 %	60 %	61 %
2.5	mm	34 %	46 %	46 %
1.25	mm	22 %	32 %	34 %
630	µm	15 %	20 %	25 %
400	µm	12 %	15 %	20 %
315	µm	11 %	12 %	18 %
160	µm	8 %	6 %	14 %
80	µm	6.3 %	3.4 %	10.7 %
5	µm	2.4 %	3.4 %	4.2 %
2	µm	1.8 %	2.8 %	2.6 %
1	µm	1.4 %	2.4 %	1.5 %

St-Anselme modifié

TAMIS	AVANT PROCTOR	APRES PROCTOR
	% PASSANT	% PASSANT
14 mm	91 %	95 %
10 mm	74 %	85 %
5 mm	46 %	62 %
2.5 mm	29 %	44 %
1.25 mm	17 %	29 %
630 μm	10 %	20 %
315 μm	5 %	12 %
160 μm	2 %	6 %
80 μm	0 %	2.7 %
5 μm	0 %	1.9 %
2 μm	0 %	1.3 %
1 μm	0 %	0.9 %

L'essai Proctor a une tendance générale à broyer les particules grossières et à agglomérer les fines. Par ailleurs, il est intéressant de noter que le lavage au tamis cde 80 μm n'est pas aussi efficace que pour le cas de Ste-Edwidge, à cause de la haute friabilité du matériau. Cela peut être remarqué par la faible différence entre les pourcentages passant le tamis 80 μm après Proctor de St-Anselme tel quel (3.4 %) et de St-Anselme modifié (2.7 %).

4.3.2.2 Densité

<u>St-Anselme</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
densité sur pierre	2.544 gr/cm ³	
densité sur fines	2.526 gr/cm ³	2.512 gr/cm ³
densité combinée	2.535 gr/cm ³	2.529 gr/cm ³
% d'absorption (fines)	3.22 %	2.73 %

Le pourcentage d'absorption est élevé.

4.3.2.3 Conductivité thermique

Hauteur de l'échantillon :	13.5 cm
Position des sondes à partir de la base:	P1 = 4.5 cm P2 = 11.0 cm
Porosité de l'échantillon :	44.59 %
Température au sommet de l'échantillon :	- 6 °C
Température à la base de l'échantillon :	+ 4 °C

Temps	Température (°C)	
	P1	P2
0 min	20.9	20.5
30 min	17.4	15.7
1 h 05 min	14.5	12.9
1 h 30 min	13.1	11.5
2 h 00 min	11.6	10.1
2 h 30 min	10.5	8.9

Conductivité thermique des solides $\approx 2 \text{ J/m s K}$

Chaleur spécifique des solides $\approx 650 \text{ J/Kg K}$

4.3.2.4 Proctor modifié

<u>St-Anselme</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
masse volumique maximale	2286 kg/m ³	2187 kg/m ³
teneur en eau massique optimum	6.3 %	7.8 %

4.3.2.5 Porosité

<u>St-Anselme</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
% des vides (porosité)	9.602	13.55

4.3.2.6 Perméabilité

St-Anselme tel quel

charge = 62.7 cm

Kh = non détecté

Après 5 jours d'essai, aucun écoulement d'eau n'a pu être mesuré.

St-Anselme modifié

charge = 62.7 cm

Kh = $1.25 \cdot 10^{-5}$ cm/sec (après saturation)

Kh = $8.14 \cdot 10^{-6}$ cm/sec (18 hres après saturation)

Étant donné que la perméabilité a diminué après 18 heures, il y a possibilité de colmatage du filtre.

4.3.2.7 Rétention en eau

Les courbes de rétention en eau de St-Anselme tel quel et de St-Anselme modifié sont présentées à la Figure 14 (p. 39)

4.3.2.8 Soulèvement par le gel

Les résultats des essais de soulèvement par le gel ont été représentés sur les Figures 8, 9, 10 et 11. Quoiqu'il y ait différence entre les soulèvements observés sur les échantillons d'origine et ceux observés sur les échantillons modifiés, cette différence n'est pas aussi claire que dans le cas de Ste-Edwidge de Clifton.

a - Susceptibilité au gel

<u>St-Anselme</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
pente du 1er cycle	0.43	0.28
pente du 2e cycle	0.39	0.21
susceptibilité	forte	moyenne

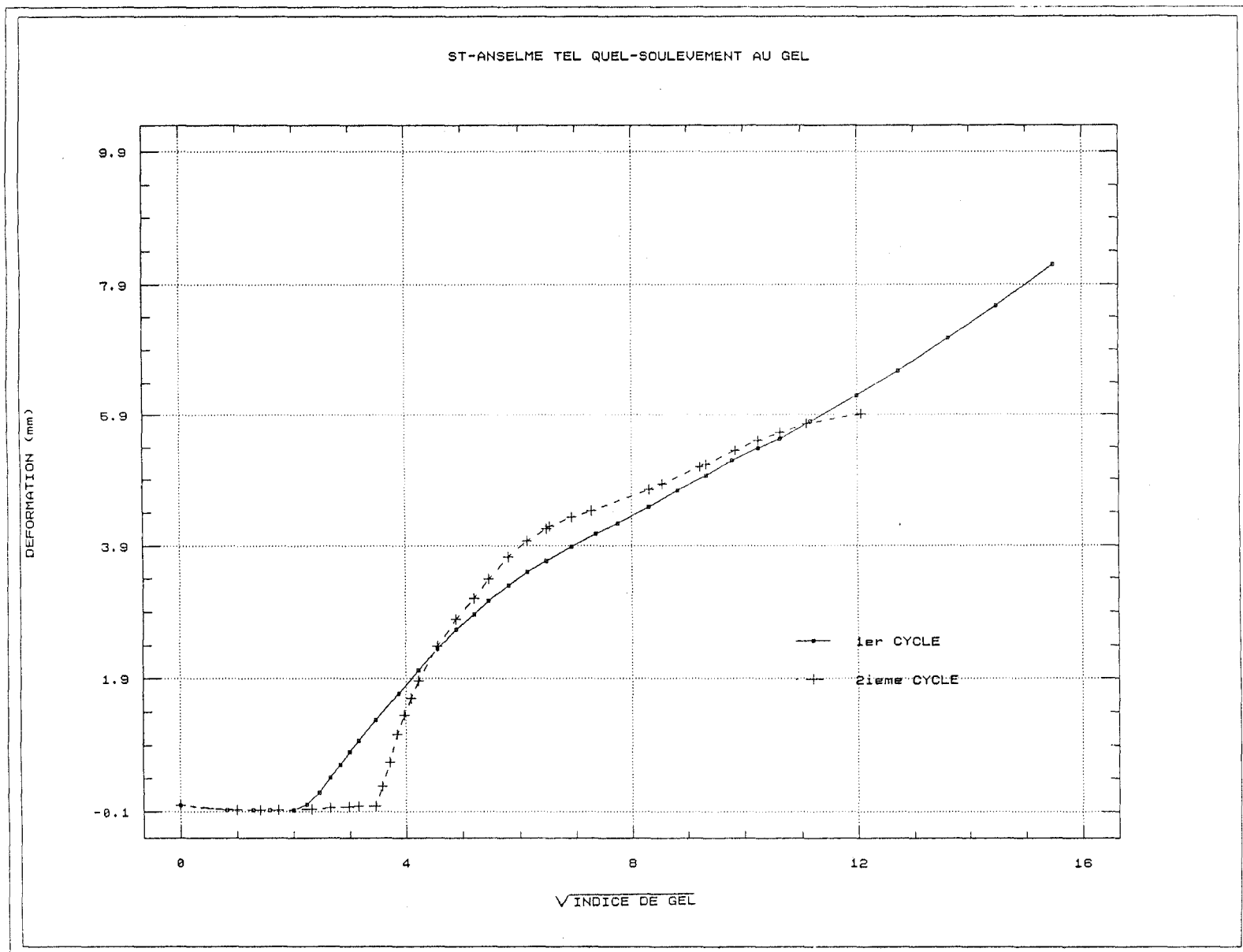


Figure 8: Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme d'origine.

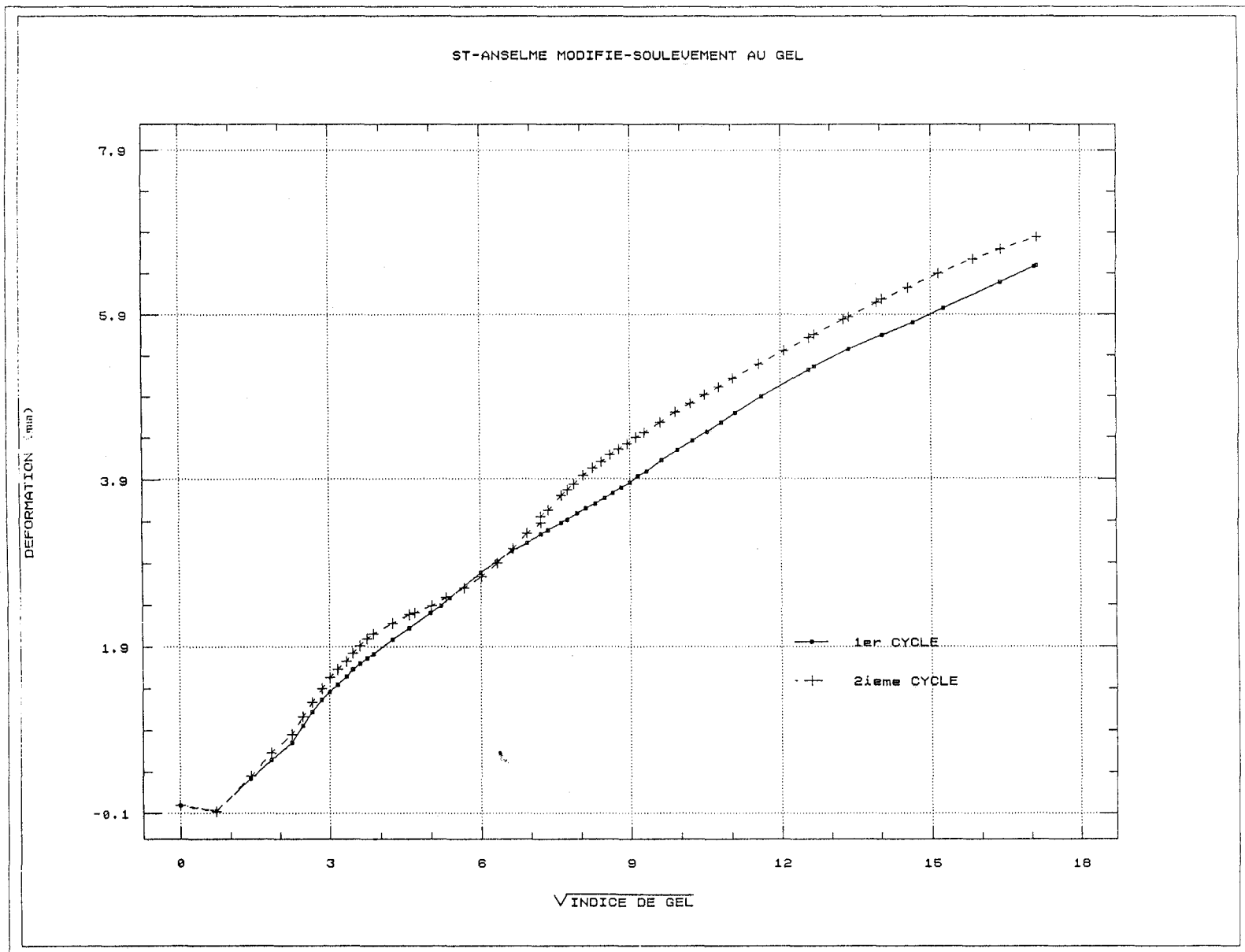


Figure 9: Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme modifié.

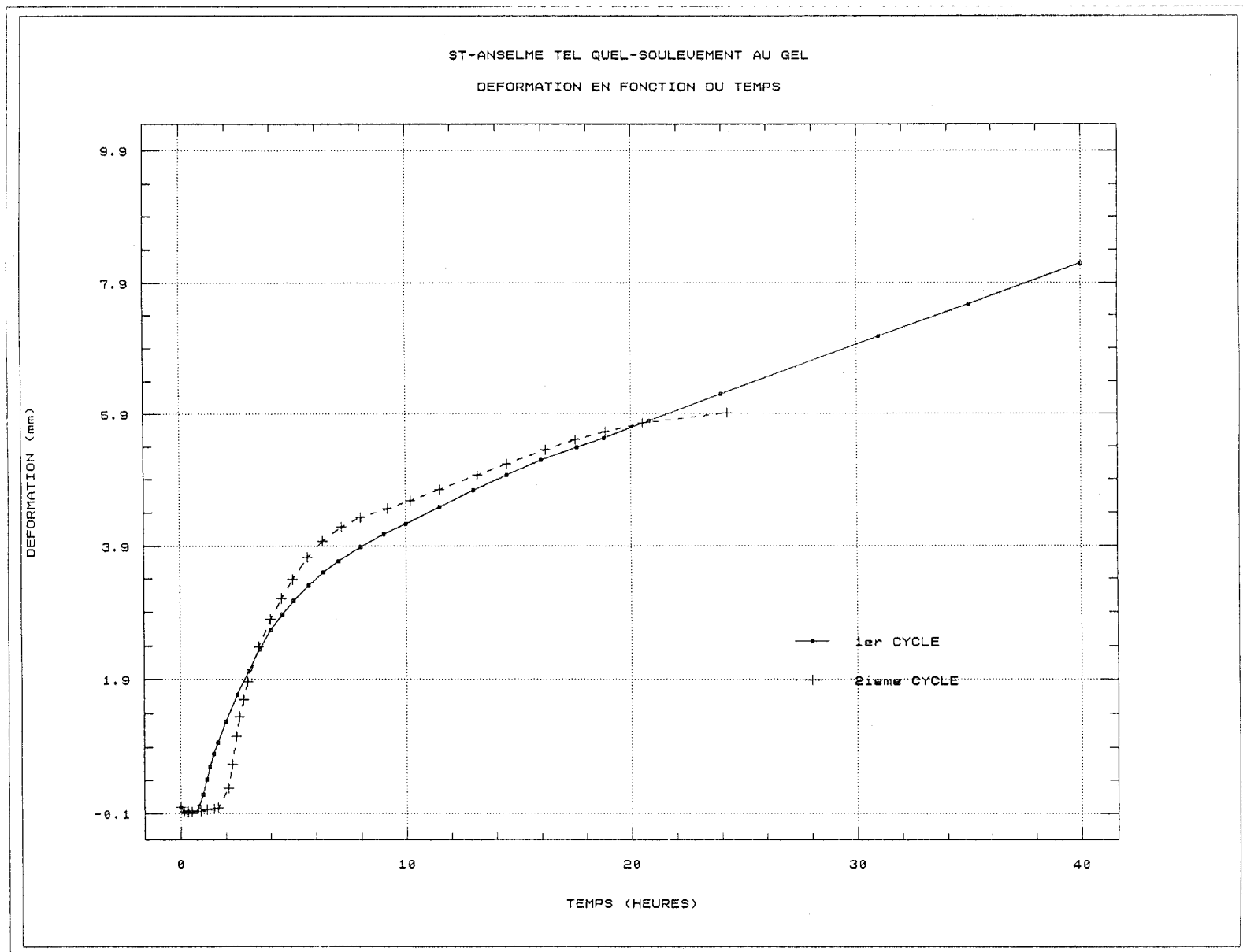


Figure 10: Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme d'origine.

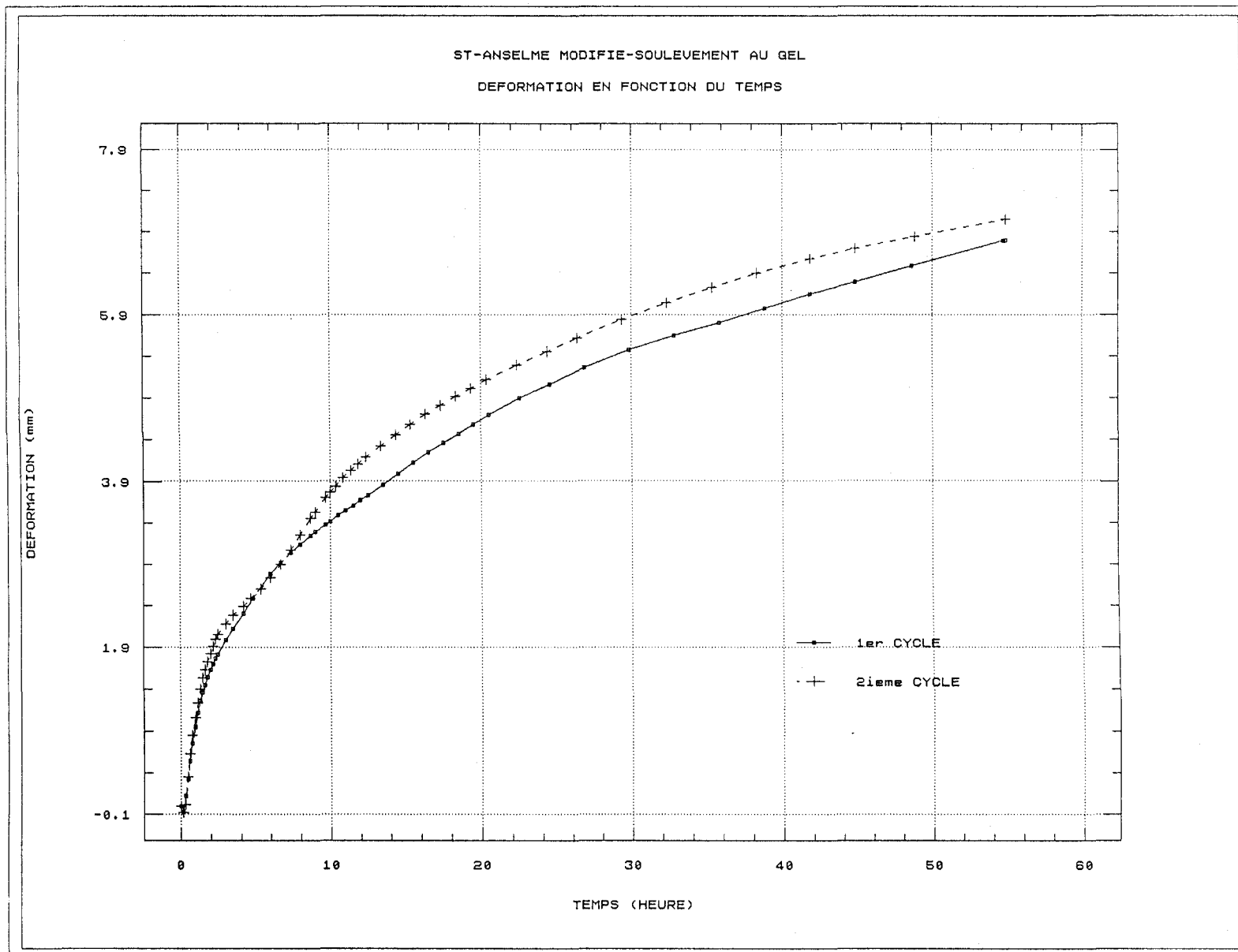


Figure 11: Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme modifié.

b - Teneur en eau massique

<u>St-Anselme</u>	<u>Tel quel</u>	<u>Modifié</u>
sommet	13.02 %	13.87 %
centre supérieur	5.92 %	7.50 %
centre inférieur	6.31 %	7.03 %
base	6.77 %	8.44 %

Le démoulage a été difficile.

c - Quantité d'eau absorbée

<u>St-Anselme</u>	<u>Tel quel</u>
1er cycle	$4.83 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$

4.3.3 Sol d'infrastructure du boulevard Henri IV

4.3.3.1 Granulométrie (tamis\hydromètre)

Sol Henri IV

TAMIS		AVANT PROCTOR % PASSANT	APRES PROCTOR % PASSANT	APRES GEL % PASSANT
1.25	mm	100 %	99 %	100 %
630	μm	100 %	96 %	99 %
400	μm	99 %	91 %	96 %
315	μm	99 %	89 %	94 %
160	μm	95 %	46 %	87 %
80	μm	51.7 %	40.8 %	43.6 %
5	μm	6.9 %	11.7 %	8.3 %
2	μm	5.2 %	9.4 %	6.1 %
1	μm	3.7 %	7.8 %	4.6 %

En prenant pour hypothèse qu'il n'y a pas d'erreurs associées à ces analyses granulométriques, le comportement de cet échantillon est différent de celui des

deux granulats précédents. L'essai Proctor produit une forte agglomération au niveau du sable fin et un broyage au niveau du silt et de l'argile. Le gel, à son tour, désagrège le sable et agglomère le limon et l'argile. Quoi qu'il en soit, le comportement de cet échantillon apparaît très particulier, même étrange.

4.3.3.2 Densité

Sol Henri IV

Densité = 2.76 gr/cm³

4.3.3.3 Conductivité thermique

Hauteur de l'échantillon :	16 cm
Position des sondes (à partir de la base):	P1 = 4.5 cm P2 = 12.8 cm
Porosité de l'échantillon :	44.9 %
Température au sommet de l'échantillon :	- 6 °C
Température à la base de l'échantillon :	+ 4 °C

Temps	Température (°C)	
	P1	P2
0 min	14.2	17.8
20 min	13.6	13.6
1 h 30 min	11.3	7.3
2 h 00 min	10.5	6.0
2 h 40 min	8.9	4.1

Conductivité thermique des solides $\approx 2.3 \text{ J/m s K}$

Chaleur spécifique des solides $\approx 670 \text{ J/kg K}$

4.3.3.4 Proctor modifié

Sol Henri IV

masse volumique maximale :	1844 kg/m ³
teneur en eau massique optimum :	12.7 %

4.3.3.5 Porosité

% des vides (porosité) = 33.05

4.3.3.6 Perméabilité

Sol Henri IV

charge = 62.7 cm

Kh = $6.86 \cdot 10^{-7}$ cm/sec (après saturation)

Kh = $6.70 \cdot 10^{-7}$ cm/sec (5 heures après saturation)

Étant donné que la perméabilité a diminué après 5 heures, il y a possibilité de colmatage du filtre.

4.3.3.7 Rétention en eau

La courbe de rétention en eau correspondant au sol du boulevard Henri IV est à la Figure 14 (p. 39).

