

MORaine AS EMBANKMENT AND FOUNDATION MATERIAL.

State of the art.

LA MORaine, MATÉRIAU DE REMBLAI ET DE FONDATION.

La technique actuelle.

Bulletin 69



1989

Report prepared by a Working Group
of the Canadian Committee on Large Dams
including O. Dascal, G. S. Larocque, J. G. Lavallée and J. J. Paré
for the Committee on Materials for Fill Dams

*Rapport préparé par un Groupe de Travail
du Comité Canadien des Grands Barrages
comprenant O. Dascal, G. S. Larocque, J. G. Lavallée et J. J. Paré
pour le Comité des Matériaux pour Barrages en Remblai*

MORaine AS EMBANKMENT AND FOUNDATION MATERIAL.

State of the art.

LA MORaine, MATÉRIAU DE REMBLAI ET DE FONDATION.

La technique actuelle.

Bulletin 69

Commission Internationale des Grands Barrages
151, bd Haussmann, 75008 Paris - Tél. : 40 42 67 33 - Télex : 641320 F (ICOLD)

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:

Les informations, analyses et conclusions auxquelles cet ouvrage renvoie sont sous la seule responsabilité de leur(s) auteur(s) respectif(s) cité(s).

Les informations, analyses et conclusions contenues dans cet ouvrage n'ont pas force de Loi et ne doivent pas être considérées comme un substitut aux réglementations officielles imposées par la Loi. Elles sont uniquement destinées à un public de Professionnels Avertis, seuls aptes à en apprécier et à en déterminer la valeur et la portée et à en appliquer avec précision les recommandations à chaque cas particulier.

Malgré tout le soin apporté à la rédaction de cet ouvrage, compte tenu de l'évolution des techniques et de la science, nous ne pouvons en garantir l'exhaustivité.

Nous déclinons expressément toute responsabilité quant à l'interprétation et l'application éventuelles (y compris les dommages éventuels en résultant ou liés) du contenu de cet ouvrage.

En poursuivant la lecture de cet ouvrage, vous acceptez de façon expresse cette condition.

NOTICE – DISCLAIMER :

The information, analyses and conclusions referred to herein are the sole responsibility of the author(s) thereof.

The information, analyses and conclusions in this document have no legal force and must not be considered as substituting for legally-enforceable official regulations. They are intended for the use of experienced professionals who are alone equipped to judge their pertinence and applicability and to apply accurately the recommendations to any particular case.

This document has been drafted with the greatest care but, in view of the pace of change in science and technology, we cannot guarantee that it covers all aspects of the topics discussed.

We decline all responsibility whatsoever for how the information herein is interpreted and used and will accept no liability for any loss or damage arising therefrom.

Do not read on unless you accept this disclaimer without reservation.

COMMITTEE ON MATERIALS FOR FILL DAMS
COMITÉ DES MATÉRIAUX POUR BARRAGES EN REMBLAI (*)
(1983-1989)

Chairman/Président France	J. N. PLICHON
Members/Membres	
Austria/Autriche	H. GRASSINGER
Canada	G. S. LAROCQUE
Colombia/Colombie	A. MARULANDA
Czechoslovakia/Tchécoslovaquie	P. KLABENA
Egypt/Égypte	W. K. SHENOUDA
Finland/Finlande	A. LESKELA
Germany (FRG)/Allemagne (RFA)	H. STEFFEN
Great Britain/Grande-Bretagne	J. A. CHARLES
India/Inde	C. SUDHINDRA
Italy/Italie	R. JAPPELLI
Netherlands/Pays-Bas	J. WOESTENENK
Portugal	F. A. GUEDES DE MELLO
South Africa/Afrique du Sud	G. W. DONALDSON
USA/États-Unis	D. E. BOWES
USSR/URSS	I. S. MOISEEV
Co-opted member/Membre coopté	J. H. GALLOWAY (N.Z.)

(*) Composition en janvier 1989.
Membership in January 1989.

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION
2. NATURE DES DÉPÔTS MORAINIQUES
3. PROPRIÉTÉS DU MATÉRIAU
4. PARAMÈTRES DE CONCEPTION ET CAHIER DES CHARGES
5. CONSTRUCTION
6. COMPORTEMENT - REMBLAI ET FONDATION
7. DESCRIPTIONS DE CAS
8. CONCLUSIONS
9. REFERENCES

ANNEXE A - Tableaux

ANNEXE B - Courbes granulométriques

CONTENTS

FOREWORD

1. INTRODUCTION
2. NATURE OF MORaine DEPOSITS
3. MATERIAL PROPERTIES
4. DESIGN AND SPECIFICATION REQUIREMENTS
5. CONSTRUCTION
6. EMBANKMENT AND FOUNDATION BEHAVIOUR
7. CASE HISTORIES
8. CLOSING REMARKS
9. RÉFÉRENCES

APPENDIX A - Tables

APPENDIX B - Gradation curves

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	11
1. INTRODUCTION	12
2. NATURE DES DÉPÔTS MORAINIQUES	14
2.1. Origine	14
2.2. Caractéristiques	14
2.3. Difficultés d'exploration	16
3. PROPRIÉTÉS DU MATÉRIAU	22
4. PARAMÈTRES DE CONCEPTION ET CAHIER DES CHARGES	34
4.1. Remblais en matériaux morainiques	36
4.1.1. Granulométrie	36
4.1.2. Teneur en eau et masse volumique	38
4.1.3. Épaisseur du noyau et filtre	40
4.1.4. Géométrie du remblai	42
4.2. Fondation	44
5. CONSTRUCTION	48
5.1. Mise en place des matériaux morainiques	48
5.1.1. Compactage en couches	48
5.1.2. Compactage humide	52
5.1.3. Technique des bassins	52
5.2. Construction hivernale	54
5.3. Zones de contact et ilots d'instruments	58
5.4. Contrôle de qualité	58
6. COMPORTEMENT - REMBLAI ET FONDATION	68
6.1. Comportement en remblai	68
6.1.1. Pressions interstitielles et infiltrations	68
6.1.2. Déformations	72
6.1.3. Effet du gel	74
6.2. Comportement en fondation	74
7. DESCRIPTIONS DE CAS	82
7.1. Mise en place de matériaux morainiques	82
7.1.1. Compactage en couches minces - Barrage principal de Manicouagan 3, Québec, Canada	82
7.1.2. Compactage à l'état humide - Barrage de Slottmoberget, Norvège	86

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	11
1. INTRODUCTION	13
2. NATURE OF MORaine DEPOSITS	15
2.1. Origin	15
2.2. Characteristics	15
2.3. Investigation difficulties	17
3. MATERIAL PROPERTIES	23
4. DESIGN AND SPECIFICATION REQUIREMENTS	35
4.1. In the embankment	37
4.1.1. Grain-size distribution	37
4.1.2. Water content and density	39
4.1.3. Width of the core and filter requirements	41
4.1.4. Geometry of embankment	43
4.2. In the foundation	45
5. CONSTRUCTION	49
5.1. Placing the moraine	49
5.1.1. Compaction in layers	49
5.1.2. Wet compaction	53
5.1.3. Moraine dumped in water pools	53
5.2. Winter construction	55
5.3. Contact zones and instrumentation islands	59
5.4. Quality control	59
6. EMBANKMENT AND FOUNDATION BEHAVIOUR	69
6.1. Embankment behaviour	69
6.1.1. Pore pressures and seepage	69
6.1.2. Deformations	73
6.1.3. Frost action	75
6.2. Foundation behaviour	75
7. CASE HISTORIES	83
7.1. Moraine placing	83
7.1.1. Compaction in thin layers - Manicouagan 3 Main Dam, Quebec, Canada	83
7.1.2. Wet compaction - Slottmoberget Dam, Norway	87

7.1.3. Méthode des bassins - Barrage de Serebrynka 1, URSS	88
7.1.4. Travaux d'hiver - Barrage de Ust' - Khantaisk, URSS	90
7.1.5. Ségrégation dans le matériau morainique du noyau - Barrages du Mont-Cenis et de Grand'Maison, France	94
7.2. Infiltrations	96
7.2.1. Barrage principal de Manicouagan 3, Canada	96
7.2.2. Barrage principal KA 3 (dérivation de la rivière Caniapiscou), Québec, Canada	102
7.2.3. Barrage de Hautapera, Finlande	102
7.2.4. Barrage d'Uljira, Finlande	102
7.2.5. Barrage de Hyttejuvet, Norvège	102
7.3. Formation de cônes d'affaissement	104
7.3.1. Digue QA 8, Québec, Canada	104
7.3.2. Barrage de Bastusel, Suède	106
7.3.3. Barrage de Viddalsvatn, Norvège	106
7.3.4. Barrage de Seitevare, Suède	108
7.4. Déformation des ouvrages	108
7.4.1. Barrage principal de LG 2, Québec, Canada	108
7.4.2. Barrage de Messaure, Suède	112
7.4.3. Barrage de Svartevatn, Norvège	112
7.4.4. Barrage de Serebrynka 1, URSS	112
7.5. Traitement et comportement de la fondation	116
7.5.1. Barrage principal de LG-3, Québec, Canada	116
7.5.2. Barrages principaux OA 11 et OA 10B, digue OA 8 (dérivation des rivières Eastmain et Opinaca), Québec, Canada	116
7.5.3. Dignes KA 4 (dérivation de la rivière Caniapiscou), Québec, Canada	116
7.5.4. Barrage de Sonstevatn, Norvège	118
8. CONCLUSIONS	120
9. RÉFÉRENCES	124
ANNEXE A	
Tableau 1 - Liste des barrages en remblai sélectionnés durant l'enquête	132
Tableau 2 - Propriétés de la moraine en laboratoire	142
Tableau 3 - Paramètres de mise en place	148
Tableau 4 - Données de compactage <i>in situ</i>	152
ANNEXE B	
Courbes granulométriques	162

7.1.3. Dumping moraine in water pools - Serebrynka 1 Dam, USSR	89
7.1.4. Winter operations - Ust'-Khantaisk Dam, USSR	91
7.1.5. Segregation in coarse moraine - Mont-Cenis and Grand'Maison, France	95
7.2. Seepage problems	97
7.2.1. Manicouagan 3 Main Dam, Quebec, Canada	97
7.2.2. KA 3 Main Dam, Quebec, Canada	103
7.2.3. Hautapera Dam, Finland	103
7.2.4. Uljira Dam, Finland	103
7.2.5. Hyttejuvet Dam, Norway	103
7.3. Sinkhole formation	105
7.3.1. QA-8 Dike, Quebec, Canada	105
7.3.2. Bastusel Dam, Sweden	107
7.3.3. Viddalsvatn Dam, Norway	107
7.3.4. Seitevare Dam, Sweden	109
7.4. Deformation of the structures	109
7.4.1. LG 2 Main Dam, Quebec, Canada	109
7.4.2. Messaure Dam, Sweden	113
7.4.3. Svartevatn Dam, Norway	113
7.4.4. Serebrynka Dam, USSR	113
7.5. Foundation treatment and behaviour	117
7.5.1. LG 3 Main Dam, Quebec, Canada	117
7.5.2. OA 11 and OA 10B Main Dams, OA 8 Dike-Quebec, Canada	117
7.5.3. KA 4 Dike-Quebec, Canada	117
7.5.4. Sonstevatn Dam, Norway	119
8. CLOSING REMARKS	121
9. REFERENCES	124
APPENDIX A	
Table 1 - List of surveyed Embankment Dams	133
Table 2 - Laboratory Properties of Moraine	143
Table 3 - Placement Requirements and Specifications	149
Table 4 - In situ Compaction Data	153
APPENDIX B	
Mean Gradation Curves	162

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

- Fig. 3.1. — Courbes granulométriques (Moraines de l'est du Québec).
- Fig. 3.2. — Courbes teneur en eau - masse volumique (Moraines de l'est du Québec).
- Fig. 3.3. — Angle de résistance au cisaillement en fonction du niveau de contrainte.
- Fig. 3.4. — Angle de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte de confinement, de la teneur en eau au compactage et de la masse volumique.
- Fig. 3.5. — Effet de l'indice de vide sur le coefficient de perméabilité.
- Fig. 3.6. — Compressibilité de la moraine en fonction de sa compacité et de sa teneur en eau.
- Fig. 5.1. — Compacité obtenue à l'aide de rouleaux sur pneus et de rouleaux vibrants sur des matériaux morainiques non séchés et séchés au four.
- Fig. 5.2. — Compacité de la moraine aux teneurs en eau de 8 %, 9 % et 10 % en fonction de la profondeur.
- Fig. 5.3. — Mise en place de la moraine par déversement dans l'eau.
- Fig. 6.1. — Niveaux piézométriques dans le noyau du barrage de Manic 3.
- Fig. 6.2. — Pénétration du gel - Complexe de La Grande (Québec, Canada).
- Fig. 6.3. — Processus de refroidissement du noyau morainique (température maximale dans le noyau).

ANNEXE A. — Tableaux.

- Tableau 1. — Liste des barrages en remblai sélectionnés durant l'enquête.
- Tableau 2. — Propriétés de la moraine en laboratoire.
- Tableau 3. — Paramètres de mise en place.
- Tableau 4. — Données de compactage *in situ*.

ANNEXE B. — Courbes granulométriques moyennes.

- Fig. B. 1. — Canada - Est du Québec et Terre-Neuve.
- Fig. B. 2. — Canada - Nord du Québec.
- Fig. B. 3. — Canada - Manitoba et Saskatchewan.
- Fig. B. 4. — Canada - Alberta et Colombie Britannique.
- Fig. B. 5. — Suède et Norvège.
- Fig. B. 6. — Finlande.
- Fig. B. 7. — Nouvelle-Zélande - Barrage Pukake.
- Fig. B. 8. — URSS.
- Fig. B. 9. — France.

LIST OF FIGURES AND TABLES

- Fig. 3.1. — Grain size distribution curves (Eastern Quebec moraines).
Fig. 3.2. — Moisture - density curves (Eastern Quebec moraines).
Fig. 3.3. — Angle of shearing resistance as a function of stress level.
Fig. 3.4. — Angle of shearing resistance as a function of confining stress, compaction water content and density.
Fig. 3.5. — Effect of void ratio on permeability coefficient.
Fig. 3.6. — Compressibility of the moraine vs compaction and water content.
Fig. 5.1. — Compaction degree obtained with tire rollers and vibrating rollers on bulk and kiln-dried moraine.
Fig. 5.2. — Dry density of moraine at water content of 8, 9 and 10 % in relation to depth below surface.
Fig. 5.3. — Placing of moraine by dumping in water.
Fig. 6.1. — Water levels in the core of Manic 3 Dam.
Fig. 6.2. — Frost penetration — La Grande Complex (Quebec, Canada).
Fig. 6.3. — Cooling process of the moraine core (Maximum temperature in the core).

APPENDIX A. — Tables.

- Table 1. — List of surveyed embankment dams.
Table 2. — Laboratory properties of the moraine.
Table 3. — Placement requirements and specification.
Table 4. — *In situ* compaction data.

APPENDIX B. — Mean gradation curves.

- Fig. B.1. — Canada - Eastern Quebec and Newfoundland.
Fig. B.2. — Canada - Northern Quebec.
Fig. B.3. — Canada - Manitoba and Saskatchewan.
Fig. B.4. — Canada - Alberta and British Columbia.
Fig. B.5. — Sweden and Norway.
Fig. B.6. — Finland.
Fig. B.7. — New-Zealand - Pukake Dam.
Fig. B.8. — USSR.
Fig. B.9. — France.

AVANT-PROPOS

Si elle est suffisamment imperméable, la moraine peut constituer une bonne fondation, avec de faibles tassements; elle peut aussi fournir un bon matériau pour la construction du noyau ou des remblais de barrages.

On traite dans ce Bulletin des points suivants : propriétés de la moraine, difficultés des reconnaissances *in situ*, définition des projets, méthodes de construction et comportement lors de la mise en eau du réservoir et pendant l'exploitation. Il s'agit d'un exposé très complet des connaissances actuelles sur ce matériau morainique dans son emploi comme remblai ou fondation de barrages.

Des exemples, choisis dans différents pays, illustrent la façon dont il peut être utilisé.

Ce rapport sera donc d'une grande utilité à tous ceux intéressés par ce matériau, que l'on rencontre dans de nombreux pays.

Il est particulièrement abondant au Canada et c'est pourquoi le Comité canadien a bien voulu préparer ce Rapport, mettant ainsi sa grande expérience au service de tous. Qu'il en soit vivement remercié.

J.-N. Plichon
Président du Comité des Matériaux
pour Barrages en Remblai

FOREWORD

If sufficiently impervious, moraine is a good foundation material with few settlement problems; it can also provide satisfactory constructional material for dam cores and homogeneous earth dams.

The Bulletin describes and discusses moraine properties, *in situ* exploration problems, design, construction and performance during first filling and long-term operation. It is a comprehensive review of current knowledge and experience of moraine as a dam foundation and fill material.

Case histories from various countries illustrate the ways it can be used.

The report contains valuable information for all engineers concerned with this material, which is present in many countries.

It is abundant in Canada, and the Canadian National Committee agreed to take responsibility for this Bulletin, so that their experience could be made to benefit a wider audience. They deserve our appreciation and thanks.

J.-N. Plichon
Chairman, Committee on Materials
for Fill Dams

1. INTRODUCTION

La plus grande partie de l'Amérique du Nord, tout le nord de l'Europe et des portions considérables d'autres continents ont connu, au cours des deux derniers millions d'années, plusieurs périodes de glaciation; ces régions ont ainsi été recouvertes de dépôts glaciaires d'épaisseurs variées (23).

En Écosse, on donnait à l'origine le nom de till à un sol argileux, dur et consistant, généralement imperméable et non stratifié (23).

Le nom « moraine » qui, en Amérique du Nord, désigne habituellement des reliefs dus uniquement à la glaciation, est fréquemment employé en Europe comme synonyme de « till ».

Pour les besoins de la présente étude, on a adopté les termes « moraine » et « matériaux morainiques », définis comme des matériaux, d'origine glaciaire, de granulométrie généralement étalée, utilisés dans les zones imperméables de barrages en terre et en enrochement, ou comme fondation de barrage. Ces termes excluent les dépôts fluvio-glaciaires et les formations lacustres d'origine glaciaire.

La moraine est largement employée, surtout dans les pays nordiques, pour former le noyau imperméable des barrages zonés et dans le corps des digues homogènes. La moraine constitue également une fondation d'assez bonne qualité pour les ouvrages de retenue.

Ses principaux avantages sont : sa perméabilité assez faible, sa haute résistance au cisaillement et sa faible déformabilité, comparativement à d'autres matériaux fins d'origine naturelle comme l'argile et le silt. Ces propriétés recherchées proviennent de sa granulométrie étalée, alliée à un contenu en fines relativement élevé; cependant, certains dépôts morainiques, étant donné leur formation glaciaire, peuvent présenter une granulométrie variant de relativement homogène à très hétérogène.

A cause de ces caractéristiques, les explorations géotechniques et l'échantillonnage des dépôts de moraine sont une opération difficile. Le perfectionnement incessant du matériel et des techniques d'échantillonnage et d'exploration a pour but de mieux déterminer la véritable composition granulométrique, la masse volumique et la perméabilité *in situ*, ainsi que l'anisotropie des dépôts morainiques. En dépit des difficultés et à cause de ses propriétés intéressantes, la moraine est largement utilisée dans la construction des barrages.

Grâce aux instruments d'auscultation et au contrôle du comportement des ouvrages, on peut vérifier les critères de conception et valider les prévisions de performance; ainsi, ce matériau est maintenant mieux connu et utilisé avec une confiance accrue, même dans les régions éloignées ou froides. La moraine est considérée comme un excellent matériau par de nombreux spécialistes de la conception de barrages en terre, à condition de suivre de bonnes méthodes d'ingénierie dans la conception des filtres et des zones drainantes, qui sont la première et la plus importante ligne de défense contre l'érosion interne et l'affouillement.

Le présent document décrit, du point de vue de l'ingénieur et du constructeur, un certain nombre d'aspects de l'utilisation de la moraine comme matériau de remblai et de fondation. Les pages qui suivent décrivent et comparent l'expérience acquise dans divers pays d'Amérique, d'Europe et d'Asie.

1. INTRODUCTION

“ Most of North America, the entire northern part of Europe and considerable portions of other continents have been glaciated several times during the last 2 million years and covered by various thicknesses of glacial deposits ” (23).

“ The name till was originally applied in Scotland to a stiff hard clay subsoil generally impervious and unstratified ” (23).

The term moraine, which in North America is usually applied to land forms produced by glaciation only, is often used in Europe as a synonym for till.

In this report, the term « moraine » is adopted and defined as an unsorted material of glacial origin, generally broadly graded, used as foundations and as the impervious zone of earth and rockfill dams. It excludes fluvio-glacial deposits and glacial lake formations.

Moraine has been used extensively especially in northern countries, as fill material for impervious cores in zoned embankment dams or for the main body of homogeneous dikes. Moraine has also served as relatively good quality foundation for water retaining structures.

The main advantages of such a material are its relatively low permeability, its high shear strength and its low deformability compared to other natural fine materials, like clay and silt. These desirable properties result from the material broad grain size distribution together with its relatively high fines content, although morainic deposits, because of their glacial mode of deposition, may vary from a relatively homogeneous to a very heterogeneous medium.

Because of these characteristics, geotechnical investigations and sampling of moraine deposits are difficult operations. Developments are continually being made in equipment, in sampling and field investigation techniques to better determine the true grain-size composition, the *in situ* density and the permeability as well as the anisotropy of morainic deposits. In spite of these difficulties and because of its advantageous properties, moraine has been used extensively in dam construction.

Through instrumentation readings and behavior monitoring on existing dams, design criteria have been verified and performance predictions validated with the result that this construction and foundation material is now better understood and used with greater confidence even in remote or cold areas. In fact, moraine is considered by many earth dam designers as an excellent material, provided sound engineering practices are followed in the design of the filter and drainage zones, which are considered as the first and most important line of defence against internal erosion and piping.

This report presents a number of engineering and construction aspects related to the use of moraine as embankment or foundation material. Modern American, European and Asian practices are presented and compared.

2. NATURE DES DÉPÔTS MORAINIQUES

2.1. ORIGINE

La géologie et la glaciologie permettent de comprendre la nature et la distribution des dépôts glaciaires. La moraine est constituée surtout de matériaux arrachés au substrat par les glaciers, à mesure qu'ils se déplaçaient dans les vallées et sur les plaines continentales, puis déposés ailleurs. Les plus importants volumes de moraine se trouvent dans le tiers extérieur de la zone recouverte au cours d'une même époque glaciaire. Le transport a eu lieu, en général, dans une direction seulement. Le dépôt de moraine devient de plus en plus mince, parfois au point de ne plus présenter que quelques pierres et blocs, à mesure que l'on se déplace géographiquement de la bordure du glacier vers le centre ou la source du mouvement des glaces, ou topographiquement du fond de la vallée vers les parties saillantes du socle rocheux qui ont été recouvertes (29).

Le dépôt s'appelle moraine de fond s'il est le résultat d'un dépôt initial par le glacier; on l'appelle moraine d'ablation si le matériau initialement déposé a été remanié par le glacier au cours des avances et des reculs successifs de celui-ci.

L'arrachement, le mélange et l'écrasement des matériaux, pendant le déplacement de la couche de glace, déterminent la composition, la forme et la dimension de leurs éléments, et peuvent expliquer l'absence de stratification d'un dépôt morainique.

L'homogénéité d'un dépôt dépend de nombreux facteurs, mais principalement de la distance du lieu d'origine du matériau et de la topographie des zones de dépôt. Dans une plaine, le matériau de transport glaciaire s'étend sous la forme d'une épaisse couche assez homogène. Aux endroits où le relief présente de faibles accidents de terrain ou des collines, des dépôts morainiques se sont fréquemment formés à l'arrière des ondulations ou dans les petites dépressions; s'ils sont de faible épaisseur, leur homogénéité relative peut varier.

2.2. CARACTÉRISTIQUES

La moraine se caractérise par un mélange, de granulométrie étalée, de particules fines à particules de grande dimension; à l'état naturel, les dépôts sont habituellement très denses.

Comme on l'a déjà dit, la moraine a les caractéristiques suivantes : *a)* origine glaciaire, *b)* présence d'une variété de fragments minéraux de tailles variées, dont beaucoup ont été transportés sur des distances considérables; *c)* granulométrie sans triage à l'intérieur d'une enveloppe largement étalée, *d)* absence de stratification, bien que certaines moraines se présentent sous une forme feuilletée, ou même en couches; *e)* compacité ou densité présentant aussi des exceptions (23).

La composition des particules et leur distribution granulométrique dépend de la nature du rocher sous-jacent et du mort-terrain des régions traversées par le glacier. Les roches dures et massives comme le granite, le gneiss granitique et

2. NATURE OF MORaine DEPOSITS

2.1. ORIGIN

Geology and glaciology are the keys to understanding the nature and distribution of glacial deposits. Moraine is formed essentially of materials which are pulled away from the substratum by glaciers, as they move over continents and valleys, and deposited somewhere else. The major volume of moraine is located in the outer third of the area covered during any one glacial episode. It generally travels one way only. " Moraine becomes generally thinner, sometimes at the extent of being just a few stones and boulders, as one proceeds geographically from the ice edge to the center or source of ice movement, or topographically from the valley floor to high prominent bedrock knobs covered by ice " (29).

The material is called basal moraine if it is the result of the initial deposition by the glacier or it is called ablation moraine if the initially deposited material was reworked by the glacier during successive advances and regressions.

The gathering, mixing and crushing of the material during the ice sheet movement determine the composition, shape and the size of the components and can explain the lack of stratification of the deposit.

The homogeneity of a particular moraine deposit is influenced by many factors but mainly by the distance from the abrasion source and the topography of the deposition areas. In a plain, the glacial drift will spread in a thick mantle of rather homogeneous soil. Where there are small hills and ridges, moraine deposits will often be formed behind undulations or in local depressions and may be thinner, which means their relative homogeneity is influenced.

2.2. CHARACTERISTICS

Moraine is characterized by a broadly graded mixture of particles from fines to large boulders and is normally found in a high density condition.

As stated earlier, moraine can be described by the following characteristics : " *a*) glacial origin, *b*) presence of a variety of rock and mineral fragments of various sizes, many of them having been transported a considerable distance, *c*) poor sorting within a wide range of particle sizes, *d*) lack of stratification although some moraines are foliated or even truly bedded, *e*) compactness or close packing, also with certain exceptions " (23).

The composition of the particles and their distribution according to size depend on the nature of the source rock and the overburden that the glacier overrode during its journey. Hard and massive rocks like granite, granitic gneiss and anorthosite will

l'anorthosite produisent une moraine comportant une matrice de silt sableux. Les roches sédimentaires tendres comme les calcaires et les schistes forment une moraine à matrice argileuse. Le matériau déposé près de l'épicentre du glacier contient un pourcentage important de cailloux et blocs. La moraine remaniée par le glacier peut être de composition extrêmement variable.

A l'époque des grands glaciers continentaux, les périodes de fonte partielles se succédaient; il est commun de trouver des matériaux granulaires délavés et triés entre deux dépôts morainiques ou même à l'intérieur d'un même dépôt. La mobilité du front de glace explique aussi la présence d'eau et ce triage des matériaux. Le responsable de la conception doit donc savoir qu'il est possible de trouver des couches de matériaux granulaires délavés et triés au milieu d'un dépôt de moraine par ailleurs assez homogène.

Sous l'action de la masse du glacier, le dépôt morainique est devenu habituellement très dense; dans le cas de la moraine d'ablation, le dépôt peut, cependant, être un peu moins dense. C'est également le cas des matériaux déposés au cours des périodes de fonte successives.

Le degré de saturation de la moraine dépend généralement du niveau de la nappe phréatique et du drainage naturel.

Les dépôts morainiques des glaciers alpins, bien que formés de la même façon, sont facilement contaminés par les débris latéraux détachés des parois de la vallée glaciaire; ils sont beaucoup plus touchés par les périodes de fonte, et donc par le triage subséquent des particules. En effet, on a souvent remarqué que les matériaux d'emprunt provenant de régions montagneuses sont beaucoup plus grossiers et assez hétérogènes. On parlera de ce type de moraine dans ce rapport quand ses propriétés seront semblables à celles des dépôts laissés par les glaciers continentaux, comme la moraine utilisée pour le noyau de la digue de Notre-Dame-de-Commiers, en France (16). Des matériaux alpins grossiers et à granulométrie continue ont aussi été employés dans le noyau des barrages de Mont-Cenis et de Grand-Maison (84).

2.3. LES DIFFICULTÉS D'EXPLORATION

Il est généralement facile de reconnaître un dépôt morainique à la haute densité du matériau *in situ* et à la présence de cailloux et de blocs dans une matrice de particules plus petites. En fait, sa granulométrie est une de ses caractéristiques principales. Si le dépôt n'est pas masqué par un autre, les explorations de surface permettent une identification aisée. Dans les pays du nord, à cause de leur histoire glaciaire récente, il est souvent possible de trouver un dépôt de moraine à quelques kilomètres seulement de la plupart des sites de barrages.

Les explorations préliminaires d'un site de barrage comportent la réalisation d'une carte par photo-interprétation. Cette carte délimite normalement les affleurements rocheux et le mort-terrain. On utilise fréquemment des techniques sismiques pour établir l'épaisseur du mort-terrain. Des visites sur place, des levés directs au sol, des contrôles ponctuels *in situ*, et un petit nombre de forages, permettent de situer l'axe le plus favorable pour le barrage, en fonction du terrain. Par la suite, il faut habituellement effectuer une étude plus approfondie pour déterminer les caractéristiques de la moraine et découvrir s'il serait économiquement avantageux

develop a moraine with a sandy silt matrix. Soft sedimentary rocks like limestone and shale will form a moraine with a clayey matrix. Moraine laid down close to the epicenter of the glacier will contain a larger percentage of blocks and boulders. Moraine reworked by glaciers can be highly variable in composition.

At the time of large continental glaciers, there were successive or partial melting periods and it is common to find granular sorted outwash materials between two moraine deposits or even inside the same deposit. The mobility of the ice front also explains the presence of water and the sorting of materials. The designer must consequently be aware that layers of sorted granular outwash materials can be found in the middle of a rather homogeneous moraine deposit.

Compaction by glaciers normally results in a high-density moraine deposit although in the case of an ablation moraine, the deposit may be a little less dense. This can also be the case for materials deposited during the successive melting periods.

The degree of saturation of the moraine generally depends on the position of the water table and the local drainage conditions.

The moraine deposits of Alpine glaciers, although formed in the same way, are easily contaminated by lateral debris falling from the side walls of the icefield valley channel and they are much more affected by ice melting periods and subsequent sorting of particles. In fact, borrow materials from mountainous areas have often been found to be quite coarse and rather heterogeneous. However, this kind of moraine is dealt with in this report when its properties are similar to those of the moraine originating from a continental ice sheet, such as the moraine used for the core of " Digue Notre-Dame-de-Commiers ", France (16). Coarse and well graded Alpine materials were also used in the core of Mont-Cenis and Grand-Maison dams (84).

2.3. INVESTIGATION DIFFICULTIES

It is generally easy to recognize a moraine deposit because of the high density of the material and the presence of pebbles and blocks in a matrix of smaller particles. In fact, the gradation is one of its main characteristics. If it is not masked by another deposit lying on it, surface investigations will lead to easy identification. In northern countries, because of the recent glacial history, it is often possible to find a moraine deposit within a few kilometers of most dam sites.

Preliminary investigations of a dam site include the preparation of a map using photo interpretation. That map normally shows the location of rock outcrops and overburden. Seismic surveys are often used to establish the thickness of overburden. Based on field visits, walkover surveys, *in situ* spot checks and a limited number of borings, the most promising axis for the dam with respect to the local conditions can be located. More investigations are usually required to establish the characteristics of the moraine and to find out if there is an economical advantage to found the dam entirely, partially or not at all, on the moraine. The investigations should locate

d'asseoir l'ouvrage entièrement ou partiellement sur la moraine, ou ailleurs. L'exploration devra permettre de localiser les dépôts de moraine qui peuvent être employés pour le remblai du barrage proprement dit. Il est important d'observer et d'analyser les variations de la nappe phréatique dans les dépôts morainiques.

Les propriétés les plus importantes à déterminer sont la perméabilité, la granulométrie, l'homogénéité, la densité et la résistance au cisaillement du matériau. Les tranchées d'exploration profondes sont préférables aux forages, car elles permettent d'examiner l'homogénéité du matériau et d'en prendre des échantillons plus volumineux et représentatifs. Dans certains pays, on creuse à la main des puits que l'on étaye de façon à pénétrer plus profondément dans un dépôt profond. En général, l'étude d'un dépôt à granulométrie étalée ne devrait se faire que par des méthodes permettant de prélever des échantillons de grand volume, c'est-à-dire à l'aide de tranchées ou de galeries d'au moins trois mètres de diamètre permettant d'obtenir des échantillons d'au moins un mètre cube. Les méthodes d'échantillonnage rapide, moins coûteuses, par exemple les forages de grand diamètre (700-1 000 mm) excavés à l'aide de bennes preneuses et de tubages, sont à utiliser avec précaution, car les dimensions des particules de l'échantillon sont limitées par celles de la benne ou du tubage. Comme l'illustre la réf. 84, on peut observer des différences importantes entre la composition granulométrique d'échantillons prélevés par forage et celle d'échantillons prélevés dans des tranchées ou des puits de grandes dimensions. On obtient ainsi de bons échantillons, représentatifs de la fondation, que l'on peut apporter en laboratoire en vue d'analyses de routine ou d'essais spéciaux.

Pour la pénétration à grande profondeur dans un dépôt morainique cependant, les forages sont préférables; toutefois, dans les dépôts grossiers qui contiennent souvent des cailloux et des blocs, on sait qu'il est difficile d'effectuer avec succès un échantillonnage par forage. Normalement, le forage par percussion est très efficace, car il permet de pousser le tubage rapidement dans le trou, mais les échantillons récupérés soit habituellement de piètre qualité.

Dans le forage au diamant conventionnel, le tubage avance généralement par rotation. L'échantillonnage se fait normalement à l'aide d'échantillonneurs à cuiller fendue, dont le diamètre minimum est normalisé. La récupération est généralement faible et l'échantillon peut être contaminé par des matériaux entraînés lors de l'opération de lavage. L'utilisation de carottiers à triple paroi se généralise depuis quelques années. Cette technique donne de meilleurs résultats dans les moraines denses, fines et quelque peu cohérentes que dans les moraines sablonneuses. Les moraines de sable silteux sont difficiles à échantillonner à l'aide de cette technique. Cependant, le forage et l'échantillonnage seront bons si l'on prend des précautions suffisantes et si l'équipe de forage est habile.

Il faut prendre des précautions particulières lorsqu'on effectue des essais de perméabilité dans les trous de forage; même ainsi, de bons résultats ne sont pas garantis. Il est souvent difficile de déterminer la taille de la cavité pratiquée en bout de tubage servant à injecter de l'eau dans le sol environnant et de s'assurer de l'étanchéité du contact entre le tubage et le sol présente aussi des difficultés.

Pour garantir la validité des résultats, il faudra encore améliorer les techniques de mesures de la perméabilité. Les essais de pompage effectués dans un dépôt donnent encore les meilleurs renseignements. Cependant, étant donné l'imperméabilité et l'anisotropie du matériau, les essais de pompage peuvent être longs et exiger

moraine deposits that could be used in the embankment itself. Variations of natural water levels in the moraine deposits are important to observe and analyse.

Permeability, gradation, homogeneity, density and shear strength are the most important properties to determine. Deep exploratory trenches are better than boreholes for examining the homogeneity and taking representative large size samples of the moraine deposit. In some countries, manually-excavated and braced shafts are dug to penetrate somewhat deeper into the thick deposit. Broadly graded materials should generally be investigated only by methods allowing the recovery of large samples, i.e. trenches or shafts at least 3 m in diameter from which samples of 1 m³ minimum can be taken. More rapid and less expensive methods such as large diameter (700-1 000 mm) bore holes excavated with clam-shells and tubing, should be used cautiously, considering that the dimensions of the particles of the sample are limited by clam-shell or tubing dimensions. As illustrated in (84), large differences can be observed between the grain size composition of samples recovered in bore holes and in large trenches or shafts. Good representative samples of the soil foundation are thus taken and brought to the laboratory for both routine and special testing.

For deep penetration into the deposit however, boreholes are better. But in coarse deposits that very often contain cobbles and boulders drilling and successful sampling are known to be difficult. Normally, percussion drilling is very effective in pushing the casing rapidly down the hole but samples recovered are usually of poor quality.

In conventional diamond drilling, the casing is generally advanced by rotation. Sampling is normally done with split spoon samplers of either standard or larger diameter. The recovery is generally low and the sample could be contaminated by washed materials. The use of a triple core barrel has increased in recent years. This technique gives better results in dense, fine and somewhat cohesive moraines than in sandy moraines. Indeed, silty sand moraines are more difficult to sample with this technique. However, drilling and sampling can be successful if enough care is taken and if the drilling team is skillful.

Special precautions have to be taken when permeability tests in boreholes are being performed and, even then, good results are not guaranteed. The difficulty usually stems from the determination of the cavity dimension used to inject water in the surrounding soil and from the water tightness of the soil-casing contact.

Improvements in field permeability measurements are still required in order to ensure the availability of good results. Pumping tests performed through the deposit still give the best information. However, considering the imperviousness and anisotropy of the material, the pumping test takes a long time and requires a

un nombre relativement important de piézomètres. Il faut aussi signaler que la masse du sol ne peut pas toujours être saturée et que les résultats peuvent en souffrir.

Un programme d'exploration et d'analyses bien conçu et exécuté doit permettre d'évaluer la stratigraphie et la densité de la fondation morainique, et d'évaluer tant soit peu l'anisotropie de la perméabilité du dépôt. Le terrain sous-jacent doit aussi être bien évalué, et particulièrement la perméabilité du contact au rocher. Pour des ouvrages rigides devant être assis directement sur la moraine, à proximité d'un barrage en terre, il vaut mieux effectuer des essais de chargement de plaque que des essais triaxiaux, pour évaluer la déformabilité du sol de fondation, particulièrement s'il doit être soumis à des charges différentielles (40). En fait, c'est la seule méthode raisonnable, et il faut prendre soin d'effectuer suffisamment d'essais pour que les résultats soient représentatifs.

En ce qui concerne les zones d'emprunt, la granulométrie du matériau, le pourcentage de cailloux et de blocs et la teneur en eau sont les propriétés les plus importantes à déterminer. L'exploration se termine habituellement par l'exécution d'une série de tranchées profondes. Il est indispensable de situer la nappe phréatique dans le dépôt morainique, car ce matériau est très sensible au degré de saturation et à la présence d'eau.

Il faut déterminer correctement, *in situ*, le pourcentage de blocs dans le dépôt afin de définir le type de mise en place à choisir pour le remblai, et trouver la meilleure méthode d'exploitation de la zone d'emprunt.

relatively high number of piezometers. It should also be mentioned that the soil mass may not always be saturated and that the results could therefore be affected.

Through a good investigation and testing program, it should be possible to assess the stratigraphy and density of the moraine foundation and to evaluate to some extent the anisotropy of deposit permeability. The underlying conditions should also be well established and especially the perviousness of the rock contact. When rigid structures are to be founded directly on moraine adjacent to an abutting earthfill dam, *in situ* plate-bearing tests are preferable to triaxial tests to evaluate the deformability of the foundation soils, especially if they are to be submitted to differential loading (40). In fact, it is the only reliable way to do it and care must be taken to make enough tests to be representative.

For moraine borrow areas, the gradation of the material, the percentage of cobbles and boulders and the water content are the most important properties to be determined. The exploration is normally completed by a series of deep trenches. Locating the water table in the moraine deposit is necessary since this material is very sensitive to the degree of saturation and the presence of water.

It is necessary to correctly determine *in situ* the percentage of boulders in the deposit in order to define future material-placing conditions in the embankment and to choose the best borrow-pit excavation method.

3. PROPRIÉTÉS DU MATÉRIAU

Le choix final des zones d'emprunt a lieu lorsque les tranchées et forages d'exploration ont été effectués, les analyses de laboratoires faites et, parfois, les essais de compactage terminés. Les limites des zones d'emprunt sont déterminées en fonction des propriétés du matériau, de la profondeur du socle rocheux, du niveau de la nappe phréatique et des contraintes en matière d'environnement.

Les caractéristiques physiques et mécaniques du matériau sont déterminées en laboratoire à l'aide de divers essais : granulométrie, limites d'Atterberg, teneur en eau, perméabilité, compactage, compressibilité et résistance au cisaillement. Le tableau 1 de l'annexe A présente la liste des barrages en remblai mentionnés dans la présente étude; le tableau 2 indique les propriétés de la moraine utilisée pour ces ouvrages.

La composition de la roche mère, le mode de déposition et de transport subséquent du matériau, tous ces facteurs ont contribué à la distribution granulométrique d'une moraine donnée et à son comportement mécanique et hydraulique.

L'annexe B présente certaines des courbes granulométriques moyennes correspondant aux cas étudiés plus loin. Elles ont été redessinées dans un format uniforme et certaines représentent des matériaux dont on a supprimé la fraction grossière. Malheureusement, les renseignements concernant cette fraction éliminée ne sont pas disponibles, dans la plupart des cas, et n'ont donc pas pu être pris en ligne de compte.

De façon générale, les courbes sont étalées uniformément. Dans l'ensemble, les enveloppes correspondant au matériau mis en place dans les barrages sont plus étroites que celles de la moraine *in situ*. Cette différence reflète, bien entendu, le choix de la zone d'emprunt ainsi que le processus de sélection utilisé durant la construction.

Dans les courbes moyennes, on peut voir que la quantité de particules passant le tamis US normalisé n° 200 (c'est-à-dire inférieures à 0,074 mm) varie de 20 % à 71 % en Amérique, de 14 % à 55 % en Scandinavie et de 5 % à 22 % en Union Soviétique.

En général, la fraction fine du matériau morainique, qui est utilisée dans les barrages, est non-plastique, sauf pour les moraines des régions ouest et centre du Canada, qui proviennent de roches sédimentaires et dont l'indice de plasticité varie de 3 à 27 pour une fraction argile allant de 15 % à 30 %. Dans les pays scandinaves où l'on trouve parfois côte-à-côte des moraines de type argileux et silteux, on préfère la moraine silteuse dans laquelle les pressions interstitielles se dissipent plus rapidement.

La teneur naturelle en eau se trouve habituellement proche de l'optimum Proctor normal. Elle peut montrer jusqu'à 4 % à 6 % au-dessus de l'optimum dans certaines conditions.

Les valeurs maximales de masse volumique Proctor rapportées dans l'enquête sont relativement élevées, en général entre 1 900 et 2 100 kg/m³ en moyenne, mais

3. MATERIAL PROPERTIES

The final selection of borrow areas is made after test pits and boreholes have been made, and laboratory testing and sometimes field compaction tests are completed. The limits of the borrow areas are established according to material characteristics, depths to bedrock, position of the ground water table and environmental constraints.

Physical and mechanical characteristics are identified in the laboratory by means of various tests including gradation, Atterberg limits, natural water content, permeability, compaction, compressibility and shear strength tests. Table 1 in Appendix A gives a list of the embankment dams considered in this report and Table 2 indicates the laboratory properties of the moraine on those projects.

Mother-rock composition, deposition and subsequent transportation have all contributed to the actual grain size distribution of a particular moraine and to its associated mechanical and hydraulic behaviour.

Appendix B presents the mean gradation curves when available for the case histories examined. They have been redrawn on the same format and some of the curves represent material from which the coarse fraction has been scalped. The information on the scalped fraction is unfortunately not available most of the time and could not be taken into account.

The curves are generally widespread over all dimensions. Generally speaking, the envelopes for material placed in the dam are thinner than for the moraine in place, which of course reflects the selection made in the choice of the borrow areas as well as the construction selection process.

From the mean curves available, one can see that the amount of particles passing U.S. standard sieve No. 200 (finer than 0.074 mm) varies from 20 to 71 % in America, from 14 to 55 % in Scandinavia and from 5 to 22 % in USSR.

Generally, the fines fraction of the moraine used in dams is non-plastic except for the Western and Central Canadian moraines originating from sedimentary bedrock and in which the plasticity index lies between three and 27 for a clay-sized fraction between 15 and 30 %. In the Scandinavian countries, where clayey and silty types of moraine may exist side by side, the silty type is preferred because of its quicker pore-pressure dissipation rate.

The natural water content is normally around the optimum Standard Proctor water content. It can go up to 4-6 % above in certain conditions.