4.3.3.8 Soulèvement par le gel

Les résultats des essais de soulèvement par le gel correspondant à ce sol ont été représentés sur les Figures 12 et 13. Tel qu'attendu par les études préliminaires (Laroche, 1988; Padilla et Villeneuve, 1989), ces résultats reflètent un sol fortement susceptible au gel.

a - Susceptibilité au gel

Sol Henri IV

pente 1er cycle	0.51
pente 2e cycle	0.67
susceptibilité	forte

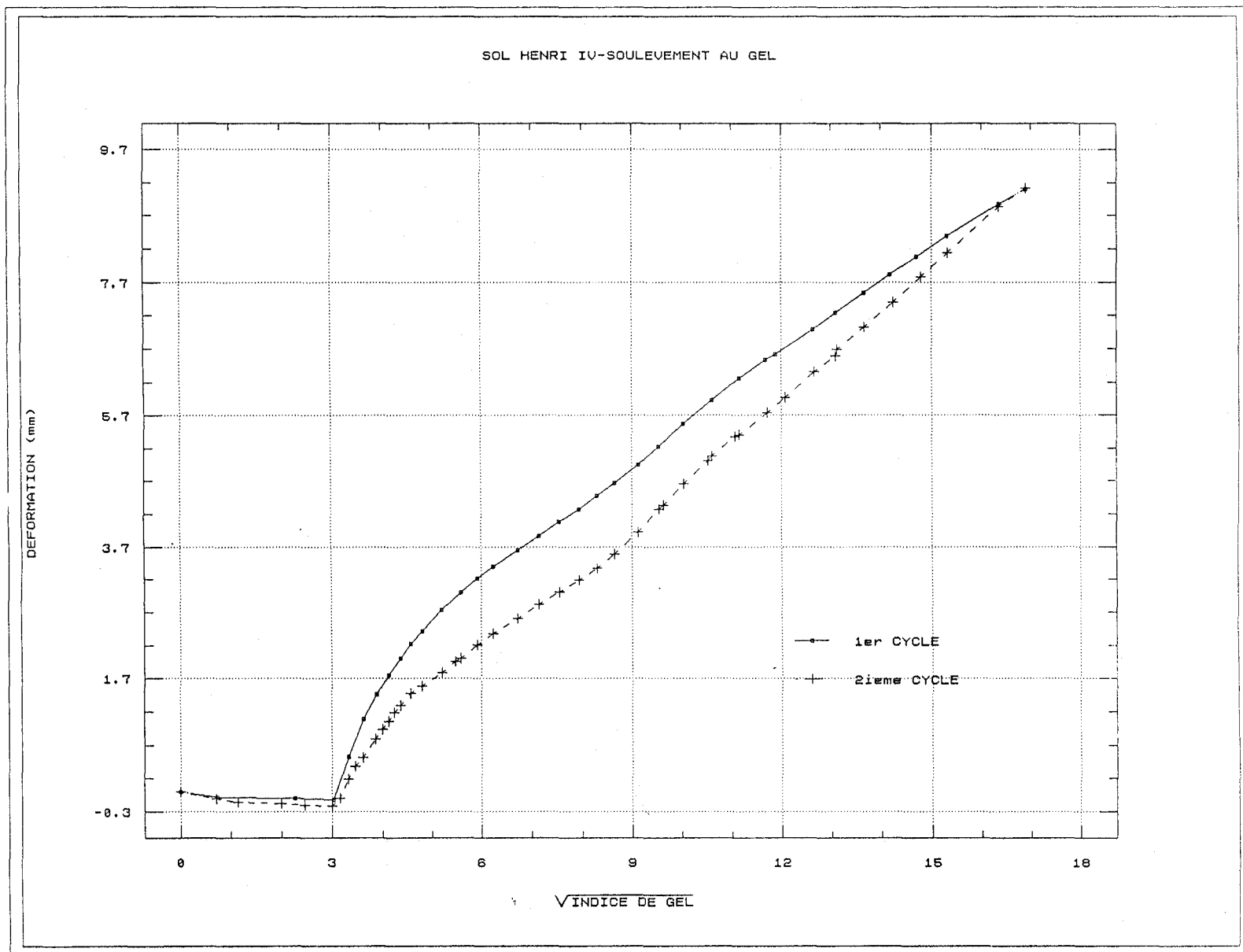


Figure 12: Déformations en fonction du radical de l'indice de gel pendant l'essai de soulèvement par le gel du sol d'infrastructure du boulevard Henri IV

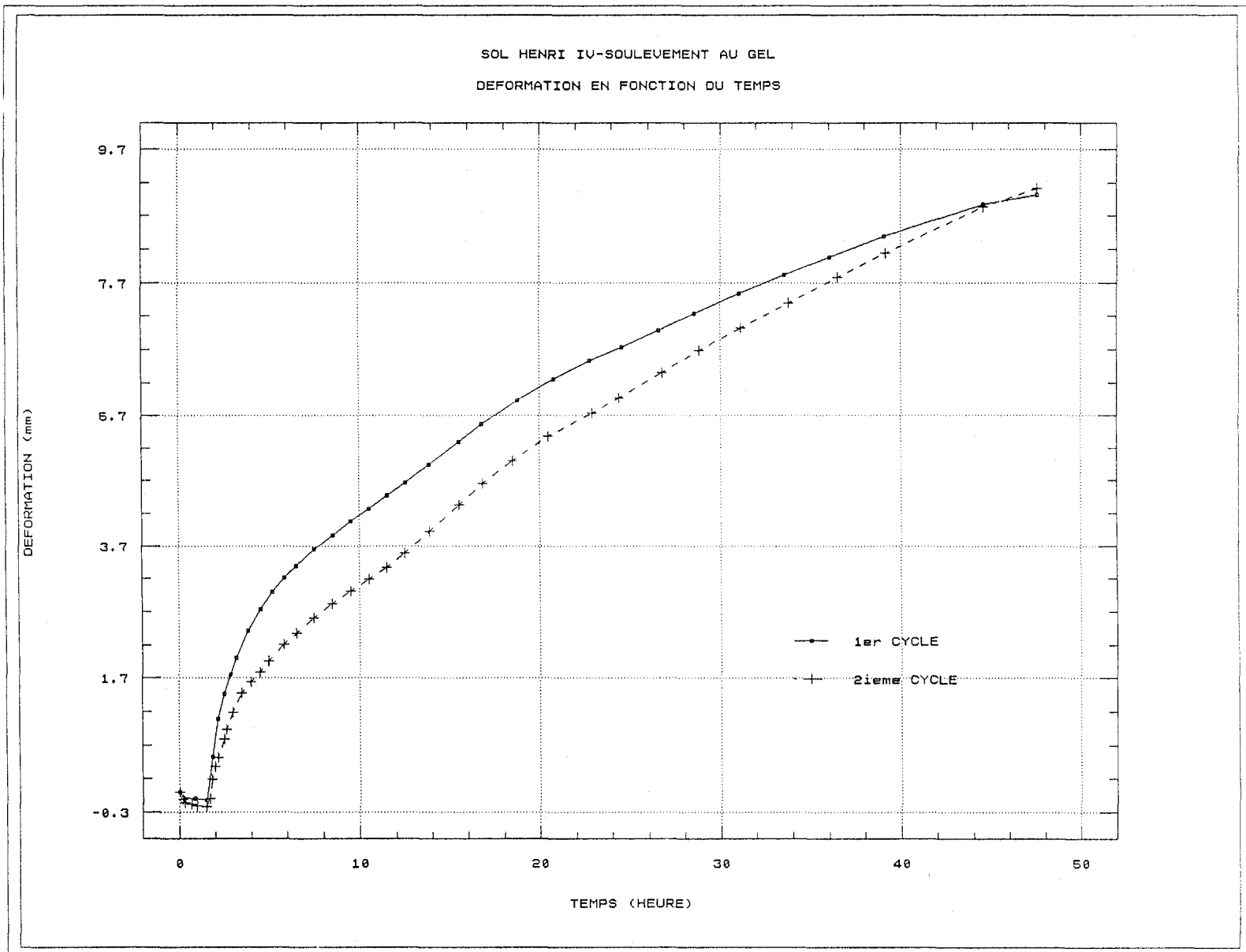


Figure 13: Déformations en fonction du temps pendant l'essai de soulèvement par le gel du sol d'infrastructure du boulevard Henri IV

COURBES DE RETENTION EN EAU
teneur en eau vs tension

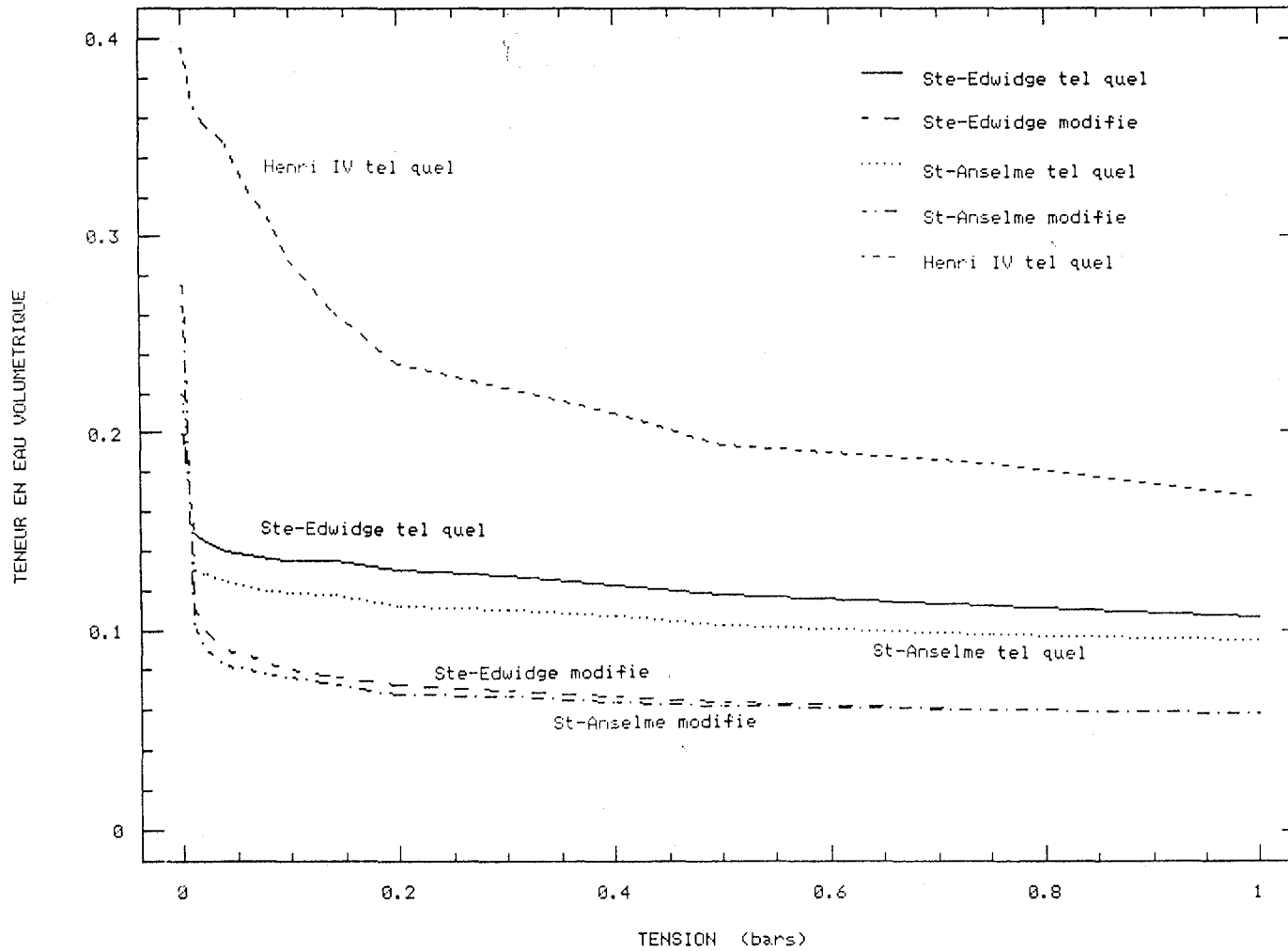


Figure 14: Courbes et rétention en eau des matériaux analysés.

b - Teneur en eau massique

sommet	33.13 %
centre supérieur	14.63 %
centre inférieur	13.79 %
base	15.09 %

4.4 CONCLUSIONS CONCERNANT LES ESSAIS EN LABORATOIRE

Ces différents essais ont permis de caractériser cinq échantillons: Ste-Edwidge tel quel et modifié, St-Anselme tel quel et modifié, et le sol de l'autoroute Henri IV.

Les résultats des essais en laboratoire que nous présentons ont été intégrés dans le modèle numérique de simulation du comportement des sols par le gel (MELEF-3v). Les conditions et les résultats de ces simulations, ainsi que les discussions et les conclusions générales, font l'objet des chapitres suivants.

A ce stade toutefois, quelques conclusions principales se dégagent des essais effectués en laboratoire. Le lavage au tamis 80 μm est principalement efficace pour le granulat de Ste-Edwidge de Clifton. Cela est certainement dû à la plus faible friabilité de ce matériau comparativement au granulat de St-Anselme. Cette conclusion est surtout valide si l'on compare les courbes de rétention et les deux premiers cycles de Ste-Edwidge tel quel et modifié. Étant données les différences rencontrées entre le premier et le deuxième cycle de Ste-Edwidge tel quel, il est plus raisonnable de penser que le comportement de ce granulat dans la fondation de la chaussée va se rapprocher plutôt des résultats correspondant au premier cycle. En d'autres termes, la circulation devrait se charger de compacter ces matériaux pendant les saisons plus chaudes à un volume proche de l'original. Des propriétés physiques semblables devraient donc être rencontrées chaque année.

Il est à noter que, parmi les matériaux étudiés, ce n'est pas la fraction limoneuse des essais granulométriques (passant 80 μm), qui semble la plus reliée à la susceptibilité au gel (premier cycle des essais), mais plutôt la fraction argileuse (passant 2 μm). C'est ainsi que le sol de support de l'autoroute Henri IV (susceptibilité de 0.51), le granulat de St-Anselme tel quel (susceptibilité de 0.43), le granulat de Ste-Edwidge tel quel

(susceptibilité de 0.36), le granulat de St-Anselme modifié (susceptibilité de 0.28) et le granulat de Ste-Edwidge modifié (susceptibilité de 0.12), ont respectivement 9.4 %, 2.8 %, 1.9 %, 1.3 % et 0.2 % de fraction argileuse. Toutefois, il est encore prématuré de considérer cette conclusion comme définitive dû au manque suffisant de données.

CHAPITRE 5

PRÉVISION DU COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX ANALYSÉS

5.1 RÉSULTATS CONCERNANT LA PRÉVISION DES ESSAIS EN LABORATOIRE

Les essais en laboratoire ont permis de constituer cinq échantillons à partir de deux types de granulats et d'un sol de support. Les deux granulats proviennent de Ste-Edwidge de Clifton et de St-Anselme; le sol a été recueilli sous la sous-fondation du tronçon en béton de ciment de l'autoroute Henri IV.

A partir des propriétés des échantillons et des conditions des essais de soulèvement par le gel, les simulations à l'aide du modèle MELEF-3v visaient notamment à préciser certaines des propriétés physiques qui n'avaient pas été mesurées. D'autre part, les simulations visent à vérifier la prévision des phénomènes observés lors des essais, afin de mieux connaître le comportement des différents échantillons face à l'action du gel. Cela est fait, en comparant les déformations simulées avec celles mesurées sur les échantillons. Une bonne correspondance entre les déformations calculées et mesurées, permet d'appliquer le modèle à la prévision adéquate du comportement de ces matériaux, lorsqu'ils sont soumis aux conditions possibles des chaussées. Ces applications servent ainsi à apporter des solutions aux problèmes de dimensionnement, des transitions, d'entretien ou de réfection des chaussées.

Les simulations ont été menées de manière à résoudre l'incertitude actuelle touchant la hauteur capillaire des matériaux, le facteur de partage des argiles, la saturation irréductible ou minimale du milieu poreux, ainsi que la conductivité hydraulique des granulats d'origine de Ste-Edwidge de Clifton et de St-Anselme. D'une part, les hauteurs capillaires, les facteurs de partage des argiles et les saturations irréductibles ont été estimés à partir de la granulométrie des échantillons et des courbes de rétention en eau. D'autre part, les conductivités hydrauliques, qui n'ont pas été mesurées, ont été estimées par ajustement avec les déformations observées sur les échantillons en laboratoire (Voir l'Annexe I pour connaître les propriétés physiques utilisées dans les simulations).

Les résultats des simulations se sont avérés très encourageants lorsque comparés aux

Ste-Edwidge tel quel

déformations calculées et mesurées

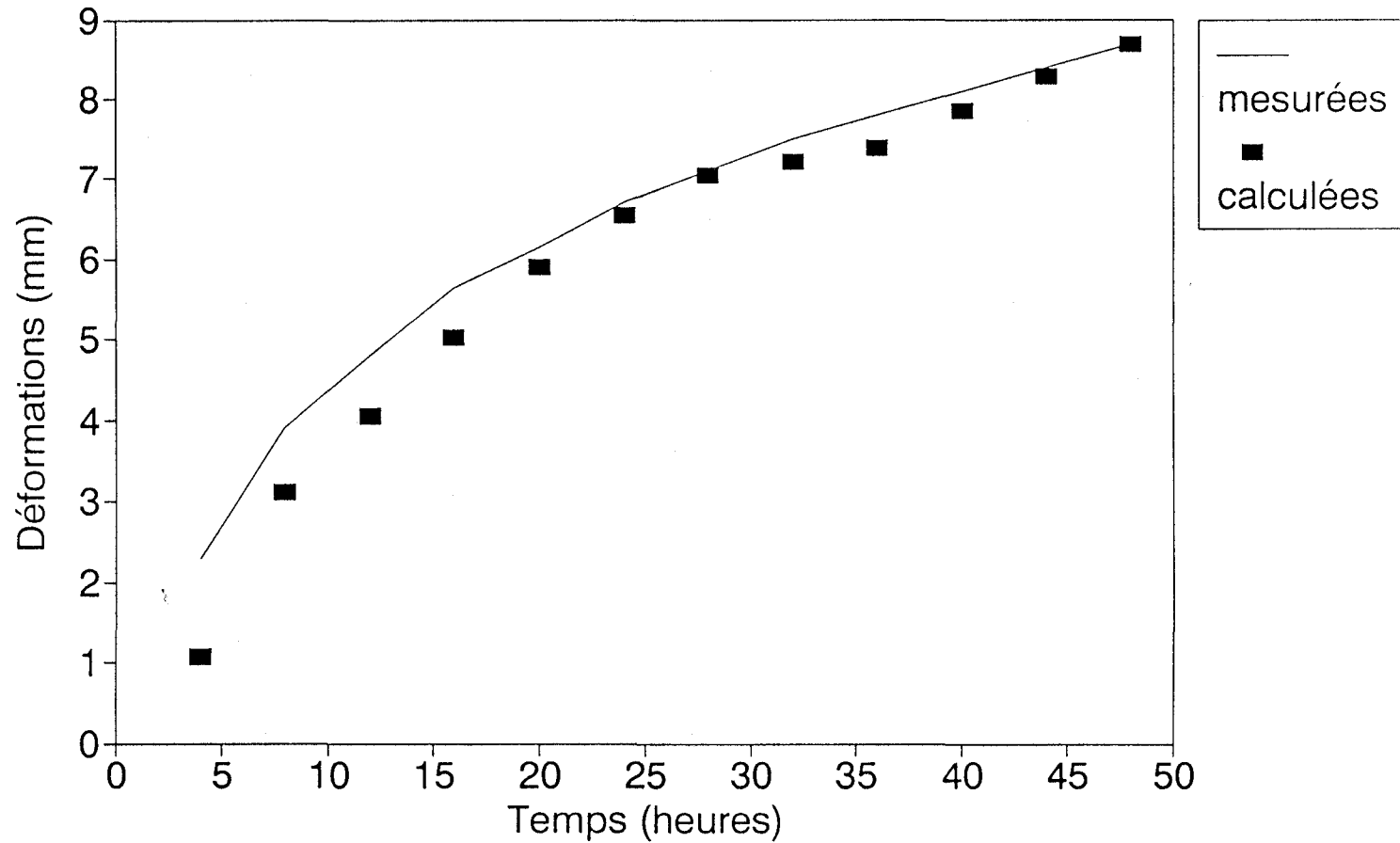


Figure 15: Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge d'origine.

Ste-Edwidge modifié

déformations calculées et mesurées

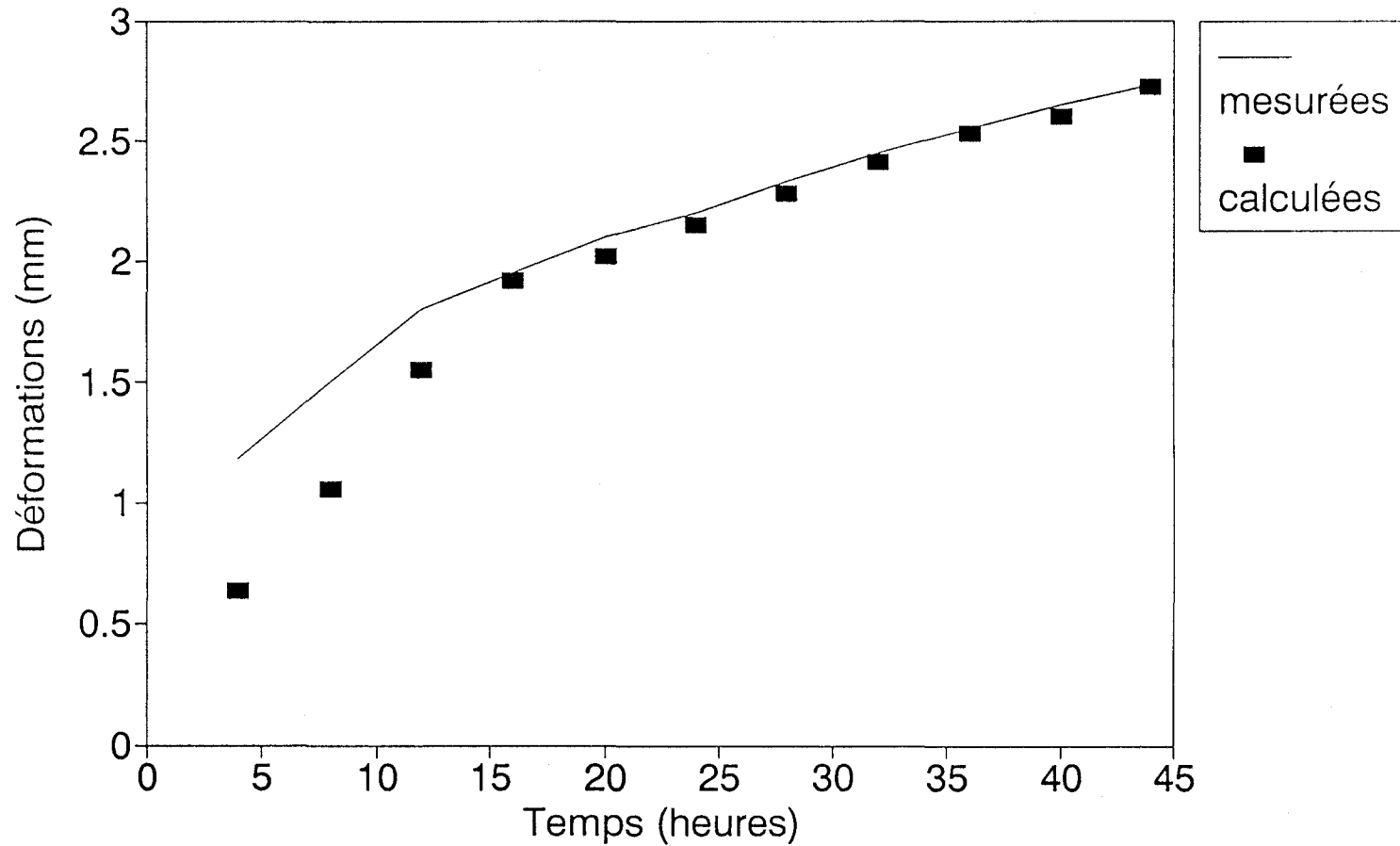


Figure 16: Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de Ste-Edwidge modifié.

St-Anselme tel quel

déformations calculées et mesurées

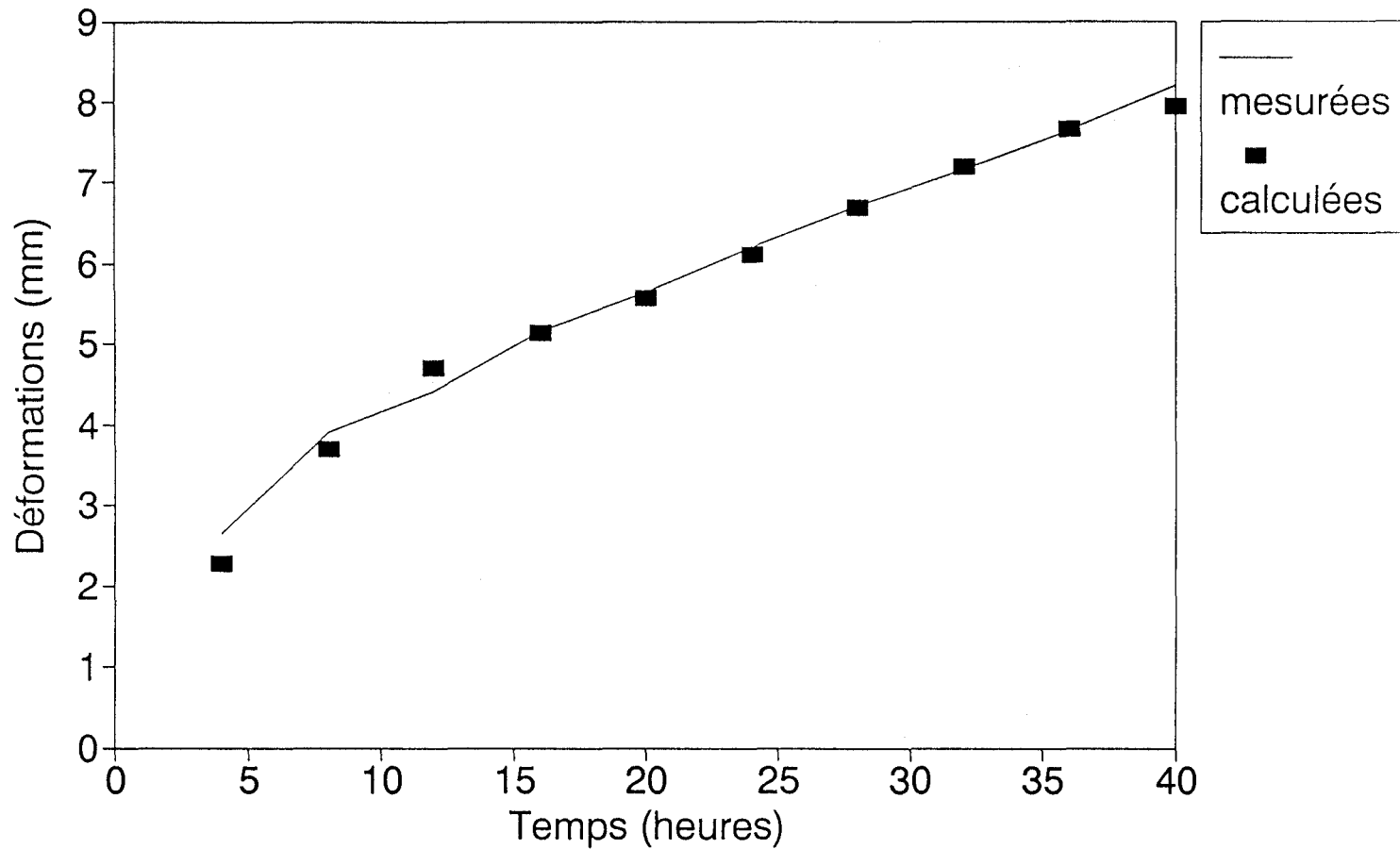


Figure 17: Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme d'origine.