Proctor maximum densities as reported in the survey are relatively high, generally between 1 900 and 2 100 kg/cm³ as an average, but their extremes vary

leurs extrêmes varient entre 1 750 et 2 300 kg/m³. La teneur en eau optimale correspondante varie entre 16 % et 5 %, valeurs extrêmes, bien qu'elle reste généralement cantonnée entre 10 % et 7 %, même lorsqu'il s'agit d'une moraine contenant jusqu'à 18 % de fraction argile (Bighorn et Squaw Rapids, Canada). Comme le montre Lafleur et alii (47), ainsi que Loisel et Hurtubise (50), la teneur en eau optimale augmente avec le pourcentage de la fraction des fines (inférieures à 0,074 mm) et en raison inverse de la masse volumique sèche maximale. Les deux Fig. 3.1 et 3.2 qui suivent montrent ces résultats.

En général, on mesure les paramètres de résistance et de déformabilité, ainsi que les valeurs de perméabilité, au moyen d'essais triaxiaux drainés consolidés sur des échantillons dont le diamètre peut atteindre 150 mm (50). Au point de vue de la résistance, la moraine se comporte comme un matériau granulaire. Toutefois, aux pressions de confinement basses et moyennes, certains matériaux morainiques peuvent présenter une certaine cohésion, que l'on néglige souvent dans les analyses de stabilité. Étant donné un niveau de contrainte, la résistance au cisaillement est fonction de la teneur en fines. C'est la raison pour laquelle les moraines sableuses — silteuses de l'est du Canada et de Scandinavie (Suède, Norvège, Finlande) contenant moins de 5 % de fraction argile (moins de 0,002 mm) présentent un angle de résistance au cisaillement plutôt important, de 35° à 45° avec peu ou pas de cohésion. Par ailleurs, l'angle de résistance au cisaillement des moraines argileuses du centre et de l'ouest du Canada, comportant plus de 10 % de fraction argile, est plus faible, et varie entre 23° et 37°. Toutes ces valeurs ont été tirées du tableau 2 de l'annexe A illustrant les propriétés de la moraine en laboratoire.

Comme pour la plupart des sols, la résistance au cisaillement est liée au niveau de contrainte : plus la pression de confinement est élevée, moins l'angle de résistance au cisaillement est élevé. La Fig. 3.3, empruntée à Loisel et Hurtubise (5), illustre un changement de 48° à 37°, avec une contrainte principale mineure effective variant de 100 kPa à 600 kPa. Lorsque la pression de confinement dépasse 600 kPa, l'angle de résistance au cisaillement reste presque constant, entre 36° et 37°.

La teneur en eau pendant le compactage a un effet sur la résistance au cisaillement. Une faible variation au-dessus ou au-dessous de l'optimum peut faire diminuer l'angle de résistance au cisaillement de 3° à 5°. La fig. 3.4 empruntée à Lafleur et alii (47) le montre très clairement.

Le coefficient de perméabilité est fonction de la teneur en fines et surtout de la fraction argile. Les données du tableau 2 de l'annexe A indiquent que si l'on fait varier la fraction argile de 4 ou 5 % à plus de 15 %, le coefficient de perméabilité passe de l'intervalle 10^{-6} — 10^{-9} m/s à l'intervalle 10^{-9} — 10^{-11} m/s, qui correspond à un matériau très imperméable. Ce phénomène est illustré par la Fig. 3.5 (47) dans laquelle on voit les variations de la fonction $y = e(1-a)$ [où « e » est l'indice de vide initial et « a » la fraction des particules de moins de 0,074 mm] par rapport à la perméabilité.

Ces résultats confirment ceux de l'étude de l'Institut géotechnique norvégien (31) concernant l'effet du compactage et de la teneur en fines sur la perméabilité.

Les quelques paramètres de déformabilité et de consolidation disponibles figurent également dans le tableau 2 de l'annexe A. La plupart de ces données proviennent du Canada où de grands barrages ont été construits récemment et où l'on a effectué des analyses dans le but de simuler autant que possible les différentes

between 1 750 and 2 300 kg/cm³. The corresponding optimum water content varies between 16 and 5 % as extreme values although the optimum generally lies between 10 and 7 % even for a moraine containing as much as 18 % of clay-sized fraction (Bighorn and Squaw Rapids, Canada). As shown by Lafleur *et al.* (47) and by Loiselle and Hurtubise (50), the optimum water content increases with a higher percentage of the fines fraction (finer than 0.074) and the maximum dry density decreases. The following two Fig. 3.1 and 3.2 show these results.

Strength and deformability parameters and permeability values are generally measured from drained consolidated triaxial tests on samples up to 150 mm in diameter (50). Strengthwise, moraine behaves as a granular material. However, at low or medium confining pressures, some moraines may exhibit some cohesion which is often disregarded for the purpose of stability analysis. For a given stress level, the shear strength is related to the fines content.

This is why sandy-silty moraines from Eastern Canada and Scandinavia (Sweden, Norway, Finland) containing less than 5 % clay-sized particles (finer than 0.02 mm) exhibit a rather large angle of shearing resistance ranging from 35 to 45° with little or no cohesion intercept. On the other hand, the angle of shearing resistance of clayey moraines from Central and Western Canada, with more than 10 % claysized particles is smaller, varying between 23 and 37°. All these values have been taken from Table 2 of Appendix A : Laboratory Properties of the Moraine.

The shear strength as with most soils is related to the stress level i.e., the higher the confining pressure, the smaller the angle of shearing resistance. Fig. 3.3, borrowed from Loiselle and Hurtubise (50), illustrates a change from 48 to 37° with an effective minor principal stress varying from 100 to 600 kPa. For a confining pressure exceeding 600 kPa, the angle of shearing resistance remains nearly constant varying between 36 and 37°.

Water content during compaction has an effect on shear resistance. A small variation above or below optimum may result in a decrease in angle of shearing resistance varying between three and 5°. Fig. 3.4 taken from Lafleur *et al.* (47) shows that fact very clearly.

The coefficient of permeability is a function of the fines content and mostly of the clay-sized fraction. Data in Table 2 of Appendix A indicate that for a variation of the clay-sized fraction from 4-5 % to more than 15 %, the permeability coefficient drops from a range of $10^{-6} - 10^{-9}$ m/s to the range $10^{-9} - 10^{-11}$ m/s, which corresponds to a very impervious material. This phenomenon is shown by the Fig. 3.5 (47) in which we see the variation of the function $Y = e(1-a)$ [where « e » is the initial void ratio and « a » the fraction of particles smaller than 0.074 mm] with respect to permeability.

These results confirm the study made by the Norwegian Geotechnical Institute (31) on the effect of compaction and fines content on permeability.

The few deformability and consolidation parameters available are also summarized in Table 2 of Appendix A. Most of the data are from Canada where large dams have been built recently and where analyses were made to simulate as much as possible the different phases of dam construction and operation. Triaxial

phases de la construction et de l'exploitation des barrages. Des essais triaxiaux ont été faits dans des conditions (pressions, densités, teneurs en eau, cheminement des contraintes, etc.) variées, afin de pouvoir choisir les paramètres de déformabilité à utiliser dans des analyses par la méthode des éléments finis (LG-2 - LG-4 - Mica - Canada). Les essais de chargement de plaque *in situ* effectués sur la fondation du barrage de Squaw Rapids (Saskatchewan, Canada) donnent des modules de déformation plus réalistes que ceux qui ont été mesurés lors d'essais de compression triaxiaux.

Des programmes d'essais de laboratoire spéciaux ont été mis sur pied après la construction dans le but d'expliquer les déformations locales excessives qui se sont produites au cours de la mise en eau ou de l'exploitation du réservoir. Mentionnons par exemple, les essais de compressibilité effectués dans des cellules œdométriques sur des moraines du nord du Québec (LG-3 et LG-4). Ces essais montrent que la compressibilité de ces moraines est fortement fonction de la teneur en eau et de la compacité du remblai (Fig. 3.6). On voit que la moraine silteuse et sableuse compactée à moins de 90 % du maximum Proctor normal et avec une teneur en eau faible (3 % au-dessous de la teneur optimale) peut subir un tassement pouvant atteindre 6,5 % au cours de la saturation, sous une pression de confinement de 1 000 kPa. Ce phénomène de tassement rappelant le comportement des loess décroît en importance à mesure que croît le compactage et devient insignifiant à 94 % ou plus du maximum Proctor normal, indépendamment de la teneur en eau au cours de la mise en place (49).

Dans le cas de la moraine alpine grossière, la méthode adoptée en France pour déterminer les propriétés des matériaux peut se résumer comme suit (84). Il y a quelques années, la tendance était de tester le matériau grossier à l'aide d'équipement de grandes dimensions, de façon à se rapprocher le plus possible de la granulométrie réelle. La tendance actuelle est d'utiliser des instruments plus petits, mais d'essayer d'établir des corrélations entre les paramètres mesurés et la granulométrie réelle. Pour obtenir ces résultats, on mesure les paramètres de résistance au moyen d'essais dans lesquels on reproduit la situation *in situ* du mieux possible, en modélisant les lignes de contrainte et les réseaux d'écoulement, et non pas seulement l'angle de résistance au cisaillement. On mesure les paramètres de résistance pour différentes courbes granulométriques, de façon à obtenir une meilleure compréhension de leurs variations.

tests were conducted for a variety of conditions (pressure levels, densities, water contents, stress paths, etc.) so that deformability parameters to be used in finite element analyses could be chosen (LG-2, LG-4, Mica, Canada). The *in situ* plate-bearing tests performed on the foundation of Squaw Rapids Dam (Saskatchewan, Canada) gave more realistic deformation moduli than those measured by triaxial compression tests.

Some special post-construction laboratory testing programs have been carried out in order to explain excessive local deformation which occurred during the impounding or operation of the reservoir. Let us mention for example, the compressibility tests run in oedometric cells on Northern Quebec moraines (LG-3 and LG-4 projects). These tests showed that the compressibility of these moraines is significantly influenced by the moisture content and the degree of compaction in the fill (Fig. 3.6). As illustrated, the silty and moraine compacted below 90 % of maximum Standard Proctor and on the dry side (3 % below the optimum water content) can undergo up to 6.5 % (compression) settlement during saturation under a 1,000 kPa confining pressure. This settlement phenomenon similar to the behaviour of a loessial soil decreases in importance with increasing compaction and becomes insignificant for 94 % or more of the maximum Standard Proctor independently of the water content during placement (49).

In the case of the coarse Alpine moraine, the French approach to establishing the material properties can be summarized as follows (84). Some years ago, the tendency was to test the coarse material in the largest possible equipment to be as close as possible to the real gradation. The tendency today is to use smaller equipment but to try to establish correlations between the measured parameters and the real gradation. To reach these results, the strength parameters are obtained in tests where the conditions *in situ* are reproduced as much as possible by modeling the stress paths and the flow nets and not only the angle of shearing resistance. The strength parameters are measured for different grading curves to give a better understanding of their variation.

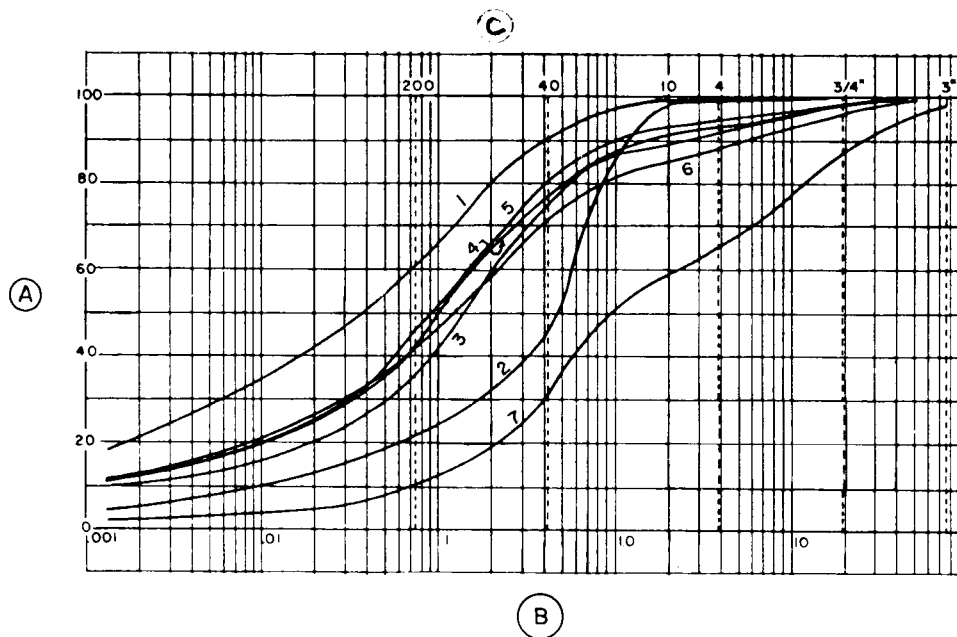


Fig. 3.1.

Grain size distribution curves (Eastern Quebec moraines).
Courbes granulométriques (moraines de l'est du Québec).

(A) % passing.

(B) Diamètre mm.

(C) US Std. sieve.

- 1 Manicouagan-3 Trench 22.
- 2 Manicouagan-3 Trench 22 a.
- 3 Manicouagan-3 Trench 22 b.
- 4 Outardes-4 Sample B-2-1.
- 5 Manicouagan-3 Borrow 13.
- 6 Outardes-3 Région C.
- 7 Outardes-4 Sample B-8-3.

(A) % passant.

(B) Diamètre mm.

(C) Tamis US normalisé.

- 1 Manicouagan-3 tranchée 22.
- 2 Manicouagan-3 tranchée 22 a.
- 3 Manicouagan-3 tranchée 22 b.
- 4 Outardes-4 échantillon B-2-1.
- 5 Manicouagan-3 dépôt 13.
- 6 Outardes-3 Région C.
- 7 Outardes-4 échantillon B-8-3.

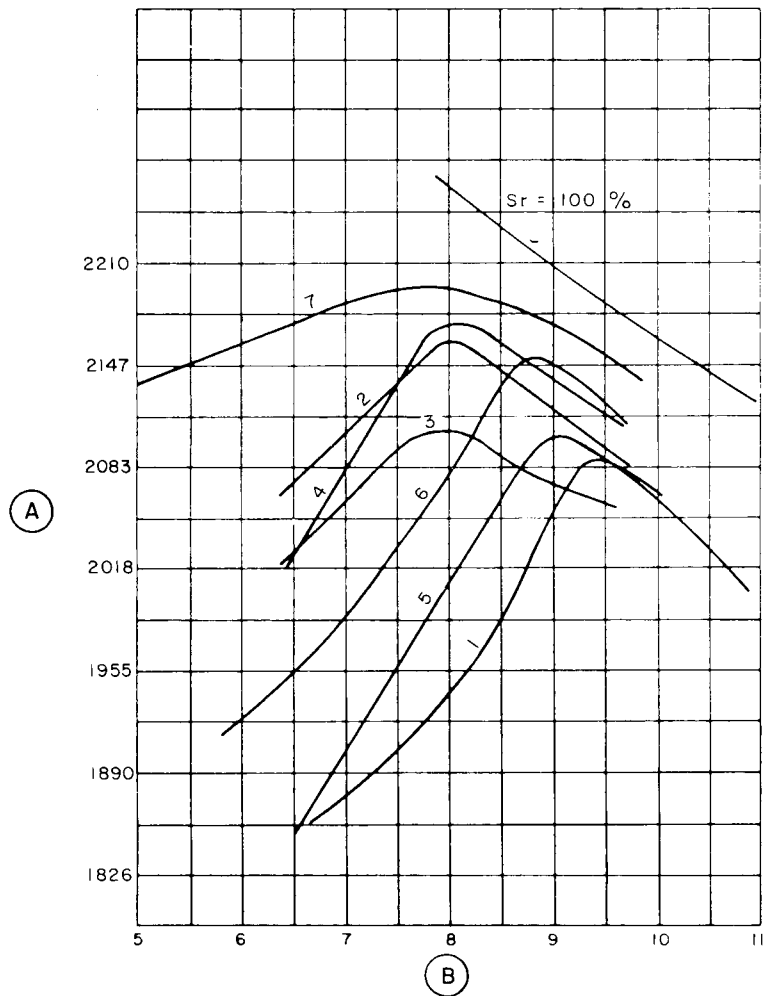


Fig. 3.2.

Moisture - density curves (Eastern Quebec Moraines).

Courbes teneur en eau - masse volumique (Moraines de l'est du Québec).

(A) Density (kg/m³).

(B) Moisture content (%).

(C) Saturation curve 100 %.

1 Manicouagan-3 Trench 22.

2 Manicouagan-3 Trench 22 a.

3 Manicouagan-3 Trench 22 b.

4 Outardes-4 Sample B-2-1

5 Manicouagan-3 Borrow 13.

6 Outardes-3 Area C.

7 Outardes-4 Sample B-8-3.

(A) Masse volumique (kg/m³).

(B) Teneur en eau (%).

(C) Courbe de saturation 100 %.

1 Manicouagan-3 tranchée 22.

2 Manicouagan-3 tranchée 22 a.

3 Manicouagan-3 tranchée 22 b.

4 Outardes-4 échantillon B-2-1.

5 Manicouagan-3 dépôt 13.

6 Outardes-3 Région C.

7 Outardes-4 échantillon B-8-3.

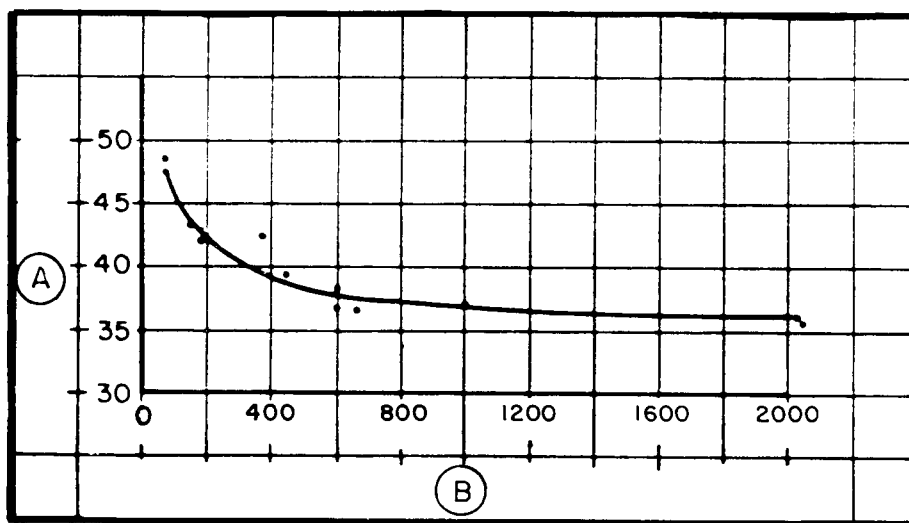


Fig. 3.3

Angle of shearing resistance as a function of stress level.

Angle de résistance au cisaillement en fonction du niveau de contraintes.

(A) Angle ϕ (degrees).

(A) *Angle ϕ (degrés).*

(B) Effective minor principal stress (kPa).

(B) *Contrainte principale mineure effective (kPa).*

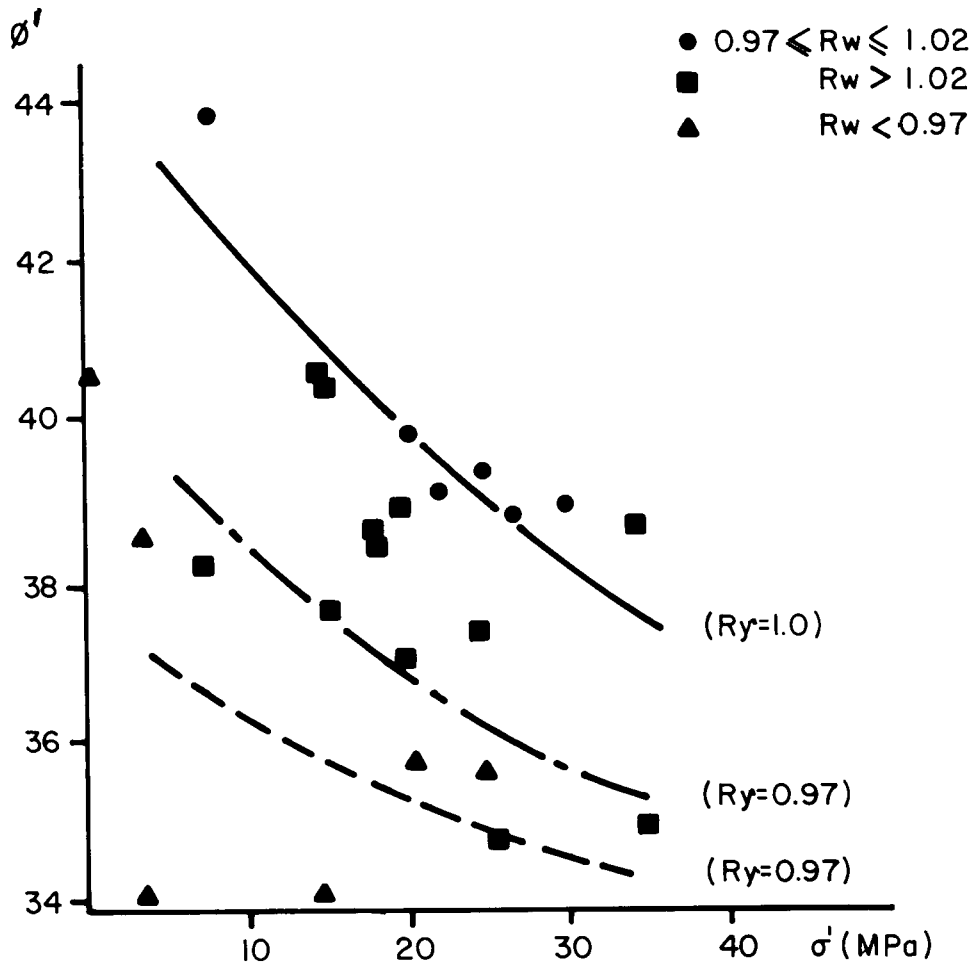


Fig. 3.4

Angle of shearing resistance ϕ' as a function of confining stress (σ'), compaction water content (ω) and density (γ).

Angle de résistance au cisaillement (ϕ') en fonction de la contrainte de confinement (σ') de la teneur en eau (ω) et de la masse volumique (γ).

(R_ω) Optimum water content.

(R_ω) Teneur en eau optimale.

(R_γ) Maximum density.

(R_γ) Masse volumique maximale.

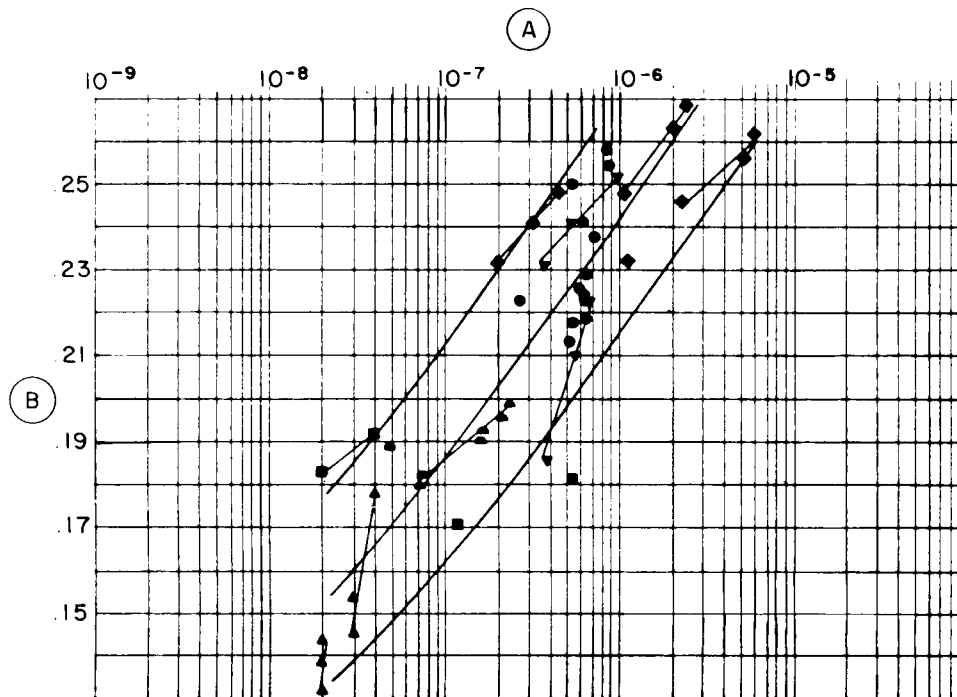


Fig. 3.5

Effect of void ratio (e) on permeability coefficient.

Effet de l'indice de vide (e) sur le coefficient de perméabilité.

(A) Coefficient of permeability (cm/s)

(A) Coefficient de perméabilité (cm/s)

(B) $Y : e(1-a)$

(B) $Y : e(1-a)$.

e : void ratio of the soil.

e : indice des vides du sol.

a : fraction of particles smaller than 0.074 mm.

a : fraction des particules inférieures à 0,074 mm.

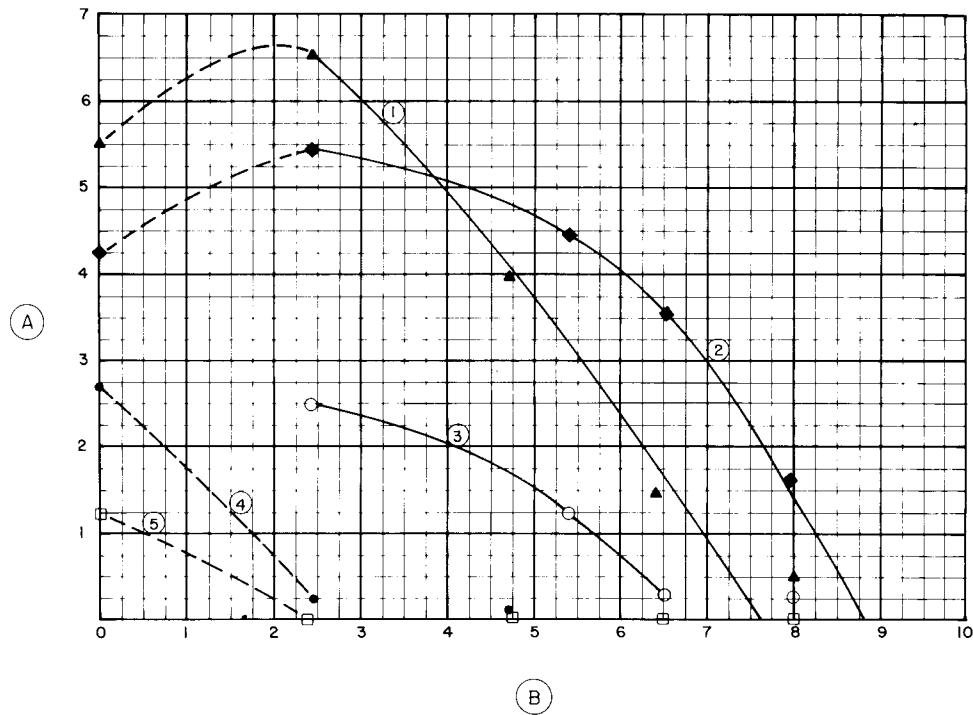


Fig. 3.6

Compressibility of the moraine vs compaction and water content.

Compressibilité de la moraine en fonction de sa compacité et de sa teneur en eau.

(A) Compressibility (%).

(A) *Compressibilité (%)*.

(B) Water content (%).

(B) *Teneur en eau (%)*.

(1) 82 % Std. Proctor.

(1) *82 % Proctor Norm.*

(2) 86 % Std. Proctor.

(2) *86 % Proctor Norm.*

(3) 90 % Std. Proctor.

(3) *90 % Proctor Norm.*

(4) 94 % Std. Proctor.

(4) *94 % Proctor Norm.*

(5) 98 % Std. Proctor.

(5) *98 % Proctor Norm.*

4. PARAMÈTRES DE CONCEPTION ET CAHIER DES CHARGES

En tant qu'ouvrage de retenue d'eau, un barrage doit être suffisamment imperméable et offrir en même temps une bonne résistance mécanique pour s'opposer à diverses forces externes. Les matériaux morainiques présentant une distribution granulométrique continue et une densité adéquate ont les qualités nécessaires.

De façon générale, on s'accorde sur la nécessité d'un cahier des charges précis et d'un contrôle rigoureux de la composition granulométrique; cependant, l'accord est moins unanime en ce qui concerne les normes et les exigences en matière de compacité du matériau.

A l'heure actuelle, il existe trois différentes méthodes pour la construction, en matériaux morainiques, de barrages comportant une moraine comme zone imperméable. Ces méthodes comportent chacune des exigences différentes en matière de conception et de mise en place. On peut les décrire comme suit :

a) La moraine est étalée à l'état humide en couches relativement minces (100 à 450 mm), et compactée à la machine, sa teneur en eau étant proche de l'optimum.

b) La moraine est mise en place à l'état humide, et étalée avec une teneur en eau substantiellement supérieure à la teneur optimale, en épaisseurs variant de 200 mm à 2 m; elle est généralement compactée par l'équipement de transport et d'épandage et, occasionnellement, à l'aide de compacteurs légers.

c) La moraine est déversée dans des bassins d'eau temporaires créés sur le remblai en construction (méthode des bassins). La densification s'obtient par consolidation sous le poids propre du matériau.

La première méthode s'emploie surtout au Canada, aux États-Unis et en Europe de l'Est, alors que la deuxième est en usage surtout en Scandinavie (Suède, Norvège, Finlande). La troisième méthode a été conçue en Union soviétique où elle est largement utilisée.

Le fait de mettre en place le matériau morainique à l'état humide ou même saturé présente les avantages suivants :

— déformabilité supérieure du remblai au cours de la construction et de la mise en eau du réservoir, réduisant ainsi la possibilité de fissuration de la zone imperméable;

— déformabilité supérieure du remblai, réduisant l'effet de voûte, et donc le danger de fracture hydraulique;

— grâce à la méthode des bassins, le travail peut se poursuivre de façon continue, pendant toute l'année, même si les conditions climatiques sont rigoureuses; la mise en place en couches relativement épaisses réduit la nécessité d'enlever les éléments les plus gros;

4. DESIGN AND SPECIFICATION REQUIREMENTS

As a water retaining structure, a dam must exhibit a reasonable degree of imperviousness combined at the same time with a strong mechanical resistance to withstand various external forces. In the case of the morainic material, these characteristics can be obtained by a well-graded grain-size distribution and an adequate density.

While the need for a detailed specification and an extensive control of the grain-size distribution is generally accepted, less consensus can be found throughout the world on density specifications of requirements.

Currently, there are three different approaches to the construction of a dam with moraine as the impervious zone and these of course affect the design and the placing requirements. They can be described as follows :

a) The moraine is spread moist in relatively thin layers (100 to 450 mm) and compacted with compactors to its maximum dry density at approximately the optimum water content or thereabouts.

b) The moraine is placed wet and spread at a water content substantially higher than its optimum in lift heights varying from 200 mm to 2.0 m and compacted generally by the hauling and spreading equipment and only occasionally with light compactors.

c) The moraine is placed in temporary pools of water formed on the raising embankment. Densification is obtained by consolidation under the weight of the moraine.

The first approach is used mainly in Canada, USA and Eastern Europe, while the second was developed and is particularly used in Scandinavia (Sweden, Norway, Finland). The third approach was initiated and is largely used in the USSR.

Placing the moraine in wet or even in saturated conditions has the following advantages :

- greater embankment deformability during construction and impounding of the reservoir, thus reducing the possibility of cracking the impervious zone;

- greater embankment deformability which reduces the arching phenomenon and thus the danger of hydraulic fracturing;

- by dumping moraine in water, work can go on continuously in severe climatic conditions throughout the calendar year, and placing it in relatively thick lifts reduces the need to eliminate the coarse particles;

— la méthode des bassins présente l'avantage supplémentaire d'empêcher le remblai de se stratifier, et favorise le remplissage des vides par des particules plus fines.

Le phénomène de ségrégation est très important et mérite quelques commentaires.

Dans la péninsule de Kola, en URSS, des matériaux morainiques non uniformes ont été largement utilisés pour la construction de barrages; on a constaté que le degré de ségrégation dépend de nombreux facteurs : distribution granulométrique, teneur initiale en eau, profondeur des bassins, hauteur de la couche, mode de transport et de déchargement du matériau sur le remblai (87).

Plus la fraction grossière du matériau est importante, plus le degré de ségrégation est considérable. Si la teneur en fines et la teneur en eau augmentent, la ségrégation diminue. Le phénomène de ségrégation est plus dangereux lorsque le contenu en blocs atteint 25 % et si le contenu en fines est inférieur à 30 %.

La ségrégation se produit lorsque le matériau est mis en place à sec ou dans l'eau. Dans la méthode « sèche », les particules les plus grosses se séparent de la masse du matériau et roulent le long de la pente pour atteindre le fond. Lorsque le matériau est déversé dans un bassin d'eau, le résultat opposé se produit : à la partie supérieure de la pente immergée, le matériau devenu très fluide et très plastique retient les particules les plus grosses, et les plus fines glissent vers le bas pour s'accumuler sur le fond en formant une pente adoucie.

La séparation de la moraine en plusieurs fractions augmente avec l'épaisseur de la couche mise en place par cette méthode.

Lorsque l'on met en place de la moraine à faible teneur en fines, il se produit de la ségrégation à une épaisseur plus faible de la couche; si la couche de matériau déversé est de 1 m à 1,5 m et la profondeur du bassin de 0,5 m à 0,7 m, le processus de ségrégation qui débute à la partie supérieure de la pente peut atteindre la base. L'eau n'est pas suffisamment profonde pour empêcher les blocs de dévaler la pente. Le danger est que les grosses particules déposées à la base de la pente forment des drains en travers du noyau du barrage. La ségrégation diminue si la moraine est déversée sur le bord plutôt que le long de la pente, et poussée dans les bassins à l'aide de buteurs.

4.1. REMBLAIS EN MATÉRIAUX MORAINIQUES

4.1.1. Granulométrie

Il existe deux écoles en ce qui concerne le choix de critères pour la conception de la partie moraine des barrages.

En Amérique du Nord et, dans une moindre mesure, dans certains pays européens, on donne beaucoup d'importance à la teneur en fines*. Pour obtenir une perméabilité inférieure à 10^{-6} m/s, il en faut un minimum de 15 %. Il est

* En Amérique et dans certains pays européens, les particules de la fraction silt sont inférieures à 0,074 mm et les particules de la fraction argile sont inférieures à 0,002 mm. En Union Soviétique et dans d'autres pays européens, les particules des fractions silt et argile sont inférieures à 0,050 mm et à 0,005 mm respectivement.

— dumping moraine in water has the additional advantage of avoiding layering in the embankment and favours the filling of voids with finer material.

The segregation phenomenon is quite important and deserves some discussion.

The experience of the USSR in the Kola peninsula, where non-uniform moraines were used extensively for dam construction, showed that the degree of segregation depends on many factors : grain-size distribution, initial water content, water pool depth, height of the dumped layer, type of transportation and method of delivering soils to the embankment (87).

The larger the coarse fraction in the moraine, the greater the degree of segregation. With an increase in the fines content and in the water content, segregation decreases. The segregation phenomenon is more dangerous when the boulder content reaches 25 % and more and the content of fines is less than 30 %.

Segregation occurs either when “ dry ” soil is being placed or when it is being dumped in water. With the “ dry ” method of placing moraine, the larger particles separating from the remaining mass roll down the slope and reach the bottom. When the soil is dumped into water, the opposite results : on the upper part of the underwater slope, the soil converted into quick material retains the large particles and the finer particles slide down and accumulate at the bottom forming a gentle slope.

The separation of the moraine into various fractions increases with an increase in the thickness of the dumped layer.

When low-fine moraine is being placed, segregation occurs at a smaller thickness of the layer since for a dumped layer of 1 to 1.5 m and a pool depth of 0.5 to 0.7 m, the process of segregation, which begins in the upper part of the slope, can reach the base. The water is not deep enough to stop the boulders from rolling down the slope. The danger is that the coarse particles deposited at the base of the slope form transversal drains across the core of the dam. Segregation decreases if moraine is dumped on the edge rather than on the slope and pushed to the ponds by bulldozers.

4.1. IN THE EMBANKMENT

4.1.1. Grain-size distribution

Two schools of thought exist in the selection of design criteria for the impervious moraine portion of embankment dams.

In North America, and to a lesser degree in some European countries, the fines content is emphasized*. A minimum of 15 % is required for a permeability lower than 10^{-6} m/s to be obtained. It is desirable to have a maximum of 50 % of the fines

* In America and some European countries, silt-sized particles are smaller than 0.074 mm and clay-sized particles smaller than 0.002 mm. In USSR and other European countries, silt particles are smaller than 0.050 mm and clay particles smaller than 0.005 mm.

souhaitable d'avoir un maximum de 50 % de fines, afin d'éviter les difficultés de mise en place et de compactage, et pour éliminer le risque de pressions interstitielles excessives au cours des travaux. De plus, pour les moraines silteuses à sableuses, la dimension maximale des éléments varie entre 150 mm et 300 mm, et ne doit pas dépasser les deux tiers de l'épaisseur de la couche. Pour les moraines argileuses où l'épaisseur des couches doit être faible de façon à permettre une meilleure dissipation de la pression interstitielle et une meilleure homogénéité après compactage, la dimension maximale des particules varie de 75 mm à 200 mm.

En Suède et en Norvège où l'on a construit de nombreux barrages au cours de la saison estivale humide, on préfère souvent la méthode de compactage à l'état humide, car l'eau joue le rôle de lubrifiant et facilite la pénétration des grosses particules dans la matrice plus fine. La tendance est également d'utiliser des couches épaisses où peuvent s'enterrer des blocs assez gros, atteignant 500 à 600 mm de diamètre. Dans tous les cas cependant, le diamètre de ces blocs ne doit pas être supérieure aux deux tiers de l'épaisseur de la couche. La teneur en fines peut se limiter à 15 % de la fraction de 5 mm, abaissant ainsi la teneur en fines de tout l'échantillon à moins de 10 %.

A proximité des appuis, près de la fondation rocheuse et dans des zones spéciales, il faut habituellement prévoir une moraine plus plastique. Si l'on ne dispose pas d'un tel matériau, on peut utiliser la même moraine, mais avec fouille sélective dans la zone d'emprunt, aux endroits où la teneur en fines est plus élevée et où la teneur naturelle en eau est plus grande. On peut alors compacter la moraine à une valeur un peu plus humide que l'optimum ((c'est-à-dire + %), pour compenser le manque de plasticité du matériau naturel. Le résultat obtenu peut ne pas être permanent. L'addition de quelques pourcentages de bentonite à la moraine est plus coûteuse mais peut donner de meilleurs résultats. Cependant, la chimie du sol doit être étudiée attentivement pour s'assurer qu'aucune réaction inacceptable n'est susceptible de se produire durant la vie du barrage.

Pour les grands ouvrages, on réalise souvent sur place un remblai d'essai de compactage pour définir l'épaisseur optimale des couches, la taille des particules les plus grosses, le type de compacteur à employer et le nombre de passes à effectuer.

4.1.2. Teneur en eau et masse volumique

Lorsque le matériau morainique est étalé et compacté en couches minces, sa teneur en eau étant à peu près optimale, il est exigé que celle-ci varie entre + 2 % et - 1 à 2 % de l'optimum. La profondeur des ornières laissées par les engins ou véhicules se déplaçant sur le remblai indique quelquefois que la teneur en eau devient trop élevée. On considère souvent qu'une ornière de 150 mm est à la limite. Le compactage de moraine silteuse est plus sensible aux variations de la teneur en eau, en particulier lorsque celle-ci dépasse la valeur optimale.

Dans la méthode du compactage à l'état humide, la teneur en eau ayant compactage est normalement supérieure à sa valeur optimale et n'est limitée que par l'enlèvement éventuel du matériel dans le remblai. Elle peut être de l'ordre de 4 à 6 % au-dessus de l'optimum. Une ornière de tracteur de 200 mm constitue à peu près la limite acceptable pour le compactage.

content to avoid difficulties in placing and compaction and to avoid the generation of excessive pore pressures during construction. Moreover, for silty to sandy moraines, the maximum particle size varies between 150 and 300 mm and must not exceed 2/3 of the lift thickness. For clayey moraines where the lift thickness has to be less to allow for better pore-pressure dissipation and compaction homogeneity, the maximum particle size varies between 75 and 200 mm.

In Sweden and Norway, where many dams are built during the wet summer season, the wet compaction method is often preferred, since the water acts as a lubricant helping the penetration of large particles into the finer matrix. The tendency is also to use thick layers where fairly large blocks up to 500 to 600 mm in diameter can be buried. In every case however, the boulders are not larger than 2/3 of the lift thickness. The fines content can be as low as 15 % of the 5-mm fraction which could lower the fines content of the total sample to less than 10 %.

Near the abutments, close to the rock foundation and in special zones, a more plastic moraine is generally required. If such a material is not available, the same moraine can be used with selective borrowing in the borrow area where the fines content as well as the natural water content are higher. The moraine can then be compacted on the wet side of the optimum (+ 2 %) to compensate for the lack of plasticity of the natural material. The condition obtained may not be permanent. The addition of a few percent of bentonite to the moraine is more expensive and may give improved performance. However the soil chemistry of the situation should be carefully studied to ensure that the possibility of an adverse reaction is acceptably remote during the life of the dam.

On large projects, trial compaction embankment tests are often carried out at the site to better define the optimum lift thickness, the size of the largest particle, the best type of compaction equipment and the number of passes to be made.

4.1.2. Water Content and Density

When moraine is spread and compacted in thin layers around its optimum water content, the water requirement ranges between + 2 % and - 1 to - 2 % of the optimum. The depth of the ruts made by the equipment rolling on the fill will sometimes indicate that the water content is getting too high. A 150-mm rut is often considered as such a limit. Compaction of silty moraine is more sensitive to water-content variation, especially when water content exceeds the optimum.

In the case of the wet-compaction method, the placing water content is normally above optimum and is only limited by the sinking of the equipment on the fill. The water content may be in the order of 4 to 6 % above the optimum. A 200-mm tractor rut is about the limit for compaction to be accepted.

Avec la méthode des bassins, la teneur en eau de la moraine pendant sa mise en place n'a guère d'effet sur sa compacité finale, mais une teneur en eau naturelle élevée réduit la ségrégation au cours de la mise en place.

Dans les pays où la première méthode prévaut, les couches sont relativement minces, et l'exécution du compactage est à peu près la même : une masse volumique minimale *in situ* stipulée sous la forme d'un pourcentage de la masse volumique maximale Proctor normale. Un minimum de 97 % à 98 % de la masse volumique maximale Proctor normale est généralement exigé, sauf en Scandinavie où l'on utilise 95 % du maximum Proctor modifié. Pour atteindre ce but, on stipule normalement l'épaisseur des couches, les limites de teneur en eau au compactage, le type d'engin à utiliser et quelquefois le nombre de passes. Dans un cas (91), on a vu spécifier un maximum Proctor normal de 100 % dans le but d'obtenir un matériau très rigide pour limiter le tassement différentiel entre le noyau et les filtres adjacents plus denses.

La fraction granulométrique du matériau utilisé dans l'essai de compactage normalisé et les tolérances éventuelles permettant de relier les résultats obtenus au matériau effectivement employé dans le barrage, ne sont généralement pas indiquées parmi les renseignements recueillis dans le cadre de la présente étude. En Amérique, on emploie la méthode ASTM (A ou D) pour déterminer la densité maximale Proctor normale, suivant le pourcentage de la fraction grossière correspondante. La méthode A est plus facile et plus rapide, mais les essais par la méthode D sont considérés comme mieux adaptés aux moraines grossières.

Les essais comparatifs effectués selon les méthodes A et D, avec un moule rigide de grandes dimensions (0,61 m × 0,61 m × 0,36 m - ASTM D-2922) montrent que les deux méthodes (A et D), si elles sont bien corrigées pour la fraction grossière, conformément à la relation USBR E-38, peuvent être employées pour les matériaux morainiques dont la fraction d'éléments de grande dimension ne dépasse pas 30 % du poids total. Les deux méthodes donnent des résultats considérés comme cohérents avec ceux obtenus à l'aide du grand moule dans les conditions *in situ*. La masse volumique totale sur place est souvent déterminée à l'aide d'un nucléodensimètre, étalonné à l'aide de blocs de béton de masse volumique connue. La méthode de remplacement au cône de sable surestime la masse volumique mesurée d'environ 50 kg/m³ (de 2 % à 3 % de plus).

En Scandinavie et en URSS surtout, la compacité du matériau n'est pas tellement importante, tant que l'angle de résistance au cisaillement est supérieur à 30° et que la perméabilité est inférieure à 10⁻⁶ m/s (52).

4.1.3. Épaisseur du noyau et filtre

L'emploi de matériau morainique comme élément imperméable dans un barrage, en dépit de son excellent comportement, demande quelques lignes de défense supplémentaires. L'épaisseur du noyau et la présence de filtres adéquats constituent, entre autres mesures, les plus importants facteurs d'efficacité et de sécurité.

On donne couramment aux noyaux de moraine verticaux une épaisseur égale à 0,3 fois la hauteur d'eau. Pour les noyaux inclinés, on accepte des épaisseurs plus faibles, surtout lorsque la moraine est homogène, contient un pourcentage de fines plus élevé et présente une certaine plasticité.

When moraine is placed in pools, the water content of the moraine at the time of placing has no great influence on the final density, but a higher natural water content will reduce segregation during placing operations.

In the case of the first approach with relatively thin layers, the compaction requirements are about the same everywhere : a minimum *in situ* density specified as a percentage of the maximum Standard Proctor density. A minimum of 97 to 98 % Standard Proctor is generally required, except in Scandinavia where 95 % of the Modified Proctor is used. To reach this goal, the design normally specifies the lift thickness, the range of water content for compaction, the type of compaction equipment and sometimes the number of passes. In one case (91), 100 % Standard Proctor was specified so as to obtain a very rigid material to limit the differential settlement between the core and the adjacent stiffer filter zones.

The size fraction of the material which is used in the standard test and what allowances, if any, are made in relating this to the total material in the dam are generally not stated in the information gathered for this report. In America, the ASTM specific method (A or D) for determination of the Standard Proctor maximum density is used depending on the percentage of the corresponding coarse fraction. While method A test is easier and faster to perform, method D tests are considered better suited for typical coarse moraines.

Comparative tests performed according to methods A and D with a large rigid box (0.61 m × 0.61 m × 0.36 m - ASTM D-2922) demonstrated that both method D and method A (when duly corrected for the coarse fraction according to USBR E-38 relationship) can be used for the moraine with an oversize fraction not exceeding 30 % of the total weight. Both methods yield results considered to be consistent with the large test box and the *in situ* conditions. The total field density is often determined with a nucleodensimeter, calibrated against known density concrete blocks. The replacement method using a large sand cone gives results of the measured field density some 50 kg/m³ higher (i.e., 2 to 3 % deviation).

In Scandinavia and in the USSR in particular, the density of the material is not so important as long as the angle of shearing resistance is greater than 30° and the permeability less than 10⁻⁶ m/s (52).

4.1.3. Width of the Core and Filter Requirements

The use of moraine as the impervious element of a dam, in spite of its high performance, requires some supplementary lines of defense. The width of the core and adequate filter zones represent, among others, the most important factors for an efficient and safe behaviour of the core.

In current practice when vertical moraine cores are used, a minimum core width is considered to be 0.3 times the hydraulic head. For inclined cores, smaller widths are accepted mainly when the moraine is homogenous, contains a higher percentage of fines and exhibits some plasticity.

Le choix du matériau du filtre et l'épaisseur des zones filtre-transition sont des questions importantes. Le filtre constitue la première et principale ligne de défense contre l'érosion interne de la partie imperméable du barrage.

Les critères de conception du filtre, visant à empêcher toute migration de particules du noyau vers la zone de remblai voisine, tout en permettant le drainage de l'eau traversant le noyau, sont traditionnellement ceux qui ont été suggérés par Terzaghi : le D_{15}^* du filtre doit être moins de quatre à cinq fois le D_{85} du matériau de base, et au moins cinq fois le D_{15} du matériau de base.

Le choix de ces critères semble généralement assurer un comportement satisfaisant du barrage; cependant, quelques incidents relevés sur des ouvrages comportant des matériaux grossiers à granulométrie étalée font douter quelque peu de leurs qualités en tant que protection du noyau. Si l'on considère que ces critères sont établis pour des matériaux à granulométrie uniforme, leur emploi avec des matériaux grossiers à granulométrie étalée (moraine grossière) pourrait conduire au choix de filtres très grossiers (82).

C'est pourquoi Casagrande (15) recommande d'utiliser à côté d'une moraine grossière, ou de matériaux de noyau semblables, une zone de sable à béton de bonne qualité et, en aval de cette zone, une ou deux couches de matériau plus grossier si l'on a prévu en aval une zone d'enrochement.

Le Soil Conservation Service (SCS) des États-Unis, d'après de récentes études sur les filtres et son expérience des matériaux à granulométrie barrages en remblai. Ainsi, pour les sables, les silts, les argiles et les sables silteux et argileux (40 % à 80 % plus fins que 0,075 mm), le SCS utilise un D_{15} plus petit que 0,7 mm (83).

Sherar *et al.* (82) recommandent que, pour les sols imperméables contenant du gravier, la fraction grossière de celui-ci soit négligée et que les critères du SCS s'appliquent à la portion de la courbe granulométrique passant le tamis n° 4 (5 mm).

Kleiner (39) recommande l'utilisation des critères supplémentaires qui suivent pour les matériaux filtres presque grossiers, de granulométrie étalée : *a)* Le filtre amont doit contenir un bon pourcentage de sable moyen à fin, de façon que, s'il se produit une fissuration du noyau, du sable en quantité suffisante puisse être entraîné dans la fissure pour l'obturer. *b)* Le pourcentage maximum de fines non plastiques (moins de 0,080 mm) dans les filtres est limité à 5 % (généralement moins de 2 à 3 %) pour assurer une perméabilité convenable. *c)* La dimension maximale des particules des filtres est limitée à 75 mm pour réduire la ségrégation.

Il faut aussi envisager la possibilité d'instabilité interne du matériau filtre, lorsque les fines peuvent être entraînées par des infiltrations. Ce phénomène laisserait sans protection la moraine du noyau (32).

4.1.4. Géométrie du remblai

Comme ils présentent en général des caractéristiques de résistance élevée les matériaux morainiques ont très peu d'influence sur la géométrie extérieur (pentes, largeur de crête, etc.) du remblai. L'état de la fondation, la sismicité de la région et,

* D_{15} = dimension de la particule du filtre pour laquelle 15 %, en poids, de l'ensemble de l'échantillon est plus petit.

The selection of the filter material and the width of the filter-transition zones are major questions. The filter zone constitutes the first and foremost line of defense against internal erosion of the impervious element of the dam.

The filter design criteria, aimed at preventing any soil particle migration from the core to the adjacent zone of the embankment, while allowing free drainage of water through the core are traditionally those suggested by Terzaghi; i.e. : the D_{15}^* of the filter should be less than four to five times the D_{85} of the base soil, and D_{15} of the filter should be less than at least five times higher than the D_{15} of the base soil.

While the choice of these criteria generally seems to ensure a satisfactory behaviour of the dam, some incidents recorded at structures using coarse broadly graded materials have raised some doubts about their adequacy in protecting the core. Considering that these criteria were developed for materials with a uniform gradation, their use with coarse broadly graded materials (coarse moraine) could lead to the selection of very coarse filters (82).

Consequently Casagrande (15) recommends to use “ next to coarse till, or similar core materials, a zone of good quality concrete sand; and next to that zone one or more coarser layers when using downstream a rockfill zone ”.

The US Soil Conservation Service (SCS), based on recent studies on filters and their experience with broadly graded soils, changed their design criteria for filters in embankment dams. Thus for sands, silts, clays and silty and clayey sands (40 to 80 % finer than 0.075 mm), they use D_{15} of the filter < 0.7 -mm (83).

Sherard *et al.* (82) recommend that “ for impervious soils containing gravels, the gravel size should be ignored and the SCS criteria should be applied to the portion of the soil gradation curve which is finer than the No. 4 sieve (5 mm).

Kleiner (39) recommends the use of the following supplementary criteria for filters next to coarse, broadly graded materials : *a)* the upstream filter should contain a generous percentage of medium to fine sands so that, if core cracking occurs, a supply of sand is available to wash into and thereby plug the crack; *b)* the maximum percentage of non-plastic fines (finer than 0.080 mm in the filters) is limited to 5 % (generally less than 2-3 %) to ensure adequate permeability. *c)* the maximum particle sizes of the filters are limited to 75 mm to minimize segregation.

The possibility of internal instability of the filter material, where fines can be washed out by seepage, should also be considered. This phenomenon would leave the moraine core unprotected (32).

4.1.4. Geometry of embankment

The moraine material exhibiting in general high strength characteristics, has a very slight influence on the outside geometry (slopes, crest width, etc.) of the embankment. Foundation conditions, seismicity and eventually the characteristics

* D_{15} = particle size of filter for which 15 % by weight of particles are smaller.

éventuellement, les caractéristiques des matériaux des recharges sont les principaux paramètres qui définissent la géométrie du remblai. Le résumé qui suit passe en revue les pratiques actuelles en matière de conception de barrages incorporant des matériaux morainiques.

4.1.4.1. Remblais homogènes

Dans l'est du Canada, les remblais homogènes, construits en matériaux morainiques compactés et assis sur une fondation rocheuse ou un sol résistant, comportent généralement une pente amont de 2,25-2,50 H/1 V (H étant l'horizontale et V la verticale) et une pente aval de 2 H/1 V. On adopte généralement des largeurs de crête de 7,5 à 9,0 m (80,64).

En Union Soviétique où la moraine n'est compactée que par les engins et véhicules qui y circulent, à moins qu'elle ne soit mise en place par la méthode des bassins, on a adopté des pentes amont et aval de 3 à 4 H/1 V et de 2,25 H/1 V respectivement (12). Ces barrages ont une crête d'environ 9 à 12 m de largeur (85). Les barrages classiques, en matériau morainique compacté, ont des pentes plus abruptes (2,25-3 H/1 V en amont) et une crête plus étroite (4 à 6 m de large).

4.1.4.2. Remblais zonés

Les barrages assis sur une fondation rocheuse ou un sol résistant ont les pentes suivantes (au Canada) (64).

Type de barrage	Pentes	
	Amont	Aval
Enrochement	1,7-1,9 H/1 V	1,6-1,8 H/1 V
Terre	2,25-3,0 H/1 V	2,0-2,25 H/1 V

Les largeurs en crête de 8 m à 10 m sont conçues pour permettre la circulation du matériel de transport et de compactage lourd, utilisé pour la construction de barrages modernes. Pour les barrages plus petits, la largeur de crête est réduite à 6,6 m.

La géométrie des barrages zonés, comportant un noyau de moraine construit par la méthode des bassins, est semblable. Les pentes extérieures sont constituées d'un certain nombre de gradins à pentes raides (1,25-1,8 H/1 V) séparés par des risbermes horizontales de largeur variable. On adopte actuellement des largeurs de crête d'environ 10 m (12).

Avec la méthode des bassins, les pentes du noyau en matériau morainique sont relativement douces (1,0-1,1 H/1 V), alors que les noyaux de moraine compactée ont une pente raide atteignant 0,15 H/1 V. Dans les barrages à noyau incliné, la pente de celui-ci correspond généralement aux pentes extérieures du remblai.

4.2. FONDATION

En général, une fondation de matériau morainique acceptable pour un barrage

of the shell material are the main parameters conditioning the embankment geometry. A review of the current practice in dam design incorporating moraine material can be summarized as follows.

4.1.4.1. Homogeneous embankment

In Canadian (Eastern) practice homogeneous moraine embankments constituted of compacted moraine material sited on rock or firm soil foundation are provided in general with upstream slopes of 2.25 - 2.5 H : 1 V (H horizontal; V vertical) and downstream slopes of 2 H : 1 V. Crest widths of 7.5 to 9.0 m are generally adopted (80,64).

The USSR practice, where the moraine is compacted only by the hauling and spreading equipment or where the material is dumped in water pools, upstream and downstream slopes of 3 - 4 H : 1 V and 2.25 H : 1 V respectively are adopted (12). The crests of these dams have a width of 9-12 m (85). However dams incorporating conventional compacted moraine material are provided with steeper slopes (2.25 - 3 H : 1 V upstream slopes) and narrower crests (4-6 m wide).

4.1.4.2. Zoned embankment

Dams sited on rock or firm soil foundation, are provided with the following outside slopes (Canadian practice) (64).

Type of dam	Slopes	
	Upstream	Downstream
Rockfill	1.7-1.9 H : 1 V	1.6 -1.8 H : 1 V
Earthfill	2.25-3.0 H : 1 V	2.0-2.25 H : 1 V

Crest width of 8-10 m are designed to accommodate the heavy hauling and compacting equipment used in modern dam construction. For smaller dams, crest width is reduced to 6,6 m.

Similar geometrical parameters are used for the design of zoned dams built with moraine core dumped in water pools. The dam outer slopes are constituted of a number of steps with steep slopes (1.25-1.8 h : 1 V) separated by horizontal berms of various widths. Crest widths of about 10 m are also currently adopted (12).

While the moraine core outside limits are relatively gentle for the material dumped in water (1,0-1,1 h : 1 V), cores of compacted moraine are provided with contact slopes as steep as 0.15 H : 1 V. At dams with inclined cores the core contact slopes are generally in agreement with the outerslopes of the embankment.

4.2. IN THE FOUNDATION

An acceptable moraine foundation for embankment dams is defined in general

en remblai est définie comme un sol résistant et non remanié ayant une densité et une imperméabilité égales ou supérieures à celles de la zone compactée imperméable du barrage qui est mise en place au-dessus.

C'est pourquoi, on enlève les matériaux perméables et lâches se trouvant au-dessous du noyau et des filtres. Au-dessous des recharges, un sol morainique, exempt de matières organiques ou molles indésirables, est acceptable sans compacité particulière exigée si le dépôt original n'a pas été dérangé. Cependant, la surface dégagée est toujours recompactée après les travaux d'excavation; il est toujours impératif de défricher, dessoucher, décaper et enlever les matériaux organiques à l'emplacement du futur remblai.

On notera que la moraine *in situ* présente en général une densité très élevée en raison de sa densification sous la masse du glacier; la présence de matériaux lâches et perméables se limite donc à la partie supérieure de la formation. Bien qu'il n'existe que peu de données sur le potentiel de liquéfaction des sols morainiques, on peut supposer qu'en cas de séisme grave, ils peuvent se liquéfier. Des essais de laboratoire effectués sur de la moraine (au Canada) montrent l'effet significatif de sa compacité sur sa résistance dynamique. A titre d'exemple, on peut mentionner qu'une augmentation de masse volumique de 1 600 kg/m³ à 1 800 kg/m³ d'un matériau morainique canadien (Québec) correspond à une augmentation de 100 % de sa résistance cyclique. De façon générale, la moraine ne présente cependant pas de potentiel de liquéfaction important en cas de secousse sismique faible ou modérée.

Pour assurer un contact étroit entre la zone du noyau et la fondation de moraine dite imperméable, il faut généralement prévoir une coupure étanche. La tranchée parafouille a habituellement les caractéristiques suivantes :

- profondeur minimale 1/10 H (H = hauteur d'eau);
- largeur minimale 3 m ou 30 % à 50 % de H (avec un maximum de 10 m);
- pentes de la fouille : 2 H/1 V.

Si la fondation est stratifiée et comporte des couches ou lentilles perméables, la tranchée est plus profonde et peut comporter un drain de noyau, un tapis drainant en aval, et des drains de pied à des profondeurs variables suivant les caractéristiques de la fondation, la nappe phréatique, etc. Il peut aussi être nécessaire de prévoir des recharges de pied en aval ou des tapis imperméables amont au-dessous du remblai, en fonction de la situation locale.

as a firm undisturbed material having a density and an imperviousness equal to or greater than that of the overlaying compacted impervious zone of the dam.

Thus, loose and pervious materials are removed from under the core and filter areas. Moraine under the shell area, free from organic or other undesirable soft materials, is acceptable without specific density requirement if the original moraine deposit was not disturbed. However the cleared surface is always recompacted after the excavation operation, and cleaning and grubbing operations and stripping and removal of peaty materials are always required everywhere under the embankment.

It should be mentioned that the moraine *in situ* exhibits in general a very high density, due to its consolidation under the weight of the glacier. Consequently the presence of loose and pervious material is limited to the upper part of the formation. While only limited data exist on the liquefaction potential of the moraine it can be assumed that under some severe earthquakes the material can liquefy. Laboratory tests carried out on moraine (Canada) have indicated the significant influence of the density on its dynamic strength. As an example it can be mentioned that an increase of the density from 1 600 kg/m³ to 1 800 kg/m³ of a Canadian (Quebec) moraine indicate an increase of 100 % of its cyclic strength. In general, however the moraine does not represent a significant liquefaction potential at low to moderate earthquake shaking.

For a tight contact between the core zone and the so called impervious moraine foundation, a cut-off trench is generally required. The core trench is normally excavated in accordance with the following requirements :

- minimum depth 1/10 H (H : hydraulic head);
- minimum width 3.0 m or 30 % to 50 % H (with a maximum of 10 m);
- excavation side slopes : 2 horizontal to 1 vertical.

For a stratified foundation with pervious lenses or layers, the core trench is made deeper and may be provided with a core drain, a pervious downstream blanket and toe drains of variable depth depending on foundation characteristics, water table, etc. Downstream toe berms or upstream impervious blankets below the shell may also be required depending on the local conditions.

5. CONSTRUCTION

5.1. MISE EN PLACE DES MATÉRIAUX MORAINIQUES

5.1.1. Compactage en couches

L'emploi de compacteurs lourds (de 10 à 50 tonnes) n'en vaut la peine que si la teneur en eau du matériau est proche de sa valeur optimale. De façon générale, une dispersion de l'ordre de $W_{opt} + 2\%$ à $W_{opt} - 1\%$ est considérée comme acceptable. On obtient des densités supérieures lorsque la couche à compacter a une épaisseur inférieure à 300 mm. Cependant, étant donné l'énergie de compactage que développe le matériel employé actuellement, il semble possible de compacter de façon satisfaisante des couches de matériau pouvant atteindre 1 m d'épaisseur, à condition qu'il ne soit pas trop argileux (35).

Le nombre de passes nécessaires pour obtenir le degré de compactage voulu dépend de la dimension et du type du compacteur. Les deux principaux types d'engins qui sont utilisés pour compacter la moraine non plastique sont les compacteurs sur pneus et les rouleaux vibrants. Le rouleau sur pneus lourd de 50 tonnes, bien qu'encombrant, est communément utilisé en Amérique du Nord pour compacter des moraines non plastiques. Au complexe de La Grande (Québec, Canada), les quatre passes prescrites pour les rouleaux de 50 tonnes à pneumatiques étaient généralement suffisantes pour obtenir une densité cible correspondant à 97 % de la masse volumique maximale Proctor normale, tant que la teneur en eau du matériau se maintenait entre -1% et $+2\%$ de l'optimum du Proctor normal. L'épaisseur de la couche dans ce cas était de 450 mm.

Les rouleaux vibrants, généralement plus légers (de 6 à 10 tonnes), sont utilisés surtout pour compacter les moraines silteuses. Cette préférence semble être due au fait qu'un compacteur léger se déplace plus facilement sur la surface forcément limitée du noyau, et qu'un rouleau vibrant transmet à la couche en cours de compactage plus d'énergie, proportionnellement, qu'une machine statique. Un rouleau sur pneus de 50 tonnes ne peut pas compacter convenablement une couche de moraine d'une épaisseur de 1 m en un nombre de passes raisonnable, alors que les rouleaux vibrants lourds le peuvent (84).

Les utilisateurs des deux types d'engins semblent satisfaits du comportement des matériaux morainiques compactés, pendant et après les travaux de construction. L'uniformité du compactage peut cependant être mise en doute quelle que soit la machine employée.

Le rouleau sur pneus se comporte mieux sur une surface inégale; il est moins sensible à la présence de blocs et de cailloux, près de la surface de la couche, que le rouleau vibrant; cependant, ce dernier compense ce défaut par une action d'enfoncement supérieure, qui tend à niveler la surface en enfonçant les cailloux dans la couche en cours de compactage. Les deux types d'engins s'enlisent dans la moraine si le matériau est sur le « versant mouillé » de la courbe de l'optimum Proctor (teneur en eau dépassant l'optimum de $+2\%$).

5. CONSTRUCTION

5.1. PLACING THE MORAINE

5.1.1. Compaction in layers

The use of heavy compactors (10-50 tons) becomes efficient only if the water content of the material is at or around its optimum. In general, a scatter between $W_{opt} + 2\%$ and $W_{opt} - 1\%$ is considered acceptable. Greater densities are obtained when the layer to be compacted is less than 300 mm thick. However, with the energy of compaction developed by the equipment available today, it seems possible to compact satisfactorily lifts of material as thick as 1 m if the material is not too clayey (35).

The number of passes required to obtain the specified degree of compaction depends on the size and type of compactor. Two main types of compactors are used to compact non-plastic moraine, pneumatic and vibrating compactors. The heavy 50-ton pneumatic roller, although cumbersome on the rolled surface, has been commonly used in North America to compact non-plastic types of moraine. On the La Grande Project (Quebec, Canada), the prescribed four passes of 50-ton rubber-tire rollers were generally sufficient to obtain a target density corresponding to 97 % of maximum Standard Proctor density, as long as the moraine water content was kept within -1% and $+2\%$ of optimum. The layer thickness in this case was 450 mm.

Vibrating rollers, generally lighter (6-10 tons), are used mainly on silty moraine. The reasons for this preference seems to be that a smaller type of compactor moves more easily on a restricted core surface and a higher degree of energy can be transmitted to the layer by a vibrating roller than by a static one. A 50-ton pneumatic roller cannot adequately compact a 1-m thick layer of moraine with a reasonable number of passes, whereas the heavy vibrating rollers can do it satisfactorily (84).

The users of both types of compactors seem satisfied with the behaviour of the compacted moraine during and after construction. The uniformity of compaction may be questioned for both types of compactors.

The pneumatic roller performs better on an uneven surface and is less sensitive to the presence of boulders and cobbles close to the surface of the layer than a vibrating roller, but the latter compensates by having a better punching action which tends to level the surface by the displacement of cobbles within the compacted layer. Both types of compactors will sink in the moraine if the material is placed on the wet side (water content more than 2 % above the optimum).

A Manic 3 (Québec, Canada), un remblai de matériaux morainiques fins a été mis en place avec une teneur en eau « sur le versant mouillé » ($W_{opt} + 2\%$), en couches minces (de 100 à 150 mm), bien compactées à l'aide de rouleaux vibrants légers (de moins de 6 tonnes). On peut en illustrer l'efficacité par comparaison avec la compacité obtenue à l'aide de rouleaux sur pneus. Alors que la masse volumique moyenne obtenue à l'aide de ces derniers atteignait 97,5 % de la densité Proctor normale (écart type de 2,5), avec 38,2 % des résultats inférieurs à 97 %, la masse volumique moyenne *in situ* du matériau compacté à l'aide de rouleaux vibrants atteignait une valeur de 97,7 % de la densité Proctor normale (écart type de 1,9) avec seulement 25,8 % inférieurs à 97 %, comme l'illustre la Fig. 5.1 (19).

Pour compacter les moraines argileuses que l'on trouve dans l'ouest du Canada, on utilise aussi des rouleaux à pieds de mouton ou à plaques, ainsi que des rouleaux sur pneus de 50 tonnes. Pour être efficace, l'action de pétrissage du compacteur ne devrait pas être gênée par des cailloux ou par une quantité excessive de gravier. Il est habituel de limiter les dimensions des grosses particules à l'espacement des pieds de mouton, c'est-à-dire, en général, à 150 mm.

Il est possible de mieux maîtriser la mise en place du matériau lorsque la teneur en eau naturelle du matériau d'emprunt est proche de l'optimum, ou de préférence un peu au-dessous. Si la teneur en eau dépasse 2 % de l'optimum, particulièrement s'il s'agit de moraines silteuses, le matériau devra être séché mécaniquement ou artificiellement pour permettre une mise en place convenable.

Si l'air ambiant est suffisamment sec, on peut sécher le matériau par aération mécanique soit dans la zone d'emprunt soit sur le remblai (41). Cependant, la façon la plus efficace de réduire la teneur en eau du matériau est d'utiliser un four rotatif. On a employé cette méthode avec succès lors de la construction de grands barrages à La Grande et à Manic 3 (Canada), en réalisant généralement une diminution de la teneur humide de 1,5 % à 2 %. Le matériau encore chaud peut ainsi être mis en place au cours d'une averse légère ou en période de gel (températures ambiantes inférieures à $-3\text{ }^{\circ}\text{C}$); on peut alors prolonger d'environ 1 mois la saison de construction du remblai.

Les résultats obtenus avec le même matériau, d'une part avec sa teneur en eau naturelle ($W = W_{opt} + 2-3\%$) et, d'autre part, après séchage au four ($W = W_{opt} + 1,5\%$), mettent en évidence l'effet de la teneur en eau sur le compactage du matériau morainique. La compacité moyenne obtenue avec la teneur en eau naturelle atteignait 97,7 % de la masse volumique du Proctor normal, avec 25,8 % des résultats inférieurs à 97 %; par contre, après séchage du matériau au four, la masse volumique moyenne s'élevait à 98,8 % de la masse volumique du Proctor normal, avec seulement 13 % des résultats inférieurs à 97 % (Fig. 5.1).

La moraine alpine grossière à granulométrie continue peut se compacter de façon satisfaisante en couches de 50 cm, avec 4 à 6 passes d'un rouleau vibrant de 8 à 20 tonnes (rouleau lisse). Pour obtenir une bonne liaison entre les couches, il faut généralement sacrifier la surface déjà compactée sur une profondeur de 5 à 7 cm, puis l'arroser s'il y a lieu (84).

Le principal problème de ce type de matériau est la ségrégation. Des mesures spéciales doivent être prises dès la zone d'emprunt, au cours du transport et lors de l'épandage avant le compactage, afin d'éviter la ségrégation (84).

At Manic 3 (Quebec, Canada), fine moraine placed on the wet side ($W_{opt} + 2\%$) in thin layers (100-150 mm) was satisfactorily compacted with light vibrating rollers (less than six tons). The effectiveness is illustrated by a comparison of the performance obtained with rubber-tire roller compactors. While the average density obtained with rubber-tire rollers reached 97.5 % of standard Proctor density (2.5 standard deviation) with 38.2 % less than 97 %, the average *in situ* density of the material compacted with the vibrating rollers gave a value of 97.7 % of Standard Proctor density (1.9 standard deviation) with only 25.8 % less than 97 % as shown on Fig. 5.1 (19).

To compact the clayey type of moraine encountered in the Western Provinces of Canada, sheepsfoot or padfoot rollers are also used as well as 50-ton pneumatic rollers. To be efficient, the kneading action of the compactor should not be impeded by cobbles or an excessively large amount of gravel in the soil. It is common to limit rock size to the spacing of the sheepsfoot, typically 150 mm.

Placing can be better controlled when the natural water content of the borrow material is close to the optimum, preferably somewhat below. If the natural water content exceeds 2 % of the optimum, particularly in silty moraines, the material has to be dried mechanically or artificially in order to be properly placed.

When the ambient air is dry enough, the material can be dried by mechanical aeration either in the borrow pit or on the fill (41). However the most effective way to reduce the moisture content is to use a rotary kiln dryer. This method was successfully used on large dam sites at La Grande and at Manic 3 in Canada : a 1.5-2 % reduction was generally obtained. The warm material could also be placed during light rain or early freezing periods (ambient temperature less than $-3\text{ }^{\circ}\text{C}$) which extended the placement season by about one month.

A comparison of the influence of water content on moraine compaction illustrates the results obtained with the same material placed at natural water content ($W = W_{opt} + 2-3\%$) and after being dried in a kiln ($W = W_{opt} + 1.5\%$). The average density obtained at natural water content reached 97.7 % of Standard Proctor with 25.8 % of the results smaller than 97 % while after the material was kiln dried, the average density was raised to 98.8 % of Standard Proctor, with only 13 % of the results under 97 % (Fig. 5.1).

The coarse well graded Alpine moraine can be satisfactorily compacted in lifts of 50 cm by 4-6 passes of 8-20 ton vibrating rollers (smooth). Scarifying the previously compacted layer to a depth of 5-7 cm and eventually wetting of the scarified surface is in general required to obtain an adequate bond between the compacted layers (84).

The main problem encountered with this type of material is segregation. Particular measures are taken at the borrow area, during material transport and spreading before compaction, to avoid this segregation (84).

5.1.2. Compactage humide

La mise en place d'un matériau morainique ayant une forte teneur naturelle en eau, ou par temps de pluie, se fait par la méthode du compactage à l'état humide mise au point dans les pays scandinaves.

Une de ces méthodes consiste à étaler la moraine ayant une teneur en eau de 2 % à 6 % au-dessus de l'optimum en couches d'environ 250 mm d'épaisseur, et de les compacter à l'aide de buteurs lourds pesant au moins 15 tonnes. Aucune limite inférieure de compacité du matériau n'est stipulée après compactage.

La deuxième méthode consiste à étaler le matériau en couches assez épaisses (de 0,5 m à 2 m) et de les compacter à l'aide de rouleaux vibrants de 6 à 10 tonnes. Aucune limite inférieure de compacité n'est exigée après compactage.

Les couches épaisses favorisent la productivité, car une quantité importante de blocs et de cailloux peut être incluse dans le remblai. Il n'est plus autant nécessaire de les supprimer par précriblage dans la zone d'emprunt. De plus, la surface du remblai est moins longuement exposée à la pluie et à la saturation, qui constituent un problème dans les régions pluvieuses.

La mise en place de matériaux imperméables humides est susceptible d'entraîner des pressions interstitielles importantes dans le remblai. En dépit d'une perméabilité relativement faible, ces pressions interstitielles se dissipent cependant assez rapidement, en raison surtout du coefficient de consolidation relativement élevé de la moraine. Les pressions interstitielles initiales élevées, conséquence de la « méthode humide », n'exigent donc pas, en général, de précautions particulières pour assurer la stabilité du barrage. Cette méthode a cependant l'inconvénient de ne pas permettre le libre passage du matériel lourd sur le noyau.

La mise en place en couches épaisses produit un résultat moins uniforme. Les masses volumiques sèches varient avec la profondeur et la teneur en eau. Comme le montre la Fig. 5.2, la compacité tend à être plus faible à la partie inférieure d'une couche qu'à sa partie supérieure, et décroît avec l'augmentation de la teneur en eau (35).

D'après les courbes, on obtient une compacité maximale à une profondeur de 0,2 m à 0,3 m. Sa valeur faible à la partie supérieure de la couche peut s'expliquer par le fissurage que produisent les rouleaux vibrants jusqu'à une profondeur d'environ 5 cm, perpendiculairement à la direction du déplacement de l'engin.

La présence de grosses particules dans la couche augmente les risques de ségrégation. Toutefois, le compactage au rouleau vibrant avec une teneur en eau élevée diminue la probabilité de se retrouver avec un matériau inacceptable dans le remblai à cause de la ségrégation.

Il est indispensable d'effectuer sur le matériau des essais de compactage et de remblai à grande échelle.

5.1.3. Technique des bassins

En Union Soviétique, les zones imperméables de nombreux barrages sont construites en déversant le matériau morainique dans de l'eau. Deux digues longitudinales continues, d'environ 3 m de hauteur, sont construites le long des limites amont et aval du noyau, et des digues transversales sont construites en travers du

5.1.2. Wet compaction

Placing of moraine in relatively high moisture conditions (rainy weather, high natural water content) is done by the wet compaction procedure as developed in Scandinavian countries.

One method is to spread the moraine having a water content of 2 to 6 % above its optimum in layers approximately 250 mm thick and to compact it with heavy bulldozers weighing at least 15 tons. No lower limit for the density of the material is specified after compaction.

A second method is to spread the moraine in rather thick lifts (0.5 to 2 m) and compact it with vibrating rollers weighing 6-10 tons. No lower limit for the density is specified after compaction.

Thick layers favour high productivity since a large number of cobbles and boulders can be included in the fill. This reduced the necessity of scalping them at the borrow area. Furthermore, the surface of the fill is less frequently exposed to rain and saturation, which is a major concern in rainy areas.

Placing the impervious material in wet conditions could cause high pore pressures in the fill. In spite of a relatively low permeability, these pore pressures do, however dissipate relatively rapidly. This can be explained by the relatively high consolidation coefficient of moraine. The high initial pore pressure, which is a consequence of the wet method, therefore does not generally require special procedures for dam stability to be ensured. The method has the disadvantages however of preventing the free passage of the hauling equipment across the core.

The placing of moraine in thick layers produces a less uniform material. The dry densities vary with the depth and the water content. As shown in Fig. 5.2, the degree of compaction tends to be lower at the bottom of the layer than at the top, and decreases with a higher water content (35).

According to curves, maximum compaction occurs at a depth of 0.2-0.3 m. The reduced compaction in the upper part of the layer can be explained by cracking produced by vibrating rollers, to a depth of about 5 cm and perpendicular to the direction of travel.

The presence of coarse particles in the layer increases the segregation possibilities. However, the vibration compaction combined with a high moisture content does reduce the probability that unacceptable segregation will persist in the compacted fill.

Full-scale tests both on the compaction of the material as well as the placing operation have to be carried out.

5.1.3. Moraine dumped in water pools

In the USSR, the impervious zones of many dams are made by dumping moraine into water. Two continuous longitudinal dikes about 3 m in height are built along the upstream and downstream limits of the core while transversal dikes are built across the core 100 to 200 m apart, thus forming a series of independent basins

noyau, espacées de 100 à 200 m, de façon à former une série de bassins indépendants qui seront remplis successivement. Chaque bassin est rempli d'eau jusqu'à une profondeur de 2 m à 2,5 m. Des conduites de drainage sont installées à la hauteur voulue de façon à faire passer l'eau d'un bassin à l'autre, dès que le premier est rempli de matériau morainique. Celui-ci est déchargé sur le bord du bassin en service, et poussé dans l'eau à l'aide d'un boueur. Le compactage nécessaire est assuré par les multiples passes des tracteurs. Les camions apportent la moraine en roulant sur la section déjà remplie et améliorent ainsi le compactage. Quelquefois, en particulier dans les sections proches des appuis, qui sont remblayées en dernier, le matériau doit subir une opération de compactage complémentaire.

L'épaisseur optimale des couches, la profondeur de l'eau dans les bassins et la vitesse de remblayage de ceux-ci sont déterminées par des essais à grande échelle effectués au début des travaux de construction.

De façon générale, les digues des bassins sont construites en couches de 0,5 à 0,7 m d'épaisseur compactées par le matériel de transport, et la profondeur de l'eau peut atteindre 1,5 à 3 m dans les bassins (95).

Même la géométrie du fond des bennes des camions joue un rôle dans la ségrégation du matériau lors du déchargement. Par exemple, avec une benne à fond plat, la vitesse d'éboulement et de ségrégation augmente, alors que si le fond de la caisse est irrégulier, cette vitesse décroît.

5.2. CONSTRUCTION HIVERNALE

Deux principes sont à retenir pour la construction dans un climat rigoureux :

a) immédiatement avant que le sol ne gèle, on arrête la mise en place du matériau et l'on protège le remblai à l'aide d'un revêtement isolant pour éviter la pénétration du gel;

b) les opérations de mise en place se poursuivent même pendant les périodes de gel rigoureuses, mais grâce à des techniques spéciales : emploi d'adjuvants chimiques, stockage, chauffage du matériau morainique, déversement dans l'eau, etc.

La vitesse à laquelle la moraine perd sa chaleur et gèle pendant les travaux dépend de nombreux facteurs comme sa température dans le banc d'emprunt, la distance de transport, la superficie du remblai en construction, le rythme de mise en place, la température ambiante, la vitesse du vent, etc.

En Amérique du Nord et en Scandinavie, la mise en place de matériaux morainiques est interdite pendant les périodes de gel, de façon à éviter la présence de glace, de neige ou de matériaux gelés dans le noyau du barrage. Le dégel ultérieur de matériaux gelés pourrait ramollir la moraine compactée, réduire sa résistance au cisaillement et augmenter sa perméabilité. Il faut également mentionner le fait que dans un climat hivernal rigoureux — lourdes chutes de neige et forts vents — la mise en place de matériaux morainiques devient plus coûteuse et peut justifier que l'on évite de travailler dans ces conditions.

En Amérique du Nord et en Scandinavie, il est aussi recommandé d'éviter que ne gèle sur place le matériau compacté. La formation de lentilles de glace, qui

to be filled successively. Each basin is filled with water to a depth of 2 to 2.5 m. Drainage pipes are installed at the desired level to let the water go into adjacent sections when the pool is filled with moraine. The moraine is unloaded at the water's edge of the working section and is bulldozed into the water. The required soil compaction is provided by repeated passes of the tractors. Trucks haul the moraine rolling over the previously filled section and thus improve compaction. Sometimes, especially in the sections close to the abutments, which are filled last, the dumped material must be further compacted.

The optimal thickness of the layers, the water depth in the pool and the rate of filling are determined by large-scale tests performed during the initial construction period.

In general, the surrounding dikes are made with layers 0.5 to 0.7 m thick, compacted by the hauling equipment while the water depth in the pool can reach 1.5 to 3 m (95).

Even the shape of the bottom of the dump trucks has an effect on soil segregation during unloading. For instance, with a flat bottom, the rate of sliding and segregation increases, whereas for an irregular bottom, both the rate of sliding and segregation decrease.

5.2. WINTER CONSTRUCTION

Two approaches are considered for construction under severe climatic conditions :

a) just before the ground freezes, the placing of morainic material is stopped and the soil already in place is protected with an insulating blanket to avoid frost penetration;

b) placing operations continue even during severe freezing periods but special techniques are used : chemicals are added, the moraine is stockpiled or heated or dumped in water, etc.

The rate at which the unfrozen moraine loses heat and freezes during construction depends on many factors, such as the temperature of the fill in the borrow pit, the distance hauled, the construction surface area, the placing rate, the ambient temperature, the wind velocity, etc.

In North America and Scandinavia placing is prohibited during freezing periods so as to avoid the presence of ice, snow or frozen materials in the core of the dam. The melting of these frozen materials at a later date could soften the compacted moraine, reduce its shear strength and increase its permeability.

It should also be mentioned that under severe winter conditions heavy snowfalls and strong winds — the placing of morainic materials becomes more expensive and can justify avoiding construction under those conditions.

It is also recommended in North America and Scandinavia that freezing of the *in situ* compacted material be avoided. The formation of ice lenses during freezing,

s'accompagne de gonflement, suivi par un dégel, produit une perte de densité et un ramollissement du matériau.

Au printemps, tout matériau gelé doit être enlevé ou dégelé avant que la construction du remblai puisse reprendre. Les matériaux ayant une teneur en eau excessive, et qui ne peuvent pas être séchés convenablement sur le remblai avant le compactage, doivent être enlevés. Les essais de densité permettent de s'assurer que les couches de remblai dégelées restent adéquates.

Ainsi, au début de l'hiver, le matériau morainique normalement mis en place doit être recouvert d'un revêtement isolant de façon à le protéger pendant les mois d'hiver et réduire la quantité de reprises de terrassement à faire dans le matériau ameubli par le gel (94).

L'efficacité relative de certains revêtements isolants a fait l'objet d'essais au Canada (24). Pour un indice de congélation de 2 000 °C-jours, la pénétration du gel dans la moraine non protégée peut atteindre 3 m à 3,5 m en un an. Un revêtement protecteur de 0,6 m de neige peut réduire cette pénétration à 1,8-2,1 m en laissant 1,2 m à 1,4 m de matériau gelé. Un revêtement granulaire d'une épaisseur de 1,5 m à 1,8 m peut réduire la pénétration du gel de 2,8 m à 3,3 m, en laissant 0,2 m de moraine gelée. Une combinaison de 0,45 m de sable et gravier et de 0,75 m à 1 m de neige offre suffisamment de protection pour éviter toute pénétration du gel dans la moraine.

En Union Soviétique, depuis de nombreuses années, le matériau servant à la construction des barrages est exposé au cours de l'hiver à des températures de l'air descendant à -40 °C (95). Le terrassement et la mise en tas de matériau morainique au cours de l'été, et son utilisation subséquente pendant l'hiver, sont des méthodes encore employées en URSS pour permettre la poursuite des travaux. Pour stocker le matériau, ce dernier est mélangé à un autre ayant une faible teneur en eau, comme le sable-et-gravier, en y ajoutant des produits chimiques comme le chlorure de sodium commercial. On voit couramment des tas larges de 50 m à 60 m et hauts de 15 m, représentant un volume de quelque 200 000 m³. Parfois, pour la reprise de matériau, le sommet du tas est réchauffé. Le matériau est transporté à une température de 6 à 8 °C, de là au site du barrage, dans des camions chauffés par leurs gaz d'échappement. Aux températures inférieures à -10 °C, en particulier lorsqu'il y a du vent, le matériau est recouvert de bâches, de façon à réduire les pertes de chaleur au cours du transport. Une fois livré sur le chantier, le matériau est immédiatement répandu en couches de 0,4 m à 0,5 m d'épaisseur. Les opérations de déversement et d'épandage ne prennent pas plus de 10 à 20 minutes. Après régalinge au boteur, on répand sur la surface une solution de chlorures concentrée.

La partie supérieure de la couche traitée au chlorure reste plastique lorsqu'elle gèle pendant le compactage; ainsi elle ne nuit pas au compactage du matériau sous-jacent. Le gel ne gonfle pas le sol traité au chlorure. La surface est exempte de fissures, et il n'y a pas de glace entre les couches. La liaison entre les couches mises en place est monolithique. Des études ont permis de déterminer que la surface extrêmement salée, et donc saturée, du matériau accumule naturellement le froid et conduit à un refroidissement encore plus intense de la partie inférieure de la couche.

Dans les régions à climat humide, la teneur en eau de la moraine stockée en tas peut demeurer plus élevée que l'optimum, même en été. Il est donc exclu de construire des remblais de matériau morainique en hiver par la méthode décrite ci-dessus. A cause de sa teneur en eau croissante, le matériau possède une capacité

which is accompanied by heaving and followed by thawing, produces a loss of density and a softening of the material.

In the spring, any frozen material must be removed or thawed before embankment construction is resumed. Material with excessive moisture content, which cannot be satisfactorily dried on the fill prior to compaction, must be removed. Density tests are used to ascertain thawed embankment layers are adequate.

Thus, at the onset of winter, the normally placed moraine material should be covered with an insulating blanket to provide protection over the winter months and reduce the amount of excavation of frostloosened material (94).

The relative efficiency of some insulating blankets was tested at some projects in Canada (24). With a freezing index of 2 000 °C-days, the frost penetration in a moraine not protected against frost can reach 3 to 3.5 m in one year. A protective cover of 0.6 m of snow can reduce that penetration by 1.8 to 2.1 m leaving 1.2 to 1.4 m of frozen moraine. A 1.5 to 1.8 m thick granular blanket can reduce the penetration by 2.8 to 3.3 m leaving 0.2 m of frozen moraine. A combination of 0.45 m of sand and gravel and 0.75 to 1 m of snow offers enough protection to avoid any frost penetration in the moraine.

In the USSR, for many years, soil in dam construction has been placed during the winter at air temperatures as low as — 40 °C (95). The excavation and stockpiling of moraine during the summer and its subsequent use during the winter were and are still used in USSR to allow for winter construction. During stockpiling, the material is mixed with a low water content material like sand and gravel and some chemicals like commercial sodium chloride. Stockpiles 50-60 m wide and 15 m high with a volume of some 200 000 m³ are currently used. Sometimes, during excavation, the top of the pile is heated. The soil at a temperature of 6-8 °C is hauled from the stockpile to the site in trucks also heated by exhaust gases. At temperatures below — 10 °C and especially in windy weather, the soil is covered by tarpaulins to reduce heat losses during transportation. The soil delivered on the site is immediately spread into layers 0.4 to 0.5 m thick. The time for dumping and spreading does not exceed 10 to 20 min. After being spread with the bulldozer, the surface of the freshly leveled soil is sprayed with a concentrated solution of chlorides.

The upper part of the layer treated with chlorides remains plastic when it freezes during compaction and does not hinder compaction of the underlying material. Frost does not cause the soil salted with chlorides to heave; the surface is free of cracks and ice between layers is absent. The contacts between the layers being placed are monolithic. Investigations established that the extremely salted and therefore saturated surface of the soil is a natural accumulator of cold and leads to a more intense cooling of the lower part of the layer.

In regions with a wet climate, the moisture content of the moraine in the pile may be higher than the optimum even in summer. This rules out placing moraine in winter by the process indicated above. Because of the increased moisture content, the soil has a weak load-bearing capacity. Trucks move with difficulty over the soil

portante faible. Les camions se déplacent avec difficulté sur le remblai; celui-ci cède sous le poids et des ornières profondes se forment à sa surface, faisant obstacle au compactage lorsqu'elles gèlent. Il est alors impossible de traiter la surface fraîchement nivelée en y répandant des solutions de chlorure. La surface du matériau morainique non traité avec une solution saline se couvre de fissures lorsqu'elle gèle, se laisse briser par les véhicules et prend l'apparence d'une surface caillouteuse, sans cohésion ni solidité.