St-Anselme modifié

déformations calculées et mesurées

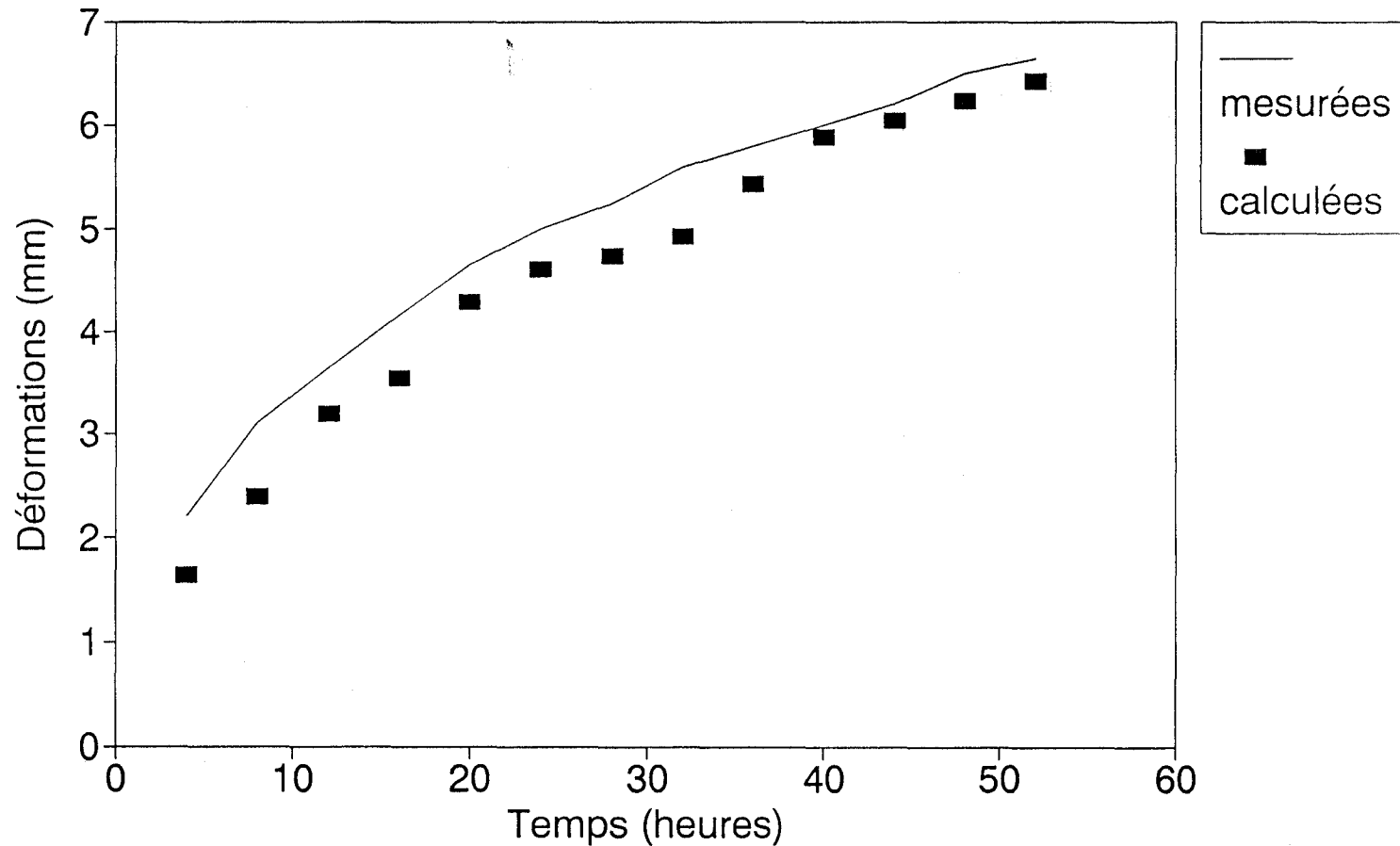


Figure 18: Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du granulat de St-Anselme modifié.

Henri IV

déformations calculées et mesurées

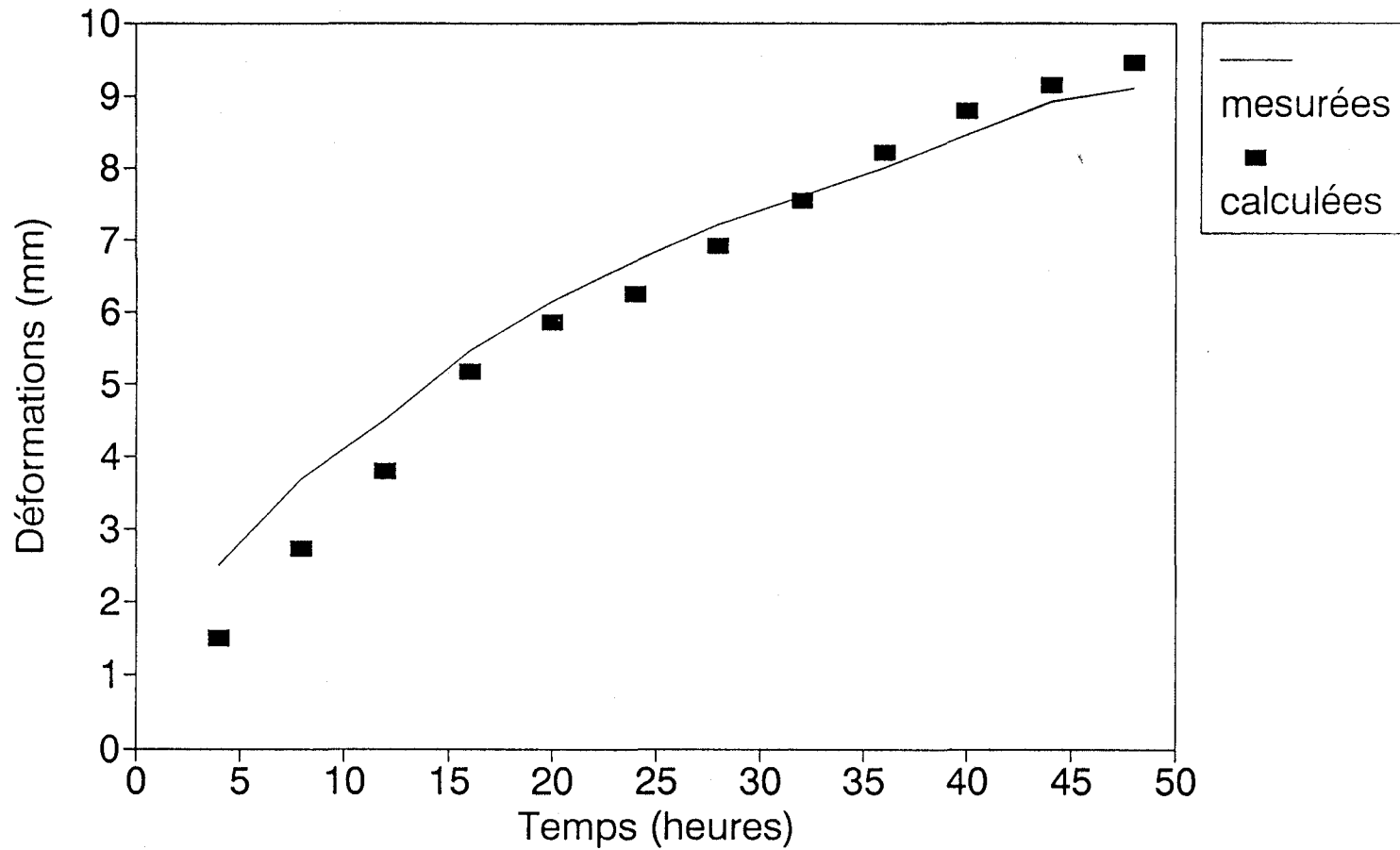


Figure 19: Déformations mesurées et calculées pendant l'essai de soulèvement par le gel du sol de support du boulevard Henri IV.

résultats obtenus en laboratoire (Figures 15, 16, 17, 18 et 19). Ces comparaisons, constituent une vérification des simulations effectuées. Elles permettent d'évaluer de façon plus adéquate, le comportement des matériaux concernés lorsque ces derniers sont soumis aux conditions de gel-dégel des chaussées.

A ce stade de la recherche, il est pertinent de faire une étude de sensibilité, pour étudier l'effet de la variation des différentes propriétés physiques sur la déformation causée par le gel. Nous avons donc étudié les influences, sur la déformation due au gel, des propriétés suivantes: la conductivité thermique, la conductivité hydraulique, la granulométrie (le facteur de partage des argiles) et la courbe de rétention en eau (la hauteur capillaire, l'indice de distribution des pores et la saturation irréductible). A ce sujet, le granulats de Ste-Edwidge modifié a été utilisé pour l'étude de sensibilité (Figures 20, 21, 22, 23, 24 et 25).

Les résultats présentés à ces figures, montrent l'influence des variations possibles de certains paramètres physiques, sur la déformation causée par le gel. Il apparaît évident qu'un changement dans la granulométrie d'un matériau, tel que celui qu'on a effectué dans les granulats de Ste-Edwidge et de St-Anselme, est susceptible de modifier grandement les propriétés physiques qu'on vient de mentionner, en plus d'autres propriétés telles que la porosité et la densité des solides minéraux. En conséquence, le changement dans le comportement d'un matériau dont la granulométrie a été modifiée, dépendra essentiellement des changements produits dans ces propriétés physiques.

5.2 RÉSULTATS CONCERNANT LA PRÉVISION DU COMPORTEMENT SUR LE TERRAIN

Bien que non considéré initialement dans la méthodologie du projet, nous avons complété cette recherche par certaines prévisions concernant le comportement sur le terrain des matériaux étudiés. Ceci permettra de mieux établir les relations possibles entre la susceptibilité au gel, telle que mesurée en laboratoire, et les dégradations observées sur le revêtement des chaussées.

Les conditions climatiques envisagées sont simples, mais représentatives de la région de Québec. La température moyenne de l'air pendant l'hiver, 4 mois (décembre-mars), est évaluée à -10°C . Les conditions initiales sur la teneur en eau et la température du sol considèrent, respectivement, un profil stationnaire non saturé jusqu'à la nappe

Effet de la hauteur capillaire

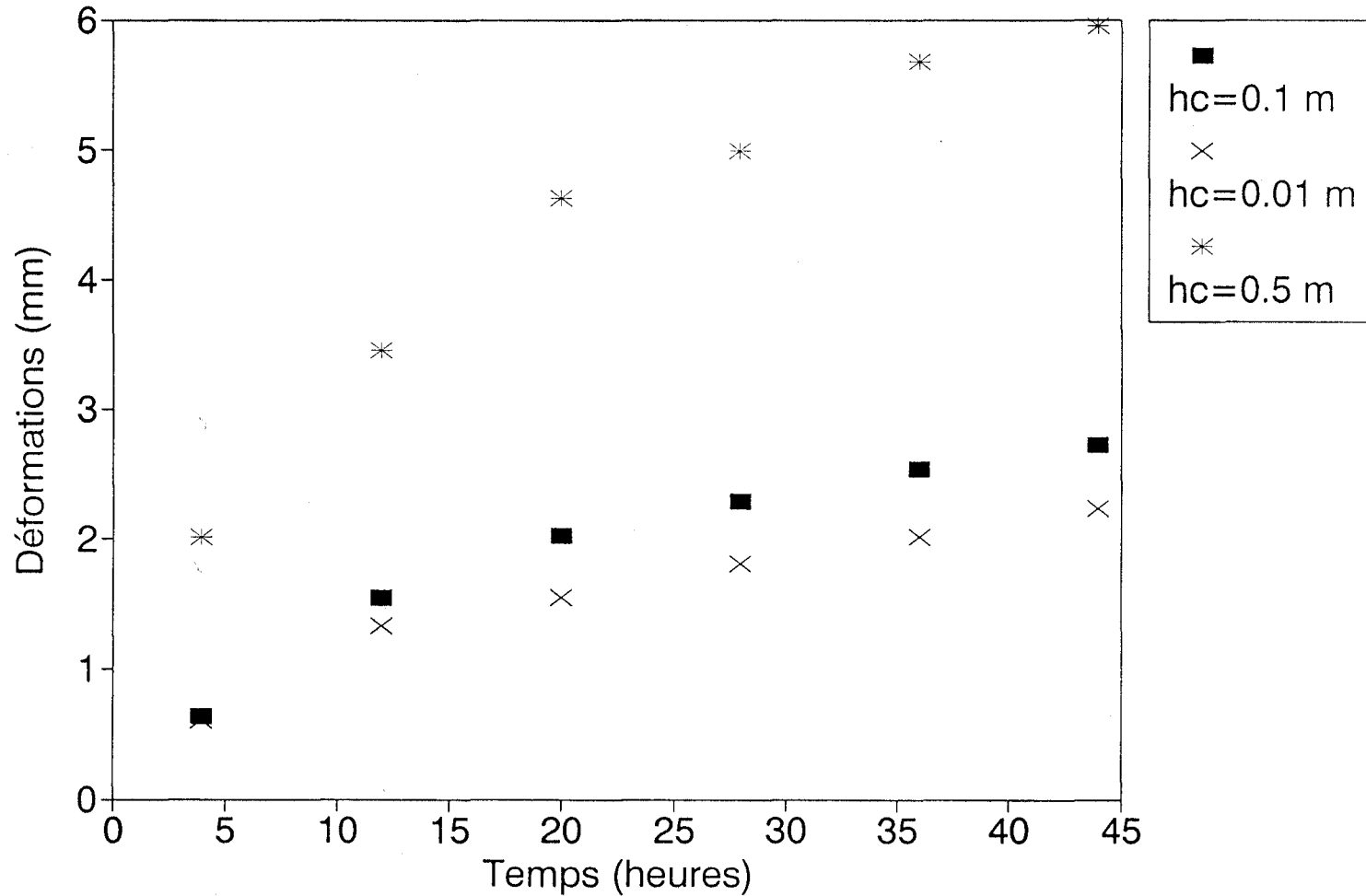


Figure 20: Effet de la hauteur capillaire (hc) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié).

Effet de la distribution des pores

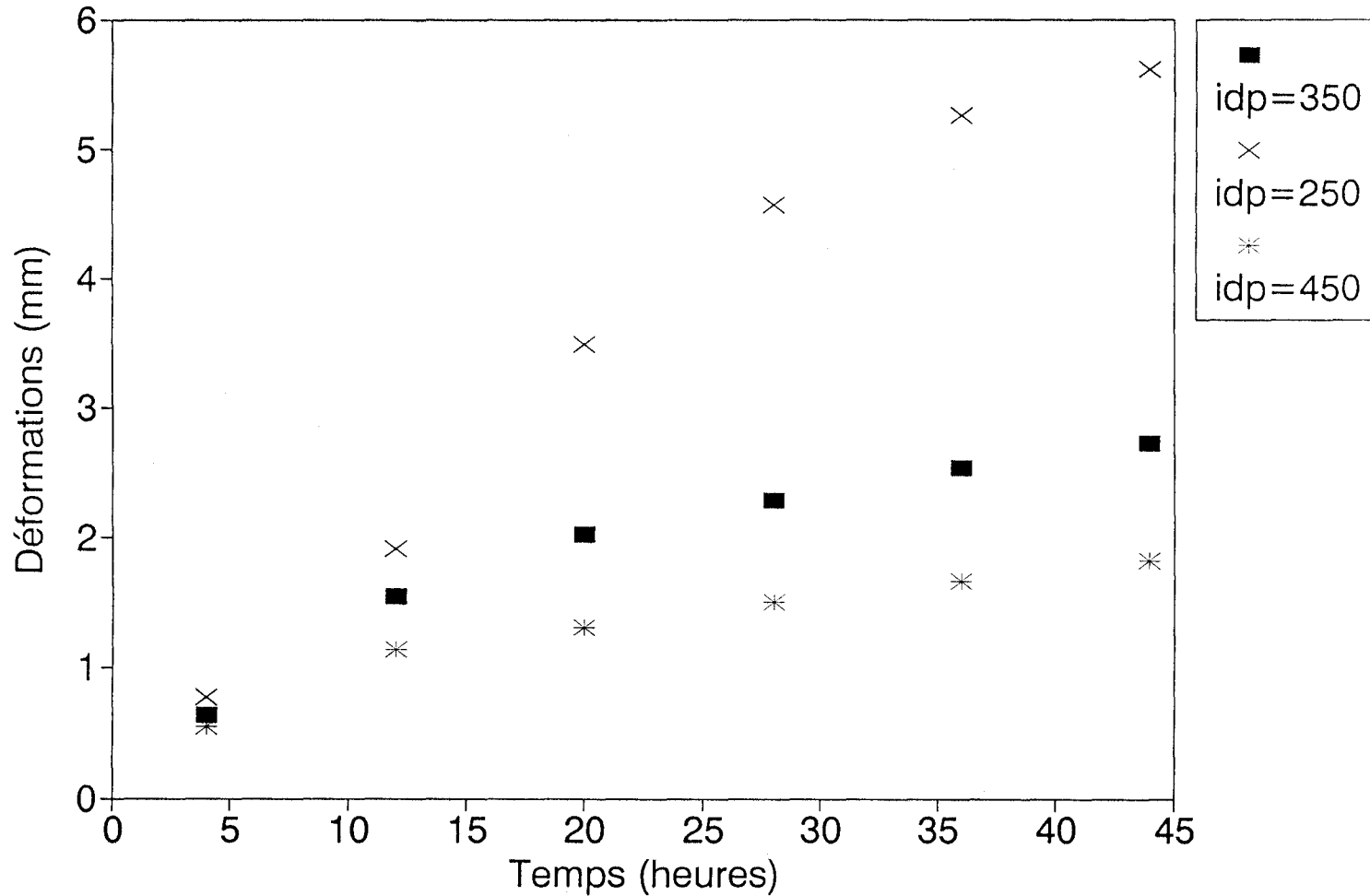


Figure 21: Effet de l'indice de distribution des pores (idp) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié).

Effet de la conductivité thermique

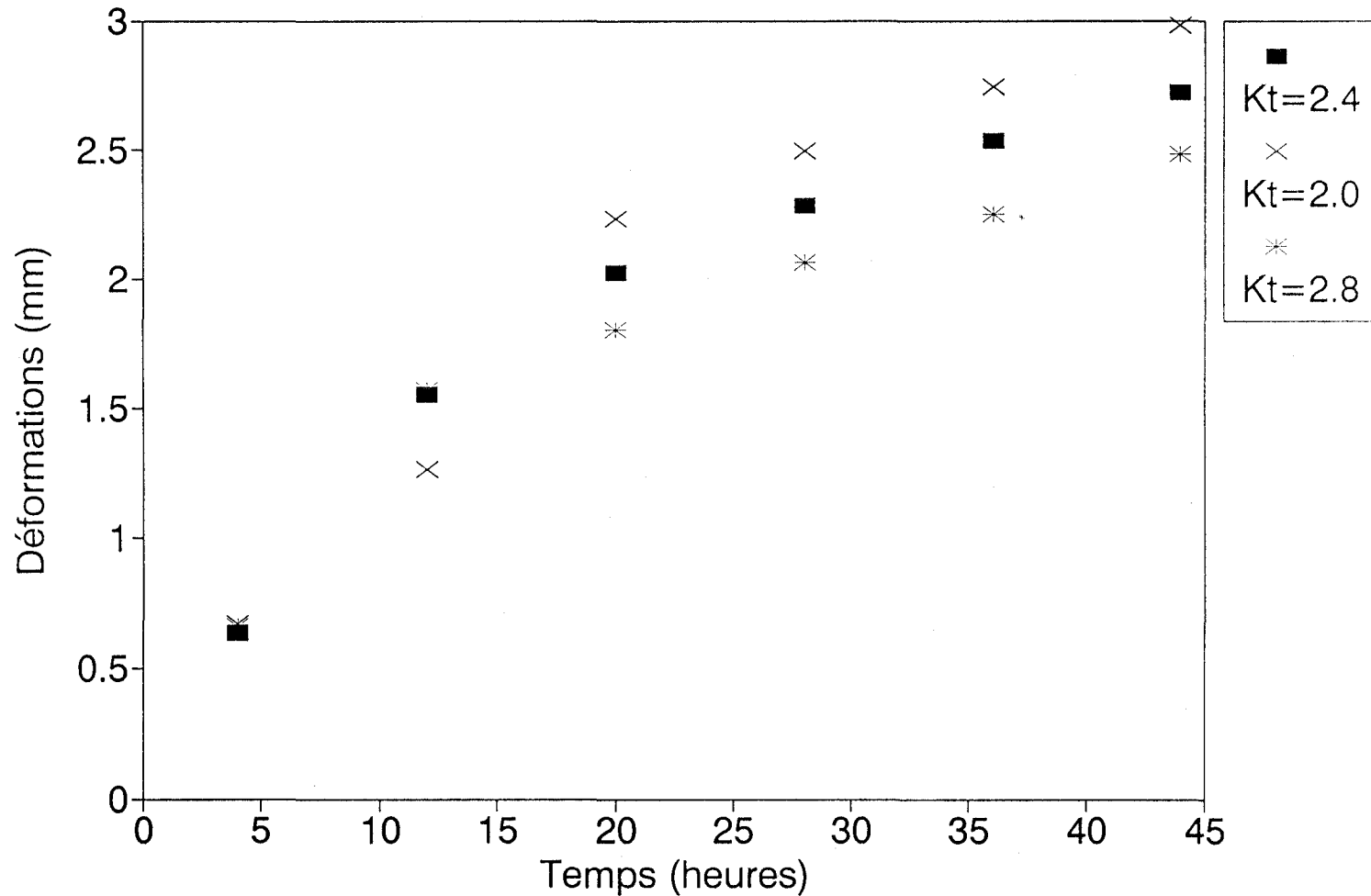


Figure 22: Effet de la conductivité thermique Kt ($W m^{-1} K^{-1}$) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié)

Effet de la conductivité hydraulique

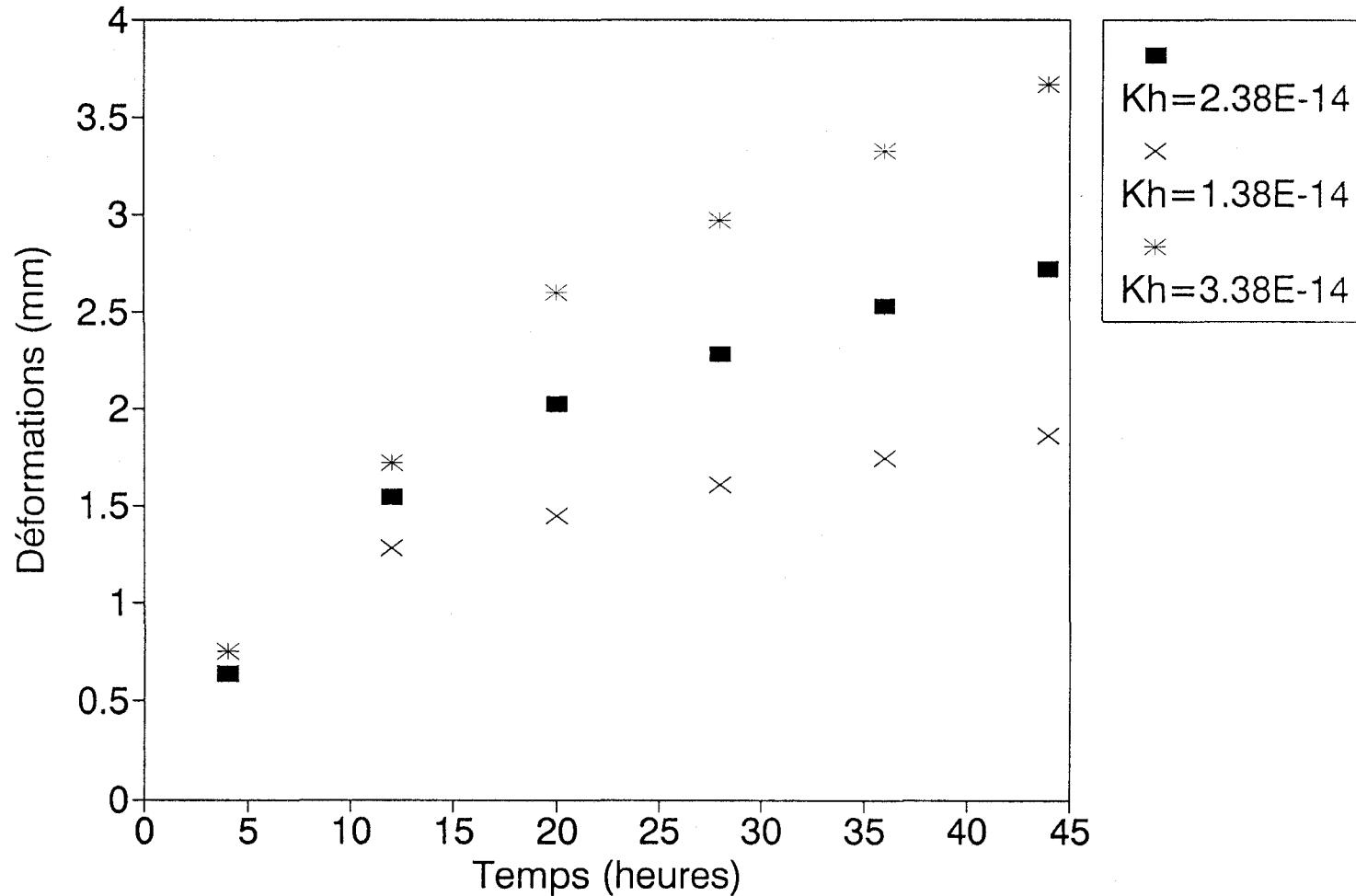


Figure 23: Effet de la perméabilité intrinsèque K_h (m^2) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié)

Effet de la saturation irréductible

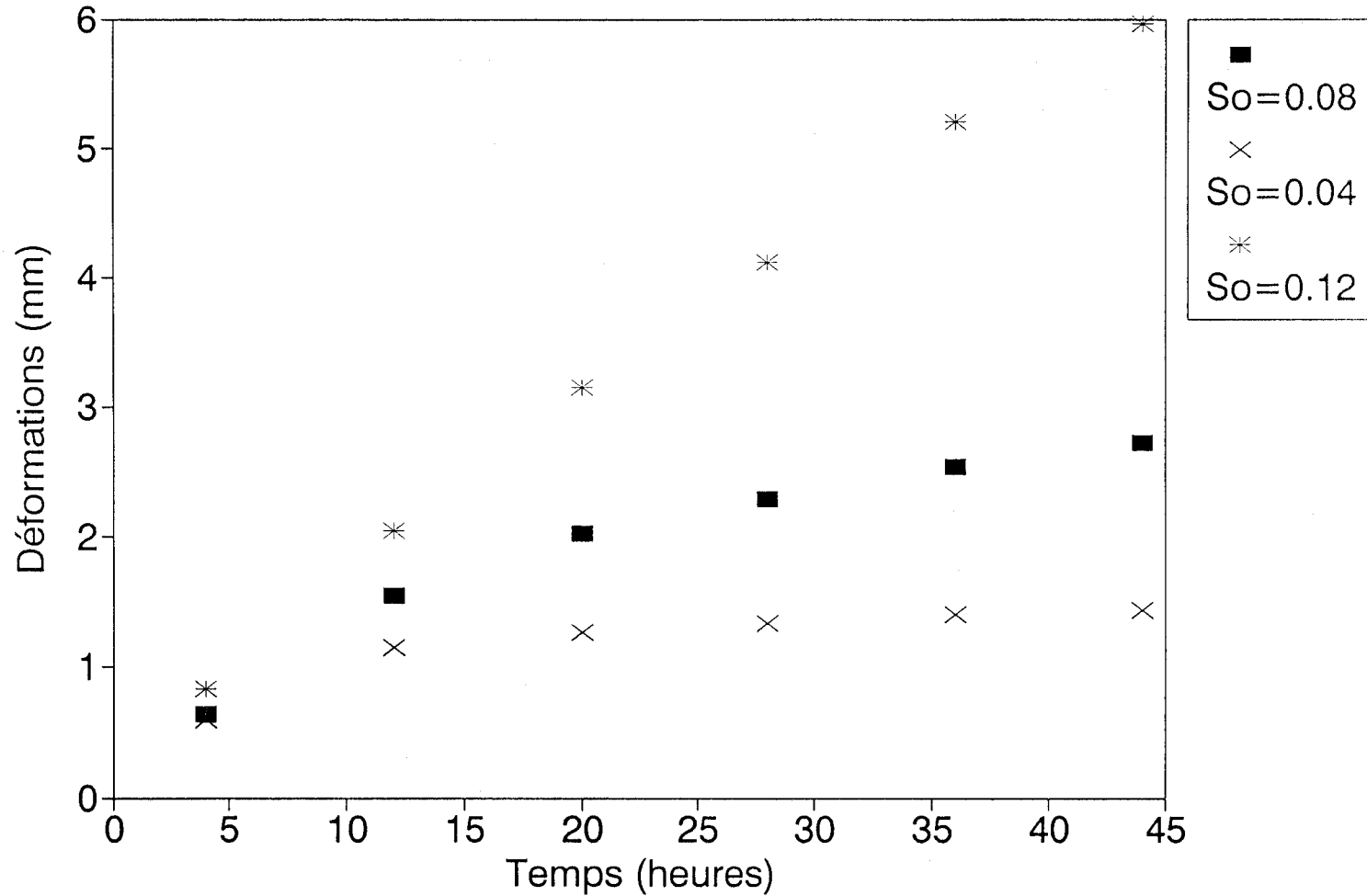


Figure 24: Effet de la saturation irréductible (S_o) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié).