Il faut souligner aussi que lorsque la teneur en eau est élevée, la solution pénètre moins bien dans le matériau. Pour que la pénétration du sel soit efficace, de nouvelles techniques sont nécessaires pour forcer la solution à pénétrer à la profondeur voulue.

La méthode de déversement dans l'eau est récente et actuellement très utilisée. Les principes de base sont les suivants : *a)* le matériau reste constamment immergé, et se trouve donc protégé contre le gel; *b)* le bassin d'eau est un excellent conducteur de chaleur, et l'eau peut être chauffée s'il y a lieu; *c)* la surface de l'eau dans le bassin peut être protégée à l'aide de divers matériaux isolants pour réduire les pertes de chaleur.

5.3. ZONES DE CONTACT ET ILOTS D'INSTRUMENTS

La moraine tamisée est mise en place en couches minces contre la fondation rocheuse, les appuis et le béton se trouvant dans la zone du noyau. Le remblai mis en place autour des instruments situés dans un îlot de protection est généralement disposé en couches ayant la moitié de l'épaisseur des couches environnantes. On utilise de petits compacteurs (à plaque vibrante ou à rouleau) pour compacter ces zones de remblai. Il est possible d'y mettre en place, de façon satisfaisante, de la moraine sélectionnée, mais il faut toujours prendre des soins particuliers pour que ces opérations soient réussies. A deux endroits, dans le complexe de La Grande (QA-8 et TA-10, Québec, Canada), le remblai autour d'îlots d'instruments a été mis en place et moins bien compacté que la moraine environnante. Le tassement différentiel au moment de la mise en eau a créé des cônes d'affaissement de la crête dans la zone de l'îlot, le long des tubes enveloppant les instruments, ou à proximité de cette zone. Comme les noyaux sont larges et que les instruments sont situés en leur milieu, aucun problème de stabilité n'a été attribué à ces incidents isolés, à l'exception, localement, de tassements différentiels importants et soudains.

5.4. CONTROLE DE QUALITÉ

Le contrôle de qualité a pour but de s'assurer que les caractéristiques du matériau et que les méthodes de construction sont conformes aux cahiers des charges techniques et que le produit final répond aux critères de conception.

Suivant les caractéristiques du matériau et la méthode de construction adoptée, le contrôle de qualité vise surtout à vérifier *in situ* la compacité et l'imperméabilité du noyau.

Les programmes de contrôle de qualité qui accordent le plus d'importance à la résistance pour le comportement visent à s'assurer que le matériau morainique

being placed; it is springy, and deep ruts form on the surface which hamper compaction of the soil when they freeze. Therefore, it is impossible to treat the freshly-leveled soil surface by spraying with chloride solutions. The surface of the moraine material not treated with the salt solution becomes covered with frost cracks when it freezes, is fractured by the vehicles, and has the appearance of dumped rubble without cohesion and solidity.

It should be pointed out that when the moisture content is high, the solution penetrates less than in soil with a lower moisture content. For salting to be effective, new techniques are needed to force salting of the soil to the required depth.

Dumping the moraine into water is a method developed more recently and is now used quite extensively. The basic principles are the following : *a)* the soil remains constantly underwater, and is thus protected against freezing; *b)* the water pool is a powerful heat conductor and the water can be heated if necessary; *c)* the surface of the water in the pool can be protected with various insulation boards to reduce heat losses.

5.3. CONTACT ZONES AND INSTRUMENTATION ISLANDS

Screened moraine is placed in thin layers against rock foundations, abutments and concrete structures within the core zone. The fill placed around instruments located in a protective island is generally placed in layers half the thickness of surrounding layers. Smaller compactors (vibrating plates or rollers) are used to compact these restricted fill zones. It is possible to satisfactorily place selected moraine in these zones, but special care must always be taken to ensure the success of such placing operations. At two locations in the La Grande Complex (QA-8 and TA-10, Quebec, Canada), the fill for such instrument islands was placed in a looser state than the surrounding moraine. The differential settlement at the time of impounding resulted in sinkholes at crest level within the protection island zone along instrument casings, or adjacent to the island zone. As cores are wide and instruments are located in the middle of the core zone, no stability problem developed from those isolated incidents except local abrupt and large differential settlements.

5.4. QUALITY CONTROL

The purpose of quality control is to ensure that the material characteristics and the construction procedures concur with the designers technical specifications and that the final product meets the design criteria.

Depending on the moraine's characteristics and the construction method adopted, quality control is directed mainly at checking *in situ* densities or permeabilities of the core.

The quality control programs of those who support the school of thought that emphasizes strength behaviour aim to ensure the moraine presents at least the

présente au moins la compacité minimum nécessaire qui garantira le respect des paramètres de résistance stipulés tout en limitant la déformation. D'autres programmes de contrôle de qualité visent à s'assurer que le matériau *in situ* a le minimum d'imperméabilité exigé.

Ces paramètres sont vérifiés par mesure directe, ainsi que par le contrôle et la surveillance d'autres caractéristiques du matériau ou des méthodes de construction.

Les analyses granulométriques et de teneur en eau servent communément, pour les deux types de programmes, à tenir compte de l'influence de ces caractéristiques sur les paramètres de résistance et de perméabilité de la moraine. Ces analyses sont effectuées en suivant les normes actuelles et à raison d'une pour 1 000 m³ à 5 000 m³.

La mesure de la masse volumique *in situ*, ou le calcul du compactage, s'effectue de différentes manières :

— Mesure directe de la masse volumique *in situ* et de la teneur en eau, puis comparaison avec les valeurs maximales et optimales Proctor, normal ou modifié, mesures effectuées en laboratoire.

Suivant le cahier des charges, les valeurs relevées sur place, supérieures à 95-97 % des densités de référence (Proctor normal ou modifié), sont considérées satisfaisantes. Ces essais sont communément effectués à raison d'un pour 1 000 m³ à 5 000 m³.

— Mesure directe de l'épaisseur des couches et contrôle strict du nombre de passes du compacteur. L'inspection visuelle du matériau compacté, qui comprend l'exécution de tranchées et de fosses destinées à vérifier son homogénéité et à évaluer la présence de faiblesses locales, en particulier aux interfaces entre couches de moraine compactée, complète ces vérifications. La masse volumique du matériau est alors mesurée *in situ*, à titre de référence seulement, à raison d'une mesure pour 5 000 m³ à une pour 8 000 m³. Les fouilles d'inspection sont ensuite remblayées très soigneusement et compactées en couches pour éviter que ne se créent des faiblesses dans le remblai.

Des essais de référence, masse volumique et teneur en eau optimum Proctor sont effectués périodiquement (en moyenne une fois pour 5 000 m³) ou lorsque le matériau d'emprunt présente un changement visible. La tendance moderne favorise l'essai Proctor normal plutôt que l'essai Proctor modifié.

Dans le cas de la moraine alpine grossière des barrages du Mont-Cenis et de Grand-Maison (France), le cahier des charges se limitait au contrôle de la granulométrie (qui régit la perméabilité du matériau) et de la teneur en eau (qui influence la « traficabilité » de la couche compactée, la ségrégation, le développement de pressions interstitielles, etc.). Aucune masse volumique minimale, après compactage n'était précisée.

En ce qui concerne le compactage à l'état humide et la méthode des bassins, la convenance du matériau *in situ* n'est vérifiée que par des essais de perméabilité et par une surveillance étroite des pressions interstitielles pendant les travaux. Aucune mesure de masse volumique *in situ* n'est effectuée. Si les masses volumiques sont mesurées au cours du compactage humide, la valeur moyenne mesurée au milieu de la couche est plus représentative pour ce qui est du contrôle de qualité.

minimum required density which will guarantee the requested strength parameters and at the same time limit deformation.

The quality control programs of the second school of thought aim to ensure that the *in situ* material has the minimum imperviousness specified.

These parameters are controlled by direct measurement and by the checking and monitoring of some other material characteristics or of the construction procedures.

Grain-size distribution and water-content tests are commonly used by both schools of thought, to take into account the influence of these characteristics on the strength and seepage parameters of the moraine. These tests are made following current standards and are carried out at frequencies varying from 1 per 1 000 to 1 per 5 000 m³.

In situ density measurement or the degree of compaction is carried out in different ways as follows :

— Direct measurement of the *in situ* density and water content and comparison with the Standard or Modified Proctor maximum densities and optimum water contents as measured in the laboratory.

Depending on design specifications, field values over 95-97 % of the reference densities (Std or Mod. Proctor) are considered satisfactory. The frequency commonly used for these tests varies between 1 per 1 000 m³ and 1 per 5 000 m³.

— Direct measurement of the lift thickness and strict monitoring of the number of passes of the compactor. Visual inspection of the compacted material, which includes excavation of trenches and pits to check homogeneity and to assess the presence of local weaknesses especially at interfaces between layers of compacted moraine, completes the evaluation. Material density is then measured *in situ* only for record and with a frequency of 1 per 5 000 to 1 per 8 000 m³. The holes excavated for inspection are later very carefully filled and compacted in layers to avoid creating weaknesses.

Reference tests like Proctor density and Optimum Water Content are carried out periodically (average 1 per 3 000 m³) or when the borrow material changes visibly. The modern tendency is to use the Standard Proctor instead of the Modified Proctor.

For the coarse Alpine moraine of Mont-Cenis and Grand-Maison (France), the placement specifications were limited to a control of the grain size distribution (which controls the permeability of the material) and on the water content (which influences trafficability on the compacted layer, segregation, pore pressure development, etc.). No requirements for minimum compacted densities were specified.

For wet compaction and for dumping the moraine in water, the adequacy of the *in situ* material is checked only by permeability testing and by close monitoring of construction pore pressures. No *in situ* density measurements are carried out. If densities are measured during the wet compaction process, an average density measured at mid thickness of the lift is more representative for quality control.

Comme moyen de contrôle, certains organismes font faire des essais de perméabilité en laboratoire ou *in situ*, à raison d'un pour 5 000 m³ à 10 000 m³. Les résultats de ces essais ne peuvent cependant être considérés comme une base suffisante pour refuser le compactage effectué, comme cela est le cas lorsque la compacité exigée n'est pas respectée.

Enfin, on notera que l'inspection visuelle de la surface compactée, ainsi que des tranchées et puits, est considérée comme le moyen de contrôle de qualité le plus fiable (homogénéité, stratification, apparence de la surface compactée, etc.).

Some organizations use laboratory or *in situ* permeability tests as monitoring tools with a frequency of 1 per 5 000 to 1 per 10 000 m³. However, these *in situ* test results are not considered to be a basis for rejection of the achieved compaction as can be the case when the density requirements are not met.

Finally, it should be emphasized that visual inspection of the compacted surface and of trenches and pits is considered as the most reliable means of quality control (homogeneity, layering, appearance of the compacted surface, etc.).

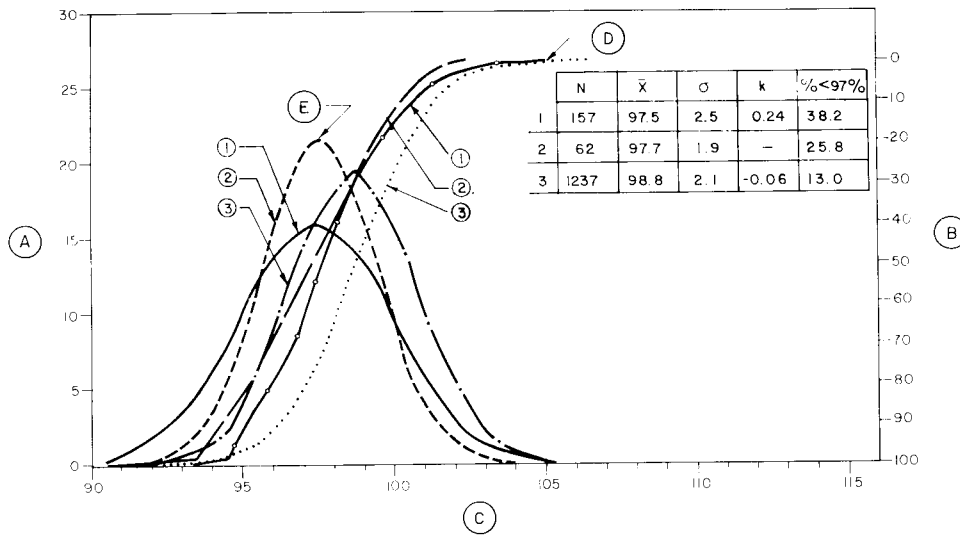


Fig. 5.1

Compaction degree obtained with rubber tire rollers and vibrating rollers on bulk and kiln dried moraine.

Compacité obtenue à l'aide de rouleaux sur pneus et de rouleaux vibrants sur les matériaux non séchés et séchés au four.

(A) % of results.

(B) % of results above.

(C) Compaction degree (%).

(D) Cumulative frequency.

(E) Distribution of results.

(1) Rubber-tire roller (bulk material).

(2) Vibratory rollers (bulk material).

(3) Vibratory rollers (kiln dried material).

(N) Number of samples.

(\bar{x}) Average compaction degree.

(σ) Standard deviation.

(A) % des résultats.

(B) % des résultats au-dessus de.

(C) Degré de compactage (%).

(D) Fréquence cumulative.

(E) Distribution des résultats.

(1) Rouleaux sur pneus (matériaux non séchés).

(2) Rouleaux vibrants (matériaux non séchés).

(3) Rouleaux vibrants (matériaux séchés au four).

(N) Nombre d'échantillons.

(\bar{x}) Degré de compactage moyen.

(σ) Écart type.

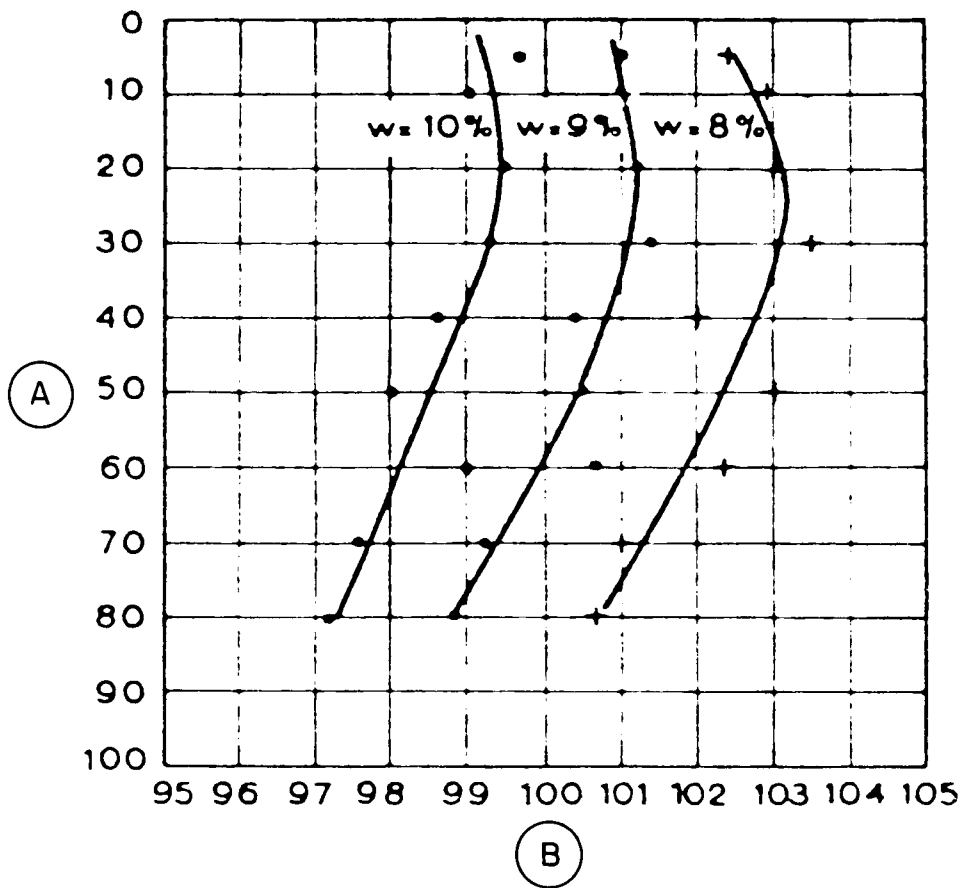


Fig. 5.2

Dry density of moraine at water content of 8, 9 and 10 %
in relation to depth below surface.

*Compacité de la moraine aux teneurs en eau de 8, 9 et 10 %
en fonction de la profondeur.*

(A) Depth (m).

(A) Profondeur (m).

(B) Dry density in % Std. Proctor.

(B) Masse volumique. % Proctor Norm.

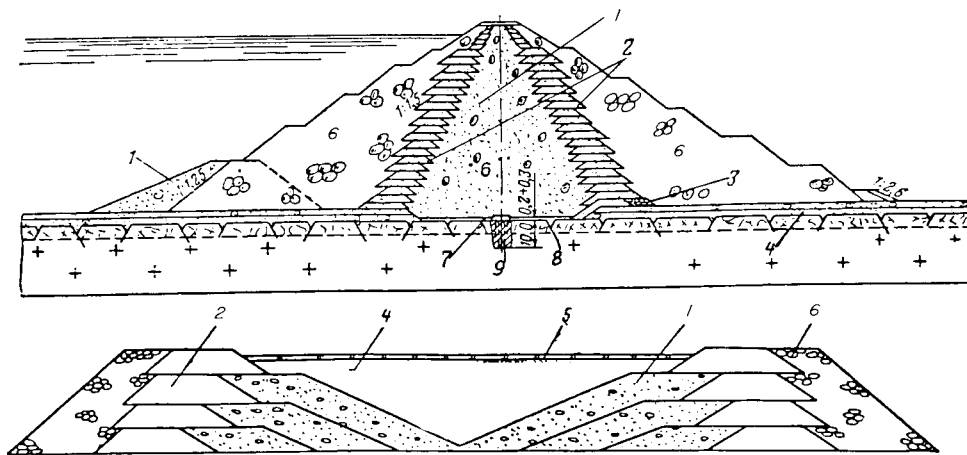


Fig. 5.3

Placing of moraine by dumping in water.

Mise en place de la moraine par déversement dans l'eau.

- | | | | |
|---|--------------------|---|-------------------------|
| 1 | Moraine. | 1 | Moraine. |
| 2 | Sand and gravel. | 2 | Sable et gravier. |
| 3 | Cobbles. | 3 | Cailloux. |
| 4 | Water pool. | 4 | Bassin d'eau. |
| 5 | Polystyrene sheet. | 5 | Feuille de polystyrène. |
| 6 | Rockfill. | 6 | Enrochement. |
| 7 | Concrete. | 7 | Béton. |
| 8 | Clay. | 8 | Argile. |
| 9 | Grout. | 9 | Coulis d'injection. |

6. COMPORTEMENT - REMBLAI ET FONDATION

6.1. COMPORTEMENT EN REMBLAI

Les diverses méthodes d'exécution des noyaux ont différents effets sur le comportement des matériaux morainiques et donc des remblais. Cependant, comme on le verra ci-dessous, ces différences sont relativement faibles, et sont surtout liées aux caractéristiques du matériau. Les variables décrites ci-dessous caractérisent, dans l'ensemble, la performance des matériaux morainiques dans un remblai.

6.1.1. Pressions interstitielles et infiltrations

La mise en place de moraine s'accompagne normalement de pressions interstitielles qui peuvent persister pendant une période plus ou moins longue. La pose des couches à l'optimum de la teneur en eau ou au-dessus, et le compactage à l'aide d'un matériel relativement lourd peuvent induire des pressions interstitielles pouvant atteindre $Ru^* = 1$. Une valeur Ru de 0,5 est tolérable dans de nombreux cas; cependant, 0,3 est préférable. Les matériaux morainiques sableux ou silteux perdent habituellement la plus grande partie de leurs pressions interstitielles initiales dans les quelques mois suivant la construction du remblai, ou entre les saisons de travaux. Par contre, dans les matériaux argileux, les pressions interstitielles se dissipent lentement, parfois sur des périodes de plusieurs années, comme on l'a signalé dans certains barrages de l'ouest du Canada. Ce phénomène explique la préférence des ingénieurs pour les moraines sableuses à silteuses, dans la construction de noyaux imperméables ou de barrages homogènes.

L'utilisation de moraines plus sableuses-silteuses avec la méthode des bassins évite que se développent des pressions interstitielles excessives. L'expérience acquise en Union Soviétique montre que les valeurs de Ru ne dépassent pas 0,1 à 0,15. Les mesures montrent aussi qu'il se produit une dissipation accélérée de ces pressions (entre 3 à 6 jours) ainsi qu'une consolidation rapide du matériau (45).

Le comportement des noyaux de moraine après construction et mise en eau est signalé comme étant généralement satisfaisant.

Beaucoup d'ouvrages équipés d'appareils d'auscultation au complexe de La Grande (Québec, Canada) présentent une tendance manifeste des lignes d'écoulement équipotentielles à se concentrer dans la partie aval du noyau. Cela peut s'expliquer partiellement par la concentration des contraintes à cet endroit, en raison du déplacement du noyau vers l'aval ou vers le bas sous l'effet de la pression hydrostatique ou d'un relâchement du matériau dû à l'effet de voûte dans la portion amont, à la suite d'un tassement différentiel entre le noyau compressible et les filtres adjacents qui sont plus rigides.

Au barrage de Manic 3 (Québec, Canada) après quelques années d'exploitation du réservoir, presque aucune dissipation de la pression interstitielle n'était observée

* Ru : pression interstitielle/poids du matériau placé au-dessus.

6. EMBANKMENT AND FOUNDATION BEHAVIOUR

6.1. EMBANKMENT BEHAVIOUR

The use of various methods for placing the core influences the behaviour of the moraine and thus the behaviour of the entire embankment. However, as shown below, the differences in behaviour are relatively small, and mainly related to the material characteristics. The following parameters generally characterize the performance of moraine material in the embankment.

6.1.1. Pore pressures and seepage

The placing of moraine is normally accompanied by a pore pressure build up which can persist for a more or less extended period. Placing it at or above the optimum water content and compaction with relatively heavy equipment can induce a pore pressure ratio up to $Ru^* = 1$. A Ru value of 0.5 can be tolerated under many circumstances; however a lower value of 0.3 is preferred. Sandy to silty moraines normally lose most of the placing pore pressures within a few months after construction or between construction seasons. In clayey materials on the other hand, pore water pressures dissipate slowly lasting even as much as several years as reported in some Western Canada dams. This explains the preference of designers for the sandy to silty type of moraine in the construction of impervious cores or homogeneous dams.

With the use of more sandy-silty moraines for dumping in water excess pore-pressure build up has been avoided. The USSR experience has shown that Ru values do not exceed 0.1 to 0.15. Pore-pressure measurements have also indicated a very rapid pore pressure dissipation (3 to 6 days) as well as a rapid consolidation of the material in these cases (45).

The behaviour of moraine cores after construction and reservoir impoundment are generally reported to be satisfactory.

Many of the instrumented structures of the La Grande Complex (Quebec, Canada) show an obvious tendency of equipotential flow lines to concentrate in the downstream part of the core. This may be explained partly by the stress concentration in that part of the core due to downstream or downward movement of the core under the water load or some loosening of the material due to arching phenomena in the upstream portion following differential settlement between the compressible core and the adjacent stiffer filter zones.

At Manic 3 dam (Quebec, Canada), after a few years of reservoir operation, almost no pore pressure dissipation was observed across the core (Fig. 6.1). The only

* Ru : pore pressure/weight of overlaying material.

au travers du noyau (Fig. 6.1). La seule explication raisonnable de ce comportement est l'existence de faiblesses horizontales (fissures, matériaux moins compacts, etc.) établissant un transfert direct de la pression du réservoir à l'aval du noyau, sous l'action d'un effet de voûte, suivi d'une perte de compacité. Cependant, des piézomètres installés dans le filtre aval après la mise en eau indiquent qu'il ne s'y est pas produit de montée d'eau, de sorte qu'on peut en conclure que le comportement du système filtre-noyau est satisfaisant. Des comportements semblables ont été signalés en Norvège et en Suède où l'effet de voûte sur des noyaux minces, pense-t-on, pourrait être la cause de fissurations horizontales. Cette situation s'amplifie évidemment dans les vallées étroites où il y a un réel risque d'effet de voûte transversal.

Dans la plupart des barrages comportant un noyau en matériau morainique on a mesuré de très faibles débits d'infiltration, correspondant en général aux valeurs calculées. Une infiltration excessive avec migration de fines, lorsqu'elle se produit, est un indice évident d'érosion interne et un comportement dangereux. Ce phénomène peut être dû à un noyau trop perméable, un filtre aval mal conçu ou des faiblesses locales du filtre qui permettent l'érosion des fines du noyau qui migrent en direction de la zone la plus perméable ou d'autres faiblesses dans la fondation du noyau. Des infiltrations importantes sont souvent accompagnées de cônes d'affaissement apparaissant sur la crête ou sur les pentes du barrage. Normalement, on y remédie en injectant le noyau ou la fondation jusqu'à ce que la quantité d'eau infiltrée soit réduite à un niveau acceptable et que l'eau d'infiltration devienne claire.

Les observations faites en Union Soviétique, en ce qui concerne les pressions interstitielles et les infiltrations, en cours d'exploitation, se résument comme suit :

— Au cours de l'année, les variations de niveau dans la plupart des piézomètres, à niveau de réservoir constant, sont de l'ordre de 0,2 à 0,4 m, pour atteindre 0,8 m dans quelques instruments. On ne voit clairement les changements saisonniers du niveau de la nappe phréatique que dans certains piézomètres : le niveau du réservoir baisse au cours de l'hiver, atteint un minimum avant les crues et augmente pendant l'été et la première moitié de l'automne. A l'occasion, une brusque élévation du niveau d'eau se manifeste dans certains piézomètres pendant un redoux à la fonte des neiges ou après une chute de pluie importante. Dans ces conditions, les niveaux d'eau dans les instruments d'amont peuvent même monter au-dessus du niveau de la retenue. La plage maximale de variation du niveau d'eau dans les piézomètres, sur de nombreuses années, et à niveau constant de la retenue, est de 1,5 m. Comme on l'a indiqué en (93), et comme on l'a observé dans certains barrages canadiens (au Québec) à certains endroits, le niveau du piézomètre s'élève progressivement sur une période de plusieurs années (probablement en raison d'une zone devenant plus imperméable en aval de l'appareil), alors qu'ailleurs, ce niveau tombe graduellement (probablement en raison de l'augmentation de la capacité de drainage du matériau en aval du piézomètre). On a connu des exemples d'assèchement complet de piézomètres installés en aval, l'extrémité plongeant dans la zone de drainage.

— La chute de pression varie de 2 % à 4 % dans la portion amont du noyau du barrage de Kaitakoski, et de 65 % à 85 % au milieu de celui-ci.

— Au barrage de Yaniskoski, entre 25 % et 95 % de la charge hydrostatique sont dissipés dans le noyau; à certains endroits, le noyau n'a pratiquement aucun effet : la ligne de saturation est presque horizontale au travers du noyau.

— Dans les retenues de grande dimension où l'abaissement admissible du

reasonable explanation for this performance is the existence of horizontal weaknesses (cracks, loosened material, etc.) permitting a direct connection of the reservoir pressure to the downstream portion of the core after the development of some arching phenomena and a subsequent loss of density. However, piezometers installed in the downstream filter zone after reservoir impounding show no water level build-up and so it can be concluded that behaviour of the core-filter system is satisfactory. Similar behaviours were reported in Norway and Sweden where arching in thin cores was suspected to cause horizontal cracking. This situation is of course amplified in a narrow valley where there is a real potential for transverse arching.

Very low seepages are measured at most of the dams built with moraine cores and the measured flows generally correspond to the computed ones. Excessive seepage, with transportation of fines, wherever it occurs, is the obvious sign of internal erosion and a dangerous behaviour. This can be caused by a too pervious moraine core, an improperly designed downstream filter material or local weaknesses in the filter zone that allow erosion of the core fines to the more pervious shoulder zone or other weaknesses in the foundation of the core. High seepages are often followed by sink holes appearing on the crest or on the slopes of the dam. Remedial measures normally consist in grouting the core or the foundation until the seepage quantity is reduced to an acceptable level and the seepage water becomes clear.

Observations in the USSR on pore pressure and seepage developments during operation can be summarized as follows :

— Over the year, water-level fluctuations in most piezometers at constant reservoir level lie within the range of 0.2 to 0.4 m, reaching 0.8 m in a few piezometers. Seasonal changes in the position of the phreatic line are clearly seen only in some piezometers where the reservoir water level drops during the winter, reaches a minimum before the flood and rises during the summer and the first half of the fall. Occasionally, a sharp rise in water level is noted in some piezometers during high snowmelt or after a heavy rain. Under these conditions, water levels in piezometers in the upstream slope may even rise above reservoir level. The maximum range of water level fluctuations in the piezometers over many years for the same reservoir level conditions has been 1.5 m. As mentioned in (93), and also observed in some Canadian (Quebec) dams, at particular points, the piezometer level has risen steadily over a period of several years (probably due to the development of a more impervious zone downstream of the piezometer) while at others, it has fallen gradually (probably due to the increase of drainage capacity of the material downstream of the piezometer). There have been instances of complete drying out of piezometers installed on the downstream slope with their tips in the drainage zone.

— The head drop varies from 2 to 4 % in the upstream portion of the core of Kaitakoski dam and from 65 to 85 % in the middle.

— At Yaniskoski dam, from 25 to 95 % of the head is dissipated in the core; at certain sections, the core has practically no effect : the phreatic line is nearly horizontal across the whole core.

— For large reservoirs, where the allowable rate of drawdown is about

niveau d'eau est d'environ 50 cm/jour, la position de la ligne de saturation dans le noyau varie suivant les baisses de niveau du réservoir. Cependant, dans de nombreux cas, le niveau d'eau des piézomètres baisse plus lentement que celui de la retenue, et le retard peut atteindre 40 cm.

6.1.2. Déformations

Dans les barrages en remblai, les déformations sont habituellement faibles et dans les limites acceptables. Les tassements de crête après l'achèvement des travaux vont de 0,03 % de la hauteur (barrage principal de LG-4 au Québec, Canada) à 0,35 % de la hauteur (barrage n° 1 d'Outardes-4, au Québec, Canada). Cependant, on a observé des tassements atteignant 1 % (Svartevann, Norvège). Des études montrent qu'environ les 2/3 des tassements après construction se produisent au cours de la mise en eau des retenues et de l'immersion du matériau de la revanche amont. Pratiquement, le tassement total est considéré comme terminé lorsque le tassement annuel mesuré est inférieur à 0,02 % de la hauteur du remblai. Dans l'est du Canada, l'expérience montre que cette valeur est atteinte au bout d'environ 24 à 36 mois après la fin des travaux (20 a).

Les tassements différentiels entre le noyau morainique et les zones filtres adjacentes, moins compressibles, sont responsables de l'effet de voûte. Cet effet de voûte facilite la fracturation hydraulique et le desserrement du compactage dans certaines zones (joints humides) en dessous de la section du noyau adhérent au matériau de filtre-transition voisin. Il faut se rappeler qu'une libération de l'effet de voûte, qui pourrait éventuellement se produire, entraînerait un tassement brusque et important. Un tremblement de terre peut le déclencher.

Les déplacements horizontaux, après la construction, dans la direction aval sont également de faible importance, et varient de 0,02 % de la hauteur (barrage de Mica en Colombie-Britannique, Canada) à 0,4 % (barrage n° 1 d'Outarde-4 au Québec, Canada). Ces déformations varient de 1 à 2,5 fois le tassement correspondant.

Les tassements du remblai, mesurés dans les barrages du complexe hydro-électrique de Paz (URSS), sont faibles. Dans le barrage de Khevokoski, le tassement maximal observé après 4 mois était de 3 mm; après une longue période de service, on a observé un tassement de 1 mm à 2 mm à intervalles de 5 ans. C'est au barrage de Yaniskoski que des tassements plus importants ont été notés après 30 ans d'exploitation, soit 1 mm/an en deux points de mesure. Les déplacements horizontaux de la crête sont insignifiants et de l'ordre des erreurs de mesure.

Au barrage de Serebrynka (URSS) le tassement total des massifs en enrochement était de l'ordre de 7 % à 8 %. L'essentiel du tassement s'est produit au cours des deux premières années après la construction. Le tassement relevé au cours des travaux atteignait 2 % à 5 % au cours de la première année. Cependant l'enrochement mis en place dans la recharge amont, a été immergé deux fois (par une crue pendant les travaux et lors de la mise en eau du réservoir); il s'est ainsi produit un tassement supplémentaire portant le total à une valeur de 7 % à 8 %. Le tassement du noyau pendant toute la période de la construction du barrage et de la mise en eau du réservoir peut être évalué à 1 % au plus, ce qui montre à quel point le matériau morainique du noyau était compacté.

Comme le tassement des épaulements dépassait considérablement celui du noyau, l'enrochement a subi un déplacement relatif par rapport au noyau. Ce

50 cm/day, the position of the phreatic line in the core varies in accordance with the drop of the reservoir level. However, in many cases, the water level in the piezometers goes down more slowly than the reservoir level and can stay above for as much as 40 cm.

6.1.2. Deformations

Deformations of embankment dams are usually small and within acceptable limits. Post-construction settlements of the crest range from 0.03 % H (LG-4 Main Dam, Quebec, Canada) to 0.35 % H (Outardes-4, Dam no. 1 Quebec, Canada). However, settlements reaching 1 % have also been recorded (Svartevan, Norway). Surveys have shown that about 2/3 of post-construction settlements occur during reservoir impounding and material wetting on the upstream side. For practical purposes the total settlement is considered complete when the annual settlement rate is less than 0.02 % H. Eastern Canadian experience indicates that this value is reached in about 24 to 36 months following the end of construction (20 à).

Differential settlements between the morainic core and the adjacent less compressible filter zones lead to development of arching phenomena. This arching facilitates hydraulic fracturing and development of less compacted zones (wet seams) below the section of the core that is hanging on to the adjacent transition-filter material. It should be remembered that a release of this arching phenomenon which could eventually occur will produce a sudden and larger settlement. An earthquake could be the triggering event.

Post-construction horizontal displacements in the downstream direction are also small, varying from 0.02 % H (Mica Dam, British Columbia, Canada) to 0.4 % H (Outardes-4, Dam no. 1 Quebec, Canada). Such a deflection varies from 1 to 2.5 times the corresponding settlement.

Settlements of moraine fill as measured in the dams of the Paz hydropower scheme (USSR) were small. In the case of Khevokoski dam, the maximum recorded settlement after four months of observation was 3 mm; after a long period of service a settlement of 1 to 2 mm per 5-year interval was observed. Only at Yaniskoski dam were more noticeable settlements recorded after 30 years of operation, viz., 1 mm/yr at two measuring points. Horizontal crest displacements are insignificant and comparable with errors in survey measurements.

At Serebrynka dam (USSR), the total settlement of the rockfill shells was in the order of 7 to 8 %. The major part of the rockfill settlement, took place in the first two years after it was placed. The settlement recorded during construction reached 2-5 % in the first year. However the rockfill placed in the upstream shell, was wetted twice (by a flood during construction and by reservoir impounding) which lead to an additional settlement, reaching the value of 7-8 %. The core settlement over the entire period of dam construction and reservoir filling can be estimated at not over 1 %, which is indicative of the high compaction of the moraine in the core.

Since the settlement of the shells considerably exceeded the settlement of the core, the rockfill underwent a relative displacement with respect to the core. This

déplacement des recharges a causé des fissures observables en surface dans l'enrochement, dans les zones de transition et partiellement dans le noyau. Des fissures longitudinales ont été détectées sur presque toute la longueur du barrage pendant les travaux. Cependant, la formation de fissures s'est manifestée plus clairement au cours de la mise en eau. Plusieurs fissures longitudinales se sont formées par exemple dans les risbermes de la recharge amont, en 1969, au cours de la crue de printemps, alors que la hauteur d'eau sur le barrage atteignait 40 m. En août 1970, au cours de l'étape finale de la mise en eau, des fissures longitudinales sont apparues le long des bords de la crête en amont et en aval, dans les risbermes, et dans le noyau proprement dit. La largeur de la fissuration des risbermes et de la zone de transition atteignait 10 cm et même, dans un cas, 30 cm. A la surface du noyau, la largeur des fissures était de 0,5 cm à 5 cm.

6.1.3. Effet du gel

Sur la moraine compactée, le gel a pour effet de produire une expansion volumétrique et parfois la formation de lentilles de glace, susceptibles d'entraîner la fissuration du matériau, suivie par son ramollissement au cours du dégel, à cause d'une teneur en eau excessive.

Des essais de laboratoire montrent (86) qu'une augmentation de la pression de confinement peut limiter ou même prévenir la formation de lentilles de glace, et ainsi éliminer la fissuration ou le ramollissement du matériau. Sous une charge de 13,8 kPa, des échantillons de laboratoire ont présenté un soulèvement atteignant 40 % de leur hauteur initiale sous l'effet du gel, alors que ce soulèvement tombait à 6 % sous une charge de 96,5 kPa. Ces essais montrent également que la vitesse du gonflement augmente après le premier cycle de gel, si ce soulèvement n'est pas retardé par une teneur en eau insuffisante ou par une surcharge trop forte.

Au Canada, dans le nord du Québec, des mesures effectuées sur place au moyen de thermomètres à résistance et d'indicateurs au bleu de méthylène montrent que, pendant les 4 à 7 premières années d'exploitation au moins, la pénétration du gel s'accroît chaque année (Fig. 6.2). Ce phénomène est dû au fait que la moraine compactée en été et au début de l'automne, à des températures variant de 10° à 20 °C, se refroidit lentement (Fig. 6.3).

Des observations faites sur place montrent que la fissuration saisonnière de la crête du barrage et le ramollissement subséquent du matériau sous-jacent se poursuivent même sous un tapis de 2 m à 2,5 m (45 à 50 kPa) de matériau granulaire.

On a tenté de limiter la pénétration du gel en recouvrant la crête du noyau d'un matériau isolant (24).

L'action du gel sur les pentes d'un remblai de moraine (naturelle ou compactée) se manifeste sous la forme de solifluxion (écoulement visqueux lent du matériau, normalement sur un sol gelé). La solifluxion peut être entravée à l'aide d'une couche d'un matériau granulaire de protection ou en plantant des végétaux.

6.2. COMPORTEMENT EN FONDATION

Les dépôts morainiques sont généralement denses et suffisamment imperméables pour constituer une fondation de barrage satisfaisante en ce qui concerne les

displacement of the shells led to surface cracks in the rockfill, in the transition zones, and partially in the core. Longitudinal surface cracks were detected over almost the entire length of the dam throughout the construction period; however, the crack formation process was more clearly evident during impounding. Several longitudinal cracks were formed, for example, in the berms of the upstream shell in 1969, during the spring flood, when the head on the dam reached 40 m. In August 1970, during the final filling, longitudinal cracks formed along the upstream and downstream crest edges, in the shell berms, and in the core itself. The width of the crack in the shell berms and in the transition zone reached 10 cm, and in one case reached 30 cm. On the surface of the dam core, the width of the cracks reached 0.5 to 5 cm.

6.1.3. Frost action

Frost action on compacted moraine results in a volumetric expansion and sometimes in the formation of ice lenses which may result in cracking, followed by softening during thawing due to excess water content.

Laboratory tests have shown (86) that an increase in confining loads can limit or even prevent ice lens formation and thus eliminate the cracking or softening of the material. Under a load of 13.8 kPa, laboratory samples exhibited heave up to 40 % of their initial height during freezing, while the heave decreased to 6 % under a load of 96.5 kPa. The tests have also shown that the rate of heave increases after the first freezing cycle if the frost heave is not retarded by a lack of water or a heavy surcharge.

In Northern Quebec, Canada, field measurement by means of resistance thermometers and methylene blue indicators, have shown that at least for the first 4 to 7 years of operation, the frost penetration increases every year (Fig. 6.2). This is due to the fact that the moraine which is placed and compacted during summer and early fall at temperatures varying from 10° to 20 °C is slowly cooling off (Fig. 6.3).

Field observations indicate that seasonal cracking of the dam's crest and subsequent softening of the underlying material, continue even under a blanket of 2-2.5 m (45-50 kPa) of granular material.

Limitation of frost penetration has been attempted using insulating material to cover the core crest (24).

Frost action on moraine slopes (natural or compacted) is manifested by solifluction (slow viscous downslope flow of material normally underlain by frozen ground). It can be controlled if a layer of protective granular material layer is placed on it or by vegetation.

6.2. FOUNDATION BEHAVIOUR

Moraine deposits are generally dense and impervious enough to serve as a satisfactory dam foundation with respect to underseepage, piping, heaving and toe

infiltrations, l'affouillement, le gonflement et le ramollissement du pied de l'épaulement aval. Cependant, si ces conditions ne sont pas entièrement réalisées, des mesures de drainage spéciales sont mises en œuvre dans le dépôt pour assurer la sécurité du barrage. Des tranchées de drainage, et parfois des canaux de drainage sont creusés au pied du barrage. Un drain de noyau relié au drain de pied et comportant un tapis horizontal sous la recharge aval forme également un bon système de drainage. Ces mesures sont justifiées soit par la présence d'une couche plus perméable que l'on trouve souvent au contact avec le rocher, soit par la présence d'une série de lentilles de matériau perméable présentant une certaine continuité au sein du dépôt et qui créent des perméabilités horizontales plusieurs fois supérieures aux perméabilités verticales.

On a signalé des problèmes aux endroits où la moraine couvrait partiellement ou entièrement un dépôt plus perméable ou un sol plus compressible. Le remblayage de cônes d'affaissement en amont, par un tapis de matériau morainique est signalé comme pouvant arrêter effectivement l'affouillement de la fondation (82), si le matériau de fondation causant cet affouillement n'est pas trop grossier et pourvu que le matériau de scellement ait la bonne granulométrie.

Un barrage assis partiellement sur le socle rocheux et s'appuyant latéralement contre ou sur une fondation de moraine nécessite un parafouille d'une longueur suffisante pour assurer un chemin d'infiltration assez long afin d'éviter les gradients de pression excessifs au pied aval du barrage et les possibilités d'érosion interne. Cette solution est à combiner avec un bon rideau d'injections du socle rocheux, au-dessous de cette zone de transition.

Dans certains cas, il vaut mieux recouvrir d'un tapis imperméable les affleurements rocheux voisins qui, autrement, constitueraient une ouverture vers le dessous du dépôt de moraine sur lequel le barrage est assis.

D'après l'expérience acquise au complexe de La Grande, les barrages établis sur une fondation semi-imperméable devraient comprendre une protection combinée consistant en un tapis imperméable sous la recharge amont avec un drain aval au noyau, relié à un drain de pied profond situé sous une berme aval, afin de limiter les gradients hydrauliques à la sortie.

softening. However, if such conditions are not fully established, special drainage measures within the deposit are implemented to ensure the safety of the dam. Drainage trenches, and sometimes drainage channels, are dug at the toe of the dam. A core drain connected to a toe drain with a horizontal blanket underneath the downstream shell also provides a good drainage system. These measures are justified either by the presence of a more pervious layer often observed at the contact with the rock or the presence of a series of lenses of pervious soil having some kind of continuity within the deposit which results in horizontal permeabilities several times larger than the vertical ones.

Problems were reported where the moraine deposit covered partly or totally a more pervious deposit or a more compressible soil. Back-filling the upstream sinkhole zone with a moraine blanket was reported to effectively stop the undermining action of the foundation material (82) when openwork foundation is not too coarse and the sealing material has the proper gradation.

A dam founded partly on bedrock and abutting against or over a moraine foundation needs a cut-off of sufficient length to ensure a long enough seepage path to avoid excessive gradient at the downstream toe of the dam and possible internal erosion. This solution must be combined with a good blanket grouting of the rock below such a transition.

In some cases, it is preferable to cover the nearby upstream rock outcrops with an impervious blanket which otherwise would serve as an open window below the adjacent moraine deposit on which the dam is founded.

Based on La Grande Complex experience, dams lying on a semi-impervious foundation should have a combined protection feature of an impervious blanket under the upstream shell and a core trench with a core drain connected to a deep toe drain covered by a berm at the downstream toe to control exit pressures due to upward gradient.

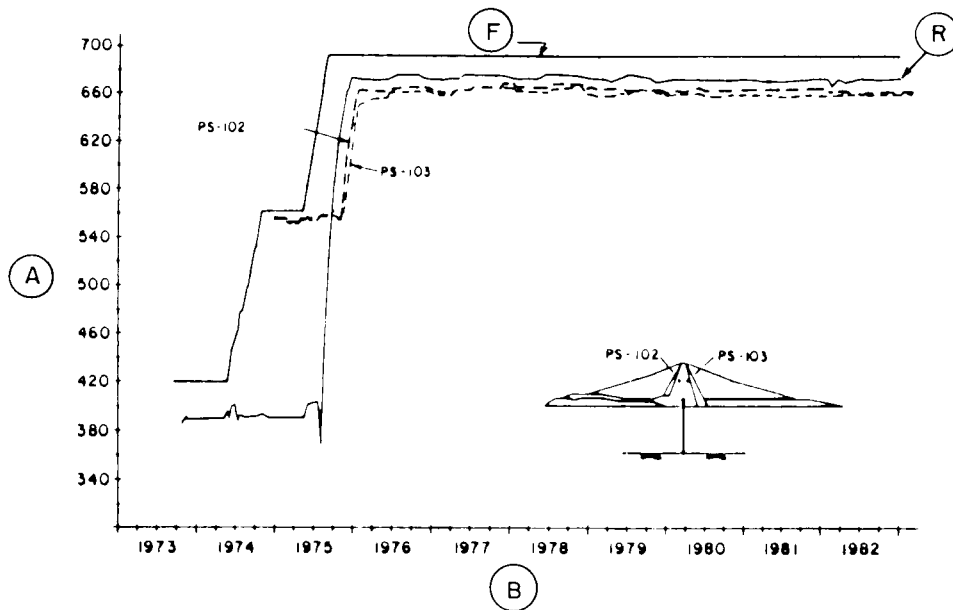


Fig. 6.1

Water levels in the core of Manic-3 Dam.

Niveaux piézométriques dans le noyau du barrage Manic-3.

(A) Piezometric levels (ft).

(A) *Niveaux piézométriques (pi).*

(B) Time since construction (years).

(B) *Temps depuis fin de construction (années).*

(F) Till elevation.

(F) *Niveau du remblai.*

(R) Reservoir level.

(R) *Niveau du réservoir.*

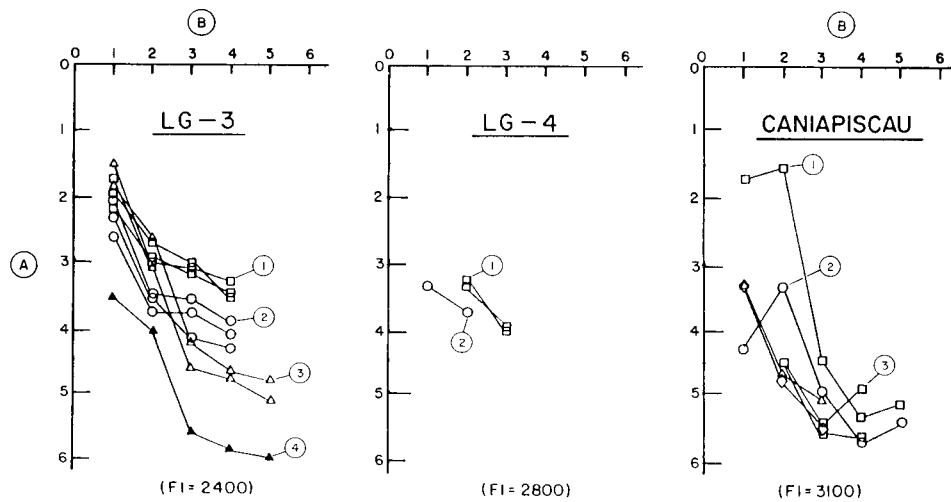


Fig. 6.2.

Frost penetration La Grande Complexe (Quebec, Canada).
Pénétration du gel au Complexe La Grande (Québec, Canada).

(A) Frost penetration (m.)
 (B) Time since construction (years)

(A) *Pénétration du gel (m).*
 (B) *Temps depuis fin de construction (années).*

(F I) Freezing index

(F I) *Indice de gel.*

LG-3

- 1 North dam.
- 2 South dam.
- 3 Dyke TA-24.
- 4 Dyke TA-24.

- 1 *Barrage nord.*
- 2 *Barrage sud.*
- 3 *Digue TA-24.*
- 4 *Digue TA-24.*

LG-4

- 1 Main dam.
- 2 Dyke QA-8

- 1 *Barrage principal.*
- 2 *Digue QA-8.*

CANIAPISCAU

- 1 Dyke KA-3
- 2 Dyke KA-4.
- 3 Dyke KA-5.
- 4 Dyke KA-7.

- 1 *Digue KA-3.*
- 2 *Digue KA-4.*
- 3 *Digue KA-5.*
- 4 *Digue KA-7.*

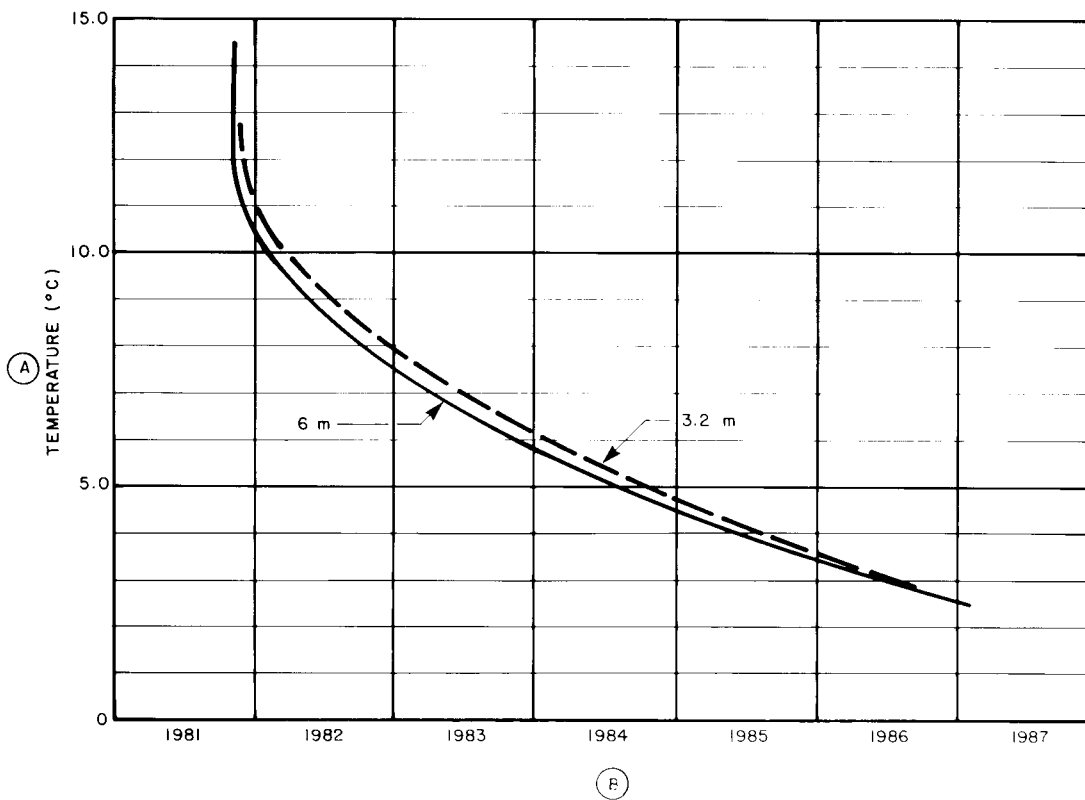


Fig. 6.3

Cooling process of the moraine (maximum temperature in the core).

Processus de refroidissement du noyau morainique (température maximale dans le noyau).

(A) Temperature (°C).

(A) Température (°C).

(B) Years.

(B) Années.

7. DESCRIPTION DE CAS

7.1. MISE EN PLACE DE MATÉRIAUX MORAINIQUES

7.1.1. Compactage en couches minces

Barrage principal de Manicouagan 3, Canada (11, 19)

Le barrage principal de Manicouagan 3 est un ouvrage en terre, haut de 106 m, construit sur un canyon de 128 m de profondeur, rempli de sédiments. Le barrage comporte un noyau central en moraine, assez large. Un tapis imperméable amont en matériau morainique, d'une épaisseur d'environ 9 m, relie le noyau central aux éléments imperméables du batardeau amont, de façon à prolonger le chemin d'infiltration sous le barrage.

Les matériaux morainiques disponibles pour la construction étaient caractérisés par une teneur en eau de 3 % à 6 % supérieure à l'optimum Proctor normal et une fraction de fines importante d'au moins 50 % de particules de moins de 0,074 mm. Ces caractéristiques donnaient ainsi un matériau extrêmement sensible. Dans la zone d'emprunt, le matériau morainique était relativement froid. Même au cœur de l'été, on a pu mesurer des températures de 0 à 5 °C dans le matériau fraîchement excavé. Ce dernier séchait avec difficulté par évaporation naturelle et se couvrait rapidement de condensation, quand le degré d'humidité de l'air était élevé.

Les tranchées de drainage en surface n'étaient pas très efficaces et un système de pompage sous vide par électro-osmose n'a donné que des résultats négatifs en laboratoire.

En 1973, on a décidé qu'au cours de la première année de la construction de l'ouvrage, on disposerait le matériau en couches de 250 mm d'épaisseur et qu'il serait compacté à l'aide d'un rouleau de 50 tonnes à pneus, la teneur naturelle en eau devant être réduite par la scarification, le transport et le remaniement. Cependant, l'exécution s'est avérée peu efficace et la compacité obtenue inférieure à ce qui était prévu et exigé.

Après divers études et essais, il a été décidé de sécher la moraine artificiellement pour réduire sa teneur en eau naturelle. On a donc mis en place un four rotatif de 450 tonnes/heure.

A sa sortie du four, le matériau était empilé en tas de forme conique. Grâce aux pentes des tas, à la chaleur accumulée et à sa compacité, le matériau était suffisamment protégé contre la pénétration de la pluie et n'exigeait aucune protection supplémentaire. Il continuait à sécher ainsi et sa teneur en eau se répartissait de façon plus uniforme.

Après avoir obtenu des résultats positifs avec le matériau séché, on a décidé d'employer un rouleau vibrant de 8 à 9 tonnes pour le compactage. Cet engin compactait de façon convenable le matériau après trois ou quatre passes sur des couches de 100 mm d'épaisseur, même quand la teneur en eau dépassait de 2 % la

7. CASE HISTORIES

7.1. MORaine PLACING

7.1.1. Compaction in thin layers

Manicouagan 3 Main Dam, Canada (11, 19)

The Manicouagan 3 main dam is a 106 m high earthfill structure resting on a 128 m deep canyon filled with sediments. The dam contains a fairly wide central moraine core. An upstream impervious moraine blanket about 9 m thick links the central core with the impervious elements of the upstream cofferdam thus lengthening the seepage path under the dam.

The moraine available for construction was characterized by a water content 3 to 6 % above Standard Proctor optimum and a high fines fraction with 50 % of particles finer than 0.074 mm. These characteristics yielded a highly sensitive material. The moraine in the borrow area was relatively cold. Even during the summer, temperatures of 0° to 5 °C were recorded in the freshly stripped material. The material dried with difficulty by natural evaporation and became rapidly covered by a film of condensation when humidity in the air was high.

Surface drainage trenches were not very effective and electro-osmosis vacuum pumping system yielded negative results in the laboratory.

During the first year of construction in 1973, it was decided that 250-mm thick layers would be placed and compacted with a 50-ton rubber-tire roller based on the assumption that the natural water content would be reduced by scarification, transportation and rehandling of the embankment. Serious difficulties were encountered, efficiency was poor and the density results were lower than expected and required.

After various studies and tests, it was decided to dry the moraine artificially to reduce its natural water content. Consequently, a 450 ton/h rotary kiln was installed.

The material leaving the kiln was stored in coneshaped stockpiles. With its slopes, accumulated heat and compactness, the pile was adequately protected against rain penetration and did not require any protective shelter. The material would keep on drying out in the stockpile and the water content would be distributed more uniformly.

An 8 to 9-ton vibrating roller was used following the positive results obtained with it on the dried material. This equipment satisfactorily compacted the material with 3 to 4 passes on lifts 100 mm thick, even when the water content exceeded the optimum by as much as 2 percent. A light scarifying of the compacted surface before

valeur optimale. Une légère scarification de la surface compactée, avant la mise en place de la nouvelle couche permettait d'assurer une liaison intime entre les deux couches. Des tranchées d'observation excavées dans le remblai, par mesure de contrôle de la qualité, n'ont pas révélé la présence de « joints de reprise » de compactage.

Toutefois, la moraine compactée avec une teneur en eau dépassant l'optimum continuait à se déformer sous le poids des camions. Ces déformations s'accompagnaient de fissures en réseau dans le matériau compacté. Il a donc fallu modifier la méthode de mise en place et de compactage. Le passage des camions apportant le matériau a été restreint aux zones de transition. Le matériau déversé sur les bords amont et aval du noyau a été étalé à l'aide de buteurs en couches de 100 mm à 150 mm dans le sens amont-aval, puis compacté dans le même sens. Il s'agissait là d'une importante modification de la pratique générale habituelle.

Au cours de l'été, la surface compactée pouvait devenir trop sèche; on arrosait donc la surface scarifiée du matériau de façon à obtenir une teneur en eau légèrement au-dessus de l'optimum. Cependant, lorsque le matériau séchait plus en profondeur (75 mm à 150 mm), à la suite d'un arrêt de travail prolongé (de 1 à 3 jours), on considérait que l'enlèvement complet du matériau sec était plus économique. Des essais de réarrosage ont donné des résultats acceptables, mais l'opération demandait de nombreuses heures de travail sans que l'obtention d'un matériau homogène ne soit garantie. L'enlèvement de ce même matériau à la suite d'une chute de pluie est apparue également plus économique que son séchage sur place, et permettait de reprendre plus rapidement les activités de construction.

Après la mise en service du four, le compactage moyen a été maintenu aux alentours de 100 %. La masse volumique sèche moyenne atteignait $2\ 110\ \text{kg/m}^3$; la teneur en eau après compactage était en moyenne de $W_{opt} + 0,9\ %$ et le degré de saturation variait entre 70 % et 100 %.

D'après les prix 1974, et considérant que le matériel a été entièrement amorti, l'opération de séchage a majoré le coût du matériau morainique en place d'environ 70 %. Cependant, étant donné qu'environ les 2/3 seulement du matériau sont passés au four, la majoration réelle est de 50 % du coût total de la moraine. En dépit de cette augmentation de coût, l'opération de séchage s'est avérée plus qu'économique, étant donné qu'il aurait fallu prolonger les travaux d'une année, à défaut d'avoir recours à cette solution.

On a observé, pendant la mise en place et le compactage du matériau, une augmentation importante des pressions interstitielles. Cette augmentation des pressions semblait plus prononcée dans le matériau morainique mis en place avec une teneur en eau élevée et compacté par des engins lourds, lorsque R_u atteignait 0,40 à 0,55. La moraine mise en place avec une teneur en eau inférieure et compactée à l'aide de rouleaux vibrants légers présentait une valeur R_u inférieure à 0,2. Cependant, dans ce dernier cas, certains piézomètres montraient des valeurs de R_u atteignant 0,4, que l'on a attribuées à l'utilisation d'un matériau plus fin à la partie supérieure du barrage (moyenne de 51 % passant le tamis n° 200, comparativement à 40 % dans la partie inférieure). L'augmentation de la pression interstitielle était suivie d'une dissipation relativement lente de cette pression, la valeur de R_u tombant entre 0,1 et — 0,25 dans tous les piézomètres.

the new layer was spread allowed an intimate bonding between the two lifts. Observation trenches excavated in the material for quality control purposes did not reveal the presence of any compaction joints.

However, moraine compacted at a water content over its optimum continued to deform under the truck loads. These deformations were associated with the opening of multi-fissures in the compacted material. A major modification to the placing and compaction procedure was introduced. Traffic of the trucks hauling the moraine was accepted on the transition zones only. The material dumped on the upstream and downstream edges of the core was spread by bulldozers in layers of 100-150 mm in the upstream-downstream direction and compacted along the same direction. This was a major deviation from the general practice.

During summer periods, the compacted surface could become too dry; the scarified material was therefore sprayed to obtain a water content slightly above the optimum. However, when the material would dry deeper (75 to 150 mm) following and extended work stoppage (1 to 3 days), removal of the entire dried material was considered more economical. Some rewetting tests carried out indicated the results were acceptable, but the wetting operation required many hours without any guarantee that a homogeneous material would be obtained. The removal of the same materials following a rain also seemed more economical than *in situ* drying and it allowed a much more rapid resumption of the construction operations.

After the kiln started operating, the average degree of compaction was maintained around 100 %. The average dry density reached 2 110 kg/m³; the water content after compaction averaged $W_{opt} + 0.9$ %, and the degree of saturation varied between 70 and 100 %.

Based on 1974 prices, considering that the drying equipment was entirely depreciated, the drying operations raised the cost of moraine in place by about 70 %. Considering, however, that only about 2/3 of the material had to be dried, the additional cost amounted to 50 % of the total cost of the moraine. In spite of the increase in cost, the drying operation was more than economical, since to complete the project without it could have necessitated an additional year.

While fill was being placed and compacted, a substantial increase of pore pressures in the moraine core was noted. This increase seemed to be more pronounced in the moraine placed at a higher moisture content and compacted with heavier equipment where R_u would reach 0.40 to 0.55. The moraine placed at a lower water content and compacted with light vibrating rollers showed an R_u ratio of less than 0.2. Some piezometers installed in the latter material however, exhibited R_u ratios up to 0.4 which was attributed to the use of a finer moraine on the upper part of the dam (average of 51 % passing sieve no. 200 as compared to 40 % in the lower portion). The increase in pore pressure was followed by relatively slow dissipation, with the R_u decreasing to between 0.1 and 0.25 for all piezometers.

7.1.2. Compactage à l'état humide

Barrage de Slottmoberget, Norvège (35)

Le barrage de Slottmoberget, haut de 37 m, se trouve dans le nord de la Norvège; il s'agit d'un ouvrage en enrochement zoné, possédant un noyau morainique central de grande largeur; il a été mis en service en 1960. Le noyau a été construit, à l'origine, en couches de 400 mm d'épaisseur nécessitant l'enlèvement de tous les blocs dont la taille dépassait 330 mm. Pour rendre plus économique la mise en place du remblai, on a augmenté l'épaisseur des couches jusqu'à 950 mm, de sorte que les blocs n'aient pas à être enlevés dans la zone d'emprunt. Pour se faire une idée de l'effort de compactage nécessaire, un essai a été effectué sur le chantier. Le compacteur choisi était un rouleau vibrant de 8 tonnes tiré par un bouteur de 18 tonnes. Le rouleau vibrant avait tendance à fissurer, sur environ 5 cm de profondeur, la surface du matériau, perpendiculairement à la direction du déplacement.

Le tassement attribuable à l'opération de compactage était de l'ordre de 150 mm. Si l'on considère que ce tassement est la compression obtenue de la couche originale de 0,95 m d'épaisseur, sans tenir compte du tassement possible de la surface de la couche sous-jacente, la réduction d'épaisseur réalisée était donc de 16 %.

Pour les besoins du contrôle de qualité, on a partiellement dénudé la surface d'une couche sous-jacente précédemment compactée, rendue visible au moyen de poudre calcaire, pour constater l'existence de fissures éventuelles. On a trouvé que toutes les fissures étaient colmatées et ne nuiraient pas à la fonction du noyau.

Des essais effectués sur de la moraine compactée par 8 passes du rouleau présentent une bonne corrélation entre la masse volumique sèche mesurée et la teneur en eau.

La variation de compacité de 91 % à 105 % du maximum Proctor normal dépendait surtout de la teneur en eau qui variait de l'optimum + 4,9 % à - 0,9 % respectivement. Il faut souligner que, lorsqu'elle était inférieure à l'optimum + 2 %, toutes les valeurs de masse volumique sèche déterminées sur des échantillons prélevés à une profondeur quelconque étaient de 96 % ou plus du maximum Proctor normal. Bien que la masse volumique sèche dépende surtout de la teneur en eau, on a aussi remarqué une certaine corrélation avec la profondeur. Le degré de compactage était légèrement inférieur à la partie supérieure de la couche compactée, et atteignait son maximum à environ 20-30 cm de profondeur, pour décroître par la suite, à mesure que la profondeur augmentait. La compacité plus faible à la partie supérieure de la couche peut s'expliquer par les fissures décrites ci-dessus.

En Scandinavie, l'expérience montre qu'un rouleau vibrant lourd peut compacter le matériau morainique en obtenant des valeurs acceptables en ce qui concerne la masse volumique sèche, même si les couches atteignent une épaisseur d'un mètre, ce qui permet l'inclusion de blocs allant jusqu'à 0,6 m. Bien sûr, cela dépend dans une large mesure des caractéristiques de compactage du sol et aussi des paramètres choisis.

7.1.2. Wet compaction

Slottmoberget Dam, Norway (35)

The 37-m high Slottmoberget Dam located in the northern part of Norway is a zoned rockfill structure with a wide central moraine core that was commissioned in 1960. The core was initially placed in layers 400 mm thick which necessitated the removal of all boulders exceeding 300 mm. To improve the economy of fill placing operations, the lift thickness was increased to about 950-mm so that boulders would not have to be removed in the borrow area. In order to obtain a good idea of the compaction effort required, a field test was made. The compaction equipment selected was an 8-ton vibrating roller pulled by a 18-ton bulldozer. " The vibrating roller had a tendency to cause cracks about 5 cm deep in the surface normal to the direction of travel ".

Settlement due to the compaction operation was of the order of 150 mm. If this settlement is taken as a compression of the original 0.95-m thick layer and disregarding a possible settlement of the surface of the underlying layer, the thickness was reduced by 16 %.

For control purposes, the surface of the previously compacted underlying layer, made visible by means of limestone powder, was exposed for visual crack inspection. It was found that all the cracks were sealed and would not be detrimental to the core function.

Tests carried out on the moraine compacted by 8 passes of the compactor show a good correlation between measured dry density and water content.

The variation of dry density from 91 to 105 % of Standard Proctor optimum was mainly dependent on the water content which varied between water content at Proctor Standard optimum + 4.9 % and - 0.9 % respectively. It may be pointed out that at a water content below + 2 %, all values of dry density determined on samples taken from any depth were 96 % or more of Standard Proctor maximum density. Although dry density mainly depends on the water content, a certain correlation with the depth could also be detected. The degree of compaction is slightly lower in the upper part of the compacted layer reaching a maximum at about 20-30 cm depth, decreasing subsequently with increasing depth. The lower compaction in the upper part of the layer may be explained by the occurrence of the cracks mentioned above.

Experience in Scandinavia has shown that a heavy vibrating roller can compact moraine to acceptable requirements with respect to dry density even with a layer one meter thick, thus allowing the placing of boulders up to a size of 0.6 m. This, of course, depends to a very large degree on the compaction characteristics of the soil and also on the chosen requirements.

7.1.3. Méthode des bassins

Barrage de Serebrynka 1, URSS (45, 88)

Le barrage de Serebrynka 1, construit sur le fleuve Voroniga qui se jette dans la mer de Barents, est un ouvrage en enrochement d'une hauteur de 78 m, comportant un noyau morainique central, et une longueur de crête de 2 400 m. Le barrage a été construit dans le climat rigoureux du Grand Nord, entre 1966 et 1971. Le noyau a été construit à l'aide de moraine immergée. Le filtre et la zone de transition entre le noyau et les recharges en enrochement consistent en un mélange de sable et de gravier d'une largeur de 6 à 8 m.

Pendant l'hiver, la mise en place était arrêtée en raison de la formation d'une couverture de glace épaisse à la surface de l'eau des bassins, et de l'effet du gel sur la moraine. Les modifications suivantes ont alors été introduites : l'eau amenée dans les bassins était chauffée à une température de 60 °C, et de l'eau chaude rajoutée périodiquement pour maintenir cette température au-dessus de 5 °C à une profondeur de 0,3 m de la surface. Pour faciliter cette opération et égaliser les températures sur toute la surface du bassin, deux résistances de chauffage de 700 kW étaient immergées. Pour réduire les pertes de chaleur, 80 à 95 % de la superficie des bassins était recouverte de feuilles de polystyrène. Des modifications ont également été apportées à la construction des digues périphériques et à la mise en place du matériau. Les digues longitudinales étaient d'abord construites avec le matériau des zones de transition plutôt qu'en moraine, alors que les pentes internes étaient recouvertes de matériau morainique avant le remplissage. Pour construire le noyau, le matériau morainique était déversé le long de deux bandes longitudinales atteignant une largeur de 10 m à partir des bords amont et aval. Lorsque ces deux bandes étaient en place, on élevait le bassin de sorte que le niveau suivant pouvait être mis en place. Ainsi, la couche supérieure de deux bandes et la couche de matériau entre elles, gelées à une profondeur de 1 m, se recouvraient d'eau chaude et dégelèrent complètement au bout de 30 à 40 jours. Pour accélérer le processus de dégel, les zones gelées étaient arrosées d'une solution à 25 % de chlorure de calcium avant d'être immergées. La mise en place de la couche suivante pouvait alors débuter dès que le matériau du fond du bassin avait dégelé à une profondeur de 15 cm ; cependant le dégel de la couche profonde se poursuivait même après la mise en place de cette couche suivante. Un moteur d'avion à réaction, monté sur un châssis de camion, servait à éliminer la neige et la croûte de glace sur la pente avant de déverser le matériau, et à enlever la couche de glace à la surface du bassin.

Considérant les caractéristiques de la moraine et la méthode de mise en place, ainsi que le rythme de construction relativement rapide (de 0,2 à 0,3 m par jour), on considérait comme très importante l'observation des pressions interstitielles dans le noyau. Cependant, la pression interstitielle dans ce cas n'a pas dépassé 10 % à 15 % de la masse de matériau au-dessus.

A mesure que le matériau était déversé dans les bassins, on observait les phénomènes qui suivent. Comme les camions chargés se déplaçaient sur du matériau fraîchement mis en place, la surface de la couche réagissait en élasticité. Des vibrations superficielles étaient perceptibles à une distance de 5 m à 10 m du véhicule en mouvement. Le fait que le matériau sous-jacent se trouvait à l'état non consolidé pendant un certain temps et que la pression exercée par la masse de la couche et par les camions en mouvement était transmise partiellement à l'eau explique les

7.1.3. Dumping moraine in water pools

Serebrynka 1 Dam, USSR (45, 88)

The Serebrynka 1 Dam built on the Voroniga River, which flows toward the Barents Sea, is a 78-m high rockfill dam with a central moraine core and a crest length of 2 400 m. The dam was built under the severe climatic conditions of the Far North from 1966 to 1971. The core was constructed with moraine placed in water. The filter and transition zones between the core and the rockfill shells consists of a sand-gravel material ranging in width from 6 to 8 m.

During winter, placing operations had to be stopped due to the formation of a thick ice cover on the surface of the water in the pond and considerable freezing of the dumped moraine. The following modifications were then introduced : water delivered to the ponds was heated to 60 °C and warm water was added periodically to maintain the temperature above 5 °C at a depth of 0.3 m from the surface level. To facilitate this and to equalize the temperature over the entire surface of the pool, two 700-kW heating elements were floated in the pool. In order to reduce the heat losses, 80 to 95 % of the pool surface was covered with polystyrene sheets. Modifications were also made in the construction of the peripheral dikes and in the moraine placing operations. Longitudinal dikes were built with transition-zone material instead of moraine, whereas the internal slopes were covered by moraine material before impounding. For the core, moraine was dumped along two longitudinal strips up to 10 m wide from the upstream and downstream sides. After these two bands were placed, the pond was raised so the next level could be placed. Thus the upper layer of these strips and the layer between them, which were frozen to a depth of 1 m, became covered by the heated water and within 30-40 days would thaw completely. To accelerate the thawing process, the frozen zones were covered with a 25 % solution of calcium chloride before impounding. Dumping of the next layer of soil could begin after the soil in the bottom of the pond had thawed to a depth of 15 cm, however thawing of the deeper frozen layer continued even after the next layer was placed. An airplane jet engine mounted on a truck chassis was used to remove the snow and ice crust on the slope before the soil was dumped and to remove the ice on the pool's surface.

Considering the characteristics of the moraine and the placing method as well as the relatively fast construction pace (0.2 to 0.3 m per day), observations of pore pressures in the core were considered to be very important. Pore pressure in this case however did not get higher than 10 to 15 % of the weight of the overlying soil.

When the soil was dumped in pools, the following phenomena were observed. As the loaded trucks moved over the freshly placed material, the surface of the layer subsided elastically. Surface vibrations could be perceived at a distance of 5 to 10 m from the passing trucks. The fact that the soil below was in an unconsolidated state for some time and that the pressure due to the weight of the soil and of the moving trucks was partially transmitted to the water explains the vibrations. In addition, small mud spouts appeared on the freshly-placed surface, and then disappeared

vibrations. De plus, de petits jets de boue apparaissaient à la surface du matériau fraîchement mis en place, puis disparaissaient habituellement au bout d'une journée. La mise en place de chaque couche prenait 5 à 7 jours, en sorte que le remblai s'élevait de 6 m à 9 m par mois.

7.1.4. Travaux d'hiver - barrage de Ust'-Khantaisk, URSS

a) Barrage de la rive droite (56)

Ouvrage en remblai ayant une hauteur de 33 m et une longueur de 2 500 m, il est constitué d'un noyau central de moraine et de recharges en sable et gravier.

En raison de retards dans les travaux de construction, il s'est avéré nécessaire de préparer la fondation et d'exécuter la première étape du barrage au cours de l'hiver 1970-1971. On a décidé alors d'effectuer les travaux section par section de façon à empêcher le rocher de fondation de geler.

Après enlèvement du mort-terrain sous le noyau et assèchement d'une superficie limitée (de 10 à 20 m²), la fondation exposée était recouverte immédiatement d'une couche de moraine d'une épaisseur de 1,5 m qui était immédiatement réglée et compactée à l'aide de buteurs. Une plate-forme de bois et de métal était alors mise en place au-dessus de cette couche protectrice et l'excavateur était mis en position pour creuser la section suivante.

Le matériau morainique cohérent, provenant d'une zone d'emprunt où la température du sol était de 0 °C, gelait rapidement et permettait le passage des camions et du matériel. Le matériau ainsi mis en place possédait une structure hétérogène morcelée, parsemée de cristaux de glace et de neige; ces caractéristiques n'étaient pas conformes au cahier des charges techniques.

On préparait alors le remblai de moraine en vue de son chauffage à l'électricité. La surface était soigneusement débarrassée de la glace et de la neige, puis traitée à l'aide d'une solution de chlorure. Des électrodes dont les diamètres variaient de 12 mm à 20 mm étaient alors enfoncées dans le matériau gelé, en réseau quadrillé, à 0,5 m d'intervalles. Le chauffage électrique se poursuivait pendant 3 ou 4 jours, sur des surfaces de 250 à 300 m². Les électrodes étaient ensuite enlevées, la surface était à nouveau traitée au chlorure puis le matériau était compacté par des tracteurs. Le résultat obtenu était une couche homogène très imperméable, possédant une teneur en eau élevée et une faible densité. La partie inférieure du noyau était laissée en place, au-dessous des valeurs théoriques stipulées, dans l'espoir qu'une consolidation subséquente permettait d'obtenir les résultats désirés. Au total, environ 10 000 m³ de matériaux ont été chauffés pendant une période de 1,5 mois. Cette technique permettait de préparer la fondation du noyau et d'éviter l'enlèvement du tapis protecteur.

Pour améliorer la qualité du remblai et éliminer les matériaux gelés et la glace aux niveaux inférieurs, il a été proposé de remblayer dans l'eau. On a alors construit des bassins d'immersion à l'aide de digues, hautes de 4 à 5 m, élevées sur les bords amont et aval. La glace et la neige étaient enlevées de la fondation du noyau. La surface était traitée soigneusement avec une solution de chlorure de calcium, puis chauffée à l'aide d'un moteur à réaction. Le bassin était rempli d'eau chaude et le remblai mis dans cette eau, entièrement exempt de glace, à une température ambiante de - 10 °C à - 20 °C. Pendant la mise en place du remblai, l'eau était chauffée.

usually one day after being generated. The placing of each lift took 5 to 7 days and between 6 and 9 m were placed monthly.

7.1.4. Winter Operations - Ust'-Khantaisk Dam, USSR

a) Right Bank-Dam (56)

The embankment, which is a 33-m high and 2,500-m long dam, has a central moraine core and sand and gravel shells. As a result of a delay in construction it became necessary to prepare the foundation and build the first stage of the dam during the winter of 1970-1971. It was then decided to proceed section by section to prevent the foundation rock from freezing.

After excavation of the soft overburden under the core and dewatering of a limited area (10 to 20 m²), the exposed foundation was covered right away with a 1.5-m thick moraine layer, which was immediately leveled and compacted by bulldozers. A wood-metal platform was then placed over this protective layer and the excavator was moved in position to excavate the next limited area.

The cohesive moraine, which came from a borrow area where the soil temperature was 0 °C, was quickly frozen thus permitting the passage of trucks and equipment. The material thus placed had a heterogeneous cloddy structure and was interspersed with ice and snow crystals; these characteristics did not meet the technical specifications.

The moraine fill was then prepared for electrical heating. The surface was carefully freed of ice and snow and was treated with a chloride solution. Electrodes ranging in diameter from 12 to 20 mm were driven into the frozen soil in grid form 0.5 m apart and electrical heating was applied. Areas of 250 to 300 m² were heated for 3 to 4 days. The electrodes were then removed, the surface was further treated with chlorides, and the soil was compacted by tractors. The result obtained was a suite impervious homogeneous layer with a high moisture content and a low density. The lower part of the core was left in place below the design values, in the hope that subsequent consolidation would produce the required results. A total of about 10 000 m³ was heated during a period of 1.5 month. This technique made it possible to prepare the core foundation and to avoid removal of the protective blanket.

For improved fill quality and elimination of ice and frozen materials at the lower levels, it was proposed to place the fill in water. In order to form the pool, fill dikes 4 to 5 m high were built on the upstream and downstream sides. All the ice and snow were removed from the core foundation. The surface was carefully treated with a calcium chloride solution and was heated by a jet engine.

The pool was filled with warm water and the fill was placed in water completely free from ice, under an ambient temperature of — 10 to — 20 °C. During the placing of the fill, the water was heated to keep it warm.

b) Barrage central (95)

Le barrage central en enrochement, haut de 67,5 m a été construit avec un noyau central de matériau morainique. La période de mise en place s'est prolongée pendant l'hiver à cause de la brièveté de l'été et des fréquentes périodes pluvieuses. On a décidé de stocker du matériau morainique au cours de l'été, de façon à l'utiliser ensuite pendant l'hiver.

Pour obtenir un matériau homogène, on le déversait en vrac, en tas comportant trois couches : la première était d'une épaisseur de 3 à 4 m, la deuxième de 5 à 6 m et la troisième consistait en matériau salé, d'une épaisseur de 1,5 à 2 m. Un mélange de sable et de gravier était ajouté en couches de 300 à 500 mm d'épaisseur, formant environ 10 % du volume. Au cours de l'été de 1971, le matériau morainique a été stocké à l'intérieur de la cavité laissée par une carrière de calcaire. Cette méthode de stockage a permis de réduire la surface du matériau en contact avec l'air, et donc d'éliminer les pertes de matériaux au cours des excavations d'hiver. La présence de la couche salée supérieure aidait à maintenir le matériau à l'état plastique lorsque la couche supérieure gelait; en outre le sommet du tas était chauffé à l'aide d'éléments électriques. Le chauffage électrique a permis d'élever la température du matériau, de faciliter les travaux d'excavation et de réduire le contenu en matériau aggloméré par le gel.

Aux températures de 6 à 8 °C, le matériau morainique était transporté du stockage au chantier par des camions dont la benne basculante était chauffée par les gaz d'échappement. Aux températures inférieures à - 10 °C, particulièrement par grand vent, le matériau était recouvert de bâches afin de réduire les pertes de chaleur au cours du transport.

La mise en place des couches se faisait à reculons par des camions se déplaçant sur un matériau déjà compacté. Le matériau apporté au chantier était immédiatement régalez par des bouteurs, en couches de 0,4 m à 0,5 m d'épaisseur, dans les 10 à 20 minutes qui suivaient. Après régalez, la surface était arrosée d'une solution concentrée de chlorures.

La partie supérieure de la couche, traitée aux chlorures, restait plastique pendant le compactage et n'empêchait pas le tassement de la couche sous-jacente. Le gonflement dû au gel ne s'est pas manifesté dans les matériaux salés au chlorure; leur surface était exempte de fissures et aucune formation de glace ne se produisait entre les couches.

La solution de chlorures pénétrait moins bien dans les matériaux ayant une teneur en eau élevée que dans les matériaux ayant une teneur en eau faible. Pour que le traitement soit efficace, il faudra trouver de nouvelles techniques pour forcer la pénétration du sel dans le matériau à la profondeur nécessaire. Comme il n'était pas toujours possible de réduire la teneur en eau du matériau à mettre en place, surtout en hiver, il a fallu mettre au point un procédé permettant de le faire.

Ce procédé reposait sur la méthode dite suédoise. En été, la moraine contenant une faible quantité de fraction argile était compactée en couches de 250 mm par des tracteurs. En hiver, la moraine était mise en place dans le noyau à partir des zones de transition dont la hauteur dépassait celle du matériau morainique déjà posé, de l'épaisseur de la couche en cours. On obtenait ainsi une liaison fiable entre le noyau et les zones de transition. Comme il était difficile de se déplacer sur la moraine, les véhicules étaient déchargés au bord des zones de transition. L'épaisseur des couches de matériau dans la partie lâche du barrage était de 0,5 à 0,7 m.

b) *Channel Dam (95)*

The 67.5-m high rockfill Channel Dam was built with a central core of moraine material. The placement period was extended during the winter, because of the short summer and frequent rainy periods. It was decided to stockpile the moraine during the summer for subsequent use in the winter.

To obtain a homogeneous material, the soil was dumped and placed in stockpiles in three layers : the first layer was 3 to 4 m thick, the second one 5 to 6 m, and the third one consisted of salted soil 1.5 to 2 m thick. A sand-gravel mixture was added in layers 300 to 500 mm thick to form about 10 % in volume. In the summer of 1971, the moraine material was stored inside the hole left in a limestone quarry. Such stockpiling reduced the soil surface in contact with air and thereby eliminated soil losses during winter excavation. The presence of the salted layer on top helped to keep the soil in a plastic state during the freezing of the upper part and the top of the pile was also heated by electric elements. Electric heating increased the temperature of the soil, improved the conditions for excavation, and reduced the frozen-lump content.

At temperatures of 6 to 8 °C, the moraine was hauled from the stock-pile to the dumping site in trucks with dumping boxes heated by exhaust gases. At temperatures below — 10° and especially in windy weather, the soil was covered with tarpaulins to reduce the heat loss during transportation.

The material was placed in layers by the “ step-back ” method : the vehicles traveled on the soil already placed and compacted. The soil delivered to the site was immediately leveled out by bulldozers into layers 0.4 to 0.5 m thick within 10 to 20 minutes. After being leveled by bulldozer, the surface was sprayed with a concentrated solution of chlorides.

The upper part of the layer treated with chlorides remained plastic during compaction and did not hinder compaction of the underlying material. Frost heaving action did not develop in the soil salted with chlorides; the surface was free of cracks and ice interlayers were absent.

For soils with a high moisture content the solution penetrated less than in soil with a lower moisture content. For salting to be effective, new techniques are needed to force salting of the soil to the required depth. When it was not possible to reduce the moisture content of the soil being placed, especially during winter, it was necessary to develop a process which would allow placing wet moraine in the winter.

The process that was developed was based on the so-called “ Swedish ” method. In summer, the moraine containing a small amount of clay sized particles was compacted in 250 mm layers by tractors. In winter, the moraine was placed in the core from the transition zones whose elevations exceeded that of the moraine material already placed by the thickness of the layer being laid. This provided a reliable contact of the core with the transition zones. Since travelling over the moraine was difficult, the vehicles were unloaded on the edge of the transition zones. The thickness of the layers placed in the loose body of the dam was 0.5 to 0.7 m.

A son arrivée, le matériau était immédiatement déplacé par le boteur jusqu'au milieu du noyau. La surface nivelée était traitée avec une solution de chlorure, à l'aide d'un réservoir installé sur le tracteur. L'emploi d'un tracteur à chenilles permettait les mouvements de la machine sur le sol saturé et permettait d'obtenir une pénétration plus profonde de la solution. Le tracteur de remorquage était ensuite équipé de socs de type agricole qui assuraient une pénétration uniforme de la solution saline à la profondeur requise. Le matériau était alors compacté par d'autres tracteurs à chenilles plus larges, qui le roulaient continuellement en créant une surface lisse uniforme. Le matériau gelé n'était pas mis en place dans le corps du barrage et les blocs agrégés étaient enlevés du noyau. Le cas échéant, la surface du matériau était réchauffée à l'aide de moteurs à réaction installés sur un camion. Des trous d'essai ont montré que le matériau était homogène et exempt de vides.

Le noyau a été construit par des températures de l'air atteignant $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$, au rythme de $3\,000\text{ m}^3/\text{jour}$. La température du matériau mis en place sur le chantier variait de $3\text{ à }6\text{ }^{\circ}\text{C}$. La méthode de Khantaisk permet de mettre en place en hiver un matériau de consistance fluide ou fluide-plastique. La teneur moyenne en eau était de $15,3\%$, alors que la teneur optimale ne dépassait pas $9\text{ à }10\%$. La densité du matériau mis en place par la méthode de Khantaisk était de 5% inférieure à celle du matériau mis en place à la teneur en eau optimale. Il faut tenir compte de cela lorsque l'on détermine les caractéristiques de contrôle de matériaux mis en place dans des conditions de ce genre.

A l'exploitation, on se rend compte qu'il ne s'est pas produit de déformations visibles du noyau. Apparemment, les déformations du matériau gelé en raison de sa plasticité sont de même ordre que les déformations des recharges.

7.1.5. Ségrégation dans le matériau morainique du noyau : barrages du Mont-Cenis et de Grand'Maison, France (84)

Comme on l'a dit ailleurs dans le présent document, l'utilisation de matériau morainique grossier à granulométrie étalée, dans le noyau imperméable d'un barrage, peut conduire à la ségrégation. Les deux cas présentés illustrent la nécessité de méthodes spéciales permettant de minimiser ce phénomène. Dans certains cas, un emprunt sélectif de moraine peut être suffisant. Dans d'autres cas, des mesures spéciales doivent être prises non seulement pendant les travaux de fouille, mais aussi pendant le chargement et le transport, si l'on veut obtenir un matériau homogène acceptable.

La possibilité de ségrégation augmente généralement avec la teneur en gravier et en cailloux de la moraine. Les cahiers des charges exigent donc qu'au moins 40% du matériau soient de granulométrie inférieure au tamis normal n° 4, soit 5 mm . La granulométrie maximale est également importante : un matériau plus fin se mélange plus facilement et permet d'obtenir un produit plus homogène. La ségrégation est, en fin de compte, une fonction inverse de la teneur en eau ; on obtient de meilleurs résultats si les variations de teneur en eau sont de 1% à 3% de l'optimum Proctor normal (76 d). Au barrage de Mont-Cenis, le matériau de la zone d'emprunt était excavé à l'aide de neuf boteurs D 9, travaillant à des hauteurs différentes, ce qui permettait un meilleur mélange du matériau morainique. Ce mode de terrassement remplaçait l'excavation, à l'aide d'une pelle, d'un banc de moraine de 5 m de hauteur. Le matériau était ensuite chargé sur des camions à benne basculante à l'aide d'un convoyeur de $1,7\text{ m}$ de largeur, après passage dans un crible de 150 mm .

The delivered soil was immediately moved by bulldozer to the middle of the core. The leveled surface was treated with chloride solution using a tank installed on a tractor. The use of a tractor permitted movement of the machine over the saturated soil and promoted deeper penetration of the solution. The hauling tractor was subsequently equipped with cultivator type rippers which provided uniform penetration of the salt solution to the required depth. The soil was then compacted by other tractors with larger tracks and rolled continuously and uniformly creating a smooth surface. Frozen soil was not placed in the body of the dam, and clods were removed from the core. If necessary, the surface of the soil was heated by jet engines installed on a truck. Test holes showed that the soil was homogeneous and free of voids.

The core was built at air temperatures down to $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ at a rate up to $3\,000\text{ m}^3/\text{day}$. The temperature of the soil being placed at the site varied from $3\text{ }^{\circ}\text{C}$ to $6\text{ }^{\circ}\text{C}$. The Khantaisk method allows soil of fluid and fluid-plastic consistency to be placed in the winter. The average moisture content was 15.3% , whereas the optimal moisture content did not exceed $9\text{ to }10\%$. The density of the soil placed by the Khantaisk method was 5% less than the density of the soil placed at an optimal moisture content. This must be taken into account when the control characteristics of soils being placed under similar conditions are being determined.