Effet du partage des argiles

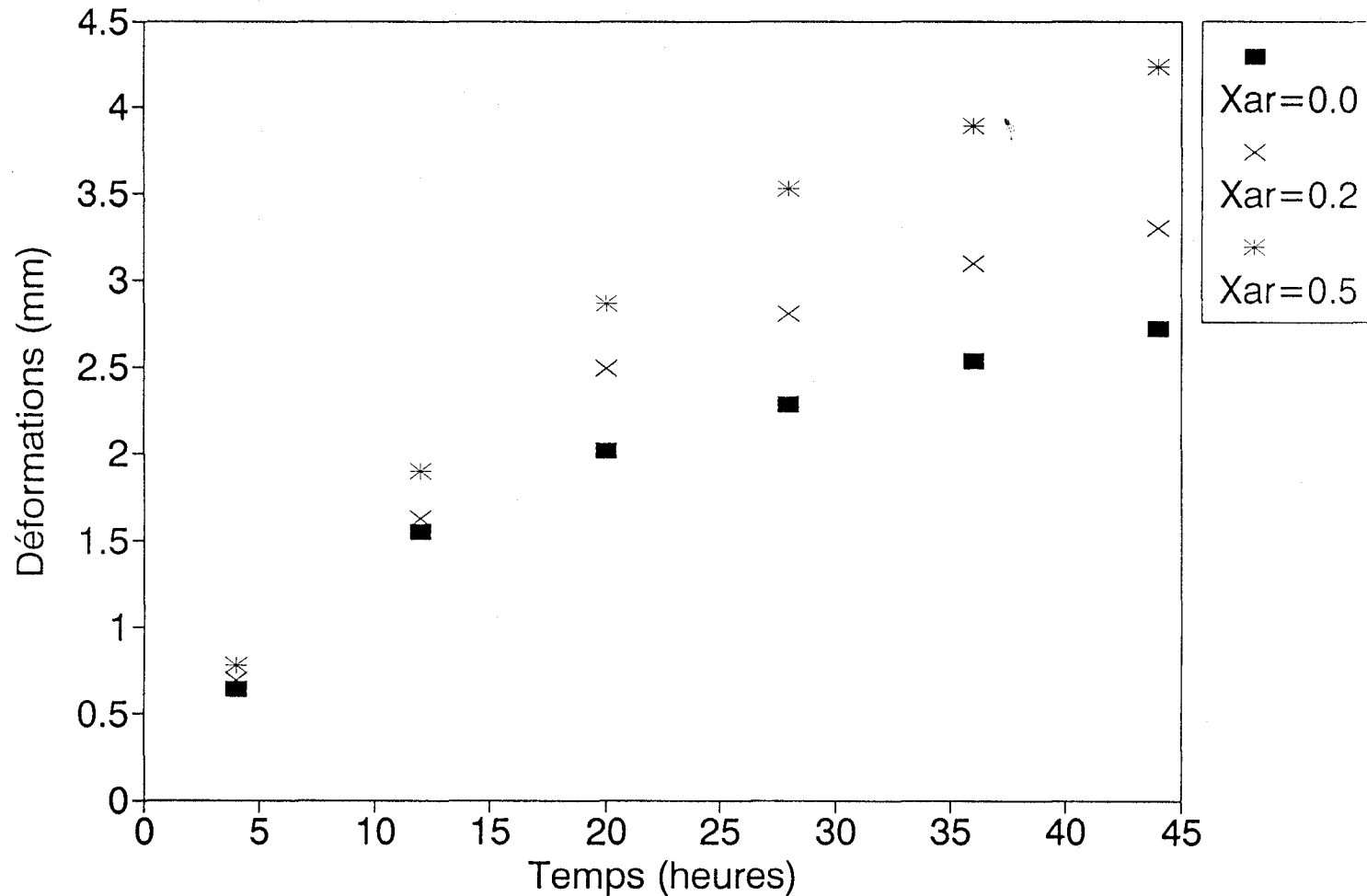


Figure 25: Effet du facteur de partage des argiles (X_{ar}) sur les déformations calculées pendant un essai de soulèvement par le gel (cas de Ste-Edwidge modifié).

souterraine, ainsi qu'une distribution linéaire de la température entre la surface de la chaussée (20°C) et une profondeur de 1.6 m (4°C). Afin d'envisager des solutions possibles aux problèmes de la déformation des chaussées par le gel, nous avons effectué des simulations pour deux profondeurs différentes de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m). Chaque application effectuée considère à la fois un seul type de matériau jusqu'à une profondeur de 1.6 m. Les résultats obtenus pour les deux types de granulats étudiés (Figures 26, 27, 28 et 29), montrent des soulèvements causés par la formation de glace à l'intérieur des fondations de caractéristiques semblables. Il est à noter qu'un bon drainage (abaissement du niveau de la nappe phréatique de 0.6 m), n'a aucun effet sur les soulèvements (7 cm et 6 cm) des fondations composées des granulats d'origine de St-Anselme et de Ste-Edwidge (Figures 26 et 28). Par contre, ce même type de drainage a beaucoup plus d'effet sur les gonflements attendus dans les fondations composées des granulats modifiés de St-Anselme et de Ste-Edwidge (Figures 27 et 29). Si l'on compare deux à deux les soulèvements de St-Anselme tel quel et modifié (Figures 26 et 27) et de Ste-Edwidge tel quel et modifiée (Figures 28 et 29), on peut conclure que les changements de granulométrie appliqués aux granulats sous étude sont réellement efficaces pour réduire les soulèvements causés par la formation de glace dans ces types de fondations. De plus, un bon drainage contribue à réduire encore (Figure 27) ou même à éliminer ces soulèvements (Figure 29). Donc, l'abaissement de la nappe par un bon drainage est plus efficace avec les sols contenant moins de fines; ces sols possèdent de ce fait une plus faible hauteur capillaire.

Le sol de support, correspondant à l'autoroute Henri IV, a été étudié de deux façons différentes. La première façon a considéré les mêmes conditions de simulation que dans le cas des granulats (Figure 30). La deuxième façon a considéré le dimensionnement de la chaussée à l'endroit où l'échantillon fut pris, soit à proximité du sondage S3 (Figure 31; Padilla et Villeneuve, 1989). Cependant, une fondation (0.7 m d'épaisseur) dont les propriétés sont équivalentes au granulat de Ste-Edwidge modifié a été utilisée dans ce cas. Le sol de support étudié se placerait juste au-dessous. Pour les deux cas étudiés, les résultats montrent un soulèvement important dû au gel (8 cm), ainsi qu'une bonne sensibilité du sol à réduire ce soulèvement par l'amélioration des conditions de drainage. Dans le cas qui correspond à la Figure 31, lequel est plus représentatif des conditions rencontrées sur le terrain, la réduction des soulèvements attendue est très importante (passage de ~8 cm à ~1 cm) lorsqu'on impose un rabattement de la nappe phréatique de 0.6 m.

St-Anselme tel quel

Effet de la nappe phréatique

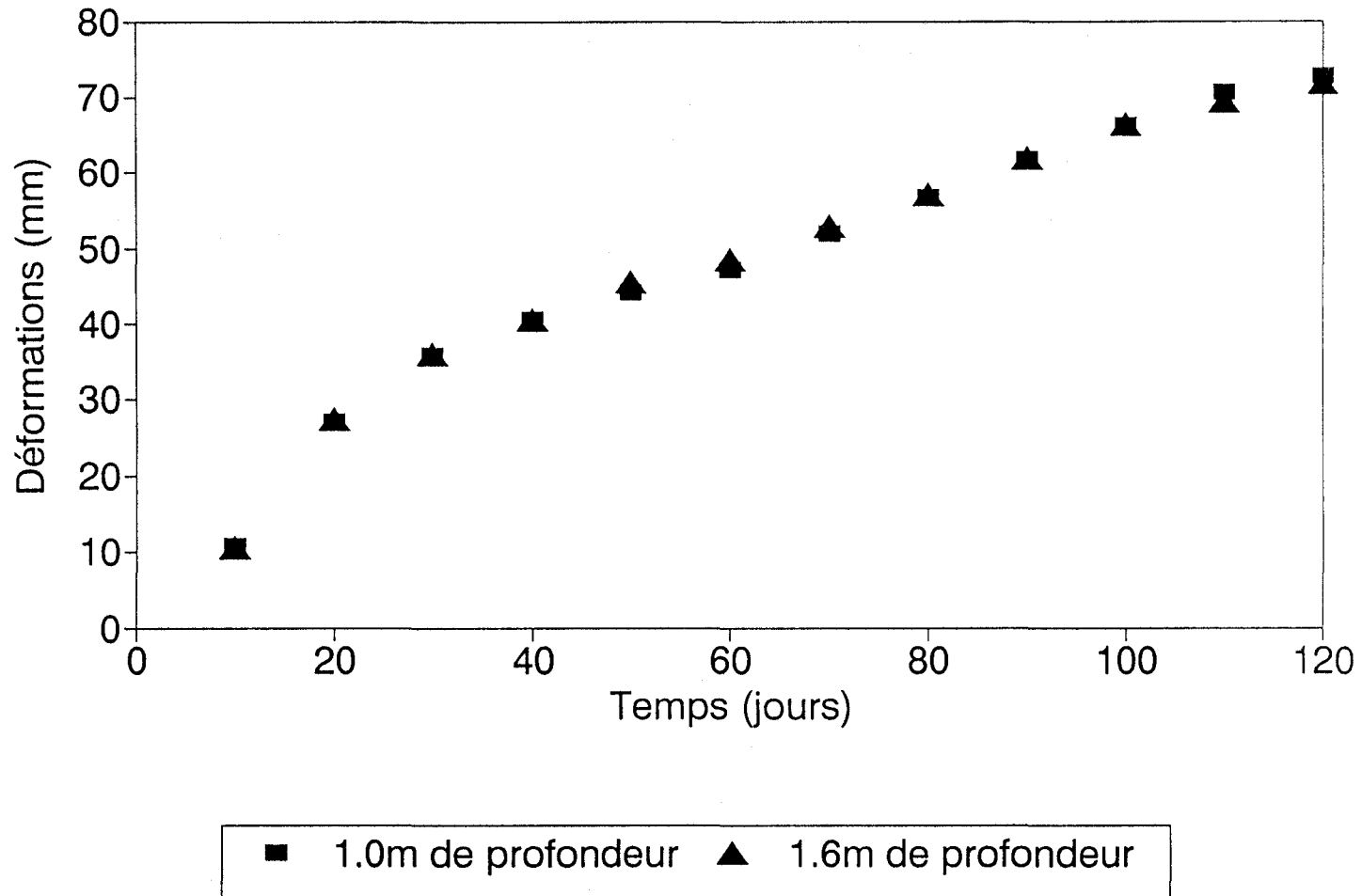


Figure 26: Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du granulat de St-Anselme d'origine.

St-Anselme modifié

Effet de la nappe phréatique

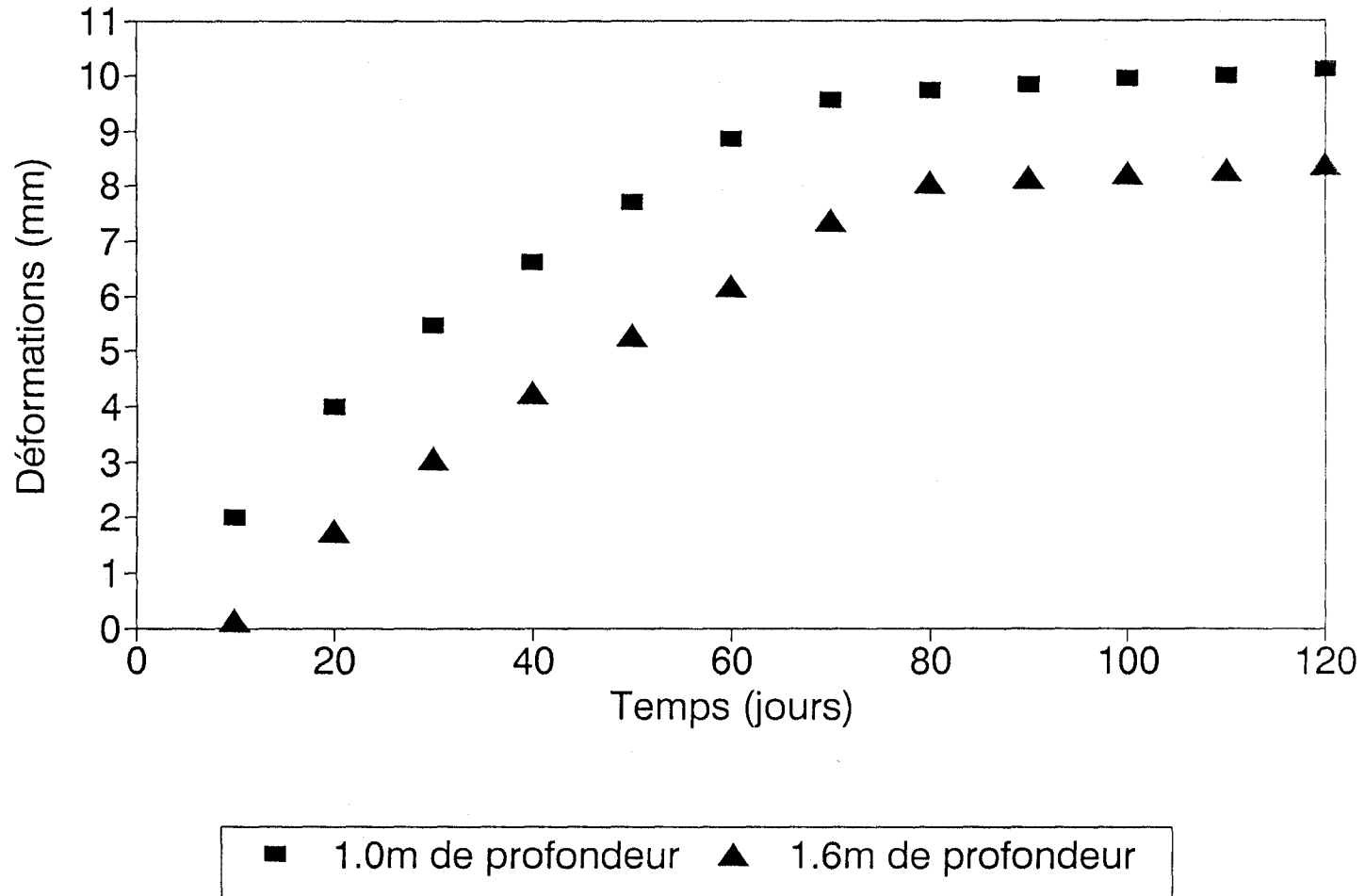


Figure 27: Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du granulat de St-Anselme modifié.

Ste-Edwidge tel quel

Effet de la nappe phréatique

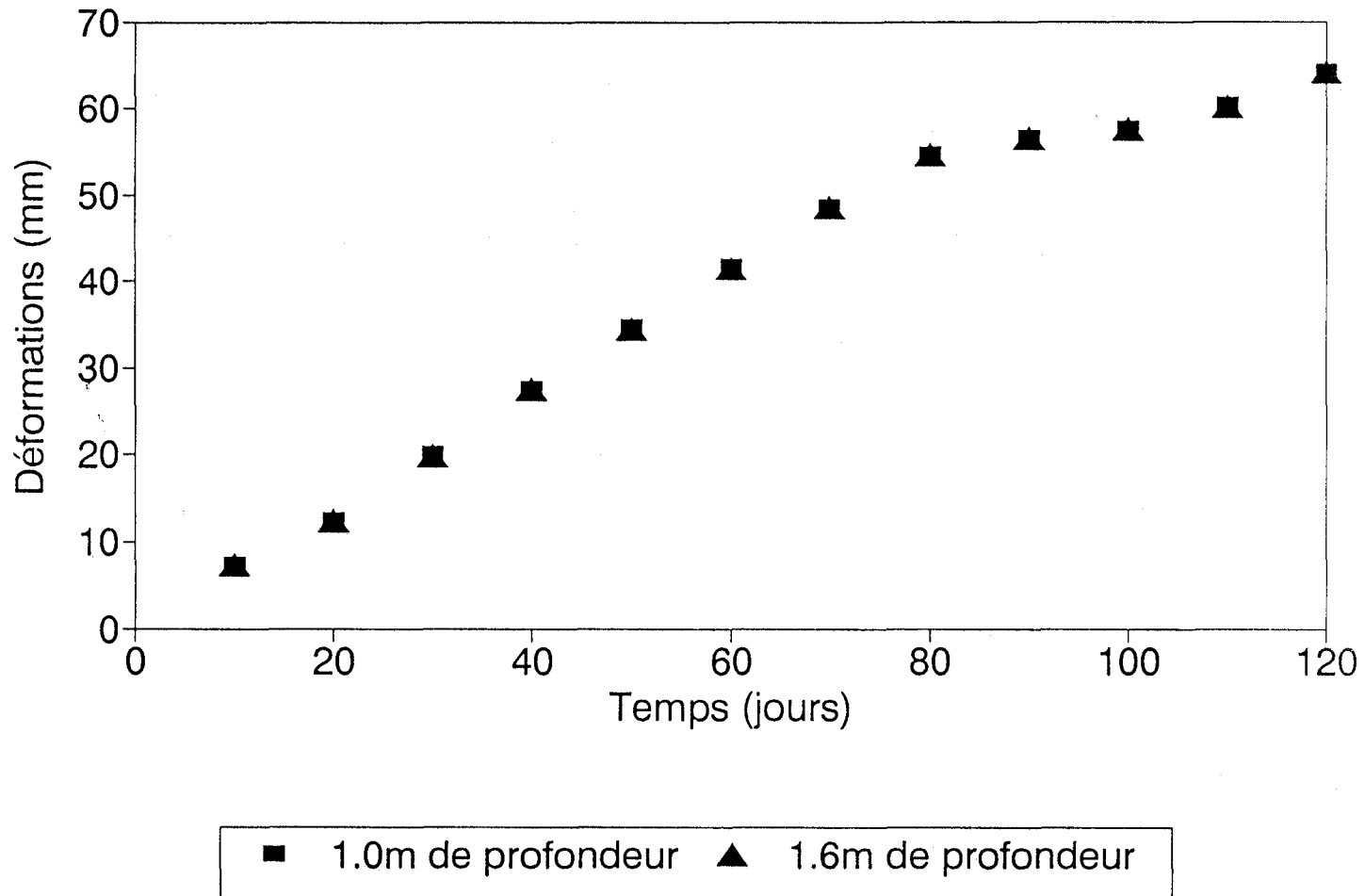


Figure 28: Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du granulat de Ste-Edwidge d'origine.

Ste-Edwidge modifié

Effet de la nappe phréatique

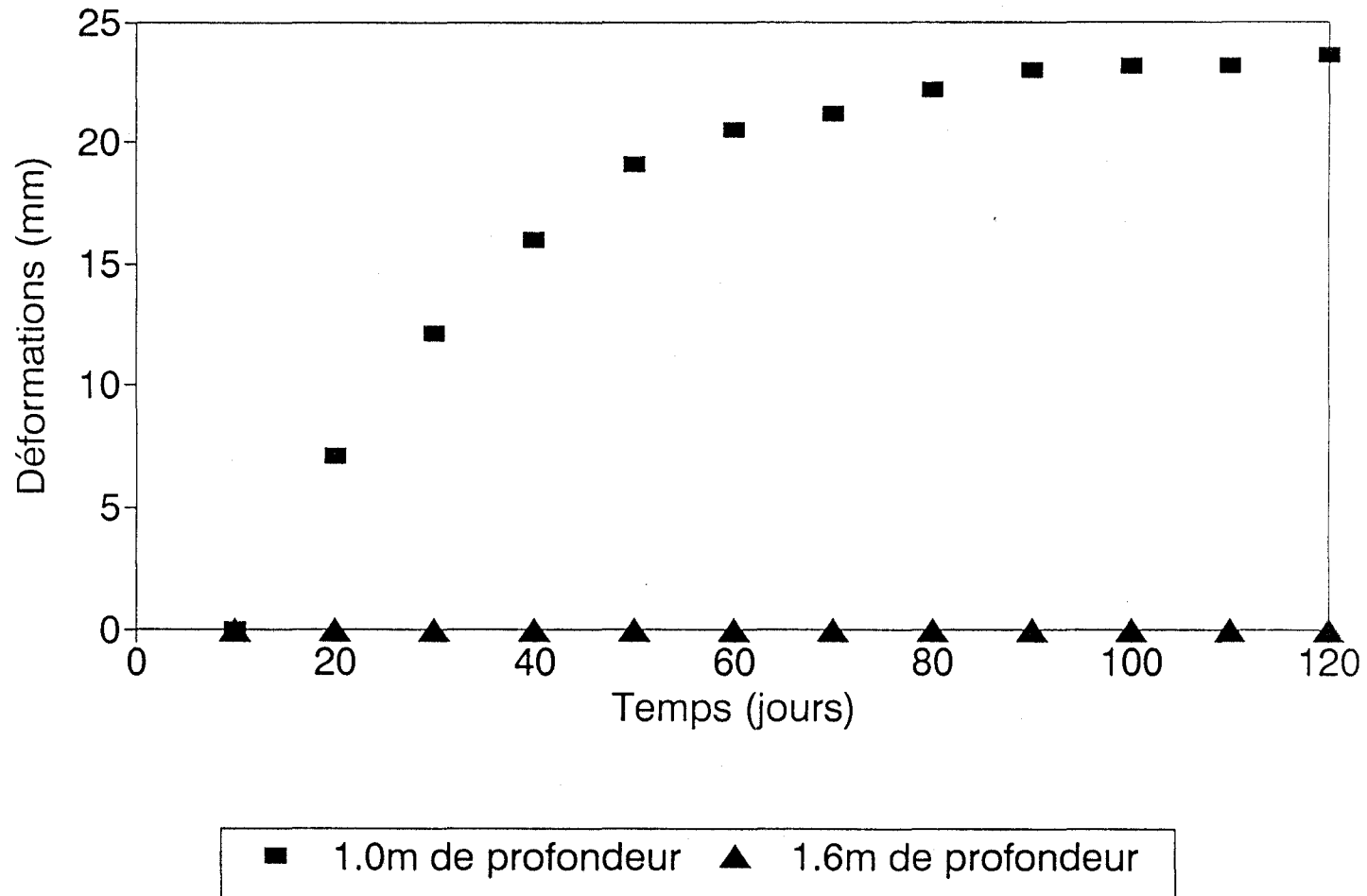


Figure 29: Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du granulat de Ste-Edwidge modifié.

Henri IV

Effet de la nappe phréatique

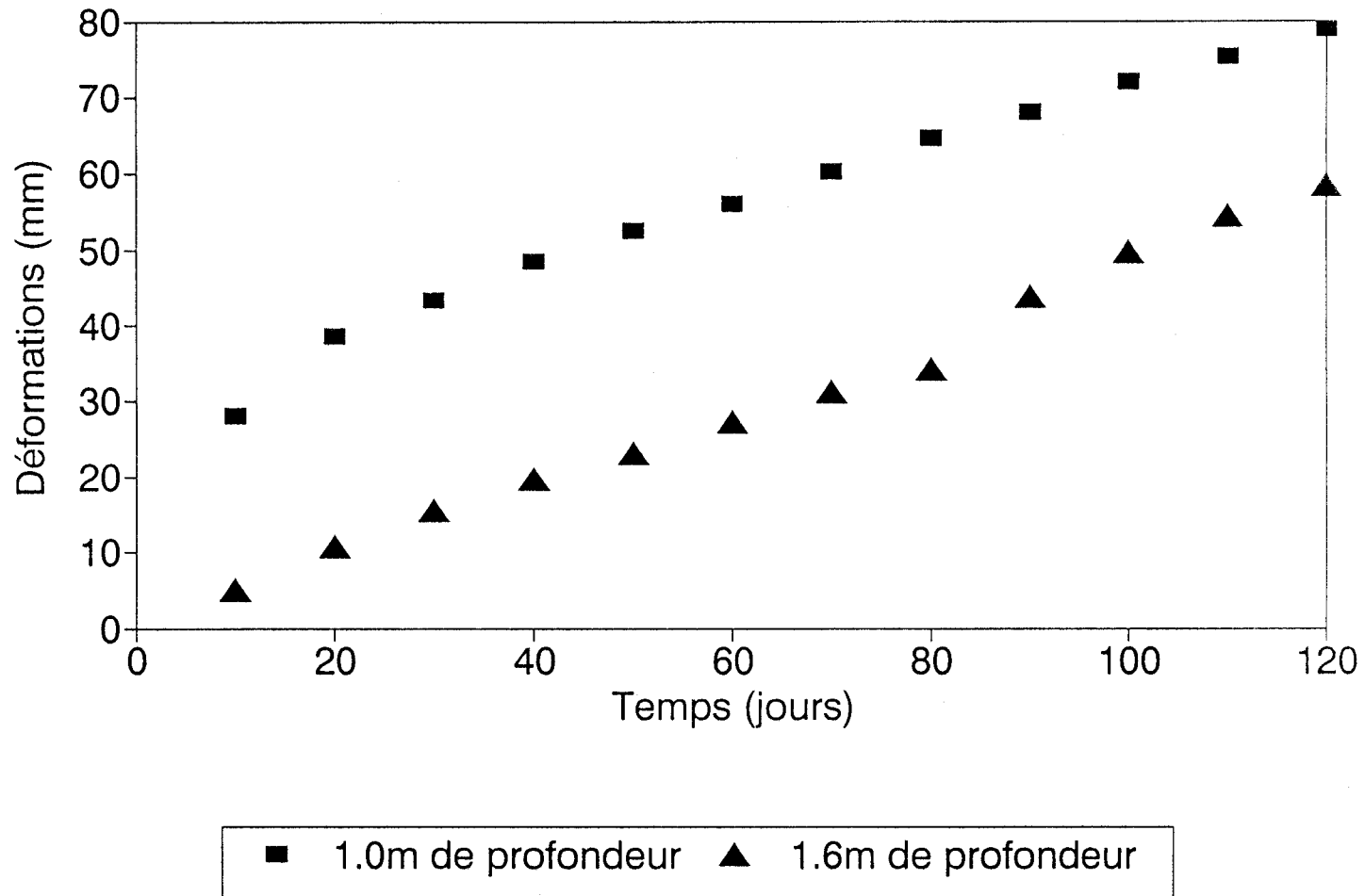


Figure 30: Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une fondation de chaussée, constituée du sol du boulevard Henri IV.

Ste-Edwidge modifié et Henri IV

Effet de la nappe phréatique

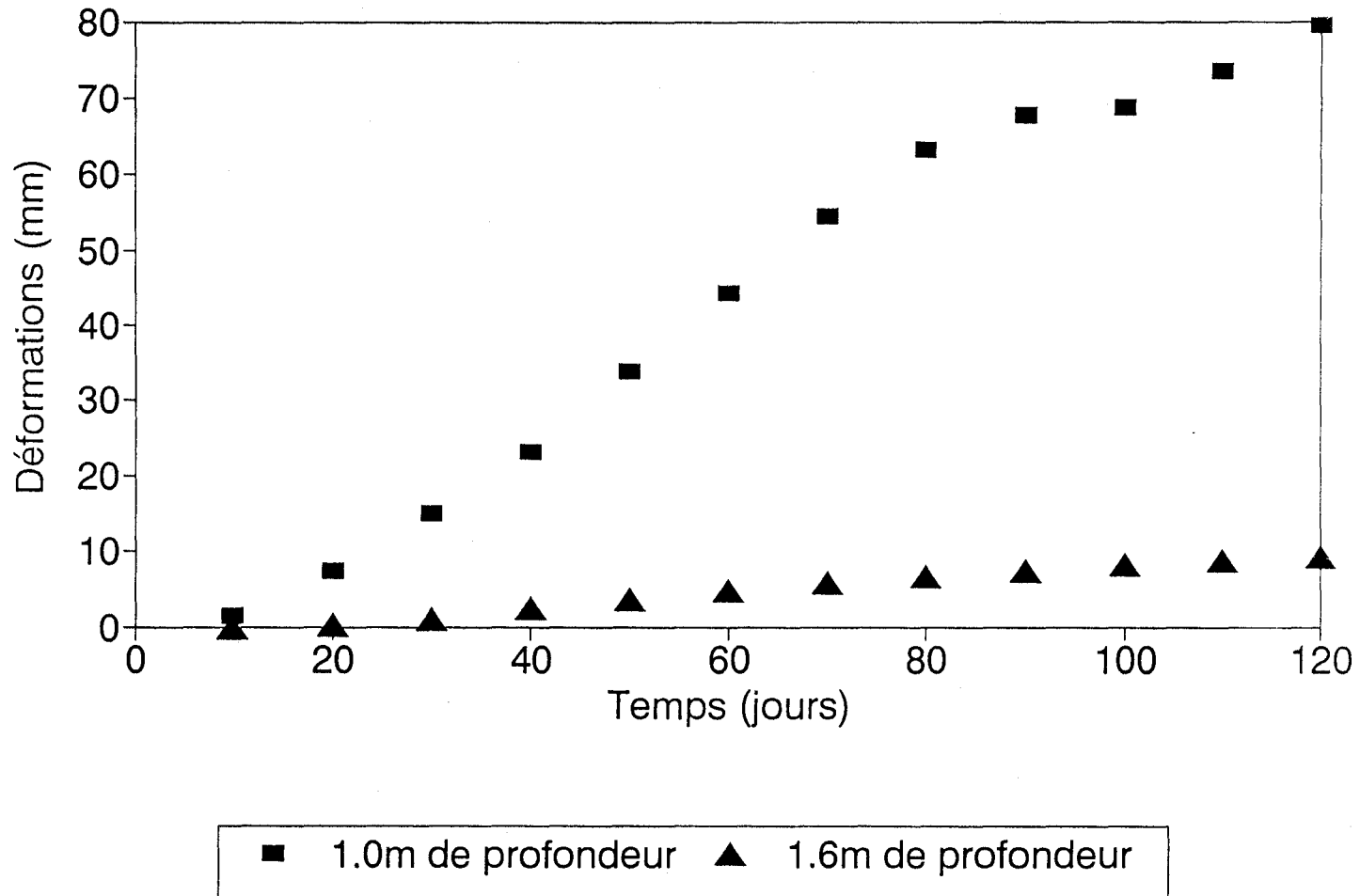


Figure 31: Effet de la profondeur de la nappe phréatique (1.0 m et 1.6 m) sur la déformation d'une chaussée, constituée d'une fondation de 0.7 m d'épaisseur (Ste-Edwidge modifié) et du sol de support du boulevard Henri IV.

CHAPITRE 6

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 CONCLUSIONS CONCERNANT LA MODÉLISATION DES SOLS GÉLIFS

Un grand effort a été consenti afin que le programme MELEF-3v soit modifié pour augmenter sa vitesse d'exécution et pour éviter les oscillations d'ordre numérique.

Les apports d'ordre conceptuel ont permis une évaluation plus complète des bilans de masse et d'énergie sur un front de gel. D'autre part, l'évaluation de la conductivité thermique par la méthode de Johansen a été essentielle pour son estimation en laboratoire, ainsi que pour la modélisation des sols gelés.

Jusqu'à présent, plusieurs apports d'ordre conceptuel et numérique ont été ajoutés à la modélisation du comportement des matériaux susceptibles au gel. D'autre part, de nombreuses vérifications ont été effectuées sur la validité des simulations. Tout cela fait du modèle MELEF-3v un outil de prévision, possédant un haut niveau de fiabilité, sur le comportement des chaussées face à l'action du gel et du dégel.

6.2 CONCLUSIONS CONCERNANT LES ESSAIS EN LABORATOIRE

Quelques conclusions principales se dégagent des essais effectués en laboratoire. Tout d'abord, ces essais ont permis de caractériser le comportement de cinq échantillons: Ste-Edwidge d'origine et modifié, St-Anselme d'origine et modifié et le sol de support de l'autoroute Henri IV.

Le lavage, réalisé au tamis 80 μm , est particulièrement efficace pour réduire les soulèvements en laboratoire du granulat de Ste-Edwidge de Clifton. Quoique ce matériau contient du schiste et a un haut niveau de friabilité, son comportement sous l'action du gel est certainement dû à sa plus faible friabilité en comparaison avec le granulat de St-Anselme. Cette conclusion est surtout valide si l'on compare les courbes de rétention et les deux premiers cycles du granulat de Ste-Edwidge d'origine et de Ste-Edwidge modifié. Cependant, le lavage est aussi efficace pour réduire les soulèvements attendus lors du gel en laboratoire du granulat de St-Anselme.

Il est à noter que ce n'est pas la fraction limoneuse des essais granulométriques (passant 80 μm) qui semble être la plus reliée à la susceptibilité au gel des matériaux étudiés (premier cycle des essais). C'est plutôt la fraction argileuse (passant 2 μm) qui s'accorde le mieux avec la possible susceptibilité au gel des échantillons. Toutefois, ces critères ne peuvent pas être isolés en aucune façon pour caractériser la gélivité d'un sol.

6.3 CONCLUSIONS CONCERNANT LES PRÉVISIONS

Dans un premier temps, les prévisions ont porté sur les essais de soulèvement par le gel de deux sols gélifs du Québec, un limoneux (sol de Coaticook) et l'autre argileux (sol de Lavigerie), pour lesquels les données de gélivité sont cohérentes et abondantes (chapitre 3). Dans un deuxième temps, les prévisions considèrent le comportement en laboratoire de quatre échantillons de granulats, deux d'origine et deux modifiés, ainsi que d'un sol composé de sable limoneux. Dans un troisième temps, nous avons aussi réalisé une étude de sensibilité concernant la susceptibilité au gel de ces matériaux en relation avec la variation de certaines de leur propriétés physiques. Enfin, les simulations ont porté sur la prévision du comportement sur le terrain des matériaux analysés, c'est-à-dire dans des conditions représentatives des chaussées de la région de Québec.

Les résultats ont éclairci plusieurs aspects sur les différences existant entre les comportements des sols colloïdaux et non colloïdaux. Notamment, le retard observé en laboratoire dans les soulèvements des sols argileux semble être justifié par le manque de saturation des échantillons.

Les pressions générées par la glace lors de l'avancement du front de gel, lesquelles ont été récemment mesurées en laboratoire par d'autres auteurs, ont été aussi vérifiées dans cette étude à l'aide du modèle MELEF-3v.

A notre avis, les résultats concernant la prévision de la susceptibilité au gel des matériaux étudiés sont très encourageants. Ainsi donc, la modélisation actuelle des matériaux gélifs, étant en soi vérifiée par les résultats des essais en laboratoire, permettra une prévision plus adéquate du comportement de ces matériaux lorsqu'ils sont soumis aux conditions des chaussées en hiver.

Des variations dans certaines propriétés physiques des matériaux gélifs peuvent affecter

de façon importante leur susceptibilité au gel. Parmi les propriétés étudiées, les plus sensibles à ces variations sont: la conductivité hydraulique en présence de glace, la courbe granulométrique (facteur de partage des argiles) et la courbe de rétention en eau (la hauteur capillaire, l'indice de distribution des pores et la saturation irréductible).

En ce qui a trait aux prévisions du comportement sur le terrain des matériaux étudiés, quelques conclusions d'importance se dégagent. Les évaluations approximatives des soulèvements totaux attendus vers la fin de l'hiver, pour les granulats de fondation d'origine de Ste-Edwidge de Clifton et de St-Anselme, montrent des valeurs respectives de l'ordre de 6 et 7 cm. Une amélioration du drainage ou un rabattement de la nappe phréatique, à l'intérieur de ces types de fondations, ne semble pas aider à réduire les gonflements et les affaissements conséquents causés par le gel-dégel. Une réduction importante des soulèvements totaux a été trouvée, lorsqu'on utilise des fondations avec des granulats dont la granulométrie a été modifiée (2.3 cm et 1 cm, respectivement pour Ste-Edwidge et St-Anselme, lorsqu'on utilise une nappe phréatique à 1 m de profondeur). Lorsque le drainage des fondations est amélioré (nappe phréatique à 1.6 m de profondeur), les gonflements dus au gel sont encore plus réduits (0 cm et 0.8 cm, respectivement pour Ste-Edwidge et St-Anselme). En conséquence, ces prévisions reflètent que le lavage effectué sur le granulat de St-Anselme, est particulièrement efficace pour réduire les soulèvements attendus sur le terrain. Toutefois, l'amélioration du drainage est plus efficace pour réduire les soulèvements produits dans le granulat de Ste-Edwidge modifié.

Le sol de support gélif de l'autoroute Henri IV aurait un soulèvement total de l'ordre de 8 cm à la fin de l'hiver. L'amélioration du drainage par le rabattement de la nappe phréatique à l'intérieur de la chaussée est très efficace pour ce sol, puisque les soulèvements totaux attendus à la fin de l'hiver se trouvent grandement diminués (~1 cm).

Il apparaît évident dans cette recherche qu'une amélioration du drainage des chaussées ne constitue pas toujours une solution appropriée aux problèmes des déformations causées par le gel, même si les matériaux impliqués, ayant une nature différente, ont une susceptibilité au gel semblable, comme cela est souvent le cas. Toutefois, tout bien examiné, on doit conclure que le drainage est plus efficace avec les sols contenant moins de fines et donc une plus faible hauteur capillaire.

6.4 RECOMMANDATIONS

Etant donné les conclusions de la présente étude, en relation avec le comportement des chaussées face à l'action du gel, nous nous permettons de faire ci-dessous des recommandations sur la recherche future.

Lors des études concernant la conception, l'entretien, et la réfection des chaussées, une évaluation adéquate et complète des effets du gel-dégel devrait commencer par l'analyse des principales propriétés physiques des matériaux impliqués, y compris les essais de soulèvement par le gel. Le modèle de prévision des effets du gel sur les matériaux devra de préférence être calibré à l'aide des soulèvements mesurés en laboratoire, afin de prévoir de façon plus fiable leur comportement sur le terrain, lorsqu'ils sont soumis aux conditions de l'hiver. Des vérifications sur le terrain pourront éventuellement appuyer les prévisions. Cette façon de procéder permettra d'apporter des solutions fiables et économiques aux problèmes du gel des chaussées, lesquels peuvent être reliés, par exemple, aux transitions, au drainage, aux soulèvements différentiels, aux types et aux épaisseurs des revêtements, des fondations et des sols d'infrastructure.

Une étude systématique du comportement des chaussées types au Québec, en relation avec la période de gel-dégel et avec les conditions rencontrées sur le terrain, permettrait aussi d'élaborer une banque de données destinée à répondre à des besoins de la conception, de l'entretien et de la réfection du réseau routier.

Enfin, les recherches futures devraient étudier davantage l'effet des sels de déglacage dissous sur la capacité de drainage des sols et des matériaux argileux. La période d'affaissement ou de perte de capacité portante de la chaussée après le dégel pourrait se voir très affectée. Cette période de perte de capacité portante, n'étant qu'une autre forme de susceptibilité au gel, est notamment reliée aux matériaux argileux et, à notre avis, devrait faire part des études concernant le gel et le dégel des chaussées.

RÉFÉRENCES

- FAROUKI, O.T. (1981). The thermal properties of soils in cold regions. *Cold Regions Science and Technology*, 5: 67-75.
- FRIVIK, P.E. (1980). State-of-the-art report. Ground freezing: thermal properties, modelling of processes and thermal design. Second International Symposium on Ground Freezing. Trondheim, Norvège.
- GIROUX, P. (1967). Influence des charges cycliques sur les soulèvements dûs au gel. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval.
- LABORATOIRE CENTRAL DU MINISTÈRE DES TRANSPORTS. Essais de soulèvement par le gel. Laboratoire central, Division des sols et granulats. Rapports internes.
- LAROCHE, G. 1988. Autoroute 573, municipalité de Val-Bélair, comté de Chauveau. Division structures de chaussées, Service des sols et chaussées, Ministère des Transports du Québec, Rapport No. 0573-01-050(22) 87.
- MORIN, R. (1981). Développement d'un simulateur de gel et élaboration d'un système de classement de sols selon leur degré de susceptibilité au gel. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.
- O'NEILL, K. 1983. The physics of mathematical frost heave models: a review. *Cold Regions Science and Technology*, 6: 275-297.
- O'NEILL, K. and MILLER, R.D. (1985). Exploration of a rigid ice model of frost heave. *Water Resources Research*, 27(3): 287-296.
- PADILLA, F. and VILLENEUVE, J.P. (1991). Modeling and experimental studies of frost heave including solute effects. *Cold Regions Science and Technology* (sous presse).

- PADILLA, F. and VILLENEUVE, J.P. (1990). Modeling the movement of water, heat and solutes in frost-susceptible soils. Proceedings of the Fifth Canadian Permafrost Conference, National Research Council Canada - Centre d'études nordiques, Université Laval, Québec, Canada, juin 1990: 43-49.
- PADILLA, F. et VILLENEUVE, J.P. (1989). Simulation des effets de l'hiver sur les chaussées du Québec pour une meilleure planification des techniques de protection et de réhabilitation. Rapport final relatif à la subvention Fonds FCAR-Ministère des Transports, Action concertée (Réf.: 88-RR-0013).
- SMITH, M.W. and ONYSKO, D. (1990). Observations and significance of internal pressures in freezing soil. Proceedings of the Fifth Canadian Permafrost Conference, National Research Council Canada-Centre d'études nordiques, Université Laval, Québec, Canada, juin 1990: 75-81.
- SYMPOSIUM SUR L'ACTION DU GEL SUR LES CHAUSSÉE (1973). Action du gel sur les chaussées. Compte Rendu du Symposium sur l'Action du gel sur les chaussées, Laboratoire Norvégien de la Recherche Routière, Oslo.
- TERZAGHI, K. and R.B. PECK. 1948. Soils mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons, New York.

ANNEXE I

PROPRIETES PHYSIQUES

ET

CONDITIONS DE SIMULATION

```

* * * * *
* M M EEEE LL EEEE FFFF 333
* MM MM EE LL EE FF 33 V V
* MMMM EEEE LL EEEE FFFF == 33 VV VV
* MM MM EE LL EE FF 33 VVV
* MM MM EEEE LLLL EEEE FF 333 V
*
* * * * *

```

NUMERO DE COLONNE

```

1 2 3 4 5 6 7 8
#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

```

1 COMT -1

2

Essai de soulèvement par le gel. Sol de Coaticook

3

4 TEMP 0 10 2 30 3 4 40 17 48 1 10

5 1 1 2 3 0.5 0.5 0.5 2 2 1 0 0 0 0 1 1

6 3.E2 27 1 1 1.E0 1.E0 1.E0 72.E2 0 0 0 0 0.0 0 0 1

7 0.0

8 STOP

```

#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1 2 3 4 5 6 7 8

```

1- 8 PERME*INTRI POROS*STAND COND*TH*SOL CHA*SPE*SOL DISPER*LONG DIFUS*MOLEC IND*DIS*POR BUBL*PRESSU
9-16 SAT*IRR*STA PRESS*IRRED COE*TH*KERS COE*PAR*CON ----- DENS*SOLIDE FAC*PAR*ARG -----
17-24 FAC*PAR*GLA SATUR*SOLUT PORO*REELLE TEN-VOL-EAU TEN*VOL*GLA TEN-VOL-AIR CONTR*T*VER TEN*GLA*POR
25-32 CON.TH.AMON CON.TH.AVAL ENTAL*ADSOR KD*ADSORPTI TEMP*KD*ADS ENE*ACT*DEG KD*BIODEGRA TEMP*KD*DEG
33-40 SAT.IRR.REE COEF.TR.CAP EPAIS.GLACE FAC.MUL.GLA PRESSIO.EAU PRESS.GLACE VIS.DYN.EAU DER.TP.GLAC
41-48 SOULEV.STAN VITESSE.EAU VITES.GLACE VITESSE.SOL TEMP.CONGEL KD.ADSO.SOL KD.BIOD.SOL CHANG.PHASE

PROPRIETES NODALES 1 - 32 NOEUD 3
>>>> 0.22000E-13 0.34000E+00 0.30000E+01 0.70000E+03 0.20000E+00 0.50000E-09 0.60000E+02-0.50000E+05
>>>> 0.10000E+00-0.20000E+07 0.68000E+00 0.15000E+01 0.00000E+00 0.27000E+04 0.50000E+00 0.00000E+00
>>>> 0.60000E+00 0.11350E+08 0.34000E+00 0.34000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00 0.13620E+04 0.00000E+00
>>>> 0.00000E+00 0.00000E+00 0.27824E+04 0.00000E+00 0.29315E+03 0.45606E+05 0.00000E+00 0.30315E+03

```

* * * * *
*
* M M EEEE LL EEEE FFFF 333
* MM MM EE LL EE FF 33 V V
* MMMM EEEE LL EEEE FFFF == 33 VV VV
* MM MM EE LL EE FF 33 VVV
* MM MM EEEE LLLL EEEE FF 333 V
*
* * * * *

```

NUMERO DE COLONNE

```

1 2 3 4 5 6 7 8
#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

```

```

1 COMT -1
2
3
4 TEMP 0
5 1 1 2 3 0.5 0.5 0.5 2 2 1 0 0 0 1 1
6 3.E2 22 1 1 1.E0 1.E0 1.E0 432.E2 0 0 0 0 0.0 1 0 1
7 0.0
8 STOP

```

Essai de soulèvement par le gel. Sol de Lavigerie

```

1 2 3 4 5 6 7 8
#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

```

```

1- 8 PERME*INTRI POROS*STAND COND*TH*SOL CHA*SPE*SOL DISPER*LONG DIFUS*MOLEC IND*DIS*POR BUBL*PRESSU
9-16 SAT*IRR*STA PRESS*IRRED COE*TH*KERS COE*PAR*CON ----- DENS*SOLIDE FAC*PAR*ARG -----
17-24 FAC*PAR*GLA SATUR*SOLUT PORO*REELLE TEN-VOL-EAU TEN*VOL*GLA TEN-VOL-AIR CONTR*T*VER TEN*GLA*POR
25-32 CON. TH. AMON CON. TH. AVAL ENTAL*ADSOR KD*ADSORPTI TEMP*KD*ADS ENE*ACT*DEG KD*BIODEGRA TEMP*KD*DEG
33-40 SAT. IRR. REE COEF. TR. CAP EPAIS. GLACE FAC. MUL. GLA PRESSIQ. EAU PRESS. GLACE VIS. DYN. EAU DER. TP. GLAC
41-48 SOULEV. STAN VITESSE. EAU VITES. GLACE VITESSE. SOL TEMP. CONGEL KD. ADSO. SOL KD. BIOD. SOL CHANG. PHASE

```

```

PROPRIETES NODALES 1 - 32 NOEUD 10
>>>> 0.90000-017 0.29000+000 0.15000+001 0.75000+003 0.20000+000 0.50000-009 0.20000+002-0.20000+006
>>>> 0.15000+000-0.20000+007 0.68000+000 0.15000+001 0.00000+000 0.27000+004 0.10000+001 0.00000+000
>>>> 0.60000+000 0.11350+008 0.29000+000 0.29000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.26290+004 0.00000+000
>>>> 0.00000+000 0.00000+000 0.27824+004 0.00000+000 0.29315+003 0.45606+005 0.00000+000 0.30315+003

```



```

* * * * *
*   M   M   EEEE  LL   EEEE  FFFF   333   *
*  MM MM  EE    LL   EE    FF     33 V   V *
* MMMMM  EEEE  LL   EEEE  FFFF   ==  33  VV VV *
*  MM MM  EE    LL   EE    FF     33  VVV *
*  MM MM  EEEE  LLLL  EEEE  FF     333   V   *
*
* * * * *

```

NUMERO DE COLONNE

1 2 3 4 5 6 7 8
#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

1 COMT -1

Essai de soulèvement par le gel. Granulat de Ste-Edwidge modifié

2
3
4 TEMP 0 10 2 30 7 8 40 1 48 9 11
5 1 1 2 3 0.5 0.5 0.5 2 2 1 0 0 0 1 1
6 12.E1 12 1 1 1.E0 1.E0 1.E0 144.E2 0 0 0 0-1.E1 1.E0 0 0 1
7 0.0
8 STOP

#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1 2 3 4 5 6 7 8

1- 8 PERME*INTRI POROS*STAND COND*TH*SOL CHA*SPE*SOL DISPER*LONG DIFUS*MOLEC IND*DIS*POR EUBL*PRESSU
9-16 SAT*IRR*STA PRESS*IRRED COE*TH*KERS COE*PAR*CON ----- DENS*SOLIDE FAC*PAR*ARG POSIT-FRONT
17-24 FAC*PAR*GLA SATUR*SOLUT PORO*REELLE TEN-VOL-EAU TEN*VOL*GLA TEN-VOL-AIR CONTR*T*VER TEN*GLA*POR
25-32 CON. TH. AMON CON. TH. AVAL ENTAL*ADSOR KD*ADSORPTI TEMP*KD*ADS ENE*ACT*DEG KD*BIODEGRA TEMP*KD*DEG
33-40 SAT. IRR. REE COEF. TR. CAP EPAIS. GLACE FAC. MUL. GLA PRESSIO. EAU PRESS. GLACE VIS. DYN. EAU DER. TP. GLAC
41-48 SOULEV. STAN VITESSE. EAU VITES. GLACE VITESSE. SOL TEMP. CONGEL KD. ADSO. SOL KD. BIOD. SOL CHANG. PHASE

PROPRIETES NODALES 1 - 48 NOEUD 9
>>>> 0.83200-014 0.14000+000 0.20000+001 0.65000+003 0.20000+000 0.50000-009 0.16000+003-0.30000+004
>>>> 0.10000+000-0.20000+007 0.94000+000 0.15000+001 0.00000+000 0.25300+004 0.00000+000 0.00000+000
>>>> 0.60000+000 0.11350+008 0.14000+000 0.14000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.24480+004 0.00000+000
>>>> 0.16841+001 0.16841+001 0.27824+004 0.00000+000 0.29315+003 0.45606+005 0.00000+000 0.30315+003
>>>> 0.10000+000 0.98645+000 0.00000+000 0.00000+000-0.78453+003 0.00000+000 0.12353-002 0.00000+000
>>>> 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.27315+003 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000

```

* * * * *
* M M EEEE LL EEEE FFFF 333 *
* MM MM EE LL EE FF 33 V V *
* MMMM EEEE LL EEEE FFFF == 33 VV VV *
* MM MM EE LL EE FF 33 VVV *
* MM MM EEEE LLLL EEEE FF 333 V *
* * * * *