Operation shows that there are no visible core deformations. Apparently the deformations of the frozen soil due to its plasticity, are commensurable with the deformations of the shoulders.

7.1.5. Segregation in coarse moraine - Mont-Cenis and Grand'Maison Dams, France (84)

As discussed elsewhere in this report, the use of coarse broadly graded moraine as the impervious core of a dam can lead to segregation. The two case histories presented illustrate the necessity of special procedures to minimize that phenomenon. In some cases, a selective excavation in the borrow pit may be satisfactory. In other cases, special measures have to be taken not only during excavation but also during loading and transportation to obtain an acceptable homogeneous material.

The possibility of segregation generally increases with the content of gravel and cobbles in the moraine. Specifications consequently require that at least 40% of the soil be finer than no. 4 standard sieve or 5 mm . The maximum grain size is also important : a finer material can be mixed much easier and leads to a more homogeneous product. Segregation is finally an inverted function of the moisture content and better results are obtained if the water content varies between $1\text{ and }3\%$ of the optimum standard Proctor (76 d). At Mont Cenis dam, the material in the borrow area was excavated by nine D 9 bulldozers working at various elevations which allowed for better mixing of the moraine. This type of operation substituted the excavation with a shovel of a 5-m high bank. The excavated material was subsequently loaded in tip-lorry trucks by a 1.7-m wide conveyer, after passing through a 150 mm screen.

Après la mise en place dans le noyau du barrage, on a détecté des infiltrations le long de chemins préférentiels. Une analyse détaillée du phénomène a conduit à la conclusion que la ségrégation se produisait pendant le transport et non lors de la mise en place du remblai.

En dépit des divers dispositifs de dispersion installés dans les trémies de chargement, il n'a pas été possible d'éliminer la ségrégation lorsque le matériau contenait peu de fines, soit au-dessous d'une teneur de 12 % en particules inférieures à 0,1 mm. Finalement, on a adopté la solution consistant à stocker le matériau en tas, ce qui permet un mélange intime au chargement. Le matériau stocké par couches de 1 m d'épaisseur était ensuite repris à l'aide d'une décapeuse, qui travaillait sur une surface en pente en mélangeant les couches, de façon à obtenir un matériau plus homogène.

Au barrage de Grand'-Maison, la moraine était également prise dans la zone d'emprunt à l'aide de bouteurs D 9, et déversée dans des trémies par deux chargeurs 992 C (à benne de 7 m³). Le matériau était alors passé au crible de 150 mm, puis emporté vers une trémie de 150 m³ par un convoyeur. De là, il était envoyé vers le chantier dans des camions à benne basculante.

Au cours de ces opérations, il se produisait de la ségrégation.

— lorsque le matériau tombait d'une hauteur dépassant 1 à 2 m : dans la zone d'emprunt lorsque les bouteurs poussaient le matériau ou lorsqu'il était déversé dans les trémies par les convoyeurs;

— lorsque le matériau avait simultanément une teneur en fines et une teneur en eau faibles.

Pour y remédier, les mesures suivantes ont été prises :

— exploration plus complète de la zone d'emprunt destinée à éviter l'excavation de matériaux de qualité insuffisante;

— amélioration des conditions de transport :

- toujours garder les trémies pleines;
- installer des déflecteurs dans les trémies de façon à diriger l'écoulement du matériau;
- accélérer le chargement des camions (une benne de 50 tonnes chargée en moins de 4 secondes) en augmentant la section d'écoulement à 1,5 × 1,5 m, et en utilisant des vérins hydrauliques pour ouvrir les portes.

— installation d'un dépôt intermédiaire pour homogénéiser le matériau de faible qualité.

7.2. INFILTRATIONS

7.2.1. Barrage principal de Manicouagan 3, Canada (18)

Depuis la mise en eau du réservoir à l'automne de 1975, les piézomètres installés dans la partie aval du noyau ont enregistré un niveau élevé de la nappe phréatique, soit seulement quelques mètres au-dessous du niveau du réservoir.

Les hypothèses suivantes ont été envisagées pour l'expliquer :

- a) anisotropie importante de la perméabilité du noyau;

Following placement in the core of the dam, seepage was detected along preferential paths. A detailed analysis of the phenomenon led to the conclusion that the segregation was taking place during transportation and not during spreading of the fill.

In spite of various dispersion gadgets installed in the loading hoppers segregation could not be eliminated when the material contained less fines, that is less than 12 % of particles smaller than 0.1 mm. As a final solution, the material was stockpiled which allowed for a thorough mixing at loading. The material spread in 1-m thick layers in the stockpile, was subsequently excavated with a scraper, which worked on a sloped surface and which blended the layers, thus obtaining a more homogeneous material.

At Grand'-Maison Dam, the moraine was also excavated in the borrow area with D 9 bulldozers and dumped in hoppers by two 992 C loaders (7 m³ bucket). The material was then screened on a 150 mm sieve and transported to a 150-m³ hopper by a conveyer. From the hopper the material was transported to the site by dumpers.

During these operations, segregation would take place,

- when the material would fall over a height of more than 1 to 2 m either in the borrow area when the bulldozers are dumping the soil too deep or when the material is dumped in the hoppers by the conveyers;
- when the material would have a low fine content and at the same time a low moisture content.

As remedial measures, the following actions were taken :

- an improved investigation of the borrow area to avoid excavation of materials of unsuitable quality;
- during transportation :
 - maintain the hoppers always full;
 - installation of deflectors in the hoppers to direct the soil flow,;
- speeding up the dumpers loading (a 50 t dumper loaded in less than 4 seconds) by increasing the flow section to 1.5 m × 1.5 m, and by using hydraulic jacks to open the gates;
- installation of a homogenizing stockpile for low quality material.

7.2. SEEPAGE PROBLEMS

7.2.1. Manicouagan 3 Main Dam, Canada (18)

Since reservoir impounding in the fall of 1975, piezometers installed in the downstream part of the core recorded a high water table, i.e. only a few meters below the reservoir level.

The following hypotheses have been considered to explain the situation :

- a) high permeability anisotropy of the core;

b) matériaux de transition et des recharges ayant une perméabilité semblable à la perméabilité horizontale du noyau; le barrage se comporte alors comme un remblai homogène;

c) présence de fissures dans le noyau qui permettent une transmission rapide des niveaux d'eau vers l'aval du noyau.

A) *Anisotropie élevée du noyau*

Des études analytiques du réseau d'écoulement indiquent que même si la perméabilité présente une anisotropie atteignant $K_h/K_v = 1\ 000$, cela ne peut pas expliquer un niveau d'eau aussi élevé. Il faut mentionner que de nombreux puits d'essai creusés dans le noyau au cours des travaux de construction montraient que le matériau était relativement homogène, ce qui exclut une anisotropie aussi élevée. L'expérience actuelle indique que la moraine naturelle en masse présente en général une anisotropie variant de 10 à 20 avec des valeurs extrêmes de 1 et 100. En pratique, des anisotropies de 3 à 10 sont considérées comme normales pour les matériaux morainiques compactés. Ainsi, on peut supposer qu'un matériau morainique compacté mis en place dans un noyau de barrage devrait avoir une anisotropie beaucoup plus faible que la valeur déterminée par l'analyse du réseau d'écoulement.

B) *Le barrage se comporte comme un remblai homogène*

En supposant que le barrage se comporte comme un remblai homogène, on a construit un réseau d'écoulement théorique, et trouvé qu'il donnait des niveaux d'eau correspondant bien aux niveaux relevés par les piézomètres installés dans le noyau. La ligne phréatique du réseau d'écoulement s'étend dans la zone granulaire de la recharge aval, ce qui indique la présence probable d'une nappe d'eau suspendue dans cette zone. Cependant, des tubes piézométriques installés sur place dans le filtre aval et dans les recharges n'ont pas détecté la présence d'une nappe d'eau.

C) *Fissuration du noyau*

La présence de fissures horizontales ou sub-horizontales traversant le noyau pourrait expliquer facilement les niveaux d'eau élevés que l'on retrouve en aval.

Pour vérifier cette hypothèse, trois forages ont été faits dans le noyau. Les trois trous de forage n'ont pas permis de détecter d'arrivée d'eau dans les 20 m à 30 m de la partie supérieure du noyau. Cependant, à 75 m, on a détecté de nombreuses zones présentant des apports d'eau importants. Ceux-ci pourraient s'expliquer soit par la présence de fissures ouvertes, soit par l'existence de zones molles et plus perméables. La dimension et l'importance de ces zones humides ont été traduites en un coefficient de perméabilité calculé à partir des mesures effectuées sur place, assorti d'une corrélation avec les variations de la hauteur d'eau. Les perméabilités calculées variaient entre 10^{-9} et 10^{-6} m/s.

Les recherches ont confirmé l'existence de zones de faiblesse (couches molles et plus perméables) situées en général à plus de 30 m de profondeur. Ces couches de matériau lâche transmettaient les niveaux du réservoir, avec peu de perte de charge, aux piézomètres installés dans la partie aval du noyau.

b) transition and shell materials have a permeability similar to the horizontal permeability of the core, and consequently, the dam behaves as a homogeneous fill;

c) presence of cracks in the core, which allow rapid transmission of water levels to the downstream portion of the core.

A) *High anisotropy of the core*

Flow net analytical studies indicate that even a permeability anisotropy as high as $K_h/K_v = 1\ 000$ could not explain such a high water table. It should be mentioned that numerous test pits excavated in the core during construction showed a relatively homogeneous material, which precluded inference of such high anisotropy. Current experience shows that natural moraine exhibits in general a mass anisotropy varying between 10 and 20 with extreme values between 1 and 100. In practice, anisotropies of 3 to 10 are considered normal for compacted moraine. Thus, it can be assumed that a compacted moraine placed in a core should have a much lower anisotropy.

B) *Dam behaves as a homogeneous embankment*

Assuming that the dam behaves as a homogeneous embankment, a theoretical flow net was constructed and found to be very consistent with the water levels recorded by the piezometers installed within the core. The phreatic line of the flow net extends into the downstream granular shell zone, thus indicating the probable presence of a perched water table in that zone. However, stand-pipe piezometers installed in the downstream filter and shell zones did not detect the presence of any water level.

C) *Cracking of the core*

The presence of some horizontal or subhorizontal cracks or fissures through the core which could easily transmit high water levels to the downstream part could possibly explain the situation.

To validate that hypothesis, three boreholes were drilled in the core. The three boreholes did not detect any water inflow in the upper 20 to 30 m portion of the core. However, at a depth of 75 m, numerous zones with substantial water inflows were detected. These could be explained either by the presence of open cracks or soft and more pervious zones. The size and the significance of these wet zones were translated into a permeability coefficient computed from the field measurements and a correlation for a variable head. The computed permeabilities varied between 10^{-9} and 10^{-6} m/s.

The investigations confirmed the existence of zones of weakness (soft and more pervious layers) generally located more than 30 m deep. These layers of loose material transmitted the reservoir level with little loss of head to the piezometers installed in the downstream part of the core.

Ces zones molles peuvent s'être formées au cours des travaux, à la suite de fissuration horizontale, due à l'effet de voûte dans le noyau, entre les zones filtre-transition très peu compressibles et les recharges. On notera que la teneur en eau relativement élevée du matériau morainique compacté, et sa compacité, comparativement à la densité relativement élevée de la zone filtre-transition compactée, se traduisent par des différences importantes de compressibilité entre ces deux matériaux. L'application relativement rapide de la charge hydrostatique (montée rapide du réservoir) a provoqué une diminution importante des contraintes effectives dans la recharge amont et dans la zone adjacente au noyau. Cependant, cette charge hydrostatique a induit des contraintes supplémentaires en compression dans le filtre et dans la recharge aval, ainsi que dans la partie voisine du noyau, entraînant ensuite une légère expansion de la recharge amont. Il est possible que ce phénomène ait entraîné une ouverture de fissures dans la partie amont du noyau et la fermeture de fissures éventuellement ouvertes sur une faible distance dans la partie aval. Dans ces fissures, la moraine a été exposée au gonflement et au ramollissement qui les ont probablement refermées.

La perméabilité relativement élevée des couches pourrait également s'expliquer par la perte de densité de certaines d'entre elles au-dessous de parties du noyau adhérent aux couches de transition adjacentes, en raison d'un tassement différentiel. Comme on l'a dit plus tôt, le coefficient de perméabilité du matériau morainique compacté varie de façon appréciable avec des fluctuations relativement faibles de l'indice de vide (Fig. 3.5). Des essais effectués au Québec sur divers matériaux morainiques montrent des variations de perméabilité atteignant trois ordres de grandeur.

L'ouverture de fissures ou la perte de densité de certaines couches au cours des travaux se déduisent aussi de l'évolution des pressions interstitielles pendant la construction du barrage et la mise en eau du réservoir. Des piézomètres installés dans la partie aval du noyau ont enregistré des niveaux d'eau proches du niveau du réservoir au moment où il atteignait la cote du piézomètre, ou très peu après. En conséquence, on peut supposer que la hauteur d'eau dans le réservoir a été directement et immédiatement transmise aux piézomètres à cause de fissures, de couches de faible densité ou de fracturation hydraulique.

Si l'on considère que les recharges du barrage sont construites en sable et en gravier, d'une composition semblable à celle du filtre, la présence de ces fissures ou de ces couches de faible densité ne constitue pas un risque pour la stabilité de l'ouvrage. En fait, même ces matériaux peuvent jouer le rôle de filtre et prévenir ainsi les affouillements.

Comme l'on n'a pas détecté de nappe d'eau libre dans le filtre ou dans la recharge aval, on peut supposer que le débit traversant ces zones faibles est relativement peu important, et qu'il est pris en charge sans difficulté par la zone filtre aval. En conséquence, la présence de ces points faibles n'a pas d'effet sur la stabilité du barrage. Si l'on surveille convenablement la pression interstitielle dans les matériaux de filtre et de recharge, le barrage pourra jouer son rôle en toute sécurité et sans qu'il soit nécessaire de prendre de mesures correctives particulières.

These soft zones may have been formed during construction as horizontal cracks due to arching of the core between the much less compressible filter-transition zones and shells. It should be mentioned that the relatively high water content of the compacted moraine and its degree of compaction compared to the high relative density of the compacted filter-transition zone, translate into significant differences in compressibility of these two materials. The subsequent relatively quick application of the water load (rapid rise of the reservoir) produced a substantial decrease in effective stresses in the upstream shell and in the adjacent zone of the core. However, the reservoir load produced additional compressive stresses in the downstream filter and shell and in the adjacent zone of the core, thus causing a slight expansion of the upstream shell. This may have opened up cracks in the upstream part of the core and closed any open cracks over a limited distance on the downstream face. In the crack, the moraine was exposed to swelling and softening that probably closed the cracks.

The relatively high permeability of these layers could also be explained by the loss of density of some layers below sections of core which were hanging on to the adjacent transition layers because of differential settlement. As mentioned earlier, the permeability coefficient of compacted moraine varies appreciably with relatively small changes in the void ratio (Fig. 3.5). Tests on various Quebec moraines have shown permeability variations up to three orders of magnitude.

The opening of these cracks or the loss of density of some layers during construction and reservoir impounding. Piezometers installed in the downstream part of the core, recorded water levels close to reservoir level at the moment, or very shortly after, the reservoir level reached the piezometer elevation. Consequently, it can be assumed that the reservoir head was directly and immediately transmitted to the piezometers because of pre-existing cracks, low density layers or hydraulic fracturing.

Considering that the shell of the dam is built of sand and gravel with a composition similar to the filter zone, the presence of these cracks or low density layers does not jeopardize stability. In fact, even the shell material could act as a filter and thus prevent piping.

Since no free water table was detected in the downstream filter or shell, it can be assumed that the flow through these weakness zones is relatively small and is handled without any difficulty by the free draining downstream filter zone. Consequently, the presence of these weakness zones has no effect on the stability of the dam. With proper monitoring of pore pressure in the filter and shell materials, the dam can function safely and without any special corrective action.

7.2.2. Barrage principal KA 3 (dérivation de la rivière Caniapiscou), Québec, Canada (77)

Le barrage KA 3 est l'un des deux ouvrages de fermeture de la rivière Caniapiscou qui crée, avec une série de quelque 41 digues, le réservoir amont du complexe de La Grande. Le barrage en enrochement de KA 3 qui a 54 m de hauteur et 3,3 km de longueur a été construit entre 1978 et 1981. Le matériau morainique de son noyau vertical contient plus d'argile que tout autre type de moraine trouvé ailleurs dans la région de La Grande. C'est pourquoi le matériau a une certaine plasticité et une très faible perméabilité.

L'imperméabilité de ce type de moraine explique les pressions interstitielles résiduelles ($RU = 0,4$ à $0,5$) mesurées dans le noyau un ou deux ans après l'achèvement des travaux. La dissipation de ces pressions excessives s'est avérée très lente dans plusieurs piézomètres placés dans le noyau central. Ce comportement particulier (pressions interstitielles résiduelles après construction) s'est limité aux dépôts morainiques situés dans la partie nord-est du réservoir Caniapiscou.

7.2.3. Barrage de Hautapera, Finlande (52)

Le barrage de Hautapera est un ouvrage homogène construit entièrement en matériau morainique homogène avec une couche filtre horizontale et des conduites de drainage à la moitié aval du remblai. Après la mise en eau, des taches humides sont apparues sur le parement aval, et un léger glissement s'est produit. A titre de mesure corrective, on a construit une risberme de sable sur la pente et renforcé le drainage. La cause de l'incident est attribuée à l'absence d'écran drainant et à l'anisotropie dans la perméabilité de la moraine mise en place, due à des variations dans les propriétés du matériau et dans les techniques de construction.

7.2.4. Barrage d'Uljira, Finlande (52)

Le barrage d'Uljira, d'une hauteur de 13 m, possède un noyau central étroit en matériau morainique, s'appuyant sur des recharges en enrochement; il est bâti sur un dépôt morainique. Un mois après la mise en eau du réservoir en 1970, on a constaté des infiltrations soudaines, mais localisées. Elles ont été colmatées par des injections dans la fondation de mort-terrain. Une recharge a été ajoutée au pied aval pour équilibrer les pressions d'eau. La cause la plus probable des infiltrations est la présence de matériau à granulométrie grossière, ou d'une couche moins compactée dans la fondation, sous le noyau étroit du barrage.

7.2.5. Barrage de Hyttejuvet, Norvège (92)

Le barrage de Hyttejuvet est un ouvrage en enrochement haut de 93 m. Il possède un noyau vertical assez étroit, protégé par un filtre de gravier et une zone de transition en contact avec l'enrochement de la recharge. Le barrage est situé dans une vallée très asymétrique, avec des appuis escarpés. L'appui droit devient graduellement moins escarpé plus haut sur le flanc de la vallée. Lorsque le réservoir a été rempli pour la première fois en 1966, il s'est produit des infiltrations désordonnées

7.2.2. KA 3 Main Dam (Caniapiscou River Diversion), Quebec, Canada (77)

The KA 3 dam is one of the two closing structures of the Caniapiscou River which creates, with a series of some 41 dikes, the head reservoir of the La Grande Complex. The KA 3 rockfill embankment dam, which is 54 m high and 3.3 km long, was built between 1978 and 1981. The moraine in its vertical core contains more clay-sized particles than any other type of moraine encountered elsewhere in the La Grande Complex. Hence the material has a higher plasticity and a very low permeability.

The imperviousness of this particular type of moraine explains the residual pore pressures ($R_u = 0.4$ to 0.5) as measured in the core one or two years after completion. The dissipation of those excess pressures has been very slow in several piezometers, throughout the central core. This particular behaviour (post-construction residual pore pressures) has been limited to the moraine deposits located in the north east area of the Caniapiscou reservoir.

7.2.3. Hautapera Dam, Finland (52)

Hautapera dam is a homogeneous structure built entirely of moraine (homogeneous type) with a horizontal filter layer and drainage pipes on the downstream half of the embankment. After the reservoir was impounded, wet spots appeared on the downstream slope and a minor slip occurred. As remedial work, a berm of sand was placed along the slope and additional drainage installed. The cause of the incident is attributed to the lack of an internal chimney drain and the anisotropy in the permeability of the placed moraine due to variations in material properties and placing techniques.

7.2.4. Uljira Dam, Finland (52)

Uljira dam, which is 13 m high, has a narrow central moraine core supported by rockfill shoulders and is founded on a moraine deposit. A month after the reservoir was impounded in 1970, sudden but localized leakage occurred. The leakage was stopped by grouting the overburden foundation. A berm was added at the downstream toe to counterweight the existing water pressures. " The most probable cause of leakage is the presence of a coarse grained or less compacted soil layer in the foundation under the fairly narrow core of the dam. "

7.2.5. Hyttejuvet Dam, Norway (92)

Hyttejuvet dam is a 93 m high rockfill structure. It has a rather narrow vertical core protected by a gravel filter and a transition zone in contact with the rockfill shell. The dam is located in a very asymmetrical valley with steep abutments. The right abutment becomes gradually less steep higher up on the side of the valley. " When the reservoir was filled for the first time in 1966, erratic leakages occurred when the water had almost reached its maximum level. It was suggested that the

au moment où l'eau atteignait presque son niveau maximum. On a pensé que ces infiltrations provenaient de fissures horizontales dans le noyau, causées par fracturation hydraulique. Le noyau a été considérablement injecté de façon à réduire les infiltrations à une valeur acceptable.

En 1972, après six années d'exploitation, on a découvert un cône d'affaissement dans le barrage, sur le bord amont du noyau, au milieu de la vallée. Aucune augmentation d'infiltration n'a cependant été observée. Une analyse par la méthode des éléments finis a été effectuée pour voir s'il existait dans le noyau des contraintes de traction longitudinales. Des signes de contrainte ont été détectés exactement à ces endroits. Aucune bonne explication n'a pu être trouvée pour la cavité. Cependant, le matériau du filtre paraissait avoir été suffisamment efficace pour assurer le colmatage du noyau et la maîtrise du phénomène d'infiltration.

7.3. FORMATION DE CONES D'AFFAISSEMENT

7.3.1. Digue QA 8, Québec, Canada (73)

La digue QA 8 ferme une vallée secondaire du réservoir de LG 4. Cette digue zonée, haute de 92 m, a des recharges en matériau granulaire et un noyau central de moraine assis directement sur une fondation rocheuse traitée. Le remblai, long de 2 km, a un volume de $10,6 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Au moment où le réservoir était presque plein, en octobre 1983, un cône d'affaissement de 4 m de diamètre (et de 3 m de profondeur) est apparu soudainement au milieu de la crête de la digue, à l'emplacement d'un îlot d'instruments. Le réservoir a été immédiatement abaissé de 5 m, les mesures des instruments ont été relevées et le cône remblayé. Les piézomètres et les inclinomètres indiquaient que les pressions interstitielles et les déplacements internes s'étaient stabilisés après de faibles, mais brusques réactions au moment de l'affaissement localisé. Une série d'essais de pénétration effectués dans le noyau après réparation ont révélé la présence d'une zone de matériau lâche de 30 m de profondeur, qui correspondait à la zone de protection placée en minces couches autour de la colonne montante contenant le câblage électrique des piézomètres et le tube d'un inclinomètre.

Ce phénomène très localisé s'expliquait par une zone insuffisamment compactée, surtout autour de l'îlot d'instruments, que le rouleau de compactage de 50 tonnes ne pouvait pas atteindre. La pénétration progressive d'eau dans cette colonne de matériau du noyau moins compactée, au cours de la mise en eau, a provoqué un affaissement progressif et cumulatif dans le noyau jusqu'à ce que le phénomène atteigne la crête du remblai. Un programme d'essais de laboratoire spécial a démontré clairement que le matériau morainique avait tendance à s'affaisser en raison de la saturation lorsqu'il était mis en place dans un état trop sec et compacté au-dessous de la densité Proctor normale de 95 %.

On a observé le même type de cônes d'affaissement dans une autre digue (TA 10) située au nord du barrage principal de LG 3. L'explication était la même que pour la digue QA 8, mais le défaut de compactage dans la zone de l'îlot d'instruments était plus évident. En fait, l'évolution du tassement interne dans la zone de l'îlot a été observée pendant toute la période de la mise en eau, l'affaissement total de la colonne de moraine lâche s'arrêtant près de la partie supérieure de la crête, en raison de la présence de matériaux plus denses résistant par effet de voûte.

leakage was coming through horizontal cracks in the core caused by hydraulic fracturing. ” The core was extensively grouted to reduce leakage to an acceptable value.

In 1972, after the dam had operated for six years, a sinkhole was discovered at the upstream edge of the core in the middle of the valley. There was no particular increase in leakage. A finite element analysis was made to find out where tensile longitudinal stresses could exist in the core. The signs of stress were observed precisely in those areas. A clear explanation could not be found to explain the cavity. However, the filter material appeared to have been effective enough to ensure healing of the core and control the seepage phenomenon.

7.3. SINKHOLE FORMATION

7.3.1. QA 8 Dike, Quebec, Canada (73)

The QA 8 dike closes an auxiliary valley of the LG 4 reservoir. The 92-m high zoned dike has granular shoulders and a central core made of moraine lying directly on a treated rock foundation. The 2 km long embankment has a volume of $10.6 \times 10^6 \text{ m}^3$.

When the reservoir was nearly full in October 1983, a 4-m diameter sinkhole (3 m deep) appeared suddenly in the middle of the dike crest at an instrument protection island location. The reservoir was immediately lowered by 5 m, instrumentation readings reviewed and the sinkhole filled. The piezometers and inclinometers indicating that pore pressures and internal displacements had stabilized after small but sharp reactions at the time of the local subsidence. A series of penetration tests made through the core after repair revealed the presence of a zone of loose material 30 m deep which in fact correspond to the zone of soil protection placed in thinner lifts around a riser column containing electrical instrument wiring for piezometers and an inclinometer casing.

This very local phenomenon was explained by a lack of compaction especially around the instrument protection island which could not be reached by the 50-ton compaction roller. The progressive wetting of a less-compacted column of core material during impounding initiated a progressive and cumulative subsidence within the core until the phenomenon reached the crest of the embankment. A special laboratory testing program demonstrated clearly that the moraine has a tendency to collapse due to saturation when it is placed in a dry state and compacted below 95 % of the Standard Proctor density.

The same type of sinkhole has also been observed on another dike (TA 10) located to the North of LG 3 Main Dam. It was explained in the same way as for QA 8, but the lack of compaction within the zone of the instrument protection island was more evident. In fact, the progression of the internal island zone settlement was observed during all the impounding period and attributed to a structure collapse of the loose moraine column which stopped near the top part of the crest due to the presence of denser material supported by arching. Knowing that peculiar behaviour,

Connaissant ce comportement particulier, on a soumis la crête de la digue à des vibrations à l'aide de matériel de sondage lourd, à la suite de quoi un affaissement s'est alors produit autour de la colonne, jusqu'au niveau de la crête, en formant à sa surface un cône d'affaissement de trois mètres de diamètre.

7.3.2. Barrage de Bastusel, Suède (4)

Le barrage de Bastusel a une hauteur maximale de 40 m. Il s'agit d'un remblai en enrochement comportant un noyau vertical en matériau morainique. Le tronçon le plus élevé du barrage est assis sur le socle rocheux, les deux ailes reposant sur un dépôt morainique contenant des lentilles de matériau perméable. Au-dessous des recharges en enrochement se trouve un filtre de gravier. Un tapis imperméable a été prévu sur la transition entre le rocher et la moraine de fondation, pour s'opposer aux infiltrations par-dessous. Au moment où le réservoir atteignait son niveau maximum en 1972, des fuites sont apparues en aval de l'ouvrage, et le débit a augmenté jusqu'au moment où un cône d'affaissement s'est créé sur la crête du barrage. Ce cône se trouvait dans le filtre amont; il avait un diamètre de 5 m et une profondeur de 3 m. L'affaissement du matériau s'expliquait par l'érosion interne au travers des couches de fond, situées à proximité du rideau d'injection dans la fondation rocheuse. Pour y remédier, on a déposé, en amont et le long des appuis, de l'enrochement supplémentaire; le rideau d'injection a été prolongé latéralement et des injections ont été faites dans le mort-terrain et dans le rocher.

7.3.3. Barrage de Viddalsvatn, Norvège (89)

Le barrage de Viddalsvatn est composé d'un noyau de moraine central relativement mince, de zones filtres en produits de marinage criblés, de zones de transition en produits de marinage non criblés et d'enrochement tout venant. Le barrage a une hauteur maximale de 100 m; il est assis sur une fondation rocheuse.

Les matériaux du noyau et des filtres ont été mis en place en couches de 0,75 m d'épaisseur, compactées à l'aide d'un rouleau vibrant. La moitié amont du noyau a été tamisée et sa granulométrie limitée à 17 cm. Les zones de transition ont été construites en couches de 1,5 m et l'enrochement en couches de 5 m. Dans les deux cas, on a employé des jets d'eau pour aider au compactage.

Lorsque le réservoir a été mis en eau en 1971, on a observé à plusieurs endroits, en aval, des fuites concentrées d'eau sale qui apparaissaient brutalement; cependant, ces fuites de débit variable montraient que le barrage avait une certaine capacité d'auto-colmatage. On pense que ces infiltrations provenaient de fractures hydrauliques horizontales dans le noyau, produites par effet de voûte, ainsi que de fissures verticales dues au tassement différentiel des diverses zones.

A l'automne 1973, deux cônes d'affaissement sont apparus au sommet du barrage, l'un sur le parement amont, l'autre sur la crête. On suppose que les diverses fissures s'étaient érodées et que les zones filtres n'avaient pas fonctionné comme elles auraient dû.

Après avoir injecté les parties du noyau où se produisaient les fuites, celles-ci ont cessé.

the dike crest was vibrated with a heavy sounding equipment and a subsidence around the riser pipe then developed up to the crest forming at the surface a three meter diameter sinkhole.

7.3.2. Bastusel Dam, Sweden (4)

The Bastusel dam has a maximum height of 40 m. The dam is a rockfill embankment with a vertical moraine core. The highest part of the dam is founded on rock with both wing sections founded on a moraine deposit which contains lenses of pervious soils. There is a gravel filter underneath the rockfill shell. An impervious blanket was provided over the transition of rock to moraine foundations to improve the seepage conditions. As the reservoir reached its maximum level in 1972, leakage appeared downstream and tended to increase until a sinkhole developed at the crest of the dam. It was located in the upstream filter zone and had a diameter of 5 m and a depth of 3 m. This subsidence was explained by internal erosion through the bottom soil layers located near the end of the grout curtain in the rock foundation. As remedial work, additional rockfill was placed upstream and along the abutments, the grout curtain was extended laterally and both overburden and rock were grouted.

7.3.3. Viddalsvatn Dam, Norway (89)

The Viddalsvatn Dam is made of a relatively-thin central moraine core, filter zones of screened tunnel spoil, transition zones of unscreened tunnel spoil and quarry run rockfill. The dam has a maximum height of 100 m and lies on a rock foundation.

The core and filter materials were placed in 0.75-m thick layers and compacted with a vibrating roller. The upstream half of the core was screened and scalped at 17 cm. The transition zones were built in 1.5 m layers and the rockfill allowed to be placed in 5 m layers. Both were placed with water jets.

When the reservoir was filled for the first time in 1971, concentration leaks of dirty water emerged abruptly at several locations on the downstream side but the leakages were variable proving that the dam had a certain self-healing ability. These leaks were judged to be the result of horizontal hydraulic fractures through the core produced by arching as well as vertical cracks produced by the differential settlement of the various zones.

In the fall of 1973, two sinkholes appeared on top of the dam, one on the upstream face, the other on the crest. It was assumed the various cracks had eroded and the filter zones had not worked properly.

The core was grouted in the leaking sections and seepage stopped.

7.3.4. Barrage de Seitevare, Suède (4)

Terminé en 1967, le barrage de Seitevare est un ouvrage en enrochement haut de 106 m, comportant un noyau vertical en matériau morainique. Le barrage est assis en partie sur le socle rocheux et en partie sur un dépôt morainique homogène. Des fuites se sont produites en aval au cours de la mise en eau du réservoir. Pour y remédier, on a jugé nécessaire d'étendre le rideau d'injection au-delà de la portion du barrage qui était assise sur le socle rocheux. Le contact entre le dépôt morainique et le rocher s'est avéré très perméable. De toute évidence, la concentration de débits d'infiltration à l'extrémité du rideau d'injection était la cause d'érosion dans les formations voisines de la fondation.

En 1971, il a fallu effectuer un deuxième prolongement du rideau d'injection, afin de réduire les infiltrations à une valeur acceptable. Aucune nouvelle infiltration ne s'est produite depuis.

7.4. DÉFORMATION DES OUVRAGES

7.4.1. Barrage principal de LG 2, Québec, Canada (63 et 74)

Le barrage principal de LG 2 est un ouvrage d'une hauteur de 160 m et d'une longueur de 2,9 km, assis presque entièrement sur le socle rocheux. La construction du barrage a exigé 23 Mm³ de remblai, dont 20 % de moraine glaciaire, dans le noyau imperméable légèrement incliné de l'ouvrage. Ce noyau est protégé par un filtre relativement large et par des zones de transition. Les recharges sont en enrochement.

La mise en eau du réservoir de LG 2 a débuté en octobre 1978 pour se terminer en décembre 1979. Aucune déformation ou fissuration importante n'a été observée sur la crête de l'ouvrage au cours de la phase initiale de la mise en eau, c'est-à-dire avant que le niveau du réservoir n'atteigne environ les deux tiers de sa hauteur maximale.

Une série de fissures longitudinales a commencé à apparaître en avril 1979, le long du bord amont de la crête, en un point correspondant à la hauteur maximale du barrage. Les fissures avaient une largeur maximale de 5 cm; cependant, aucun mouvement différentiel ou affaissement n'a été remarqué. La longueur des fissures a augmenté au cours de l'été de 1979, atteignant au total 350 m au-dessus de la partie la plus profonde de la vallée, à un endroit où la hauteur du barrage varie de 120 à 150 m. De nouvelles fissures, qui se sont développées après le mois d'avril, ont été localisées à proximité de l'axe de la crête. En raison du nivellement constant de la crête au cours de l'été, la largeur mesurable des fissures ne dépassait pas 5 cm.

Toutefois, un affaissement, du côté amont, est devenu de plus en plus visible vers la fin septembre; c'est à ce moment que la fissure longitudinale principale a atteint une largeur maximale de 15 cm. Deux tranchées d'inspection ont alors été creusées dans la zone critique; elles ont révélé que la fissure principale s'enfonçait sur 1,5 m de profondeur. La crête proprement dite, en amont de la fissure, s'était affaissée sur une hauteur atteignant 30 cm.

Le mouvement de la crête du barrage n'a paru ni inhabituel ni dangereux, étant donné le rythme de la mise en eau et la hauteur du barrage.

7.3.4. Seitevare Dam, Sweden (4)

Seitevare dam, completed in 1967, is a 106-m high rockfill structure with a vertical moraine core. The dam is founded partially on rock and partially on a homogeneous moraine deposit. Leakage was observed downstream during first reservoir filling. As a remedial measure, it was considered necessary to extend the existing grout curtain beyond the section of the dam lying on bedrock. The contact between the moraine deposit and the rock was found to be quite pervious. Obviously, a flow concentration at the end of the existing grout curtain had caused erosion in the adjoining soils of the foundation.

A second extension of the grout curtain was necessary in 1971 to reduce the leakage to an acceptable value. No new leakage has developed since.

7.4. DEFORMATION OF THE STRUCTURES

7.4.1. LG 2 Main Dam, Quebec, Canada (63 & 74)

The LG 2 main dam is a 160-m high and 2.9-km long structure founded mainly on bedrock. The dam construction required 23 Mm³ of fill, 20 % of which is glacial moraine for the slightly inclined impervious core. This core is protected by relatively wide filter and transition zones. The shells consist of rockfill.

Filling of the LG-2 reservoir started in October 1978 and was completed in December 1979. No major deformation or cracking was observed on the dam crest during the initial phase of reservoir filling, i.e. before the reservoir level reached about two thirds of the maximum height.

A series of longitudinal cracks first appeared in April 1979 along the upstream edge of the crest at a point corresponding to the maximum height of the dam. The cracks had a maximum width of the maximum height of the dam. The cracks had a maximum width of 5 cm and no differential movement nor subsidence was noticed. The length of the cracks extended during the summer of 1979 to reach a total length of 350 m over the deepest part of the river valley where the height of the dam varies from 120 to 150 m. New cracks, which developed after April, were located closer to the centerline of the crest. Due to constant crest grading during the summer, the measurable width of the cracks did not exceed 5 cm.

However, the subsidence on the upstream side became more and more evident in late September, at which time the main longitudinal crack developed to a maximum width of 15 cm. Two inspection trenches were then excavated in the critical zone and revealed that the main crack had propagated to 1.5 m in depth. The crest itself, upstream from the crack, had subsided by as much as 30 cm.

The recorded movement of the dam crest was not deemed unusual or detrimental considering the rate of impoundment and the height of the rockfill dam.

Les fissures, cachées par la neige au cours de l'hiver, se sont trouvées à nouveau exposées au printemps de 1980, et sont apparues au même endroit, mais elles étaient en général plus larges et accompagnées d'une série de petits cônes d'affaissement observés le long de la fissure principale.

Trois nouvelles tranchées ont donc été creusées à une profondeur de 3,5 m au-dessous de la crête. La largeur de la fissure principale, à proximité de l'axe, variait de 75 cm au sommet de la tranchée d'inspection à environ 5 cm au fond de celle-ci. La fissure étant partiellement remplie de matériau provenant de l'effondrement de ses parois; on peut considérer que l'ouverture réelle de la fissure ne dépassait probablement pas 15 à 20 cm. Elle était pratiquement verticale, et s'étendait probablement à quelques mètres de profondeur avant de se refermer ou de se changer en fissures capillaires. La partie amont du noyau située à 2,4 m au-dessous de la crête présentait un affaissement d'environ 0,5 m par rapport à la partie aval.

A la fin de 1980, le nombre et l'importance des fissures n'avaient que légèrement augmenté et, comme le réservoir était presque plein depuis au moins un an, on a estimé que le barrage avait passé de façon satisfaisante le stade critique de la mise en eau. On a alors remblayé les fissures avec du sable et rétabli à l'état original la surface de la crête.

Au cours de la mise en eau, les mouvements de la crête étaient essentiellement enregistrés par des bornes témoins installées sur sa bordure amont. Ces instruments enregistraient les déplacements verticaux et horizontaux importants, surtout dans la zone de fissuration. L'ampleur des mouvements était maximale à la fin du remplissage du réservoir. Les tassements enregistrés par les deux bornes témoins étaient de 0,3 m et 0,6 m respectivement, et les déplacements horizontaux dans la direction aval de 0,37 m et de 0,53 m respectivement. En 1980, le déplacement s'est beaucoup ralenti et l'ensemble était pratiquement stabilisé en 1981 lorsque le tassement total, aux mêmes points, atteignait 0,46 m et 0,63 m. Les déplacements horizontaux étaient de l'ordre de 0,41 m et de 0,66 m respectivement.

On a signalé qu'un petit nombre de grands barrages en enrochement présentaient un comportement semblable à celui du barrage LG 2. Le déplacement du noyau vers l'aval, observé au cours de la mise en eau, combiné à un tassement prononcé de l'enrochement amont peut expliquer la fissuration longitudinale de la crête et le glissement observés dans la portion supérieure du noyau en amont. On pense que la déformation aval du corps du barrage principal est due à la charge hydrostatique et que le tassement de la recharge amont est dû à l'atténuation des arêtes des particules de l'enrochement, sous l'effet de la saturation et de l'ajustement subséquent à la charge.

Un inclinomètre placé dans la partie amont du noyau s'est brusquement déformé en septembre 1980; au mois de novembre de la même année, un blocage s'est produit à environ 18 m au-dessous de la crête, indiquant probablement la profondeur d'un plan de cisaillement dans le noyau.

Des analyses par la méthode des éléments finis ont été faites pour simuler l'état de contrainte-déformation du barrage à la fin des travaux et à la mise en eau. Ces analyses ont révélé une discontinuité importante de la déformation le long du filtre amont, avec un affaissement différentiel d'environ 1 m du bord amont de la crête du barrage. Cette étude théorique a confirmé la probabilité de déplacements

The cracks, hidden by snow during the winter, were exposed again in the spring of 1980 and appeared to be at the same location, but they were generally wider and a series of small sinkholes were observed along the main crack.

Three new trenches were dug to a depth of 3.5 m below the crest. The measured width of the main crack, located close to the centerline, varied from 75 cm at the top of the inspection trench to about 5 cm at the bottom. The crack was partially filled with materials coming from the collapsing walls and it was considered that the real opening of the crack probably did not exceed 15 to 20 cm. The crack was practically vertical and probably extended a few meters deeper before closing or changing into hairline cracks. The upstream part of the core located 2.4 m below crest elevation appeared to have subsided by about 0.5 m with respect to the downstream part.

At the end of 1980, the number and extent of the cracks had increased only slightly and since the reservoir was nearly full for at least a year, it was considered that the dam had satisfactorily passed through the critical first reservoir filling. The cracks were then backfilled with sand and the crest surface was restored to the original level.

The movements of the crest during impoundment were mainly recorded by the surface monuments installed on the upstream edge of the crest. These instruments recorded large vertical and horizontal displacements especially within the cracking zone. The movement rates were maximum at the end of reservoir filling. The recorded settlements of two surface monuments were about 0.3 and 0.6 m respectively and the horizontal displacements in the downstream direction 0.37 and 0.53 m respectively. In 1980, the movement noticeably slowed down and everything was practically stabilized in 1981 when the total settlements for the same stations reached 0.46 and 0.63 m. Horizontal displacements were of the order of 0.41 and 0.66 m respectively.

A few large rockfill dams have been reported to behave similarly to the LG 2 dam. The downstream movement of the core, observed during the reservoir filling period, combined with a pronounced settlement of the upstream rockfill shell can explain the longitudinal cracking of the crest and the observed slipping movement through the top upstream portion of the core. It is believed that the downstream deflection of the main dam body is caused by the reservoir load and the settlement of the upstream shell due to the softening of the particle edges of rockfill material under saturation and the subsequent adjustment to the load.

An inclinometer located in the upstream part of the core experienced a sharp tilt in September 1980 and then in November a blockage at about 18 m below the crest, probably indicating the depth of a shear plane in the core.

The stress-strain conditions in the dam at the end of construction and reservoir filling were simulated by finite-element analyses. They revealed an important discontinuity in the deformation along the upstream filter showing a differential settlement of about 1 m of the upstream edge of the dam crest. This theoretical study confirmed the probability of vertical and horizontal movements at the crest as a

verticaux et horizontaux au niveau de la crête, à cause d'un manque de confinement dû au déplacement du noyau vers l'aval, combiné à un tassement vertical de l'enrochement de la recharge amont, une fois immergée.

7.4.2. Barrage de Messaure, Suède (6)

Le barrage de Messaure a 100 m de hauteur, des recharges en enrochement, un noyau central en matériau morainique et de larges zones filtres. Il a été achevé en 1963. Le noyau a été mis en place par la méthode du compactage à l'état humide, surtout à cause des contraintes de l'échéancier. Ce barrage est assis sur le rocher. Il s'est produit, au cours des travaux, un tassement considérable du noyau; cependant, on a considéré que le matériau avait suffisamment de plasticité pour pouvoir s'ajuster de lui-même aux tassements différentiels. On pense néanmoins que le tassement à long terme, dans le noyau compacté humide, sera beaucoup moins important que pour un noyau compacté classique.

7.4.3. Barrage de Svartevatn, Norvège (22 et 36)

Le barrage de Svartevatn, barrage en enrochement d'une hauteur de 129 m, comporte un noyau incliné en matériau morainique; il a été équipé d'un grand nombre d'instruments d'auscultation destinés à observer, en surface et en profondeur, les déplacements, les infiltrations et les contraintes internes du matériau.

En ce qui concerne les déplacements verticaux, les valeurs mesurées dépassaient en général les valeurs calculées d'un facteur de 1,5 à 2. Pour les déplacements horizontaux dans les recharges, on constate l'inverse. L'explication la plus probable des différences observées entre l'analyse et les mesures, en particulier en ce qui concerne les déplacements horizontaux internes, est que le modèle hyperbolique de Duncan-Chang ne semble pas adéquat pour prédire correctement la rigidité sous la charge combinée attribuable à la construction du remblai et à la mise en eau du réservoir.

7.4.4. Barrage de Serebrynka 1, URSS (45)

Le corps du barrage a été construit en moraine par la méthode des bassins (voir la description en 7.1.3.).

On a commencé à observer le tassement en juin 1966, au début des travaux. Le tassement total de la recharge amont a été évalué à 7 % ou 8 % de sa hauteur.