```

NUMERO DE COLONNE

```

1 2 3 4 5 6 7 8
#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

```

1 COMT -1

Essai de soulèvement par le gel. Granulat de St-Anselme modifié

```

2
3
4 TEMP 0 10 2 30 7 8 40 1 48 9 11
5 1 1 2 3 0.5 0.5 0.5 2 2 1 0 0 0 0 1 1
6 12.E1 14 1 1 1.E0 1.E0 1.E0 144.E2 0 0 0 0-2.E1 1.E0 0 0 1
7 0.0
8 STOP

```

```

#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1 2 3 4 5 6 7 8

```

```

1- 8 PERME*INTRI POROS*STAND COND*TH*SOL CHA*SPE*SOL DISPER*LONG DIFUS*MOLEC IND*DIS*POR BUBL*PRESSU
9-16 SAT*IRR*STA PRESS*IRRED COE*TH*KERS COE*PAR*CON ----- DENS*SOLIDE FAC*PAR*ARG POSIT-FRONT
17-24 FAC*PAR*GLA SATUR*SOLUT PORO*REELLE TEN-VOL-EAU TEN*VOL*GLA TEN-VOL-AIR CONTR*T*VER TEN*GLA*POR
25-32 CON. TH. AMON CON. TH. AVAL ENTAL*ADSOR KD*ADSORPTI TEMP*KD*ADS ENE*ACT*DEG KD*BIODEGRA TEMP*KD*DEG
33-40 SAT. IRR. REE COEF. TR. CAP EPAIS. GLACE FAC. MUL. GLA PRESSIO. EAU PRESS. GLACE VIS. DYN. EAU DER. TP. GLAC
41-48 SOULEV. STAN VITESSE. EAU VITES. GLACE VITESSE. SOL TEMP. CONGEL KD. ADSO. SOL KD. BIOD. SOL CHANG. PHASE

```

PROPRIETES NODALES 1 - 48 NOEUD 9

```

>>>> 0.23800-013 0.13500+000 0.24000+001 0.65000+003 0.20000+000 0.50000-009 0.35000+003-0.10000+004
>>>> 0.80000-001-0.20000+007 0.94000+000 0.15000+001 0.00000+000 0.25200+004 0.00000+000 0.00000+000
>>>> 0.60000+000 0.11350+008 0.13500+000 0.13500+000 0.00000+000 0.00000+000 0.24480+004 0.00000+000
>>>> 0.19839+001 0.19839+001 0.27824+004 0.00000+000 0.29315+003 0.45606+005 0.00000+000 0.30315+003
>>>> 0.80000-001 0.98645+000 0.00000+000 0.00000+000-0.78453+003 0.00000+000 0.12353-002 0.00000+000
>>>> 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.27315+003 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000

```

```

* * * * *
* M M EEEE LL EEEE FFFF 333 *
* MM MM EE LL EE FF 33 V V *
* MMMM EEEE LL EEEE FFFF == 33 VV VV *
* MM MM EE LL EE FF 33 VVV *
* MM MM EEEE LLLL EEEE FF 333 V *
*
* * * * *

```

NUMERO DE COLONNE

```

1 2 3 4 5 6 7 8
#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

```

```

1 COMT -1
2
3
4 TEMP 0
5 1 1 2 3 0.5 0.5 0.5 2 2 1 0 0 0 0 1 1
6 12.E1 13 1 1 1.E0 1.E0 1.E0 144.E2 0 0 0 0-1.E2 1.E0 0 0 1
7 0.0
8 STOP

```

Essai de soulèvement par le gel. Granulat de Ste-Edwidge tel quel

```

#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1 2 3 4 5 6 7 8

```

1- 8 PERME*INTRI POROS*STAND COND*TH*SOL CHA*SPE*SOL DISPER*LONG DIFUS*MOLEC IND*DIS*POR BUBL*PRESSU
9-16 SAT*IRR*STA PRESS*IRRED COE*TH*KERS COE*PAR*CON ----- DENS*SOLIDE FAC*PAR*ARG POSIT-FRONT
17-24 FAC*PAR*GLA SATUR*SOLUT PORO*REELLE TEN-VOL-EAU TEN*VOL*GLA TEN-VOL-AIR CONTR*T*VER TEN*GLA*POR
25-32 CON.TH.AMON CON.TH.AVAL ENTAL*ADSOR KD*ADSORPTI TEMP*KD*ADS ENE*ACT*DEG KD*BIODEGRA TEMP*KD*DEG
33-40 SAT.IRR.REE COEF.TR.CAP EPAIS.GLACE FAC.MUL.GLA PRESSIO.EAU PRESS.GLACE VIS.DYN.EAU DER.TP.GLAC
41-48 SOULEV.STAN VITESSE.EAU VITES.GLACE VITESSE.SOL TEMP.CONGEL KD.ADSO.SOL KD.BIOD.SOL CHANG.PHASE

PROPRIETES NODALES 1 - 48 NOEUD 9
>>>> 0.20000-015 0.12000+000 0.24000+001 0.65000+003 0.20000+000 0.50000-009 0.60000+001-0.50000+005
>>>> 0.15000+000-0.20000+007 0.68000+000 0.15000+001 0.00000+000 0.25200+004 0.30000+000 0.00000+000
>>>> 0.60000+000 0.11350+008 0.12000+000 0.12000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.24480+004 0.00000+000
>>>> 0.20263+001 0.20263+001 0.27824+004 0.00000+000 0.29315+003 0.45606+005 0.00000+000 0.30315+003
>>>> 0.15000+000 0.99051+000 0.00000+000 0.00000+000-0.78453+003 0.00000+000 0.12353-002 0.00000+000
>>>> 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.27315+003 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000

```

* * * * *
* M M EEEE LL EEEE FFFF 333 *
* MM MM EE LL EE FF 33 V V *
* MMMM EEEE LL EEEE FFFF == 33 VV VV *
* MM MM EE LL EE FF 33 VVV *
* MM MM EEEE LLLL EEEE FF 333 V *
* * * * *

```

NUMERO DE COLONNE

```

#C 1 2 3 4 5 6 7 8
1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

```

1 COMT -1

Essai de soulèvement par le gel. Granulat de St-Anselme tel quel

```

2
3
4 TEMP 0 10 2 30 7 8 40 1 48 9 11
5 1 1 2 3 0.5 0.5 0.5 2 2 1 0 0 0 0 1 1
6 12.E1 10 1 1 1.E0 1.E0 1.E3 144.E2 0 0 0 0-3.E2 1.E0 0 0 1
7 0.0
8 STOP

```

```

#C 1 2 3 4 5 6 7 8
1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

```

```

1- 8 PERME*INTRI POROS*STAND COND*TH*SOL CHA*SPE*SOL DISPER*LONG DIFUS*MOLEC IND*DIS*POR BUBL*PRESSU
9-16 SAT*IRR*STA PRESS*IRRED COE*TH*KERS COE*PAR*CON ----- DENS*SOLIDE FAC*PAR*ARG POSIT-FRONT
17-24 FAC*PAR*GLA SATUR*SOLUT PORO*REELLE TEN-VOL-EAU TEN*VOL*GLA TEN-VOL-AIR CONTR*T*VER TEN*GLA*POR
25-32 CON.TH.AMDN CON.TH.AVAL EN TAL*ADSOR KD*ADSORPTI TEMP*KD*ADS ENE*ACT*DEG KD*BIODEGRA TEMP*KD*DEG
33-40 SAT.IRR.REE COEF.TR.CAP EPAIS.GLACE FAC.MUL.GLA PRESSIO.EAU PRESS.GLACE VIS.DYN.EAU DER.TP.GLAC
41-48 SOULEV.STAN VITESSE.EAU VITES.GLACE VITESSE.SOL TEMP.CONGEL KD.ADSO.SOL KD.BIOD.SOL CHANG.PHASE

```

```

PROPRIETES NODALES 1 - 48 NOEUD 9
>>>> 0.15000-015 0.10000+000 0.20000+001 0.65000+003 0.20000+000 0.50000-009 0.40000+001-0.60000+005
>>>> 0.20000+000-0.20000+007 0.68000+000 0.15000+001 0.00000+000 0.25200+004 0.70000+000 0.00000+000
>>>> 0.60000+000 0.11350+008 0.10000+000 0.10000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.24480+004 0.00000+000
>>>> 0.17689+001 0.17689+001 0.27824+004 0.00000+000 0.29315+003 0.45606+005 0.00000+000 0.30315+003
>>>> 0.20000+000 0.99593+000 0.00000+000 0.00000+000-0.78453+003 0.00000+000 0.12353-002 0.00000+000
>>>> 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.27315+003 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000

```

```

* * * * *
* M M EEEE LL EEEE FFFF 333 *
* MM MM EE LL EE FF 33 V V *
* MMMM EEEE LL EEEE FFFF == 33 VV VV *
* MM MM EE LL EE FF 33 VVV *
* MM MM EEEE LLLL EEEE FF 333 V *
* * * * *

```

NUMERO DE COLONNE

```

1 2 3 4 5 6 7 8
#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

```

1 COMT -1

Essai de soulèvement par le gel. Sol de support du boulevard Henri IV

```

2
3
4 TEMP 0 10 2 30 7 8 40 1 48 9 11
5 1 1 2 3 0.5 0.5 0.5 2 2 1 0 0 0 0 1 1
6 12.E1 12 1 1 1.E0 1.E0 1.E3 144.E2 0 0 0 0-3.E2 1.E0 0 0 1
7 0.0
8 STOP

```

```

#C 1234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1 2 3 4 5 6 7 8

```

```

1- 8 FERME*INTRI POROS*STAND COND*TH*SOL CHA*SPE*SOL DISPER*LONG DIFUS*MOLEC IND*DIS*POR EUBL*PRESSU
9-16 SAT*IRR*STA PRESS*IRRED COE*TH*KERS COE*PAR*CON ----- DENS*SOLIDE FAC*PAR*ARG POSIT-FRONT
17-24 FAC*PAR*GLA SATUR*SOLUT PORO*REELLE TEN-VOL-EAU TEN*VOL*GLA TEN-VOL-AIR CONTR*T*VER TEN*GLA*POR
25-32 CON.TH.AMON CON.TH.AVAL ENTAL*ADSOR KD*ADSORPTI TEMP*KD*ADS ENE*ACT*DEG KD*BIODEGRA TEMP*KD*DEG
33-40 SAT.IRR.REE COEF.TR.CAP EPAIS.GLACE FAC.MUL.GLA PRESSIO.EAU PRESS.GLACE VIS.DYN.EAU DER.TP.GLAC
41-48 SOULEV.STAN VITESSE.EAU VITES.GLACE VITESSE.SOL TEMP.CONGEL KD.ADSO.SOL KD.BIOD.SOL CHANG.PHASE

```

```

PROPRIETES NODALES 1 - 48 NOEUD 9
>>>> 0.70000-015 0.33000+000 0.23000+001 0.67000+003 0.20000+000 0.50000-009 0.25000+002-0.50000+004
>>>> 0.20000+000-0.20000+007 0.68000+000 0.15000+001 0.00000+000 0.27600+004 0.10000+000 0.00000+000
>>>> 0.60000+000 0.11350+008 0.33000+000 0.33000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.24480+004 0.00000+000
>>>> 0.14646+001 0.14646+001 0.27824+004 0.00000+000 0.29315+003 0.45606+005 0.00000+000 0.30315+003
>>>> 0.20000+000 0.98780+000 0.00000+000 0.00000+000-0.78453+003 0.00000+000 0.12353-002 0.00000+000
>>>> 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000 0.27315+003 0.00000+000 0.00000+000 0.00000+000

```

ANNEXE II

ARTICLE (SOUS PRESSE)

DANS LA REVUE SCIENTIFIQUE

"COLD REGIONS SCIENCE AND TECHNOLOGY

MODELING AND EXPERIMENTAL STUDIES OF FROST HEAVE INCLUDING SOLUTE EFFECTS

Francisco PADILLA and Jean-Pierre VILLENEUVE

Institut National de la Recherche Scientifique - Eau
2800, rue Einstein, Québec, P.Q., G1X 4N8, Canada.

Abstract

The behavior of frost-susceptible soils is analyzed using finite-element solutions for water flow, heat and solute transport in one-dimension. These solutions take into account the discontinuity concept of the Stefan problem for different conditions of ice in soils. The degrees of freedom of this problem are hydraulic head, soil temperature, and solute concentration. The proposed MELEF-3v model is mainly based on Miller's theory and considers the presence and formation of ice lenses in saturated, partially saturated, colloidal and non-colloidal soils. The main processes involved during soil freezing, namely dispersion, convection, solute redistribution and overburden, were taken into account in the simulations. Comparisons of predictions with several laboratory experiments are very promising. Frost heave of an actual pavement, exposed to deicing salts, is specially considered in applications.

Résumé

Le comportement des sols gélifs est envisagé à partir de la résolution numérique de l'écoulement de l'eau et du transport de la chaleur et des solutés à une dimension par la méthode des éléments finis. Cette résolution considère le concept de discontinuité du problème de Stefan pour les différentes conditions de la glace dans le sol. Les degrés de liberté du problème sont la température, la pression et la concentration des solutés dans l'eau. Le modèle MELEF-3v est essentiellement basé sur la théorie de Miller et il est construit pour simuler l'évolution du gel et la formation de lentilles de glace dans les sols colloïdaux, non colloïdaux, saturés et non saturés. Les principaux processus concernant le gel des sols qui sont considérés dans les simulations sont la dispersion, la convection, la redistribution des solutés et les effets de surcharge. Les résultats des simulations s'avèrent très encourageants lorsqu'ils sont comparés à certaines expériences de

laboratoire. Les applications tiennent compte des soulèvements récents par le gel d'une chaussée entretenue à l'aide de sels déglaçants.

Introduction

When a frost-susceptible soil freezes, water is strongly attracted toward the frozen zone, usually resulting in accumulations of ice too large to be contained within the soil pores. The excess ice must be accommodated by expansion of the soil matrix. This process, called frost heave, may cause damage to several kinds of soil structures, either directly due to differential movement, or indirectly by reason of unstable soil conditions following thaw. Ground freezing is responsible for frost heave in permanently or temporarily frozen subsoils. In cold climates, soil freezing and thawing have caused much damage to buildings, pipelines, road and airfield pavements. Water salinity may also become significant for deep-frozen soils and permafrost problems, due to solute redistribution.

The transport of water, heat and solutes in the saturated and unsaturated zones of the soil have received considerable attention in contemporary modeling efforts. The simultaneity and inter-relationships of these phenomena are presently of major concern in evaluating the movement of water in frozen soils (Cary, 1987). In the past two decades, theories have been proposed (Miller, 1980; Takagi, 1980), equations have been developed (Menot, 1974) and models have been improved with the aid of computer simulation (Berg *et al.*, 1980; Hopke, 1980).

Since frost heave constitutes such an important design consideration for all kinds of pavements, one goal of this study is to apply the one-dimensional finite-element model MELEF-3v (Padilla and Villeneuve, 1990) for frost heave of a northern road subject to the action of melting salts. The infiltration of water and dissolved salts in the pavement system and in the supporting soil is studied through the numerical solution of water flow, heat and solute transport. Unless uncoupled, these equations are sequentially solved at the same time step for phase changes, ice lensing and other phenomena, through several solutions to the discontinuity concept of the Stefan problem (Menot, 1979). The viewed relations between the solutions to the macroscopic equations of the model result

from an analysis of the microscopic formation of ice from water within the saturated or partially saturated pores of a non-colloidal or possibly colloidal soil. In this respect, we have used basic concepts on freezing phenomena in soils that have been extensively treated by R.D. Miller (Miller, 1980; O'Neill, 1983; O'Neill and Miller, 1985). Nevertheless, the mechanism of frost heave has been subjected to modifications. In order to evaluate and quantify some of the freezing features calculated by the model, we have also made comparisons of predictions with data from several laboratory experiments.

Governing equations

Flow of water

The equation for the transient flow of water in a slightly compressible, partially saturated and frozen soil, can be written (Laliberté *et al.*, 1967; Pickens *et al.*, 1979; Padilla and Villeneuve, 1990) as follows:

$$\rho_w m(H,T) \frac{(P_w - P_i)}{\tau(T)} \frac{\partial \tau(T)}{\partial t} - \rho_w m(H,T) \frac{\partial P_i}{\partial t} + \rho_w m(H,T) \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \rho_w \frac{k(H)}{\eta_w(T)} \frac{\partial H}{\partial z} \right\} - i \quad (1)$$

where ρ_w is the water density, T is the temperature, H is the water potential, P_w and P_i are the pressures of water and ice, k is the intrinsic permeability, η_w is the dynamic viscosity of water, $\tau(T)$ is a coefficient of capillary conversion, m is the specific moisture capacity (which depends on τ), and i is the mass of water changing to ice per unit volume. It must be noted that changes in the capillary conversion coefficient (first term of equation (1)) take into account air or ice phases as well as colloidal or non-colloidal soils (Koopmans and Miller, 1966; Padilla, 1986). Changes in ice pressure are considered in the second term. This equation is also non-linear because of the dependence of both m and k on the state variable H .

Heat transport

The equation for the unsteady transport of heat in a frozen partially saturated porous medium, can also be written (Menot, 1979):

$$c(H) \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K(H) \frac{\partial T}{\partial z} \right\} - \rho_w c_w \vec{w} \frac{\partial T}{\partial z} + ((c_w - c_i) T + L_f) i \quad (2)$$

where c is the thermal capacity by unit volume of the porous medium, c_w and c_i are the specific heat of water and ice, \vec{w} is the Darcy velocity, and K is the thermal conductivity.

Solute transport

Finally, the convection-dispersion of solutes in a frozen partially saturated soil can be expressed (Pickens et al., 1979, Padilla and Villeneuve, 1990) as follows:

$$(\theta_w + \rho K_a) \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \theta_w D \frac{\partial C}{\partial z} \right\} - \vec{w} \frac{\partial C}{\partial z} - (\theta_w + \rho K_a) K_d C + (1 - X_i) \frac{i}{\rho_w} C \quad (3)$$

where C is the dissolved solute concentration, θ_w is the water content, D is the hydrodynamics dispersion, ρ is the bulk density of the porous medium, K_a is the adsorption partition coefficient, K_d is the first-order degradation rate, and X_i is the coefficient of solute redistribution during freezing. Adsorption and degradation processes can be neglected if conservative solutes, e.g. melting salts, are used in applications.

The Galerkin technique is used to determine approximate solutions to equations 1, 2 and 3 under the appropriate initial and boundary conditions. In a one-dimensional finite-element domain, hydraulic heads, temperatures and solute concentrations were represented by spatial quadratic functions (fig. 1). Full details of the solution procedures and the analytical verifications can be found in Padilla et al. (1990).

Water, heat and solute balances at the soil surface

Frost heave of pavements is of major concern when taking into account water, heat (Smith, 1979; Akan, 1984) and solute exchanges at the surface of the domain. The upper boundary conditions are obtained from (1), (2) and (3) as:

$$-k \frac{\rho_w}{\eta_w} \frac{\partial H}{\partial z} = q_w \quad (4)$$

$$- K \frac{\partial T}{\partial z} = (T^* - T) \left[(c_w q_w + \rho_a c_a \frac{K_v^2 \vec{v}}{\left(\ln \frac{Z_v}{r}\right)^2}) + R_s (1 - \alpha_s) + \epsilon' R_L - \epsilon \sigma T^4 \right] \quad (5)$$

$$- \theta D \frac{\partial C}{\partial z} = (C^* - C) \frac{q_w}{\rho_w} \quad (6)$$

in which the three equations are evaluated at the soil surface. These three equations express respectively, the mass rate of rainfall (q_w), in addition to the diffusive fluxes of heat and solutes per unit surface area. In (4), (5) and (6), ρ_a is the density of air, K_v is the von Karman constant, \vec{v} is the average wind velocity measured at Z_v above the soil surface, r is a length measure of roughness of the soil surface, R_s is the incident solar radiation, α_s is the albedo, ϵ is the emissivity, R_L is the incoming long-wave radiation, σ is the Stefan-Boltzmann constant, c_a is the specific heat of air, C^* is the solute concentration in the influx water, and T^* is the external temperature.

When uncovered ground surfaces or road and airfield pavements are exposed to cold climates, solar radiation and/or wind velocity can significantly affect ground freezing phenomena. However, this last feature has been neglected in present applications in view of the goals of this research.

Balance equations on a freezing front

The phase changes in porous media are assumed to be produced on a "freezing front" (Menot, 1979). We call "front" a surface where one or several parameters of the model have a discontinuity or a discontinuous derivative. This is pointed out by the Stefan problem. Equation (2) is then true in the sense of distributions and it may also be written in terms of a "jump". From this point of view, the volumetric rate of freezing can be expressed:

$$i = - \frac{\left[K \frac{\partial T}{\partial z} \right]_N}{((c_w - c_i) T + L_f) \Delta z} \quad (7)$$

where Δz is the length of spatial discretization and $[]_N$ represents the "jump" or variation between the two sides of the discontinuity in the direction of the unit upward

normal vector. Typical discontinuities are: the propagation of a freezing line in a saturated or unsaturated soil (Fremond, 1979) and the growth of ice lenses within forced discontinuities in the frozen soil fabric (O'Neill and Miller, 1985). These ice lenses are responsible for the upward displacement of the soil surface (frost heave).

Furthermore one can prove that the water and ice balance equations on a freezing front moving with a velocity \vec{z} may also be written respectively:

$$- \rho_w [\theta_w]_N \vec{z} = - \rho_w [\vec{w}]_N - i \Delta z \quad (8)$$

$$- \rho_i [\theta_i]_N \vec{z} = - \rho_i [\vec{i}]_N + i \Delta z \quad (9)$$

In order to consider the thermodynamic equilibrium governing phase changes, four node types can be defined.

Unfrozen. There is no ice, and equations (1) to (3) are ordinarily solved for each time step.

Frozen, unsaturated. Water begins to freeze in the unsaturated zone if the temperature cools down enough to satisfy the following generalized Clapeyron equation (Kay and Groenevelt, 1974; Miller, 1980),

$$\frac{P_w}{\rho_w} - \frac{P_i}{\rho_i} = \left(\frac{L_f}{273.15} \right) T^\circ + \frac{\pi}{\rho_w} \quad (10)$$

where π is the osmotic pressure that corresponds to the solute concentration and T° is the temperature ($^\circ\text{C}$). For unsaturated media, ice pressure can be set equal to zero (atmospheric):

$$\frac{(P_w - \pi)}{\rho_w} = \left(\frac{L_f}{273.15} \right) T^\circ \quad (11)$$

Initial freezing produces expulsion of water because of changes on the surface tension of water in contact with the new ice (water surface tension is considered by the coefficient of capillary conversion τ). Progressive freezing of an unsaturated soil induces migration of water from warm to cold regions, resulting in water changing to ice within the frozen soil pores. The migration of water is continuous as long as continuous water

content and soil permeability makes available an external water supply. Then, if water velocity is sufficient, most of the ice would fill up the remaining voids of the porous medium (fig. 2a). With respect to the ice balance equation (9), the microscopic discontinuity that exists between ice and water in a frozen unsaturated pore could be introduced in the following way:

$$\frac{\partial \theta_i}{\partial t} = \frac{-\vec{z}}{\Delta z} = \bar{\Gamma} = \frac{i}{\rho_i} \quad (12)$$

where $\bar{\Gamma}$ is the fraction of ice that is forming by unit time inside the volume of the soil that is defined by the spatial discretization. Whereas ice velocity $\vec{\Gamma}$ is equal to zero in unsaturated pores, ice content variation across the microscopic discontinuity between water and ice has been defined as $[\theta_i]_N = 1-0$.

Considering the water balance equation (8) and defining the water content and water velocity variations respectively as $[\theta_w]_N = 0-1$ and $[\vec{w}]_N = 0-\vec{w}$, we can find the fraction of the forming ice that would take the place of the existing water, by unit time, in the soil volume defined by the spatial discretization:

$$\bar{\Gamma}' = \frac{i}{\rho_w} - \frac{\vec{w}}{\Delta z} \quad (13)$$

The difference between (12) and (13), that is $\bar{\Gamma} - \bar{\Gamma}'$, will give the fraction of the forming ice that would take the place of the existing air, by unit time.

Frozen, saturated. After a frozen node becomes saturated, i.e. without air voids, the ice and water pressures can increase. The higher ice pressure (second term of equation (1)) reduces or even reverses water flow because of expanding ice (Hopke, 1980). It is clear that equation (12) can be defined as well for frozen saturated soils. Making equal (12) to (13), we can also calculate the needed water velocity inside a frozen saturated soil:

$$\vec{w} = \left(\frac{1}{\rho_w} - \frac{1}{\rho_i} \right) i \Delta z \quad (14)$$

Similarly to the case of a frozen unsaturated soil, the freezing front is mobile but ice does not move inside the pores (fig. 2b).