Les observations effectuées montrent que le noyau n'a pas subi de tassement supérieur à 1 % pendant toute la période des travaux et de la mise en eau. Ce chiffre démontre que la densité de la moraine était élevée.

Les recharges se sont tassées beaucoup plus que le noyau. Leur masse s'est déplacée par rapport au noyau, ce qui a conduit à la formation de fissures superficielles dans l'enrochement, dans les couches de transition et, partiellement, dans le noyau. On a trouvé des fissures longitudinales en surface sur presque toute la longueur du barrage, au cours des travaux; cependant, le processus de formation de ces fissures s'est manifesté de façon plus évidente pendant la mise en eau.

result of a lack of confinement subsequent to the downstream core displacement, combined with the vertical settlement of the submerged upstream rockfill shell.

7.4.2. Messaure Dam, Sweden (6)

Messaure dam is 100 m high, has rockfill shoulders, a central moraine core and large filter zones. It was completed in 1963. The core was placed according to the wet compaction method mainly because of time constraints. The dam is founded on rock. Considerable settlement of the core occurred during the construction period but it was considered that the material had enough plasticity to adjust itself to differential movements. The long term settlement in the wet compacted core, however, is thought to be appreciably less than for a conventionally rolled compacted core.

7.4.3. Svartevatn Dam, Norway (22, 36)

“ Svartevatn dam, a 129-m high rockfill dam with a sloping moraine core, was extensively instrumented so that surface and internal displacements, seepage, and internal soil stresses could be monitored ”.

“ For the vertical displacements, the measured values in general exceeded the computed ones by a factor of 1.5 to 2. For the horizontal displacements in the interior shell, the picture is reversed ”. The most probable explanation for the discrepancies observed between the analysis and measurements, in particular concerning the internal horizontal displacements, is the inadequacy of the Duncan-Chang hyperbolic model to predict correct stiffness for the combined loading conditions of embankment construction and reservoir filling for the case presented.

7.4.4. Serebrynka-1 Dam, USSR (45)

The core of the dam was built by dumping moraine in water (detailed description in Chapter 7.1.3.).

Observations on settlement started in June 1966 when construction began. The total settlement of the upstream shell was estimated at 7 to 8 % of its height.

Observations indicated that the core did not settle more than 1 % over the entire period of dam construction and reservoir filling. This figure is indicative of the high density of the moraine.

The shells settled considerably more than the core. As a result, the shell prisms were displaced with respect to the core which lead to the formation of surface cracks in the rockfill, in the transition layers, and partially in the core. Longitudinal surface cracks were detected over almost the entire length of the dam during the construction period, however, the crack formation process was more clearly evident during the period of reservoir filling. Several longitudinal cracks were formed, for example, in

Plusieurs fissures longitudinales se sont formées, par exemple dans les risbermes du massif amont, en 1969, au cours de la crue printanière, alors que la hauteur d'eau sur le barrage atteignait 40 m. En août 1970, à la fin de la mise en eau du réservoir, des fissures longitudinales se sont formées le long des bords amont et aval de la crête, dans les risbermes et dans le noyau. La largeur des fissures, dans les risbermes et dans la zone des couches de transition, atteignait 100 mm, et même dans un cas 300 mm. A la surface du noyau, la largeur des fissures était de 5 mm à 50 mm.

La formation de fissures longitudinales parallèles dans le barrage peut s'expliquer de la façon suivante. A la suite du tassement, le massif d'enrochement glisse sur la couche de transition, entre le noyau et l'enrochement, ce qui conduit à la formation d'une fissure verticale primaire. L'élargissement de cette fissure primaire aggrave, par la suite, la fissuration qui se produit dans la masse qui se trouve sans appui au-dessus. Une série de fissures se forment alors au-dessus de la fissure primaire. Le glissement de la partie supérieure de la masse de la recharge entraîne la formation d'une fissure longitudinale et d'un gradin vertical (ou de plusieurs fissures parallèles avec les gradins correspondants) dans la couche de transition, à la crête de l'ouvrage. Un gradin de 60 cm à 70 cm s'est ainsi formé le long de la bordure amont du noyau au cours de la mise en eau. Deux fissures parallèles se sont créées, avec des gradins de 12 cm à 15 cm de hauteur, le long de la bordure aval du noyau.

L'élargissement des fissures supérieures, dans la zone de contact entre les couches de transition et la crête du noyau a entraîné la formation de fissures longitudinales dans les parties périphériques de celui-ci. La plupart des fissures, dont les largeurs s'échelonnaient entre quelques millimètres et 3 cm à 5 cm, se trouvaient à une distance de 1,5 m à 2,5 m de la limite entre le noyau et la couche de transition.

Une fissure très longue s'est formée à peu près dans l'axe du noyau. La largeur de cette fissure était de 5 mm à 7 mm. La profondeur en a été mesurée jusqu'à 1,2 m seulement de la surface. Cette fissure avait une surface courbée et semblable à celles qui se produisent dans les glissements de terrain importants. On peut supposer qu'elle a été provoquée par le tassement différentiel du noyau, après qu'il soit devenu saturé. En analysant la position de la ligne de saturation dans le noyau à ce moment-là et la nature des déplacements verticaux possibles des portions du noyau qui étaient situés à droite et à gauche de l'axe de celui-ci, on a trouvé tout à fait possible qu'une fissure dans le plan vertical se forme le long de cet axe. De plus, en raison de l'abaissement rapide de la ligne de saturation entre la face amont du noyau et son axe, il est également possible que se produise une différence importante dans le tassement des portions du noyau mentionnées ci-dessus, ce qui entraînerait la formation d'une fissure le long de l'axe du noyau. Une inspection attentive du barrage, surtout des zones présentant de brusques différences de niveau (appuis sur les rives), n'a pas révélé la présence de fissures transversales d'amont en aval. Les fissures longitudinales décrites ci-dessus n'ont pas présenté d'augmentation appréciable pendant la période d'observation de deux semaines; elles ont été remblayées par la suite. Au cours des trois années d'exploitation qui ont suivi, rien d'inhabituel n'a pu être observé.

the berms of the upstream shell in 1969, during the spring flood, when the head on the dam reached 40 m. In August 1970, during the final period of reservoir filling, longitudinal cracks formed along the upstream and downstream crest edges, in the shell berms, and in the core itself. The width of the cracks in the shell berms and in the zone of the transition layers reached 100 mm, and in one case reached 300 mm. On the surface of the dam core, the width of the cracks reached 5 to 50 mm.

The formation of parallel longitudinal cracks in the dam can be accounted for in the following manner. As a result of settlement, the rockfill shell slides over the transition layer between the core and the rockfill, which leads to the formation of a primary vertical crack. The widening of this primary crack aggravates the subsequent cracking process in the unsupported mass above. A row of cracks is then formed above the primary crack. Sliding of the upper shell mass leads to development of a longitudinal crack and of a vertical step (or several parallel cracks with steps) in the transition layer zone at the dam crest. A 60 to 70 cm high step was formed along the upstream edge of the core during filling of the reservoir. Two parallel cracks with 12 to 15 cm high steps were formed along the downstream edge of the core.

Widening of the upper cracks in the contact zone between the transition layers and the crest part of the core led to formation of longitudinal cracks in the peripheral parts of the core. Most of the cracks formed, with widths ranging from several millimeters to 3 to 5 cm, were located at a distance of 1.5 to 2.5 m from the boundary between the core and the transition layer.

A very long crack was formed approximately along the core axis. The width of the crack was 5 to 7 mm. Its depth was measured only to 1.2 m from the surface. This crack was curved in plan, similar to those occurring in large slides. It may be assumed that this crack was caused by differential settlement of the core which had been wetted by seepage. From an analysis of the position of the saturation line in the core at that time and of the nature of the possible vertical displacements of the parts of the core located to the left and the right of the core axis, the formation of a vertical longitudinal crack along this axis is found to be quite possible. Furthermore, owing to the sharp drop of the saturation line from the upstream face of the core to its axis, an appreciable difference in the settlement of the above mentioned parts of the core is also possible which would lead in turn to formation of a break along the core axis. Careful inspection of the dam, in particular of the zones with sharp changes in their height (bank abutments), did not reveal transversal cracks from the upstream to the downstream sides. The above mentioned longitudinal cracks did not show any appreciable increase over a two-week period of observation and were later filled with soil. During the next three years of operation, nothing unusual developed.

7.5. TRAITEMENT ET COMPORTEMENT DE LA FONDATION

7.5.1. Barrage principal de LG-3, Québec, Canada (61)

La section nord du barrage principal de LG-3, dont une grande partie est assise directement sur le socle rocheux, a son aile droite reposant sur un épais (27 m) dépôt morainique. En raison de l'anisotropie de la masse du dépôt, qui contient à mi-profondeur une série de lentilles perméables, des mesures particulières ont été mises en œuvre pour limiter les infiltrations. Ces mesures sont les suivantes : *a*) un tapis imperméable de 6 à 9 m d'épaisseur a été mis en place en amont sur la fondation de moraine, pour relier le noyau vertical au pied amont du barrage, où un parafouille exécuté en tranchée et rempli de matériau morainique sélectionné descend jusqu'au socle rocheux; *b*) un tapis de drainage sous la recharge aval; *c*) au pied aval, une tranchée de drainage profonde complétant le système de drainage des infiltrations.

D'après les mesures relevées sur les piézomètres installés dans toute la fondation de moraine, la plus grande partie de la charge hydrostatique se dissipe dans le tapis amont plutôt que dans la fondation, ce qui montre l'efficacité du dispositif de réduction des infiltrations. Près du pied du barrage, on n'observe que de légers gradients verticaux, avec dissipation presque totale de la pression hydrostatique.

7.5.2. Barrages principaux OA 11 et OA 10 B, digue OA 8 (dérivation des rivières Eastmain et Opinaca), Québec, Canada (65, 66)

Une portion du barrage principal OA 11, long de 3,2 km, sur la rivière Eastmain, est assise sur un dépôt morainique, sans traitement de fondation particulier (ni parafouille, ni drain profond de pied). Des couches ou lentilles discontinues de sable fin ont été rencontrées dans la fondation de moraine. Le barrage OA 10 B ferme la vallée nord de la rivière Opinaca et se trouve assis sur un dépôt morainique d'une épaisseur de 20 m. Un parafouille partiel a été construit sous le noyau central de façon à réduire les infiltrations par les couches supérieures du dépôt, qui sont plus perméables. La digue OA 8 B est assise sur un dépôt morainique recouvert localement d'une couche de 1,5 m de sable, coupée par une tranchée peu profonde à la base du noyau.

L'analyse des infiltrations effectuée à différentes valeurs d'anisotropie de la perméabilité du sol (rapport horizontal à vertical) montre que la concordance entre les pressions interstitielles observées et calculées est meilleure lorsque l'anisotropie est de 10 à 20. On considère également que les pressions interstitielles dans des fondations de ce type ne se dissipent pas entièrement sous la zone des recharges et que 5 % à 20 % de la pression hydrostatique peuvent se transmettre au pied de l'ouvrage au travers de la fondation. Il a donc fallu réduire les gradients de sortie et les pressions de soulèvement au niveau du pied.

7.5.3. Dignes KA 4 (dérivation de la rivière Caniapiscou), Québec, Canada (78)

La digue KA 4 est un remblai en enrochement, haut de 47 m, comportant un noyau morainique central. La digue a été construite sur un dépôt de moraine sauf

7.5. FOUNDATION TREATMENT AND BEHAVIOUR

7.5.1. LG 3 Main Dam, Quebec, Canada (61)

The north section of the LG 3 Main Dam, a large part of which lies directly on rock, has its right wing resting on a thick (27 m) moraine deposit. To take care of the mass anisotropy of the deposit, which contains at mid-depth a series of pervious lenses, special measures for seepage control were used. They included : *a*) an upstream 6 to 9-m thick impervious blanket over the moraine foundation connecting the vertical core with the upstream toe of the dam where a cutoff trench down to the rock was excavated and filled with selected moraine; *b*) a drainage blanket underneath the downstream shell, and *c*) at the downstream toe, a deep drainage trench completing the downstream seepage control system.

According to readings from piezometers installed throughout the moraine foundation, most of the hydraulic head is dissipated in the upstream blanket rather than in the foundation which indicates the effectiveness of the seepage control features. Near the toe of the dam, only slight upward gradients are observed with nearly full reservoir head pressure dissipation.

7.5.2. OA 11 and OA 10 B Main Dams, OA 8 Dike (Eastmain and Opinaca Rivers Diversion), Quebec, Canada (65, 66)

A portion of the 3.2-km long OA 11 Main Dam on the Eastmain River lies on a moraine deposit without particular foundation treatment (no cutoff or deep toe drain). Discontinuous layers or lenses of fine sands were encountered within the moraine foundation. The OA 10 B Dam closes the North valley of the Opinaca River and lies on a 20-m thick moraine deposit. A partial cut-off has been built under the central core to control seepage through the upper more pervious strata of the deposit. The OA 8 B dike lies on a moraine deposit overlain locally by a 1.5-m surface layer of sand which has been cut off by a shallow core trench.

The seepage analyses made for different values of soil permeability anisotropy (horizontal to vertical ratio) indicated that the agreement between the observed and the calculated pore pressures is best achieved for a permeability anisotropy ranging between 10 and 20. It is also considered that the pore pressures in such a foundation will not be fully dissipated under the shell zone and that some 5 to 20 per cent of the head may be transmitted to the toe through the foundation. Control of exit gradients and uplift pressures at the toe was necessary.

7.5.3. KA 4 Dike (Caniapiscou River Diversion), Quebec, Canada (78)

The KA 4 dike is a 47-m high rockfill embankment with a central moraine core. The dike was built over a moraine deposit except for its central section lying directly

sa section centrale qui repose directement sur le socle rocheux. Deux tranchées longues et profondes sous le noyau pénètrent dans le dépôt de part et d'autre du socle rocheux exposé, de façon à prolonger latéralement le chemin d'écoulement.

Tout de suite après la mise en eau, des résurgences sont apparues en aval de la digue. On les a maîtrisées en installant quatre puits de décharge pénétrant jusque dans le socle rocheux, qui est plus perméable que le dépôt morainique lui-même, en raison de nombreuses diaclases subhorizontales dans sa partie supérieure.

7.5.4. Barrage de Sonstevatn, Norvège (72)

Le barrage de Sonstevatn est un barrage en enrochement de 46 m de hauteur comportant un large noyau de moraine central. L'ouvrage a été construit sur un dépôt de moraine d'épaisseur variable (jusqu'à 22 m) qui occupe les deux côtés de la vallée.

Pour bâtir un ouvrage stable, on a construit en aval un réseau de drainage comprenant des galeries, des tranchées et des lentilles de drainage. L'efficacité du drainage a fait l'objet de vérifications, en mesurant la pression interstitielle dans le dépôt de moraine et la quantité d'eau drainée par les galeries. Les infiltrations totales mesurées au cours de la première année d'exploitation étaient de l'ordre de 1,5 litre/s c'est-à-dire du même ordre de grandeur que prévu.

on bedrock. Two deep and long core trenches penetrate into the deposit on both sides of the exposed bedrock section to extend the seepage path laterally.

Immediately after impoundment, boils developed downstream of the dike. This was controlled by the installation of four relief wells penetrating the underneath bedrock which is more pervious than the moraine deposit itself due to numerous subhorizontal joint systems existing in the upper part of the bedrock.

7.5.4. Sonstevatn Dam, Norway (72)

Sonstevatn dam is a 46-m high rockfill dam with a wide central moraine core. The dam was built on top of a moraine deposit of variable thickness (up to 22 m) that occupies both sides of the valley.

“ In order to build a stable structure, a drainage system consisting of galleries, trenches and drainage pockets was built downstream of the dam. The performance of the drainage was checked by measurement of the moraine deposit pore pressure and the amount of drainage water from the galleries ”. The total leakage measured during the first year of operation was of the order of 1.5 l/s “ which is of the same order of magnitude as predicted ”.

8. CONCLUSIONS

La moraine est un bon matériau pour la construction des barrages; lorsqu'il est disponible, on l'utilise abondamment et avec confiance.

Les moraines *in situ*, lorsqu'elles sont suffisamment imperméables, constituent également d'excellentes fondations pour les barrages en remblai. Leur tassement est faible à cause, d'une part, de la granulométrie étalée de ces dépôts et, d'autre part, de leur densité naturelle élevée. Les reconnaissances doivent se faire avec beaucoup de soin. La perméabilité *in situ* n'est cependant pas facile à mesurer. La continuité des couches plus sablonneuses et donc plus perméables peuvent avoir des répercussions sur la perméabilité d'ensemble, particulièrement dans le sens horizontal, et exiger des moyens de drainage particuliers. Homogénéité et isotropie n'existent pas réellement dans les dépôts morainiques naturels; dans certains cas, des mesures préventives, ou d'autres moyens de défense — drains de pied, puits de drainage profonds, filtres inversés, risbermes de charge, etc., sont à prévoir dans la conception des ouvrages.

Dans un remblai, on peut maîtriser plus facilement l'homogénéité et la perméabilité des matériaux, même s'ils ne sont jamais entièrement homogènes dans la zone d'emprunt, et présentent souvent des zones ou horizons plus perméables. Bien que des mesures, comme l'exploitation sélective de la fouille, le mélange des différentes couches ou l'élimination de portions locales de la zone d'emprunt, puissent accroître le coût des travaux de construction, il est bon de les prévoir afin d'améliorer l'homogénéité de l'ouvrage.

La teneur en eau naturelle d'un banc d'emprunt est parfois si élevée qu'il doit être rejeté, ou que l'on doive avoir recours à la méthode du compactage humide ou au séchage artificiel du matériau. En Amérique, la tendance est de réduire la teneur naturelle en eau de la moraine de façon à la rapprocher de sa valeur optimale, même s'il faut faire appel au séchage artificiel. En Scandinavie et en Union Soviétique, la tendance est d'utiliser la moraine telle quelle, à l'aide de différentes « techniques humides ».

En Amérique, en Europe et dans certaines régions de Scandinavie, la tendance est d'arrêter la mise en place du matériau morainique lorsque les températures deviennent si basses qu'il y a risque d'inclusion de glace ou de moraine gelée dans le remblai. La surface de la moraine est alors recouverte d'une couche protectrice destinée à prévenir la pénétration du froid et à limiter les dommages qui en résultent. Dans d'autres régions de Scandinavie, et surtout en Union Soviétique, de tels volumes de matériaux morainiques ont été mis en place en hiver, au cours des années, que l'on a mis au point des méthodes de travail à l'état humide. Les résultats obtenus jusqu'à présent avec les techniques de compactage et la méthode des bassins répondent aux exigences des cahiers des charges, bien que le contrôle de la qualité soit assez difficile.

Le choix des critères de conception des filtres est particulièrement important pour éviter les affouillements. Étant donné la prédominance des particules fines dans la granulométrie étalée de la moraine, il est impératif de ne pas tenir compte

8. CLOSING REMARKS

Moraine is a good construction material for dams and, where it is available, it is used widely and with confidence.

Existing moraine, when sufficiently impervious, can also be an excellent foundation for an embankment dam. Settlement of foundations is small because of the broad nature of its gradation on one hand and its natural high density on the other. Field investigations must be carried out with great care. *In situ* permeability however is not so easy to measure. Continuity of more sandy and consequently more pervious layers can significantly affect the permeability, especially in the horizontal direction and may require specific drainage provisions. Homogeneity and isotropy do not really exist in natural moraine deposits and in certain cases preventive design measures of lines of defense such as toe drains, deep drainage wells, inverted filters, loading berms, should be incorporated in the design.

Within the embankment, homogeneity and permeability can be controlled more easily even if the borrow area is never entirely homogeneous and more than often results in some more pervious zones or horizons. Although selective excavation, mixing of the different layers or elimination of local portions of the borrow area, may increase construction cost, they should be specified to improve homogeneity.

The natural water content in a borrow area may be so high that the deposit might be rejected, or the wet compaction method might be selected or the material be dried artificially. In America, the tendency has been to reduce the natural water content of the moraine to bring it closer to the optimum, even when artificial drying was required. In Scandinavia and in the USSR, the tendency has been to place the moraine as it is found by using different wet placing approaches.

In America, Europe and some parts of Scandinavia, the tendency is to stop placing moraine when temperatures become so low that ice or frozen moraine could be included in the embankment. The moraine surface is then covered by a protective layer to help prevent frost penetration and reduce resultant damage. In other parts of Scandinavia and in the USSR in particular, much moraine has been placed in the winter over the years with the result that wet construction approaches have been used. The results obtained up to now with the wet compaction method and the deposition of moraine under water are within design expectations even if quality control is somewhat difficult.

Selection of appropriate filter design criteria is critical to prevent piping. Because of the predominance of the fine-grained particles over the broad gradation in moraine, it is imperative to ignore the coarser fraction when computing the filter

de la fraction la plus grossière dans le calcul de la granulométrie des filtres. On obtiendra ainsi un filtre plus fin, éliminant les problèmes associés à la ségrégation et à l'érosion interne. Si les particules les plus grosses du filtre sont inférieures à 75 mm, le potentiel de ségrégation du matériau, lorsqu'il sera mis en place sur le remblai, en sera réduit d'autant. En même temps, la nécessité d'une zone de transition entre le filtre et les recharges extérieures, doit être soigneusement évaluée en fonction, naturellement, du matériau employé dans leur construction. Ici encore, il faut prendre soin d'éviter la ségrégation au cours de la mise en place d'une zone de transition, particulièrement à l'interface filtre-transition. La grosseur maximale du matériau de transition ne devraient pas dépasser 150 mm.

Certains filtres à granulométrie étalée souffrent d'instabilité interne, parce que la portion fine peut migrer, avec l'eau d'infiltration, au travers du treillis des particules plus grosses. Si le filtre n'est pas convenablement conçu, des cônes d'affaissement ou cavités de grande dimension peuvent apparaître sur les pentes ou à proximité de la crête de l'ouvrage, en raison de l'érosion interne.

Les barrages construits en matériau morainique, qui ont présenté quelques problèmes de comportement avaient, en général, une ou plusieurs des caractéristiques suivantes : noyau mince; remblai homogène sans drain; filtre de gravier sablonneux relativement grossier, sans fraction sable suffisante; fondation rocheuse avec parois escarpées ou diaclases ouvertes, non complètement scellées par le traitement de surface; enfin, la mise en eau excessivement rapide des réservoirs contribue également aux problèmes de comportement de ces ouvrages.

gradation requirement. A finer filter will result and problems associated with segregation and internal erosion will be prevented. If the largest particle size of the specified filter material is less than 75 mm, the segregation potential of the filter material when it is placed on the fill will be reduced. At the same time, the need for a transition zone between the filter zone and the outside shells, depending of course on the nature of the shell material, should be carefully evaluated. Here again, care must be taken to avoid segregation during placing of such a transition, especially along the filter-transition zones interface. The maximum size of the transition material should not exceed 150 mm.

Certain broadly graded filters are internally unstable because the fine portion is able to move with the seepage water through the coarse portion. If the filter is not properly designed, large sinkholes or cavities on the slopes or near the crest of the dam can develop because of internal erosion.

Dams built moraine that have experienced performance problems generally had one or more of the following characteristics : thin core; homogenous embankment without a drain; relatively coarse sandy-gravel filter without appreciable content of fine sand-sized particles; rock foundations with steep cliffs and/or open joints not completely sealed by surface treatment; and unusually rapid initial reservoir filling.

9. REFERENCES

1. ARHIPAINEN E. : " Earth-Rock Dam of the Yla-Tuloma Hydro Plant ", 9th ICOLD Congress, Istanbul, Turkey, 1967, Q. 35, R. 11.
2. B.C. Hydro : " Revelstoke Project Earthfill Dam Memorandum on Filter Material ", Internal Report No. H.E.C. 896, March 1978.
3. BERNELL L. : " Measurements in the Messaure Dam, A Rockfill Structure With Wet-Compacted Moraine Core ", 8th ICOLD Congress, Edimburgh, Scotland, 1964, Q. 29, R. 18.
4. BERNELL L. : " Control of Leakage Through Dams Founded on Glacial Till Deposits ", 12th ICOLD Congress, Mexico, Mexico, 1976, Q. 45, R. 56.
5. BERNELL L. : " Economic Aspects on Compaction of Coarse-Grained Soils and Rockfills in Embankments ", 10th ICOLD Congress, Montreal, Canada, 1970, Q. 36, R. 1.
6. BERNELL L. : " Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden ", 14th ICOLD Congress, Rio, Brazil, 1982, Q. 55, R. 24.
7. BERNELL L. : " The Properties of Moraine ", Proc. of the 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 286-290, London, 1957.
8. BERNELL L., SCHERMAN K. A. : " Application of Nuclear Testing to Quality Control of Grouting Procedure ", 10th ICOLD Congress, Montreal, Canada, 1970, Q. 37, R. 1.
9. BISHOP R. G. : " Personal Documents on Pukaki Dam. "
10. BOROVOI A. A., EVDOKIMOV P. D., PRAVEDNYI G. Kh. : " Construction of Watertight Elements of Earth Dams ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 5, May 1973 (English translation).
11. BOULIANE C. A., REID P. : « Problèmes posés par le remblai imperméable du type spécial utilisé au barrage Manicouagan 3 (Problems Arising From the Use of a Critical Material at the Manicouagan 3 Dam) », 12th ICOLD Congress, Mexico, 1976, Q. 44, R. 7.
12. BUKIN P. A. : " Characteristics of Dams Constructed With Moraine Soils at the Hydroelectric Developments of the Kovda Cascade ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 2, February 1968 (English translation by C/B Consultants Bureau, New York).
13. BUKIN P. A. : " Special Features of the Construction of Dams of Moraine Soil at the Hydroelectric Stations of the Kovda Multistage Development ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 4, April 1968 (English translation).
14. CAPELLE O. F., DASCAL O., LAROCQUE G. S. : " Behaviour of the Main Outardes Dam During Construction and Impounding of the Reservoir ", *World Dams Today*, Tokyo, Japan, 1970.
15. CASAGRANDE A. : Personal correspondence 1977.

16. CONTE J. et CHANEZ R. : « Aménagement de St-Georges-de-Commiers, Champ 11 sur le Drac, Digue de Notre-Dame » (St-Georges-de-Commiers, Champ 11 Development on the Drac River, Notre-Dame Dyke), *Travaux*, April 1964, pp. 201-208.
17. DASCAL O. : « Manicouagan 3 : Auscultation du barrage principal » (Manicouagan 3 : Main Dam Monitoring), *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 10, No. 3, 1973, pp. 536-552.
18. DASCAL O. : “ Peculiar Behaviour of the Manicouagan 3 Dam’s Core ”, Proc. Int. Conf. on Case Histories, in *Geotechnical Engineering*, Vol. 11, St. Louis, Mo, 1984.
19. DASCAL O. : “ Compaction Practice for Dam Cores at Hydro-Quebec ”, Transportation Research Record, No. 897, National Academy of Science, Washington, D.C., 1982.
20. DASCAL O., SUPERINA Z. : « Fiabilité des instruments à corde vibrante pour l’auscultation des barrages » (Reliability of Vibrating Wire Instruments in Dam Monitoring), 15th ICOLD Congress, Lausanne, Switzerland, 1985, Q. 56, R. 6.
- 20 a. DASCAL O. : “ Post construction deformation of rockfill dams ”, *Journal of geotech. Engineering*, ASCE, Vol. 113, N°. GT1, Dam 1987.
21. DIBIAGIO A., KJAERNSLI B. : “ Instrumentation of Norwegian Embankment Dams ”, 15th ICOLD Congress, Lausanne, Switzerland, 1985, Q. 56, R. 57.
22. DIBIAGIO E., MYRVOLL F., VALSTAD T., HANSTEEN H. : “ Field Instrumentation, Observation and Performance Evaluation for the Svartevann Dam ”, *NGI Publication*, No. 142, Oslo, Norway, 1982.
23. DREIMANIS A. : “ Tills : Their Origin and Properties ”, Volume Glacial Till : An Interdisciplinary Study, The Royal Society of Canada, *Special Publication*, No. 12, pp. 11-50, Ottawa, Canada, 1976.
24. DUGUID D. R., REYNOLDS J. H., ROBINSON A. D. G. : “ Control of Frost Heave Cracking in a Zoned Earth Dyke ”, Northern Canada Power Commission, Internal Report, 1973.
25. DUMAS J. C., LAROCQUE G. S., LEBEL M. : “ Preventive Measures Against Fissuration of Outardes 4 Main Dam Core ”, 10th ICOLD Congress, Montreal, Canada, 1970, Q. 36, R. 28.
26. DUSSEAULT R., LAROCQUE G. S., OUIMET J. M. : “ Outardes 4 Main Dam ”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 7, No. 17, 1970.
27. EDEN W. J. : “ Construction Difficulties With Loose Glacial Till on Labrador Plateau », The Royal Society of Canada, *Special Publication*, No. 12, pp. 391-400, Ottawa, Canada, 1976.
28. FORBES D. J., GORDON J. L., RUTLEDGE S. E. : “ The Foundation Cut Off for the Bighorn Dam ”, Canadian Electrical Association, Vancouver, Canada, March 1971.
29. GOLTHWAIT *et al.* : “ Till : A Symposium ”, Ohio State University Press, Columbus, USA, 1971.
30. JORGENSEN P. : “ Some properties of Norwegian Tills ”, *NGI Publication*, No. 121, Oslo, Norway, 1978.
31. JORGENSEN P. : “ Compaction and Permeability at Proctor Optimum ”, *NGI Publication*, No. 121, Oslo, Norway 1978.

32. KENNEY T. C., LAN D. : " Internal Stability of Granular Filters ", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, No. 4, 1985.
33. KJAERNSLI B. : " Beispiele von Verdichtungen an Staudammen in Norwegen ", *Sonderbruck aus " straßen und Tiefbau "*, Heft 10/1965.
34. KJAERNSLI B. : " General Procedure in Investigation, Design and Control During Construction of Earth and Rockfill Dams in Norway ", *NGI Publication*, No. 80, Oslo, Norway, 1968.
35. KJAERNSLI B., TORBLAA I. : " Compaction in Three Feet Layers ", 7th ICOLD Congress, Rome, Italy, 1961, Q. 27, R. 81.
36. KJAERNSLI B., KVALE G., LUNDE J., BAADE-MATHIESEN J. : " Design, Construction and Control of the Svartevann Earth-Rockfill Dam ", *NGI Publication*, No. 142, Oslo, Norway, 1982.
37. KJELLBERG R., NORSTEDT U., FRAGERSTROM H. : " Leakage and Reconstruction of the Juktan Earth and Rockfill Dams ", 15th ICOLD Congress, Lausanne, Switzerland, 1985, Q. 59, R. 35.
38. KHUKHLAEV G. A. : " Construction of an Earth Dam at the Serebryansk Hydroelectric Plant in the Polar Region ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 8, August 1969.
39. KLEINER D. E. : " Design and construction of Embankment Dams in cold Regions ", Treatise of fullfield the requirements for Professional Registration in the State of Alaska, March, 1983.
40. KLOHN E. J. : " The Elastic Properties of a Dense Glacial Deposit ", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2, No. 2, May 1965.
41. KLOHN E. J. : " Design and Performance of Earthwork and Foundation for the Squaw Rapids Development ", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 4, No. 2, October 1966.
42. KLOHN E. J. : " Answer to questionnaire. "
43. KRONIK Ya. A., KADKINA E. L., LOSEVA S. G. : " Analysis of Soil State in the Core of the Ust'-Khantaisk Hydroelectric Plant Dam ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 11, November 1978.
44. KUUSINIEMI R. : " Improving the Frost Protection in the Earth Dam of the Finnish National Board of Waters ", 15th ICOLD Congress, Lausanne, 1985, Q. 59, R. 54.
45. KUZNETSOV V. S. : " Results of Full Scale Observations of the Dam at Serebrynka-1 Hydroelectric Plant ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 4, April 1974 (English translation).
46. KUZNETSOV V. S., LIBERMAN A. I. : " Investigations of the Moraine Soil in the Core of the Serebryansk Dam ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 10, October 1973 (English translation).
47. LAFLEUR J., SOULIE M., HURTUBISE J. E. : " Mechanical Characteristics of Compacted Till in Dams ", *Proceedings Colloque Int. on Compaction*, Vol. 1, pp. 151-155, Paris, 1980.
- 47 a. LEFEBVRE G. : « Étude de l'affaissement d'un till à la submergence. »

48. LIBERMAN A. I., STANKEVICH M. V. : " Use of Chlorides in Construction of the Serebryansk Hydroelectric Station Earthdam ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 10, October 1973.
49. LEFEBVRE G. : « Étude en laboratoire de l'affaissement d'un till à la submergence » (Laboratory test on the subsidence of a till at submersion), Report submitted to SEBJ, June 1985.
50. LOISELLE A. A., HURTUBISE J. E. : " Properties and Behaviour of Till as Construction Material ", *The Royal Society of Canada Special Publication*, No. 12, pp. 346-363, Ottawa, Canada, 1976.
51. LOUKOLA E., SLUNGA E. : " Observation on the Seepage Through and Under Dams Made of Glacial Till ", 14th ICOLD Congress, Rio, Brazil, 1982, Q. 52, R. 16.
52. LOUKOLA E., LESKELA A. : " Documents on Taivalkoski and Vajukoski Dams ", From the National Board of Water, Received Dec. 1985 and Jan. 1986.
53. MAC DONALD D. H., de RUITER J., KENNEY T. C. : " The Geotechnical Properties of Impervious Fill Materials in Some Canadian Dams ", Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Vol. II, Paris, 1961.
54. MCCONNELL A. D., PARÉ J. J., VERMA N. S., RATTUE D. A. B. : " Material and Construction Methods for the Dam and Dyke Embankments of the LG-4 Project ", 14th ICOLD Congress, Rio, Brazil, 1982, Q. 55, R. 8.
55. MILLIGAN V. : " Geotechnical Aspects of Glacial Tills ", The Royal Society of Canada, *Special Publication*, No. 12, pp. 391-400, Ottawa, Canada, 1976.
56. MYZNIKOV Yu. N., ZHILENAS S. V., TEN N. A. : " Construction of Right Bank at Ust'-Khantaisk Hydroelectric Plant ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 4, April 1973 (English translation).
57. NGUYEN D. K., DASCAL O. : " Post-Construction Behaviour of the Outardes 4 Main Dam ", *World Dams Today*, Tokyo, Japan, 1977.
58. NGI : " Papers on Earth and Rockfill Dams in Norway ", *NGI Publication*, No. 80, prepared for the 36th Executive Meeting of ICOLD, Oslo, 1968.
59. NUSSBAUM H., STEVENSON G. W. : " Performance of Mica Dam Embankment ", *American Power Conference*, Vol. 2, Paper No. 10, 1978.
60. PARÉ J. J., ARES R. : « Barrage principal de LG-3 », Proc. Cancold Annual Meeting, Quebec, 1980.
61. PARÉ J. J., ARES R., GHAZALA : « Traitement de la fondation de moraine du barrage LG-3 », *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, No. 2, May 1979.
62. PARÉ J. J., BONCOMPAIN B., KONRAD J. M., VERMA N. S. : " Embankment Compaction and Quality Control at James Bay Hydroelectric Development ", 61st Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington D.C., 1982.
63. PARÉ J. J., LAROCQUE G. S. : " Earth Dam Behaviour on the La Grande Project ", Proceeding of the International Conference on Safety of Dams, A.A. Balkema, Coimbra, Portugal, 1984.
64. PARÉ J. J., LAROCQUE G. S., SCHNEE BERGER C. E. : " Design of Earth and Rockfill Dams for La Grande Hydroelectric Complex in Northern Quebec ", *Water Power and Dam Construction*.

65. PARÉ J. J., VERMA N. S., LOISELLE A. A., PINZARIU S. : " Performance of OA-11 Dam Foundation Treatments ", Proc. 7th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vancouver, Canada, 1983.
66. PARÉ J. J., VERMA N. S., LOISELLE A. A., PINZARIU S. : " Seepage Through Till Foundation of Dams at E.O.L. Diversion ", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 10, No. 1, Feb. 1984.
67. PEPLER S. W. E., MACKENZIE I. P. : " Glacial Till in Winter Dam Construction ", The Royal Society of Canada, *Special Publication*, No. 12, pp. 381-390, Ottawa, Canada, 1976.
68. PETERS J., McKEON J. : " Glacial Till and the Development of the Nelson River ", The Royal Society of Canada, *Special Publication*, No. 12, pp. 364-380, Ottawa, Canada, 1976.
69. PIRA G., BERNELL L. : " Jarkvissle Dam, An Earthfill Dam Founded Under Water ", 9th ICOLD Congress, Istanbul, Turkey, 1967, Q. 35, R. 12.
70. ROXBURGH P. C. : " Answer to Questionnaire and Internal Documents from Transalta Utilities Corporation. "
71. SANDE A. : " The Bordal Earth and Rockfill Dam ", *NGI Publication*, No. 80, Oslo, Norway, 1968.
72. SANDE A. : " Drainage Galleries in Moraine Deposit at Sanstevan Dam ", *NGI Publication*, No. 80, Oslo, Norway, 1980.
73. SEBJ : " Sinkholes at LG-3 and LG-4, Review and Recommendation ", Progress Report for the 43rd Board of Engineering Consultants Meeting, Internal Report SEBJ, August 1985.
74. SEBJ : « Aménagement LG-2 : Barrage principal, Rapport conforme à l'exécution », SEBJ, Internal Report, 1979.
75. SEBJ : « Aménagement LG-3 : Barrage nord-histogramme de construction », SEBJ, Internal Report, 1981.
76. SEBJ : « Aménagement LG-4 : Barrage principal, Rapport conforme à l'exécution », SEBJ, Internal Report, 1982.
77. SEBJ : « Aménagement Caniapiscau, Région Duplanter : Barrage KA-3, Rapport conforme à l'exécution », SEBJ, Internal Report, 1982.
78. SEBJ : « Aménagement Caniapiscau, Région Duplanter : Digue KA-4, Rapport conforme à l'exécution », SEBJ, Internal Report, 1982.
79. SEBJ : « Aménagement Caniapiscau, Région Duplanter : Digue KA-7, Rapport conforme à l'exécution », SEBJ, Internal Report, 1982.
80. SEEMEL R. N., BOIVIN R. D. : " The Churchill Falls Power Development, Design of the Dykes ", Paper presented at the Cancold annual meeting 1973, Quebec city.
81. SHERARD D. : " Discussion on the Paper-Peculiar Behaviour of the Manicouagan 3 Dam's Core ", Proc. Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Vol. 11, St. Louis, Mo, 1984.
82. SHERARD J. J., DUNNIGAN J. P. : " Filters and Leakage Control in Embankment Dams ", ASCE Proc. Symposium Seepage and Leakage from Dams and Impoundments ", Denver, Colorado, May 1985.

83. TALBOT J. R., RALSTON D. C. : Earth Dam Seepage Control, SCS Experience, " ASCE Symposium Seepage and Leakage Control from Dams and Impoundments ", Denver, Colorado, May 1985.
84. TAQUET B., FRY J. J. : " Terres grossières dans les barrages des Alpes françaises " (Coarse soils for Dam in the French Alps), Symposium Materials for Dams 84, Monte Carlo, Dec. 1984.
85. TAYLOR H., LOU J. K. : " Design and Construction of Revelstoke Earthfill Dam ", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, 1983.
86. US ARMY CORPS OF ENGINEERS : " Cyclic Freeze-Thaw Frost Susceptibility and Thermal Conductivity Testing on a Gravelly Silty Sand Core Material for Earthdams ", Internal Report prepared for the James Bay Energy Corp., Hanover, N.H., October 1974.
87. VASILIEV A. F. : " Basic Conclusions from 40 Years Experience of Use of Moraine in Hydraulic Engineering on the Kola Peninsula and in Karelia ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 8, August 1969 (English translation).
88. VASILIEV A. F., BUKIN P. A. : " Winter Construction of Dam at the Serebrinka-1 Hydroelectric Plant ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 1, January 1975 (English translation).
89. VESTAD H. : " Viddalsvatn Dam : A History of Leakages and Investigations ", 12th ICOLD Congress, Mexico, Mexico, 1976, Q. 45, R. 22.
90. WADE N. H., COURAGE L. R. : " Self-Healing Sinkholes in an Earth Dam Foundation ", First Multidisciplinary Conference on Sinkholes, Orlando, Florida, 1984.
91. WEBSTER J. L. : " Mica Dam Designed With Special Attention to Control of Cracking ", 10th ICOLD Congress, Montreal, Canada, 1970, Q. 36, R. 30.
92. WOOD D. M., KJAERNSLI B., HOEG K. : " Thoughts Concerning the Unusual Behaviour of Hyttejuvet Dam ", 12th ICOLD Congress, Mexico, Mexico, 1976, Q. 45, R. 23.
93. YASHKUL D. M. : " Embankment Dams of Paz Cascade of Hydropower Stations and Some Conclusions From Their Operational Experience ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 11, November 1980 (English translation).
94. ZAIKOFF D. W. : « Pénétration du gel dans les sols et les barrages en terre et/ou enrochement » (Frost Penetration in Soils and Earth and/or Rockfill Dams), Internal Report, Hydro-Quebec, Montreal, October 1973.
95. ZHILENAS S. V., MYZNIKOV Yu. N., TEN N. A. : " Winter Placement of Moraine Material in the Dam of the UST'-Khantaisk Hydro Development ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 1, January 1975 (English translation).