In an unfrozen saturated porous medium, water would begin to freeze when the temperature cools down enough to satisfy the Clapeyron equation (10) for $P_i = P_w$:

$$P_w - \left(\frac{\rho_i}{\rho_i - \rho_w} \right) \pi = \left(\frac{\rho_i \rho_w}{\rho_i - \rho_w} \right) \left(\frac{L_f}{273.15} \right) T^\circ \quad (15)$$

Frozen, heaving: When the ice and the water pressures increase enough to cancel the effective vertical stress, heaving is allowed (fig. 2c). Then, inside the pores located just below the ice lens, the total vertical stress would be:

$$\sigma_z \leq \chi P_w + (1-\chi) P_i \quad (16)$$

where $\chi(\theta_w)$ is a weighting factor (O'Neill and Miller, 1985). In addition, if one considers that ice moves only in the ice lens and its close proximity $[\vec{i}]_N = \vec{i} - 0$, the ice velocity or rate of heaving at this point can then be calculated from (8) and (9) by the expression:

$$-\frac{\vec{i}}{\Delta z} + \frac{i}{\rho_i} = -\frac{\vec{w}}{\Delta z} + \frac{i}{\rho_w} ; \quad \vec{i} = \vec{w} + \left(\frac{1}{\rho_i} - \frac{1}{\rho_w} \right) i \Delta z \quad (17)$$

This latter approach implies an ice discontinuity near the bottom of the ice lens, that is to say, ice moves upward in the lens but it does not move inside the pores located near below the ice lens. Therefore, part of the ice forming in the volume of soil defined by the spatial discretization of this type of node, would increase the ice content of the soil pores at a rate given by the expression:

$$\frac{\partial \theta_i}{\partial t} = \bar{i} = \frac{i}{\rho_i} - \frac{\vec{i}}{\Delta z} \quad (18)$$

where \bar{i} is the fraction of ice forming by unit time inside the pores of the soil near the bottom of the ice lens. This last expression is taken from the ice balance equation (9) after the variations across the discontinuity are adequately established as indicated above. It can be proved that the present approach is somewhat equivalent to the second method proposed by O'Neill and Miller (1985) to evaluate the ice velocity in a lens. Nevertheless, in the case of the present numerical approach, it is not necessary to define in advance, for each type of soil, a relation describing the unfrozen water content against the soil temperature. As a result, the first method suggested by O'Neill and Miller allows

ice movement somewhere below the ice lens inside the frozen pores of the saturated soil. However this first method seems to be less stable in numerical applications than the second. In addition, the present approach could also adequately represent the loss of bearing capacity, due to slow shrinkage, particularly after melting periods, which is typical of clayey soils. Eventually, this subject should be treated in further research.

Soil properties

The unfrozen moisture content of frozen soils is assumed to follow the same pattern as the water retention curve of unfrozen soils. In this respect, we use the expressions of Laliberté *et al.* (1967) for unfrozen partially saturated systems. The intrinsic hydraulic conductivity for frozen soils is assumed to be quite similar to that of the unfrozen soil at the same liquid water content (Travis, 1984).

Effective thermal conductivity is also a function of phase content. The thermal conductivity of the soil solids must be input based upon experimental data for saturated or dry soils (Johansen, 1975). The overall soil sensible heat capacity was calculated as the simple volumetrically weighted sum of the component values, these being estimated from typical published values.

In equation (3), the coefficient of solute redistribution during normal freezing X_i is taken equal to 0.6 (Leung and Carmichael, 1984). Frost heave is essentially allowed by the expression (16). In this respect, the coefficient that defines the weighting factor is fixed at 1.5 for all types of soils (O'Neill and Miller, 1985).

Evaluation of the ground freezing model

Theoretical freezing features

When compared to soil freezing phenomena (O'Neill, 1983), the model predicts expulsion of water with initial freezing. As time proceeds, liquid flow reverses and water enters the frozen fringe as predicted by the Clapeyron equation. From this thermodynamic point of view, sharp variation of water and ice pressures, phase changes at a freezing front, ice lensing or whatever occurs microscopically, are numerically averaged out at the macroscopic level of the discretized finite-element solution (balance equations on a freezing front). Other phenomena like solute redistribution or several

overburden consequences, such as water expulsion if effective stress is still affecting the soil grains, are predicted during freezing by the model. When effective stress cancels, water flow reverses toward the colder region where an ice lens is allowed to break through the soil matrix. Then, while ice pressure in the lens equals overburden pressure, near below in the soil pores, water pressure is governed by water content and water flow equation, whereas ice pressure follows Terzaghi's theory of soil mechanics (equation (16); Terzaghi and Peck, 1948).

Recently, M.W. Smith and D. Onysko (1990) conducted soil column laboratory experiments in order to measure positive internal pressures accompanying soil freezing. The measurements are explained in terms of the pressure developed as ice grows in the soil. Therefore as concluded by the authors, these pressures must give some indication of the ice pressure locally within the soil (figure 3). With this assumption in mind, we have performed simulations with the MELEF-3v model to predict, among other parameters, ice pressure inside a soil column during a laboratory experiment where uni-directional freezing was imposed from the top surface. The main physical properties of the soil sample and the conditions of the experimental test have been described by R. Morin (1981). The soil employed, a sandy silt from Coaticook (Sherbrooke), is highly frost-susceptible (see next paragraph). Even if the soil column is only 16 cm thick, we have plotted in figure 4 the evolution of the ice pressure calculated by the model at depths of 3 cm, 5 cm and 7 cm. Examining figures 3 and 4, we can find that there are clear similarities between the internal pressures measured by Smith and Onysko (1990) and the ice pressures predicted by the MELEF-3v model for the Coaticook soil. Furthermore, the pattern of the ice pressure evolution during freezing appears to be quite common for all kind of soils.

Frost heave of soil columns

We have mentioned above that simulations have been made in order to compare calculated and measured frost heaves of several laboratory experiments performed by R. Morin (1981). Two soil types were chosen: a sandy silt from Coaticook and a clayey silt from Lavigerie Street (Sherbrooke). The main physical properties of these two soils are respectively well known: intrinsic permeabilities of $2.2 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$ and $6.0 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$,

porosities of 0.34 and 0.29, soil densities of 2.69 gr/cm³ and 2.76 gr/cm³, grain size distribution curves indicating 6% and 28% of clay. Furthermore, some essential properties were estimated respectively for both soils as input data to the model: thermal conductivities of 3 W/mK and 1.5 W/mK, specific heats of the soil solids of 700 J/kgK and 750 J/kgK, as well as the moisture retention curves (e.g.: pore size distribution indices of 60 and 20, bubbling pressures of -5 m and -20 m, and residual saturations of 0.1 and 0.15. Each soil column, 16 cm thick, was left for one day in order to reach saturation. After this period, the top and bottom surfaces of the samples were imposed at -6 °C and 4 °C, respectively.

Initial and boundary conditions as well as physical parameters were introduced in the numerical model to perform the required simulations. Solute transport was neglected in these model runs. In the case of the Coaticook soil, figure 5 shows the calculated and measured frost heaves against the frost-susceptibility index. Analysis of the results of numerous runs shows the model's particular sensitivity to acceptable bubbling pressures or equivalent capillary heights. Because capillary height needs to be estimated for this soil, we have performed simulations in a range of capillary height varying from $P_b = -3$ m to $P_b = -8$ m. This range is controlled only by the grain shape parameter of the formula suggested by Terzaghi to estimate the capillary height of a soil (Terzaghi and Peck, 1948). Simulation shows the best results for a middle value, $P_b = -5$ m.

The first simulations dealing with the Lavigerie soil at complete saturation did not seem to give satisfactory results (figure 6). Measured frost heaves showed that this clayey soil begins to raise almost one day after freezing starts. In order to find the reasons of disagreement between the measured and the first calculated frost heaves, we have also simulated the one-day saturation preceding each first cycle freezing experiment. We have found, as expected, that one day of capillary water intake from the bottom of the column is not enough to saturate a clayey soil of this kind because of its very low hydraulic conductivity. In addition, computed results for an initially unsaturated sample, as well as for experimental data, both seem to show that frost heave begins later than expected on account of the fact that saturation of the soil sample is most likely not complete. On the other hand, in the unsaturated case, better results can be obtained when the saturated intrinsic permeability is lightly increased from $6.0 \cdot 10^{-18}$ m² to $9.0 \cdot 10^{-18}$ m².

18 m^2 . The terminal stage of heave is occasionally underlined by certain numerical instabilities of the model. In general, for a given spatial mesh and time step, simulations concerning this clayey soil tend also to become unstable, essentially because of the low hydraulic conductivities. It can also be pointed out that, in this kind of numerical model, stability problems are usually enhanced during the final stages of heave, when the penetration of the freezing front becomes negligible (O'Neill and Miller, 1985). Nevertheless the MELEF-3v model can choose among various numerical schemes and techniques in order to avoid unstable solutions, as well as to evaluate ice velocities below a lens. Finally, for the case of the clayey silt soil of Lavigerie, some explanations of the divergences found between the calculated and the experimental frost heave, could probably stem from a) a poor calculation of water velocities, b) an unsatisfactory estimation or model representation of certain physical parameters for clayey soils, or c) a lack of knowledge about the soil column experiments by Morin (1981). Second cycle tests for this same soil and experimental conditions, show early heave after freezing starts and a higher frost-susceptibility index.

Only the first freezing cycle experiments were used for comparisons in the present figures. The dispersion observed in the values of measured frost heaves, reflects the difficulties encountered in reproducing experimentally the same soil behavior and consequently, it also shows namely the high sensitivity of frost heave to small and unexpected physical changes of the soil sample (Morin, 1981).

Frost heave of road pavements

Within pavement systems, frost action is manifested by heaving of the surface during freezing and/or a decrease in the load carrying capacity of the pavement during thawing. While actual ice lenses commonly form in frost-susceptible subsoils, surface pavements subside during thaw weakened periods. The subsidence rate at the surface depends on the rate of melting, the weight of the traffic and the road structure resistance. It would then be equal to or smaller than the decreasing rate of the thickness of actual ice lenses.

Present applications take into account the performance of a roadway (Henri IV boulevard), which was built during the summer of 1987 in the Quebec City area

(Laroche, 1988). Heaving and lowering phenomena due to freezing and thawing are specially considered in the simulations. Nevertheless, it is well known that the migration of water, heat and melting salts through a particular porous media, control the ice formation and the general performance of frost affected roads. By way of example, ice lensing, water pressure, temperature and salt concentrations can be observed both within a pavement system or within the underlying soil which is penetrated by frost during the winter (figure 7). Because damages due to frost action were observed shortly after construction, simulations have been made to determine the performance of the roadway from autumn 1987 until spring 1988 (Padilla and Villeneuve, 1989).

In order to realize suitable applications for different conditions of Henri IV boulevard, thermo-physico-chemical properties of the pavement system have been estimated (Laroche, 1988). Air temperature and rainfall were considered the characteristics that mainly affect the freezing and thawing of the pavement. Figure 8 describes the most prominent features of the Henri IV boulevard structure.

During the winter of 1988, frost heave measurements were made at the pavement surface by the *Ministère des Transports du Québec*. Figure 9 illustrates a comparison of frost heaves calculated by the model and of those that were actually observed in the field. The discrepancy in values for the thawing period are experimentally explained by field observations (Laroche, 1988). In most cases, the rate of subsidence of a recent concrete road is smaller than the decreasing rate of the cumulative thickness of actual ice lenses. During springtime, voids of several centimeters in thickness have been observed between the concrete slab and the underlying granular base course.

Simulations indicate, under these conditions, the melting salts (65 t/km) are not significant to the rate of freezing and thawing inside the pavement system. However, if used at rates as high as 1000 t/km or 2000 t/km, melting salts can drastically reduce the expected frost heaves and consequently the road damage (figure 10).

Reinforcement of a damaged pavement surface increases thermal insulation, diminishes frost heave and consequently extends the original road durability. This phenomenon appears clearly on figure 11, where the concrete-surfaced road was covered in a 20 cm thick layer of asphalt. In the case of frost-susceptible subsoils, figure 12 illustrates how a deeper water table can increase frost heave of typical pavement

surfaces. More precisely, stronger capillary forces would increasingly prevent the formation of ice into the pore voids of a granular foundation. Consequently, a faster freezing front will sooner reach the top of the frost-susceptible subsoil. Foundations with poor quality materials would not necessarily heave, but if too much ice is allowed to form in their pores because of shallow water tables, damages could also be expected. This is because frequently, the resulting high breaking strains of forming ice as well as high water content during thaw periods reduce the bearing capacity of the road foundation and of the supporting subsoil. Therefore, pavement damages due to frost action are not always related to heaving phenomena. In this case, water tables deeper than the ones illustrates in fig. 12, would be expected to diminish heaving processes in a frost-susceptible subsoil. However, deeper water tables do not significantly reduce the observed heaving rates, particularly when these heaving rates are produced by ice lensing in a frost-susceptible subgrade.

Concluding remarks

The results of the tests described above have established a reasonable degree of confidence in the ability of the model, first, to simulate soil freezing conditions related to saturated, unsaturated, colloidal and non-colloidal soils. Second, the model seems to represent most of the theoretical features concerning ground freezing, e.g. calculated ice pressures appear to follow the same pattern as measured internal pressures during freezing.

Applications take into account frost heave of different soil columns in laboratory experiments. Comparisons of calculated and experimental frost heaves seem to be quite acceptable for silty and clayey soils. Frost heave of silty soils, which have a relative high hydraulic conductivity, appears to be particularly sensitive to capillary height. Late heave after freezing of clayey soil columns can probably be caused by partially saturated conditions. In this particular case, some disagreements between the calculated and the experimental frost heaves have been found. One reason for this possible disagreement could probably stem from a poor calculation of water velocities by the model. Analysis of the results of numerous runs and other frost heaving experiments with clayey soils would be required.

Simulations concerning actual pavements consider the sensitivity of frost heave to pavement reinforcement, water table depth and melting salt dosages. In permafrost-free zones, actual melting salt dosages do not significantly affect the observed frost heave of highways. Nevertheless, it can be expected that ground water salinity could represent a significant factor in permafrost related problems.

Because simulations have been performed with several estimated parameters, efforts must be made to ascertain some soil properties which are particularly sensitive to ground freezing. Among these properties we can point out: thermal conductivity, moisture retention curve and hydraulic conductivity in frozen conditions.

Acknowledgements

This work was supported by the *Fonds FCAR-Actions concertées*, Grants Nos. 88-RR-0013 and 90-RR-0013, and by a grant from the Natural Sciences and Engineering Research Council. The authors wish to acknowledge Pierre De Montigny (*Ministère des Transports du Québec*) and Michael Smith (*Carleton University*) for their help and numerous suggestions.

References

- AKAN, A.O. 1984. Simulation of runoff from snow-covered hill slopes. *Water Resources Research*, 20(6): 707-713.
- BERG, R.L., GUYMON, G.L. and T.C. JOHNSON. 1980. Mathematical model to correlate frost heave of pavements with laboratory predictions. CRREL Report 80-10, Hanover, N.H., 49 p.
- CARY, J.W. 1987. A new method for calculating frost heave including solute effects. *Water Resources Research*, 23(8): 1620-1624.
- FREMOND, M. 1979. Problèmes hydrauliques. Méthodes numériques. Gel des sols et des chaussées. Séminaire. Ecole National des Ponts et Chaussées, Paris, Carleton Un., Ottawa, October 1979.

- HOPKE, S.W. 1980. A model for frost heave including overburden. *Cold Regions Science and Technology*, 3: 111-127.
- JOHANSEN, O. 1975. Thermal conductivity of soils. Ph.D. thesis, Trondheim, Norway. (Available as USACRREL Draft Transl. 637, 1977).
- KAY, B.D. and P.H. GROENEVELT. 1974. On the interaction of water and heat transfer in frozen and unfrozen soils. 1. Basic theory: the vapor phase. *Soil Science Society of America Journal*, 38: 395-400.
- KOOPMANS, R.W.R. and R.D. MILLER. 1966. Soil freezing and soil water characteristic curves. *Soil Science Society of America Proc.*, 30: 680-685.
- LALIBERTE, G.E., A.T. COREY, R.H. BROOKS, G.L. COREY and D.B. McWHORTER. 1967. Similitude for partially saturated flow systems. *Soil Moisture, Proceeding of Hydrology Symposium No 6, National Research Council of Canada*: 101-117.
- LAROCHE, G. 1988. Autoroute 573, municipalit  de Val-Bélair, comté de Chauveau. Division structures de chaussées, Service des sols et chaussées, Ministère des Transports du Québec, Report No. 0573-01-050(22) 87.
- LEUNG, W.S. and G.R. CARMICHAEL. 1984. Solute redistribution during normal freezing. *Water, Air and Soil Pollution*, 21: 141-150.
- MENOT, J.M. 1979. Equations of frost propagation in unsaturated porous media. *Engineering Geology*, 13: 101-109.
- MILLER, R.D. 1980. Freezing phenomena in soils. Chapter 11, in *Applications of Soils Physics*. D. Hillel, Academic Press, NY.
- MORIN, R. 1981. Développement d'un simulateur de gel et élaboration d'un système de classement des sols selon leur degré de susceptibilité au gel. Master Thesis, Department of civil engineering, Université de Sherbrooke, 250 pg.
- O'NEILL, K. 1983. The physics of mathematical frost heave models: a review. *Cold Regions Science and Technology*, 6: 275-297.
- O'NEILL, K. and R.D. MILLER. 1985. Exploration of a rigid ice model of frost heave. *Water Resources Research*, 27(3): 287-296.
- PADILLA, F. and J.P. VILLENEUVE. 1990. Modeling the movement of water, heat and solutes in frost-susceptible soils. *Proceedings of the Fifth Canadian Permafrost Conference, National Research Council Canada-Centre d' tudes nordiques, Université Laval, Québec, Canada, juin 1990*: 43-49.

- PADILLA, F., M. LECLERC and J.P. VILLENEUVE. 1990. A formal finite element approach for open boundaries in ground water problems. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 11: 287-301.
- PADILLA, F. 1986. Analyse théorique de l'infiltration de l'eau à trois phases. Modèle d'application aux sols gelés. Ph.D. Thesis, Department of Geology, Université Laval, 260 pg.
- PICKENS, J.F., R.W. GILLHAM and D.R. CAMERON. 1979. Finite element analysis of the transport of water and solutes in tile-drained soils. *Journal of Hydrology*, 40: 243-264.
- SMITH, M.W. and D. ONYSKO. 1990. Observations and significance of internal pressures in freezing soil. *Proceedings of the Fifth Canadian Permafrost Conference, National Research Council Canada-Centre d'études nordiques, Université Laval, Québec, Canada, juin 1990: 75-81.*
- SMITH, M.W. 1979. Principes de la propagation du gel et des échanges d'énergie à la surface du sol. *Gel des sols et des chaussées. Séminaire. Ecole National des Ponts et Chaussées, Paris, Carleton Un., Ottawa, October 1979.*
- TAKAGI, S. 1980. The adsorption force theory of frost heaving. *Cold Regions Science and Technology*, 3: 57-82.
- TERZAGHI, K. and R.B. PECK. 1948. *Soils mechanics in engineering practice.* John Wiley and Sons, New York.
- TRAVIS, B.J. 1984. TRACR3D: A model of flow and transport in porous media. Los Alamos National Laboratory, LA-9667-MS, Los Alamos, New Mexico.

LIST OF FIGURES

- Figure 1: Finite-element vertical discretization of the unsaturated-saturated zone of the soil.
- Figure 2: Three hypothetical configurations of ice during ground freezing:
a) Frozen, unsaturated (1,2,3,4 = ice evolution stages);
b) Frozen, saturated;
c) Frozen, heaving.
- Figure 3: Internal pressures accompanying soil freezing at depths of 15 cm, 25 cm, 35 cm, 45 cm and 55 cm. Soil column experiment by M.W. Smith and D. Onysko (1990).
- Figure 4: Calculated ice pressures during freezing of a soil column 16 cm thick. Coaticook soil.
- Figure 5: Comparison of measured and calculated frost heaves for three different bubbling pressures (capillary heights). Coaticook soil (Morin, 1981).
- Figure 6: Comparison of measured and calculated frost heaves for saturated and unsaturated conditions. Lavigerie soil (Morin, 1981)
- Figure 7: Some freezing features regarding the behavior of a road during a freeze-thaw period (1987-88; S3 bore-hole; Henri IV Blvd; Laroche, 1988)
- Figure 8: Properties of the Henri IV pavement system (North-right side; Laroche, 1988)

- Figure 9: Comparison of numerical model and observed frost heaves during winter 1987-88 (Henri IV Blvd; S3 bore-hole; Laroche, 1988).
- Figure 10: Comparison of calculated frost heaves for different melting salt dosages (Henri IV Blvd; S3 bore-hole; Laroche, 1988).
- Figure 11: Comparison of calculated frost heaves for a pavement reinforced or not with a 20 cm layer of asphalt (Henri IV Blvd; S3 bore-hole; Laroche, 1988).
- Figure 12: Comparison of calculated frost heaves for a water table 0.6 m, 1.0 m and 2.8 m deep (Henri IV Blvd; S14 bore-hole; Laroche, 1988).

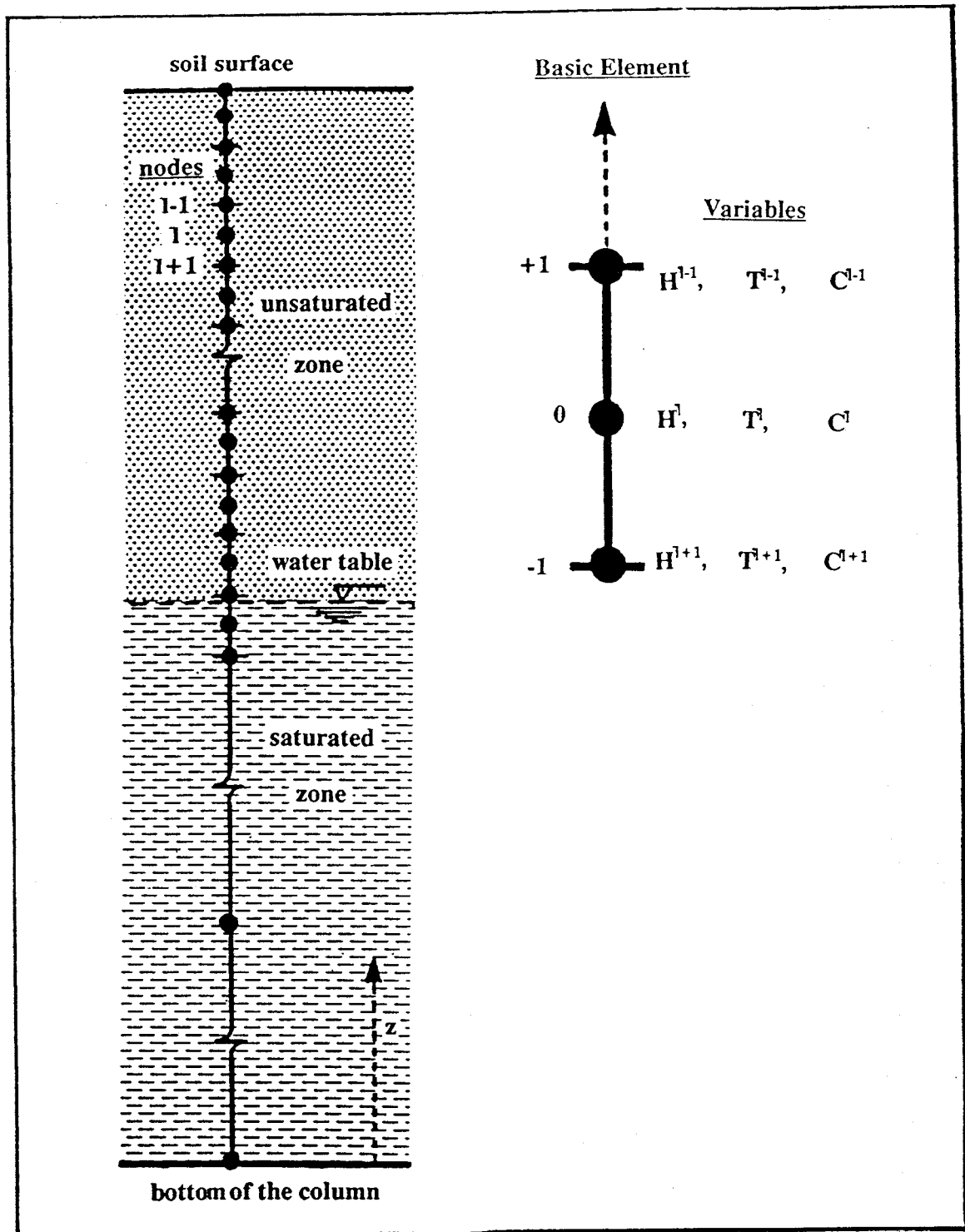


Fig. 1: Finite-element vertical discretization of the unsaturated-saturated zone of the soil.

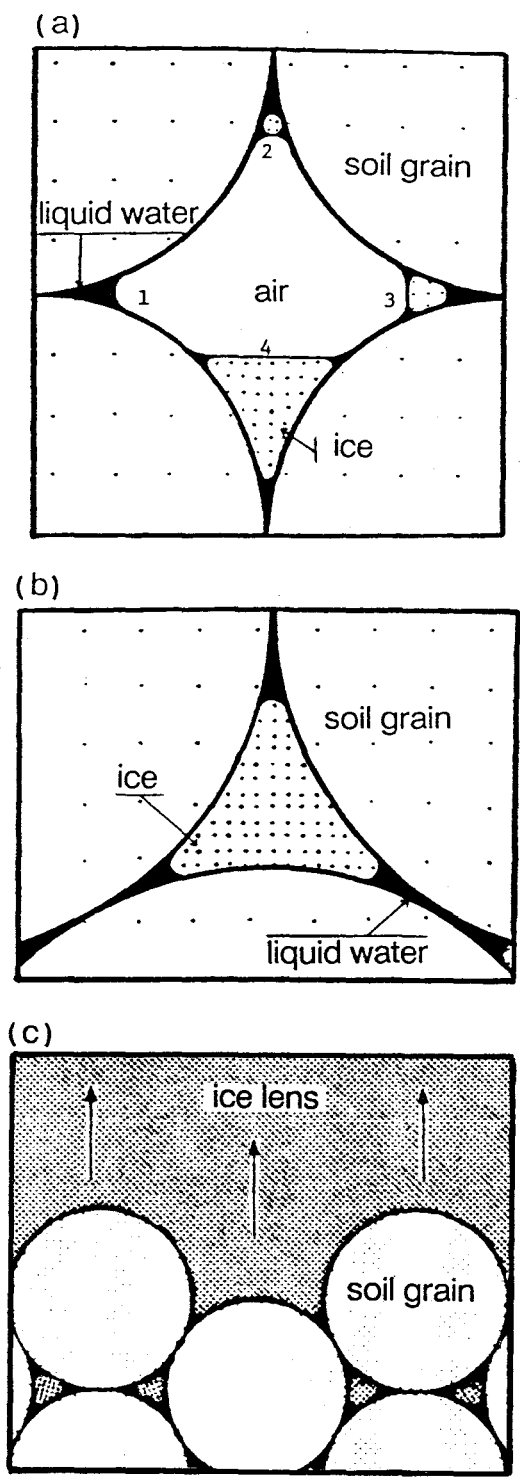


Fig. 2: Three hypothetical configurations of ice during ground freezing
 a) Frozen, unsaturated (1,2,3,4 = ice evolution stages);
 b) Frozen, saturated;
 c) Frozen, heaving.

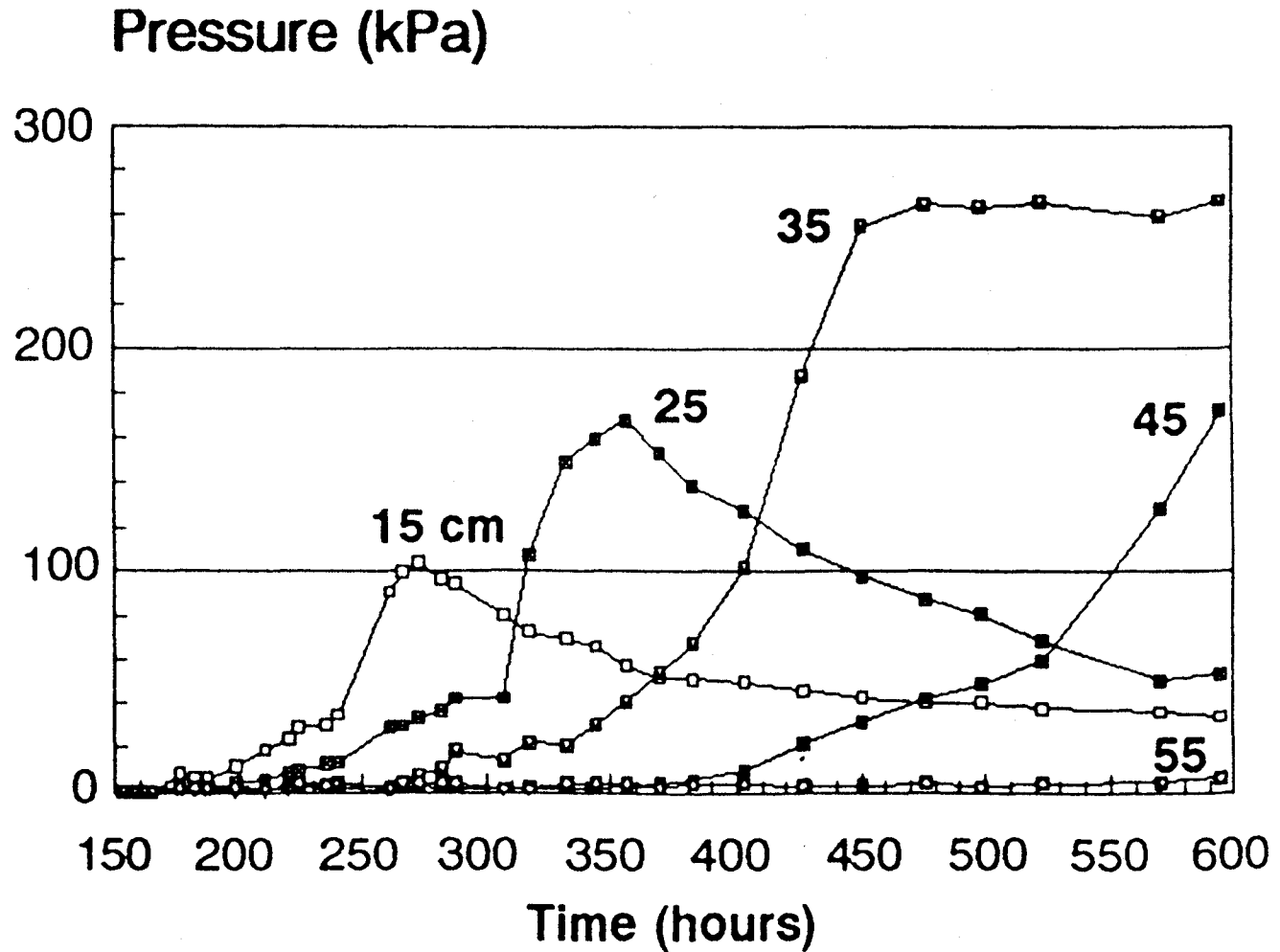


Figure 3: Internal pressures accompanying soil freezing at depths of 15 cm, 25 cm, 35 cm, 45 cm and 55 cm. Soil column experiment by M.W. Smith and D. Onysko (1990).

CALCULATED ICE PRESSURES at depths of 3 cm, 5 cm, and 7 cm.

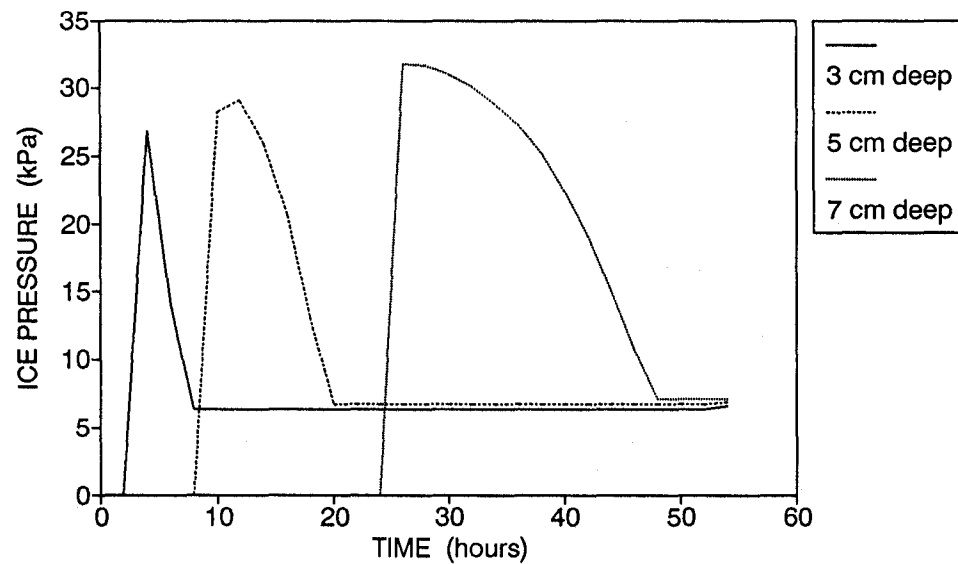


Figure 4: Calculated ice pressures during freezing of a soil column 16 cm thick. Coaticook soil.

MEASURED AND CALCULATED FROST HEAVE sandy silt, Coaticook

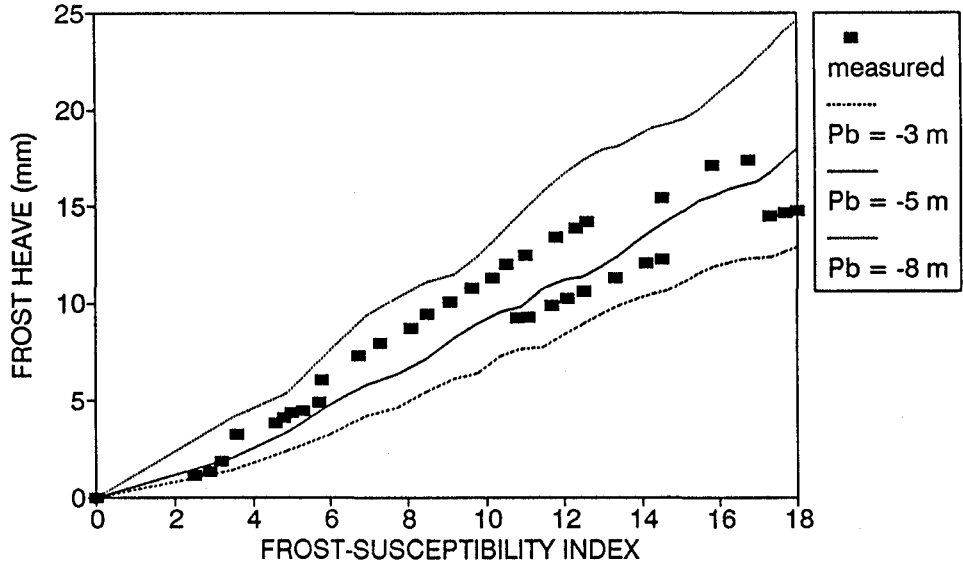


Figure 5: Comparison of measured and calculated frost heaves for three different bubbling pressures (capillary heights). Coaticook soil (Morin, 1981).

MEASURED AND CALCULATED FROST HEAVE clayey silt, Lavigerie

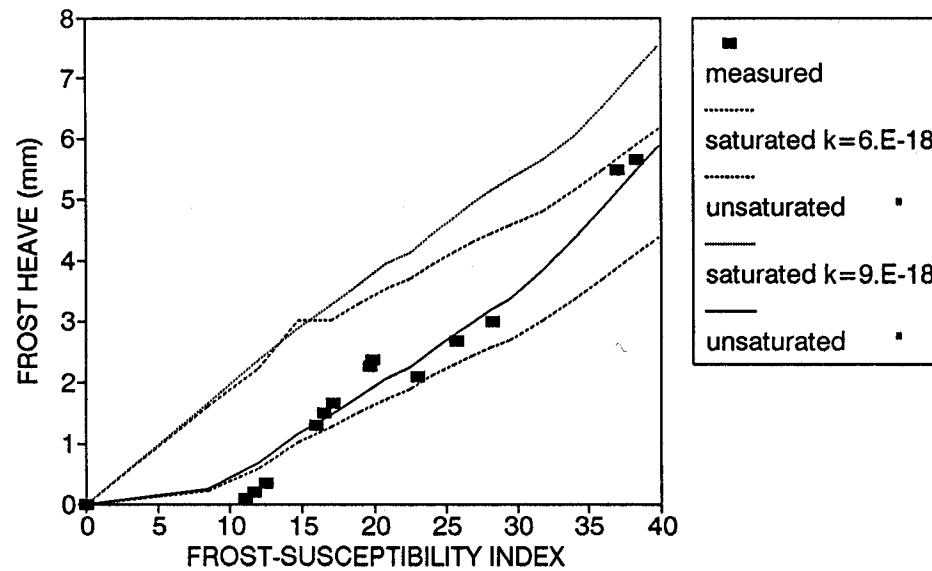


Figure 6: Comparison of measured and calculated frost heaves for saturated and unsaturated conditions. Lavigerie soil (Morin, 1981)

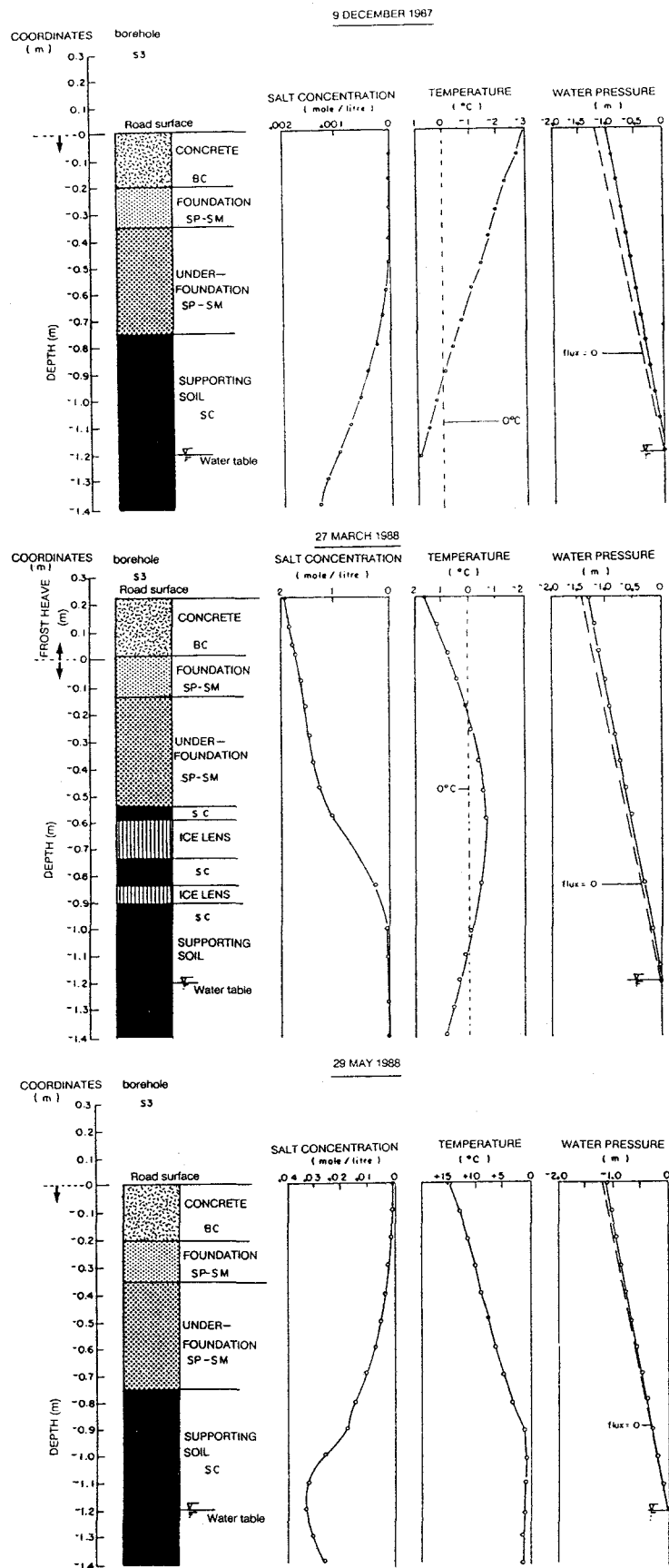


Figure 7: Some freezing features regarding the behavior of a road during a freeze-thaw period (1987-88; S3 borehole; Henri IV Blvd; Laroche, 1988).

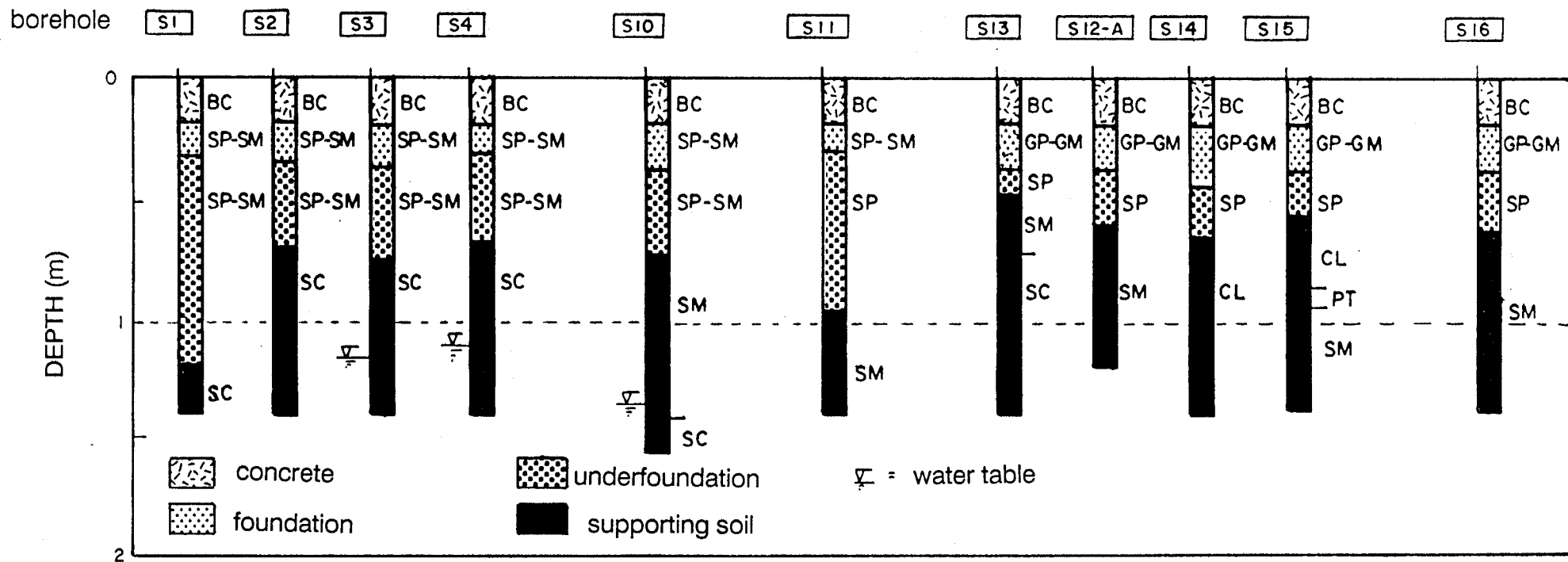


Figure 8: Properties of the Henri IV pavement system (North-right side; Laroche, 1988)

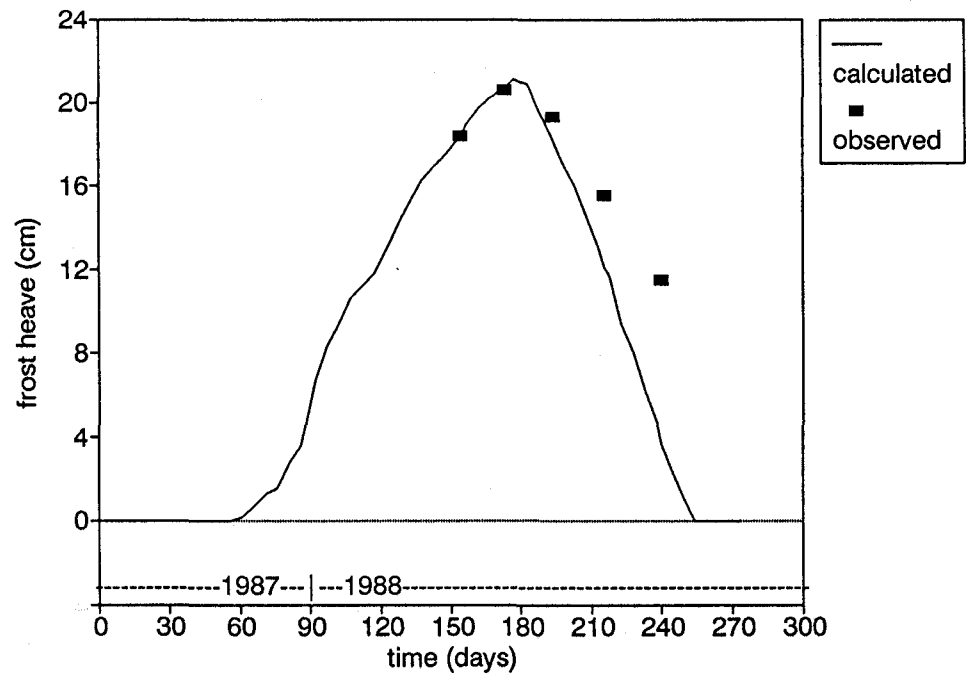


Figure 9: Comparison of numerical model and observed frost heaves during winter 1987-88 (Henri IV Blvd; S3 borehole; Laroche, 1988).

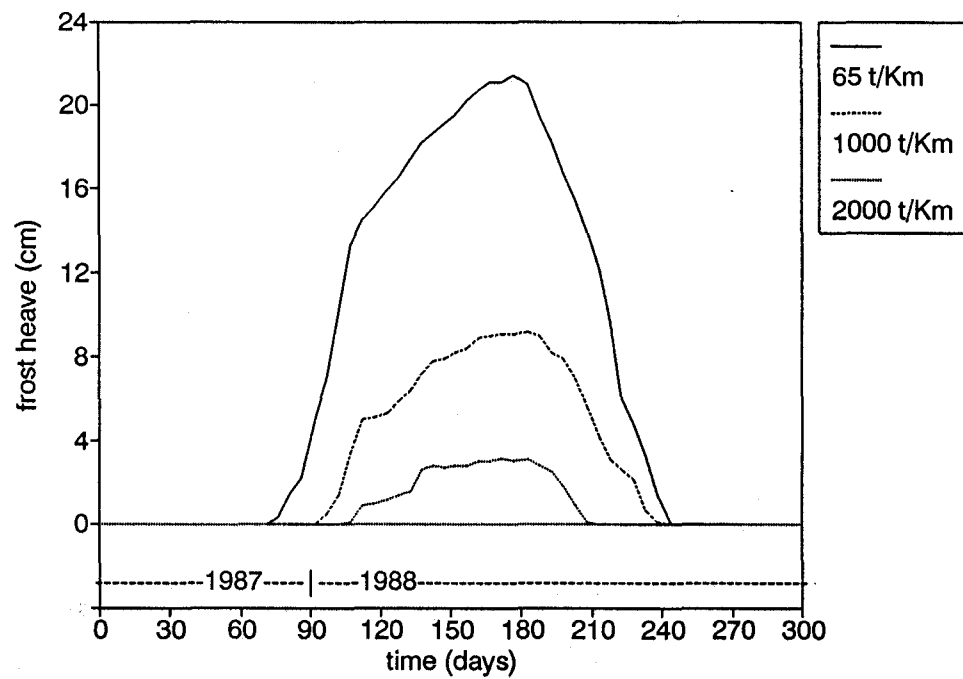


Figure 10: Comparison of calculated frost heaves for different melting salt dosages (Henri IV Blvd; S3 borehole; Laroche, 1988)

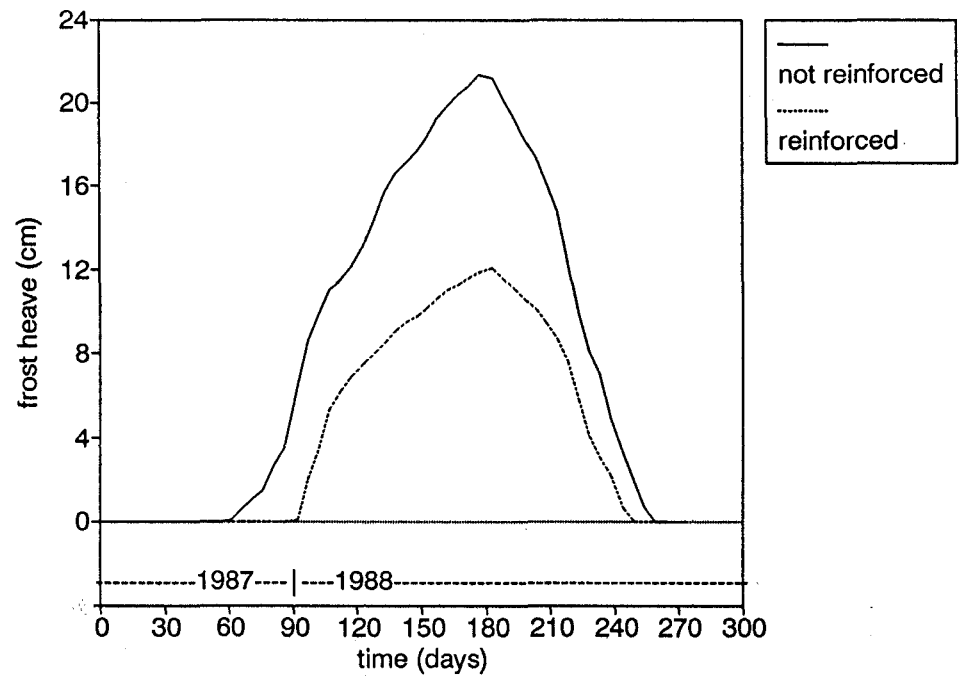


Figure 11: Comparison of calculated frost heaves for a pavement reinforced or not with a 20 cm layer of asphalt (Henri IV Blvd; S3 borehole; Laroche, 1988).

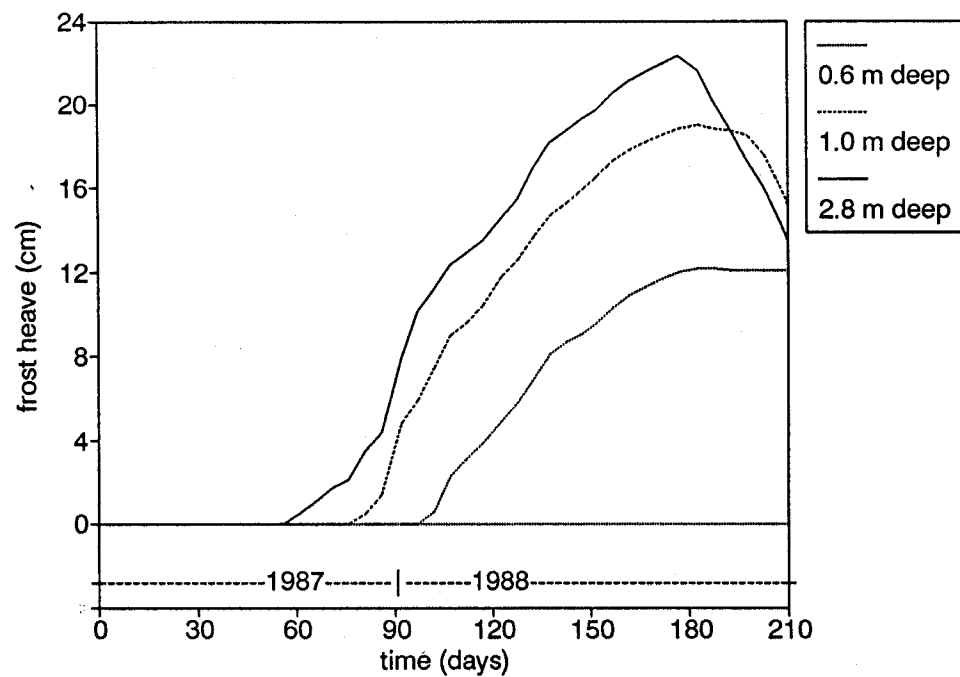


Figure 12: Comparison of calculated frost heaves for a water table 0.6 m, 1.0 m and 2.8 m deep (Henri IV Blvd; S14 borehole; Laroche, 1988)