APPENDIX A/ANNEXE A
TABLES 1 TO 4/TABLEAUX 1 A 4

TABLEAU 1 - LISTE DES BARRAGES EN RENGLAI - SÉLECTIONNÉS DURANT L'ENQUÊTE

N° DE RÉFÉRENCE	EMPLACEMENT ET NOM DU BARRAGE	HAUTEUR MAXIMUM (m)	TYPE DE REMBLAI	TYPE DE FONDATION	VOLUME DE MORAINES x 10 ³ m ³	ANNÉE D'ACHÈVEMENT	OBSERVATIONS
1.0	CANADA						
1.1	QUÉBEC						
1.11	AMÉNAGEMENT DE LA BAIE JAMES						
1.111	LG-2 (Barrage principal)	168,0	ER (i.e.)	R	3 820	1978	
1.112	LG-3 (Barrages nord et sud)	93,0	ER (i.e.)	R & R/S	3 770	1981	
1.113	LG-4 (Barrage principal)	128,0	TE/ER (i.e.)	R	2 450	1983	
1.114	KA-3	54,0	ER (i.e.)	R	1 720	1981	
1.115	KA-4	47,0	ER (i.e.)	R/S	445	1981	
1.116	KA-7	23,0	TE (h.e.)	R/S	295	1980	
1.117	OA-10B	25,0	TE (i.e.)	S	?	1980	
1.118	OA-11	33,0	TE/ER (i.e.)	R/S	?	1980	
1.12	RIVIÈRE MANICOUAGAN						
1.121	Manicouagan 3 - Barrage principal	107,0	TE (i.e.)	S	2 560	1975	
1.13	PIVIÈRE AUX OUTARDES						
1.131	Outardes 4 - Barrage #1 (principal)	122,0	ER (i.e.)	R	885	1968	
1.132	Outardes 4 - Barrage #2	107,5	ER (i.e.)	R	601	1968	
1.133	Outardes 4 - Barrage #6	36,0	TE (i.e.)	R	127	1968	

Note: TE = terre i.e. = noyau en terre R = rocher
 ER = enrochement h.e. = homogène, terre R/S = rocher et sol

TABLE 1 - LIST OF SURVEYED EMBANKMENT DAMS

IDENTIFICATION NUMBER	LOCATION AND NAME OF THE DAM	MAXIMUM HEIGHT (m)	TYPE OF FILL	TYPE OF FOUNDATION	VOLUME OF MORaine x 10 ³ m ³	YEAR OF COMPLETION	REMARKS
1.0	CANADA						
1.1	QUEBEC						
1.11	JAMES BAY DEVELOPMENT						
1.111	LG-2 (Main dam)	168.0	ER (i.e.)	R	3 820	1978	
1.112	LG-3 (North and south dams)	93.0	ER (i.e.)	R & R/S	3 770	1981	
1.113	LG-4 (Main dam)	128.0	TE/ER (i.e.)	R	2 450	1983	
1.114	KA-3	54.0	ER (i.e.)	R	1 720	1981	
1.115	KA-4	47.0	ER (i.e.)	R/S	445	1981	
1.116	KA-7	23.0	TE (h.e.)	R/S	295	1980	
1.117	OA-10B	25.0	TE (i.e.)	S	?	1980	
1.118	OA-11	33.0	TE/ER (i.e.)	R/S	?	1980	
1.12	MANICOUAGAN RIVER						
1.121	Manicouagan 3 Main Dam	107.0	TE (i.e.)	S	2 560	1975	
1.13	OUTARDES RIVER						
1.131	Outardes 4 Dam #1 (main)	122.0	ER (i.e.)	R	885	1968	
1.132	Outardes 4 Dam #2	107.5	ER (i.e.)	R	601	1968	
1.133	Outardes 4 Dam #6	36.0	TE (i.e.)	R	127	1968	

Note: TE = earthfill i.e. = internal core earth R = rock
ER = rockfill h.e. = homogeneous earth R/S = rock and soil

TABLEAU 1 - LISTE DES BARRAGES EN REMBLAI - SÉLECTIONNÉS DURANT L'ENQUÊTE

N° DE RÉFÉRENCE	EMPLACEMENT ET NOM DU BARRAGE	HAUTEUR MAXIMUM (m)	TYPE DE REMBLAI	TYPE DE FONDATION	VOLUME DE MORAINES X 10 ³ m ³	ANNÉE D'ACHÈVEMENT	OBSERVATIONS
1.2 1.21	<u>TERRE-NEUVE</u> <u>AMÉNAGEMENT CHURCHILL</u>						
1.211	GL-18	32,0	TE (h.e.)	R/S	1 620	1971	
1.212	CF-8	27,0	TE (h.e.)	R/S	2 120	1971	
1.213	GR-2	31,0	TE (h.e.)	R/S	370	1971	
1.214	FF-10	36,0	TE (h.e.)	R/S	1 200	1971	
1.3 1.31	<u>MANITOBA</u> <u>RIVIÈRE NELSON</u>						
1.311	Long Spruce (Barrage Nord)	30,0	TE	R & S	?	1976	
1.321	Vermilion	17,0	TE (i.e.)	S	81	1979	
1.4 1.41	<u>SASKATCHEWAN</u> <u>RIVIÈRE SASKATCHEWAN</u>						
1.411	Squaw Rapid	34,0	CB/TE	S	?	1962	
1.421	Riv. Qu'Appelle	27,0	TE	S/R	6530	1967	
1.5	<u>ALBERTA</u>						
1.511	Rivière Saskatchewan Nord - Bighorn	100,0	TE (i.e.)	S		1972	
1.521	Three Sisters	23,0	TE (h.e.)	S		1951	
1.531	Rivière Brazeau	69,0	TE	S		1962	
1.541	Bow River Bearspaw	32,0	TE/PG	?		1954	
1.551	Barrage Waterton	56,0	TE (i.e.)	R	1760	1964	
1.561	Barrage de Travers	44,0	TE (i.e.)	R/S	1600	1953	

TABLE 1 - LIST OF SURVEYED EMBANKMENT DAMS

IDENTIFICATION NUMBER	LOCATION AND NAME OF THE DAM	MAXIMUM HEIGHT (m)	TYPE OF FILL	TYPE OF FOUNDATION	VOLUME OF MORaine x 10 ³ m ³	YEAR OF COMPLETION	REMARKS
1.2	<u>NEFOUNDLAND</u>						
1.21	<u>CHURCHILL DEVELOPMENT</u>						
1.211	GL-18	32.0	TE (h.e.)	R/S	1 620	1971	
1.212	GF-8	27.0	TE (h.e.)	R/S	2 120	1971	
1.213	GR-2	31.0	TE (h.e.)	R/S	370	1971	
1.214	FF-10	36.0	TE (h.e.)	R/S	1 200	1971	
1.3	<u>MANITOBA</u>						
1.31	<u>NELSON RIVER</u>						
1.311	Long Spruce (North dam)	30.0	TE	R & R/S	?	1976	
1.321	Vermilion	17.0	TE (i.e.)	S	81	1979	
1.4	<u>SASKATCHEWAN</u>						
1.41	<u>SASKATCHEWAN RIVER</u>						
1.411	Squaw Rapid	34.0	CB/TE	S	?	1962	
1.421	Qu'Appelle	27.0	TE	S/R	6530	1967	
1.5	<u>ALBERTA</u>						
1.511	North Saskatchewan River - Big Horn	100.0	TE (i.e.)	S		1972	
1.521	Three Sisters	23.0	TE (h.e.)	S		1951	
1.531	Brazeau River	69.0	TE	S		1962	
1.541	Bow River Bearspaw	32.0	TE/PG	?		1954	
1.551	Waterton	56.0	TE (i.e.)	R	1760	1964	
1.561	Travers	44.0	TE (i.e.)	R/S	1600	1953	

TABLEAU I. - LISTE DES BARRAGES EN REMBLAI - SÉLECTIONNÉS DURANT L'ENQUÊTE

NO DE RÉFÉRENCE	EMPLACEMENT ET NOM DU BARRAGE	HAUTEUR MAXIMUM (m)	TYPE DE REMBLAI	TYPE DE FONDATION	VOLUME DE MORAINE x 10 ³ m ³	ANNÉE D'ACHÈVEMENT	OBSERVATIONS
1.6	<u>COLOMBIE BRITANNIQUE</u>						
1.61	1.611 Fleuve Columbia Barrage Mica 1.612 Revelstoke	243,0 175,0/ 122,0	TE (1.e.) PG/ER	R R & R/S	? ?	1972 1983	
2.0	<u>NORVÈGE</u>						
	2.1 Støttmoberget	35,0	ER (1.e.)	R		1959	
	2.2 Arstadalen	60,0	ER (1.e.)	R		1963	
	2.3 Viddalsvatn	80,0	ER (1.e.)	R		1970	
	2.4 Borden	42,0	TE (1.e.)	R		1961	
	2.5 Hyltejuvet	90,0	ER (1.e.)	R		1965	
	2.6 Sonstevatn	46,0	ER (1.e.)	R/S		1966	
	2.7 Svartevatn	129,0	ER (1.e.)	R		1977	
	2.8 Turhovd	37,0	ER (1.e.)	R		1964	
3.0	<u>SUÈDE</u>						
	3.1 Messaure	101,0	TE (1.e.)	R/S	1 600	1963	
	3.2 Seitevare	106,0	ER (1.e.)	R/S		1968	
	3.3 Letsi	85,0	ER (1.e.)	R/S		1967	
	3.4 Järkvissle	23,0	TE (1.e.)	S		1959	
	3.5 Bastusei	40,0	ER (1.e.)	R/S		1972	
	3.6 Juktan	18,0	ER	R		1978	

TABLE 1 - LIST OF SURVEYED EMBANKMENT DAMS

IDENTIFICATION NUMBER	LOCATION AND NAME OF THE DAM	MAXIMUM HEIGHT (m)	TYPE OF FILL	TYPE OF FOUNDATION	VOLUME OF MORaine X 10 ³ m ³	YEAR OF COMPLETION	REMARKS
1.6	<u>BRITISH COLUMBIA</u>						
1.61							
1.611	Columbia River, Mica Dam	243.0	TE (1.e.)	R	?	1972	
1.612	Revelstoke	175.0/ 122.0	PG/ER	R & R/S	?	1983	
2.0	<u>NORWAY</u>						
2.1	Slettmoberget	35.0	ER (1.e.)	R		1959	
2.2	Arstaddalen	60.0	ER (1.e.)	R		1963	
2.3	Viddalsvatn	80.0	ER (1.e.)	R		1970	
2.4	Bordalen	42.0	TE (1.e.)	R		1961	
2.5	Hyttejuvet	90.0	ER (1.e.)	R		1965	
2.6	Sonstevatn	46.0	ER (1.e.)	R/S		1966	
2.7	Svartevatn	129.0	ER (1.e.)	R		1977	
2.8	Tunnhovd	37.0	ER (1.e.)	R		1964	
3.0	<u>SWEDEN</u>						
3.1	Messaure	101.0	TE (1.e.)	R/S	1 600	1963	
3.2	Seitevare	106.0	ER (1.e.)	R/S		1968	
3.3	Letsi	85.0	ER (1.e.)	R/S		1967	
3.4	Järkvissle	23.0	TE (1.e.)	S		1959	
3.5	Bastusel	40.0	ER (1.e.)	R/S		1972	
3.6	Jubtan	18.0	ER	R		1978	

TABLEAU 1 - LISTE DES BARRAGES EN REMBLAI - SÉLECTIONNÉS DURANT L'ENQUÊTE

N° DE RÉFÉRENCE	EMPLACEMENT ET NOM DU BARRAGE	HAUTEUR MAXIMUM (m)	TYPE DE REMBLAI	TYPE DE FONDATION	VOLUME DE MORAINES x 10 ³ m ³	ANNÉE D'ACHÈVEMENT	OBSERVATIONS
4.0	<u>FINLANDE</u>						
4.1	Taivalkoski	25,0	TE (h.e.)	R/S		1975	
4.2	Vajukoski	19,0	?	?		1983	
4.3	Hautapera	25,0	TE (h.e.)	R/S		1976	
4.4	Uljua	16,0	TE (i.e./h.e.)	R/S		1970	
4.5	Katajarvi	13,0	TE (h.e.)	R/S		1976	
5.0	<u>NOUVELLE-ZÉLANDE</u>						
5.1	Lac Pukaki	61,0	TE (i.e.)	S		1976	
6.0	<u>URSS</u>						
6.10	<u>Péninsule Kola</u>						
6.101	Niva III Péninsule Kola	20,0		S	150	1950	
6.102	Knyazhegubsk	21,0		R/S	530	1956	
6.103	Lyakhtominsk	19,0		R/S	331	1957	
6.104	Tup'egubsk	11,0		R/S	183	1957	
6.105	Iovsk	27,0		S	450	1960	
6.106	Kumsk	19,0	E.R.	R/S	104	1962	
6.107	Tolvandsk	27,5		S	830	1964	
6.108	Verkhnyaya-Tuloma	46,0		S	600	1964	
6.109	Serebryansk	20,0	ER (i.e)	S	399	1970	
6.110	Kaitakoski	15,4	TE (i.e)	S	173	1959	
6.111	Raniskoski	21,3	TE (i.e)	R/S	286	1949(51)	
6.112	Rayakoski	22,0	TE (i.e)	R/S	-	1956	
6.113	Kheyoskoski	20,0	TE (i.e)	S	-	1970	

TABLE 1 - LIST OF SURVEYED EMBANKMENT DAMS

IDENTIFICATION NUMBER	LOCATION AND NAME OF THE DAM	MAXIMUM HEIGHT (m)	TYPE OF FILL	TYPE OF FOUNDATION	VOLUME OF MORaine x 10 ³ m ³	YEAR OF COMPLETION	REMARKS
4.0	<u>FINLAND</u>						
4.1	Taivalkoski	25,0	TE (h.e.)	R/S		1975	
4.2	Vajukoski	19,0	?			1983	
4.3	Hautapera	25,0	TE (h.e.)	R/S		1976	
4.4	Uljua	16,0	TE (i.e./h.e.)	R/S		1970	
4.5	Kalajarvi	13,0	TE (h.e.)	R/S		1976	
5.0	<u>NEW ZEALAND</u>						
5.1	Pukaki Lake control	61,0	TE (i.e.)	S		1976	
6.0	<u>U.S.S.R.</u>						
6.10	<u>Kola Peninsula</u>						
6.101	Niva III Kola Peninsula	20,0		S	150	1950	
6.102	Knyazhegubsk	21,0		R/S	530	1956	
6.103	Lyakhominsk	19,0		R/S	331	1957	
6.104	Tup'egubsk	11,0		R/S	183	1957	
6.105	Iovsk	27,0		S	450	1960	
6.106	Kumsk	19,0	E.R.	R/S	104	1962	
6.107	Tolvandsk	27,5		S	830	1964	
6.108	Verkhnyaya-Tuloma	46,0		S	600	1964	
6.109	Serebryansk	20,0	ER (i.e)		399	1970	
6.110	Kaitakoski	15,4	TE (i.e)	S	173	1959	
6.111	Yaniskoski	21,3	TE (i.e)	R/S	286	1949(51)	
6.112	Rayakoski	22,0	TE (i.e)		-	1956	
6.113	Kheyoskoski	20,0	TE (i.e)	S	-	1970	

TABLEAU 1 - LISTE DES BARRAGES EN REMBLAI - SÉLECTIONNÉS DURANT L'ENQUÊTE

NO DE REFERENCE	EMPLACEMENT ET NOM DU BARRAGE	HAUTEUR MAXIMUM (m)	TYPE DE REMBLAI	TYPE DE FONDATION	VOLUME DE MORAINE x 10 ³ m ³	ANNÉE D'ACHEVEMENT	OBSERVATIONS
6.200	<u>Khantaisk Rivef</u>						
6.201	Ust' Khantaisk	33,0	TE (1.e)	S	546	-	
7.0	<u>FRANCE</u>						
7.1	Notre-Dame-de-Compliers	40,5	TE (1.e.)	S	200	1964	
7.2	Mont-Cenis	120,00	TE/ER (1.e.)	R/S	6 780	1968	
7.3	Grand'Maison	160,00	TE/ER (1.e)	R		1985	

TABLE 1 - LIST OF SURVEYED EMBANKMENT DAMS

IDENTIFICATION NUMBER	LOCATION AND NAME OF THE DAM	MAXIMUM HEIGHT (m)	TYPE OF FILL	TYPE OF FOUNDATION	VOLUME OF MORaine x 10 ³ m ³	YEAR OF COMPLETION	REMARKS
6.200	<u>Khantalisk River</u>						
6.201	Ust' Khantalisk	33,0	TE (l.e)	S	546,5	-	
7.0	<u>FRANCE</u>						
7.1	Notre-Dame-de-Compliers	40,5	TE (l.e.)	S	200	1964	
7.2	Mont Genis	120,00	TE/ER (l.e.)	R/S	6 780	1968	
7.3	Grand'Maison	160,00	TE/ER (l.e)	R		1985	

TABLEAU 2 - PROPRIÉTÉS DE LA MORAINÉ EN LABORATOIRE

N° DE RÉFÉRENCE	NOM DU BARRAGE	GRANULOMÉTRIE			LIMITES ATTERBERG		COMPACTAGE max. Proc-tor norm. kg/m ³	PROPRIÉTÉS W _o %	PARAMÈTRES DE RÉSISTANCE EFFECTIVE c' _v (kPa)	PARAMÈTRES DE CONSOLIDATION		PERMÉABILITÉ K 10 ⁻⁵ cm/s
		#4 %	#200 %	<2 µ %	LL %	IP %				C _c cm ² /s	C _v cm ² /s	
CANADA												
1.0												
1.111	LG-2 (Barrage principal)	92	25	2	-	N.P.	2110-2135	6,5-7,6	39,4	0	3,5-6,7	0,03
1.112	LG-3 (Barrage principal)	80	45	5	-	N.P.	2125-2185	6,0-8,7	39,2	0	0,06-0,43	0,012-0,05
1.113	LG-4 (Barrage principal)	93	40	6	15	N.P.	2080-2130	6,2-7,5	36,0-41,0	0	16-33	0,08-1,7
	KA-3, KA-4, KA-7					6	2180	8,0	37,0-41,0	0	0,002	0,03
1.121	Manicouagan-3	80-99	20-75	4-15	-	3,5	1900-2150	7,6-14,5	35,0-40,0	0	0,05-0,1	0,05
1.131-1.133	Outardes-4 Dams #1, #2, #3	60-92	10-38	-	-	0	2060-2220	7,0-10,0	35,0-42,5	0	-	0,1-0,01
1.211	Chutes Churchill GL-18	60-90	18-32	-	-	-	2150-2190	7,0-9,0	37,0-43,5	0-14	-	0,1-0,01
1.212	GF-8	49-83	12-35	-	-	-	2120-2305	5,0-7,0	37,5-40,5	0-20	-	0,02-7
1.213	GR-2	53-84	14-40	-	-	-	2120-2260	5,0-8,0	36,0-40,5	0-40	-	0,1-10
1.311	Long Spruce	-	-	18	21	8	2020	10,0	36,5-37,0	0-28	0,025	0,0001-0,001
1.321	Vermillion	93-95	55-68	15-16	14-29	6-15	1770	16,5	32	5	-	-
1.411	Saskatchewan Squaw Rapid	-	-	15	19	7	2050-2130	8,0-10,0	36,0	0	0,065	1 x 10 ⁻³
1.421	Riv. Qu'Appelle				24-41	7-27	1830-1890	13,5-15,8	24,5	38	-	-
1.511	Bighorn			18	13-25	3-7	2140	7	28,0-35,0	0-36	-	-
1.521	Three Sisters			18	-	-	-	-	34,0-37,0	0	-	-
1.531	Brazeau			30	25-50	10-27	-	-	28,0	5	-	-
1.541	Bearsapaw			18	21-35	7-19	1790-2040	10-16	34,0	3	-	-
1.551	Waterton	93-95	55-68	15-16	23-77	av. 21	1760	16	25,5-29	21-28	-	-
1.561	Travers	99-100	63-76	12-36	34	18	1770	15,1	23	35	-	10-4
1.611	Mica			-	26	5	2130	9,4	34,0	0	-	0,01
1.621	Revelstoke			2-10	15-27	3-10	2150	9,0	35,0	0	0,04	3 x 10 ⁻³
												0,05

TABLE 2 - LABORATORY PROPERTIES OF THE MORaine

IDENTIFICATION NUMBER	NAME OF THE DAM	GRAIN SIZE DISTRIBUTION			ATTERBERG LIMITS		DENSITY PROPERTIES max. Std. Proctor kg/m ³	W _o %	EFFEC. STRENGTH PARAMETERS		CONSOLIDATION PARAMETERS		PERMEABILITY K 10 ⁻⁵ cm/s
		#4 %	PASSING #200 %	<2 μ %	LL %	PI %			ϕ (kPa)	c' (kPa)	C _c cm ² /s	C _v cm ² /s	
1.0	CANADA												
1.111	LG-2 (Main Dam)	92	25	2	-	N.P.	2110-2135	6,5-7,6	39,4	0		3,5-6,7	0,03
1.112	LG-3 (Main Dam)	80	45	5	-	N.P.	2125-2185	6,0-8,7	39,2	0		0,06-0,43	0,012-0,05
1.113	LG-4 (Main Dam)	93	40	6	15	N.P.	2080-2130	6,2-7,5	36,0-41,0	0		16-33	0,08-1,7
	KA-3, KA-4, KA-7					6	2180	8,0	37,0-41,0	0		0,002	0,03
1.121	Manicouagan-3	80-99	20-75	4-15	-	3,5	1900-2150	7,6-14,5	35,0-40,0	0		0,05-0,1	0,05
1.131-1.133	Outardes-4 Dams #1, #2, #3	60-92	10-38	-	-	0	2060-2220	7,0-10,0	35,0-42,5	0		-	0,1-0,01
1.211	Churchill Falls GL-18	60-90	18-32	-	-	-	2150-2190	7,0-9,0	37,0-43,5	0-14			0,1-0,01
1.212	GF-8	49-83	12-35	-	-	-	2120-2205	5,0-7,0	37,5-40,5	0-20			0,02-7
1.213	GR-2	53-84	14-40	-	-	-	2120-2260	5,0-8,0	36,0-40,5	0-40			0,1-10
1.311	Long Spruce	-	-	18	21	8	2020	10,0	36,5-37,0	0-28	0,025		0,0001-0,001
1.321	Vermillion	93-95	55-68	15-16	14-29	6-15	1770	16,5	32	5			
1.411	Saskatchewan Squaw Rapid	-	-	15	19	7	2050-2130	8,0-10,0	36,0	0	0,065	1 x 10 ⁻³	0,001
1.421	Qu'Appelle				24-41	7-27	1830-1890	13,5-15,8	24,5	38			
1.511	Bighorn			18	13-25	3-7	2140	7	28,0-35,0	0-36			
1.521	Three Sisters			18	-	-	-	-	34,0-37,0	0			
1.531	Brazeau			30	25-50	10-27	-	-	28,0	5			
1.541	Bearsap			18	21-35	7-19	1790-2040	10-16	34,0	3			
1.551	Waterton	93-95	55-68	15-16	23-77	av. 21	1760	16	25,5-29	21-28			
1.561	Travers Dam	99-100	63-76	12-36	34	18	1770	15,1	23	35			10 ⁻⁴
1.611	Mica			-	26	5	2130	9,4	34,0	0			0,01
1.621	Revelstoke			2-10	15-27	3-10	2150	9,0	35,0	0	0,04	3 x 10 ⁻³	0,05

TABLEAU 2 - PROPRIÉTÉS DE LA MORAINÉ EN LABORATOIRE

NO DE RÉFÉRENCE	NOM DU BARRAGE	GRANULOMÉTRIE			LIMITES		COMPACTAGE max. Proc- tor norm. kg/m ³	PROPRIÉTÉS		PARAMÈTRES DE CONSOLIDATION		PERMÉABILITÉ K 10 ⁻⁵ cm/s	
		#4 %	#200 %	<2 µ %	LL %	IP %		W ₀ %	ϕ' (kPa)	c' (kPa)	C _c cm ² /s		C _v cm ² /s
2.0	NORVÈGE												
	(Général)												
	2.1	Støttmoerget	-	-	2	-	-	2120	8,0	38,0	24,5	0,07	0,1-1,0
	2.2	Arsdalen	-	-	-	-	-	2100	8,0	37,5	10	-	0,05-0,5
	2.3	Bordalen	-	-	-	-	-	2000-2050	7,5-8,4	37,6	10	0,01	0,007
	2.4	Hyttejuvet	-	-	4	-	-	2170	7,8	-	-	-	2-3
2.5	Senstevatn	-	-	-	-	-	2150	7,5	-	-	-	0,007	
2.6	Tunhovd	-	-	-	-	-	2150	7,5	-	-	-	0,002-0,07	
3.0	SUÈDE												
	Clayey moraine Sandy moraine	-	-	6	-	-	-	-	45,0	-	0,08	1 x 10 ⁻³	0,001
4.0	FINLANDE												
	4.1	Talvalkoski	-	-	4	1-2	-	2200	7,5-8,3	-	-	-	1,0
	4.2	Vajukoski	-	-	4	4-9	18-23	2150	6,7-7,2	-	-	-	1,0
	4.3	Hautapera	-	-	4	2	14	1960	5,0-6,0	36,0	0	-	1,0
4.4	Kalajarvi	-	-	4	-	-	1880	6,9	-	-	-	1,0	
5.0	NOUVELLE ZÉLANDE												
	5.1	Pukaki Lake	60-95	6-15	2-4	Low	-	2000-2200	-	upto 43,0	-	-	0,5
6.0	URSS												
	6.101	Niva No.3	1)	2)	3)	-	-	-	-	-	-	-	-
	6.102	Kryaznegubsk	63	54	11	-	-	2200	-	28,0	-	-	3,0
6.103	L'Yakhkominsk & Tup'egubsk	68	55	8	-	-	-	-	-	-	-	-	
		43	3	1.5	-	-	-	-	-	-	-	-	

1) Passant tamis 2 mm; 2) Passant tamis 0,05 mm; 3) 0,005 mm

TABLE 2 - LABORATORY PROPERTIES OF THE MORaine

IDENTIFICATION NUMBER	NAME OF THE DAM	GRAIN SIZE DISTRIBUTION			ATTERBERG LIMITS		DENSITY PROPERTIES		EFFEC. STRENGTH PARAMETERS		CONSOLIDATION PARAMETERS		PERMEABILITY K 10 ⁻⁵ cm/s
		#4 %	#200 %	<2 μ %	LL %	PI %	max. Std. Proctor kg/m ³	w ₀ %	φ [']	c' (kPa)	c _c	c _v cm ² /s	
2.0	<u>NORWAY</u> (General)												
2.1	Stattmoberget	-	-	2			2120	8.0	38.0	24.5	0.07		0.1-1.0
2.2	Arstaddalen	-	-	-			2100	9.0	37.5	10			0.05-0.5
2.3	Bordalen	-	-	-			2000-2050	7.5-8.4					0.007
2.4	Hyttejuvet	-	-	4			2170	7.8	37.6	10	0.01		2-3
2.5	Sonstevatn	-	-	-			2150	7.5					0.007
2.6	Tunhovd	-	-	-			2150	7.5					0.002-0.07
3.0	<u>SWEDEN</u>												
	Clayey moraine			6					45.0	-	0.06	1 x 10 ⁻³	0.001
	Sandy moraine			2					44.0	-	0.01	10	1-10
4.0	<u>FINLAND</u>												
4.1	Talvaikoski			4		1-2	2200	7.5-8.3					1.0
4.2	Vajukoski			4	18-23	4-9	2150	6.7-7.2					1.0
4.3	Hautapera			4	14	2	1960	5.0-5.0	36.0	0			1.0
4.4	Kalajarvi			4	-	-	1880	6.9					1.0
5.0	<u>NEW ZEALAND</u>												
5.1	Pukaki Lake	60-95	6-15	2-4		Low	2000-2200		upto 43.0	-			0.5
6.0	<u>U.S.S.R</u>	1)	2)	3)									
6.101	Niva No. 3	63	54	11			2200		28.0	-			3.0
6.102	Knyazhegubsk	68	55	8									
6.103	Lyakhomiesk & Tuoregubsk	43	3	1.5									

1) Passing sieve 2 mm ; 2) passing sieve 0.05 mm ; 3) < 0.005 mm

TABLEAU 2 - PROPRIÉTÉS DE LA MORAINÉ EN LABORATOIRE

N° DE RÉFÉRENCE	NOM DU BARRAGE	GRANULOMÉTRIE			LIMITES ATTERBERG		COMPACTAGE max. Proc- tor norm. Kg/m ³	PROPRIÉTÉS V _o %	PARAMÈTRES DE RÉSISTANCE EFFECTIVE c' (kPa)	PARAMÈTRES DE CONSOLIDATION		PERMÉABILITÉ K 10 ⁻⁵ cm/s
		#4 %	#200 %	<2.0 %	LL %	IP %				C _c cm ² /s	C _v cm ² /s	
		1)	2)	3)								
6.104	Iovsk	53-80	19-27	6-9			2050					10,0
6.105	Kumsk	63	13	4								
6.106	Toivandsk	80	9	3								
6.107	Verkhnyaya-Tuloma											
6.108	Serebryansk	65-83	8-16	0-3			2000				6,0	
6.109	Kheyoskoski	59	49	11			2220				1,0	
6.110	Ust-Khantsr											
7.0	FRANCE											
7.1	Notre-Dame-de-Comniers	70-86	50-70	--		12-20	1830	11-15	0			10 ⁻⁴
7.2	Mont-Cenis		10-30		20-30	0-7	2170	7-7,5	0			10 ^{-3-10⁻⁴}
7.3	Grand'Maison		5-40		22-32	5-6	2100		0			

4) Passant tamis 2 mm

5) Compactage AASHO normal

TABLE 2 - LABORATORY PROPERTIES OF THE MORaine

IDENTIFICATION NUMBER	NAME OF THE DAM	GRAIN SIZE DISTRIBUTION			ATTERBERG LIMITS		max. Std. Proctor kg/m ³	w _o %	EFFEC. STRENGTH PARAMETERS c' (kPa)	CONSOLIDATION PARAMETERS		PERMEABILITY K 10 ⁻⁵ cm/s
		#4 %	#200 %	< 2.0 %	LL %	PI %				C _c	C _v cm ² /s	
6.104	Iovsk	1)	2)	3)								
6.105	Kumsk	53-80	19-27	6-9			2050					10,0
6.106	Toivandsk	63	13	4								
6.107	Verkhnyaya-Tuloma	80	9	3								
6.108	Serebryansk	65-83	8-16	0-3			2000		31	6,0		
6.109	Kheykoski	59	49	11			2220		29	1,0		
6.110	Ust-Khantsr											
7.0	FRANCE											
7.1	Notre-Dame-de-Commiers	70-86	50-70	--		12-20	1830	11-15	30	0		10 ⁻⁴
7.2	Mont Centis		10-30		20-30	0-7	2170	7-7.5	0	0		10 ^{-3-10⁻⁴}
7.3	Grand'Maison		5-40		22-32	5-6	2100		38-39	0		

4) Passing sieve 2 mm
5) Std. AASHO compaction

TABLEAU 3 - PARAMÈTRES DE MISE EN PLACE

N° DE RÉFÉRENCE	NOM DU BARRAGE	COMPACTAGE		CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU			Moyau Epaisseur m	FILTER Critères	REMARQUES
		Masse volumique ou % Proctor norm (kg/m ³ or %)	Teneur en eau %	D max mm	<0,08 mm %	Perméabilité m/s			
1.0	<u>CANADA</u>								
1.11	Bate James	97 % moins de 10 % entre 95-97 %	W ₀ +2 -1	300	min. 15	--	40-50 % H	Terzaghi sur matériau passant tamis #4, max. 75 mm " "	
1.12	Manicouagan-3	97 % avec 15% essais au-dessous	--	150	min. 30	--	10+0,7 H	" "	
1.13	Outardes-4	97 % avec 15% essais au-dessous	W ₀ +2	150	min. 15	--	6+0,25 H	Sable et gravier & pierre concassée maximum 150 mm	
1.21	Chutes Churchill	Moyenne 88 % min. 95 %	W ₀ +4 -2	300	min. 15	--	homogène	--	
1.31	Long Spruce	Moyenne 98 %	W ₀ +2	75	min. 30	--	homogène	--	
1.41	Squaw Rapid	100 %	W ₀						
1.531	Brzeau River	95 %	W ₀ +2 -1	100	20	--	--	--	
1.611	Mica	100 %	W ₀	200			6 + 0,3 H	Terzaghi, (sable & gravier)	
1.621	Revelstoke	95 %	W ₀ +2 -1	150			--	--	
2.0	<u>NORVÈGE</u> (Général)	95 %		250-600	min. 15			Sable et gravier	

TABLE 3 - PLACEMENT REQUIREMENTS AND SPECIFICATION

IDENTIFICATION NUMBER	NAME OF THE DAM	COMPACTION REQUIREMENTS		MATERIAL SPECIFICATION			CORE Thickness m	FILTER Criteria	REMARKS
		Density or % Std-Proctor (kg/m ³ or %)	Water content %	D max mm	<0.08 mm %	Permeability m/s			
1.0	CANADA								
1.11	Bale Jams	97 % With less than 10 % between 95-97 %	w ₀ +2	300	min. 15	--	40-50 % H	Terzaghi on material cut on sieve #4 max. 75 mm	
1.12	Manicouagan-3	97 %, max. 15 % less than 97%	--	150	min. 30	--	10+0,7 H	" "	
1.13	Outardes-4	97 %, max. 15 % less than 97%	w ₀ ±2	150	min. 15	--	6+0,25 H	Sand and gravel and crushed stone max. 150 mm	
1.21	Churchill Falls	Average 90 % min. 95 %	w ₀ } +4 -2	300	min. 15	--	homogeneous	--	
1.31	Long Spruce	Average 98 %	w ₀ ±2	75	min. 30	--	homogeneous	--	
1.41	Squaw Rapid	100 %	w ₀						
1.531	Brazeau River	95 %	w ₀ } +2 -1	100	20	--	--	--	
1.611	Mica	100 %	w ₀	200			6 + 0,3 H	Terzaghi, (Sand and Gravel)	
1.621	Revelstoke	95 %	w ₀ } +2 -1	150			--	--	
2.0	MCRWAY (General)	95 %		250-600	min. 15			Sand and Gravel	

TABLEAU 3 - PARAMÈTRES DE MISE EN PLACE

N° DE RÉFÉRENCE	NOM DU BARRAGE	COMPACTAGE			CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU			Noyau	FILTER	REMARQUES
		Masse volumique ou % Proctor norm (kg/m ³ or %)	Teneur en eau %	D max mm	<0,08 mm %	Perméabilité m/s	Epaisseur m			
3.0	SUÈDE (Général)	Compaction humide			min. 15		4 + 0,25 H			
4.0	FINLANDE (Général)	95% Proctor mod.	$w_0 \left\{ \begin{array}{l} +2 \\ -1 \end{array} \right.$	2/3 épaisseur levée	min. 15					
5.0	NOUVELLE ZÉLANDE (Général)	80% des essais au-dessus de 95%	$w_0 \left\{ \begin{array}{l} +1 \\ -1.5 \end{array} \right.$							
6.0	URSS Serebryansk	Méthode des bassins	--	200	12	$3,5 \times 10^{-6}$ (75%)				Coeff. uniform 40
6.110-6.113 6.201	Kaitakoski, ..., Kevoskoski Ust-Khataisk	Compaction humide	--	150-200 400	15* 7	10^{-6} - 10^{-8}		Terzaght		
7.0	FRANCE Notre-Dame-de-Compiègne	min. 1600 kg/m ³	$w_0 \left\{ \begin{array}{l} +2 \\ -1 \end{array} \right.$	150	min. 50	10^{-6}		Sable-gravier		
7.2	Mont-Cenis	-	$w_0 \left\{ \begin{array}{l} -1 \\ +3 \end{array} \right.$	150	min. 17	$10+0,61+$				
7.3	Grand'Maison	-	$w_0 \left\{ \begin{array}{l} -2 \end{array} \right.$	150	min. 15	$10+0,5H$				

* % de la fraction passant le tamis de 5 mm

TABLE 3 - PLACEMENT REQUIREMENTS AND SPECIFICATION

IDENTIFICATION NUMBER	NAME OF THE DAM	COMPACTION REQUIREMENTS			MATERIAL SPECIFICATION			CORE	FILTER Criteria	REMARKS
		Density or % Std-Proctor (kg/m ³ or %)	Water content %	D max mm	0.08 mm %	Permeability m/e	Thickness m			
3.0	SWEDEN (General)	Wet compaction			min. 15		4 + 0.25 H			
4.0	FINLAND (General)	95% Mod. Proctor	W ₀ +2 -1	2/3 of lift thickness	min. 15					
5.0	NEW ZEALAND (General)	80% of tests over 95%	W ₀ +1 -1.5							
6.0	U.S.S.R. Serebryansk	Dumped in water pools	--	200	12	3.5x10 ⁻⁶ (75%)			Coef. uniform 40	
6.110-6.113 6.201	Kaitakoski...Kevooskoki Ust-Khatalsk	Wet compaction	--	150-200 400	15* 7	10 ⁻⁶ -10 ⁻⁸		Terzaghi		
7.0	FRANCE Notre-Dame-de-Comiers	min. 1600	W ₀ +2 -2	150	min. 50	10 ⁻⁶		Soble-gravier		
7.2	Mont Denis	-	W ₀ -1 +3	150	min. 17	10+0.61+				
7.3	Grand'Maison	-	W ₀ -2	150	min. 15	10+0.5H				

* Percent of the fraction passing sieve : 5 mm

TABLEAU 4 - DONNÉES DE COMPACTAGE IN-SITU

N° DE RÉFÉRENCE	NOM DU BARRAGE	GRANULOMÉTRIE			D max. mm	DEGRÉ DE COMPACTION		ÉPAISSEUR DE COUCHE mm	COMPACTEUR	NOMBRE DE PASSES	CONTRÔLE DE QUALITÉ
		% PASSANT TAMIS		TENEUR EN EAU %		Masse Volumique ou % PROCTOR NORM.					
		#4	#200								
1.0	CANADA										
1.111	LG-3 (barrage principal)	64-92	22-44	4	300	100	7.4	450	45t à pneus	4	granulom. teneur en eau la masse volumique:
1.112	LG-3 (barrage nord)	73-93	23-55	2	300	98	8.1	450	+ rouleaux vibrants	4	
1.112	LG-3 (barrage sud)				300	98	7.6	450	"	4	1 essai/jour ou 1 essai/5000m ³
1.113	LG-4 (barrage principal)	62-83	20-35	2	300	98	6.6	450	"	4	2 perméabilités/saison
1.114	KA-3	60-88	25-40	8-16	300	98	8.0	450	Rou/pneus 20-40 t.	4	
1.115	KA-4	74-86	21-36	5-10	300	98	7.4	450	Rou/pneus 35 t.	4	
1.121	Manicougan-3 - barr.princ...	80-100	32-75	--	150	99 - 15.6 % moins que 97 %	Hum. 0.9	90-120	Rou/pneus 50 t.	4	1 granulom./5000m ³ 1 densité in-situ/1350 m ³ 1 Proctor norm./5000 m ³ 1 teneur eau/4000 m ³
1.131	Outardes-4 bar. #1	58-92	10-37	--	150	102 - 3.4% moins que 97%	W ₀ 0.2	250-300	Rou/pneu 50 t.	6	1 granulom./3700 m ³
1.132	Outardes-4 bar. #2	60-95	10-44	--	150	100.9-6.4% moins que 97%	W ₀ 0.4	250-300	"	6	1 dens. in-situ/1100 m ³
1.133	Outardes-4 bar. #6					100.5-3.7% moins que 97%	W ₀ 0.2	250-300	"	6	1 Proctor norm./4500 m ³

TABLE 4 - IN SITU COMPACTION DATA

IDENTIFICATION NUMBER	NAME OF THE DAM	GRAIN SIZE DISTRIBUTION			D max. mm	ACHIEVED DENSITY OR % STD. PROCTOR	COMPACTION WATER CONT. %		LIFT THICKNESS mm	COMPACTOR TYPE	NUMBER PASSES	QUALITY CONTROL
		#4	#200	<2µ %			Wet	Mo				
1.0	CANADA											
1.111	LG-2 (Main Dam)	64-92	22-44	4	300	100	7,4	7,4	450	45t pneumatic	4	grain size, with density, water content:
1.112	LG-3 (North Dam)	73-93	23-55	2	300	98	8,1	8,1	450	+ vibrating rollers	4	
1.112	LG-3 (South Dam)				300	98	7,8	7,8	450	"	4	
1.113	LG-4 (Main Dam)	62-83	20-35	2	300	98	6,8	6,8	450	"	4	1 test/day or 1 test/5000m ³ .
1.114	KA-3	60-88	25-40	8-16	300	98	8,0	8,0	450	20-40t pneu.tired rol	4	2 permeability per season
1.115	KA-4	74-86	21-36	5-10	300	98	7,4	7,4	450	35t pneu.tired roller	4	
1.121	Manicouagan-3 - Main Dam	80-100	32-75	--	150	99 - 15.6 % less than 97 %	Wet 0,9		90-120	7-9t vibrating roller	4	grain size/5000m ³ situ den.1/1350m ³ St.Proctor 1/5000m ³ W/C 1/4000m ³
1.131	Outardes-4 Dam #1	58-92	10-37	--	150	102 - 3,4% less 97% Mo	0,2	0,2	250-300	50t pneu.tired roller	6	grain size 1/3700m ³
1.132	Outardes-4 Dam #2	60-95	10-44	--	150	100,9-6,4% less 97% Mo	-0,4	-0,4	250-300	"	6	1 situ den.1/1180m ³
1.133	Outardes-4 Dam #6					100,5-3,7% less 97% Mo	0,2	0,2	250-300	"	6	St.Proctor 1/4500m ³

TABLEAU 4 - DONNÉES DE COMPACTAGE IN-SITU

N° DE RÉFÉRENCE	NOM DU BARRAGE	GRANULOMÉTRIE			D max. mm	DEGRÉ DE COMPACTION		ÉPAISSEUR DE COUCHE mm	COMPACTEUR	NOMBRE DE PASSES	CONTRÔLE DE QUALITÉ
		% PASSANT TAMIS		Masse Volumique ou % PROCTOR NORM.		TENEUR EN EAU %					
		#4	#200								
1.211	GL-18							450	roul/pneus 50 t.	4	
1.212	GF-8							450	"	4	
1.213	GR-2							450	"	4	
1.311	Long Spruce	88-94	58-67	12-20	75	100	9.4±0.8	200	A plaques + 50t/pneus tired rollers	4	1 dens. in-situ/670m ³ tranchées dans noyau
1.321	Vermilion					1370 kg/m ³	16.8	200	Pieds de mouton	10	1 essai dens./1444m ³
1.411	Sauw Rapids					180	w ₀ +1-2%	150	Pieds de mouton	No req	10-12 essai dens./ quart
1.421	Qu'Appelle					1840-1960 kg/m ³	12.6-15.2	125	Pieds de mouton	10	1 essai dens./268m ³
1.511	Bighorn	43-85	17-55	18	150	180	6	200	Pieds de mouton	4-6	2 teneur eau/quart
1.521	Three Sisters	75-90	20-60	-	-	-	-	300	Rouleau pieds conique	8	1 essai dens. quart
1.531	Braceau	-	-	30	40	1540-1990kg/m ³	13	200	Pieds de mouton	3	" quart
1.541	Bearspaw	-	-	18	40	1930 kg/m ³	11	200	Pieds de mouton con.	1	" quart
1.551	Waterton					1670-1860 kg/m ³	14-17	200	Pieds de mouton	12	" /2634 m ³
1.561	Travers					1750 kg/m ³	10.9	200	Pieds de mouton	11	" /557 m ³
1.611	Mico	57-75	25-40	-	150	2240 kg/m ³	8.7	250	Roul/pneus 75 t.	4	granulom. compactage
1.612	Revelatoko	50-92	15-50	2-10	75	1750 kg/m ³	w ₀ 12	225	Roul/pneus 100 t.	4	teneur en eau 1/2000m ³

TABLE 4 - IN SITU COMPACTION DATA

IDENTIFICATION NUMBER	NAME OF THE DAM	GRAIN SIZE DISTRIBUTION		D max. mm	ACHIEVED COMPACTION DENSITY or % STD. PROCTOR	WATER CONT. %	LIFT THICKNESS mm	COMPACTOR TYPE	NUMBER PASSES	QUALITY CONTROL
		PASSING SIEVES								
		#4	#200							
1.211 GL-18)										
1.212 GF-8										
1.213 GR-2										
1.311 Long Spruce		88-94	58-67	75	100	9.4±0.8	200	50t pneu. tired roller	4	
1.321 Vermillion					1370 kg/m ³	16.8	200	" " " "	4	
1.411 Squaw Rapids					100	w _o +1-2%	150	Pad type + 50t pneu. tired rollers	4	in situ den. 1/670m ³ test pits in core
1.421 Qu'Appelle					1840-1960 kg/m ³	12.6-15.2	125	Sheepfoot	10	1/1444 m ³ density test
1.511 Bighorn		43-85	17-55	150	100	6	200	Sheepfoot	No req	10-12 density tests/shift
1.521 Three Sisters		75-90	20-60				300	Tapered foot roller	8	1/268 m ³ density test
1.531 Brazeau		-	-	40	1540-1990kg/m ³	13	200	Sheepfoot	4-6	2 w/c/shift
1.541 Bears paw		-	-	40	1930 kg/m ³	11	200	Tapered sheepfoot	-	1 density/shift
1.551 Waterlon		-	-	40	1670-1860 kg/m ³	14-17	200	Sheepfoot	12	1/2634 m ³ -density test
1.561 Travers					1750 kg/m ³	10.9	200	Sheepfoot	11	1/557 m ³ density test
1.611 Mica		57-75	25-40	150	2240 kg/m ³	8.7	250	75t pneu. tired roller	4	gradation, compaction
1.612 Revelstoke		50-92	15-50	75		w _o ±2	225	100t pneu. tired roller	4	water content
						1				1/2000m ³

TABLEAU 4 - DONNÉES DE COMPACTION IN-SITU

N° DE RÉFÉRENCE	NOM DU BARRAGE	GRANULOMÉTRIE		D max. mm	DEGRÉ DE COMPACTION		ÉPAISSEUR DE COUCHE mm	COMPACTEUR	NOMBRE DE PASSES	CONTRÔLE DE QUALITÉ
		% PASSANT #4	#200		Masse Volumique ou % PROCTOR NORM.	TENEUR EN EAU %				
2.0	NORWAY 2.1 Slattmoberget 2.2 Anstadalen 2.3 Viddalvatn 2.4 Berdalen 2.5 Hyttejuvet 2.6 Svartevatn 2.7 Tunhovd	74(max)	30	600	98	w ₀ +2	400-950	8t Rouleaux vibrants	8	Insp visuelle
		90-100	40-64	200	97	12	250	15 Rouleaux vibrants	5-8	Teneur eau & granul.
		68-70	20-28	200	?	w ₀	750	? Rouleaux vibrants	?	
		70(max)	20-25	200	102 95	7	600	8t Rouleaux vibrants	6	Teneur eau + masse
		-	-	300	Compactage humide	15t dozer	250	15t dozer	5	vol. +perméab. +granul.
		58-68	6-20	200	100.4	w ₀ + 0.4	300	9-10t rouleau	9	1/semaine
		-	-	200	99	8	800	8t rouleau vibrant	8	
3.0	SWEDEN 3.1 Messure 3.2-3.4 Saltvare, Jarkvissle 3.6 Jutan	-	-	600	Compactage humide	w ₀ +2	250-600	? 10-15t Roul. vibrant	2 4-6	Teneur en eau Masse vol. + teneur eau
		-	-	75	95 Mod.Pr.	w ₀ +2	250-600	"	?	"
		42-52	10-18	up to 500	95 Mod.Pr.	w ₀ +2	700-1000	"		
		-	-	600	95 Pr. Mod.	-	600-1000	8-15t Roul. vibrant	4-6	Masse vol. + Teneur eau 1/400m ³
4.0	FINLAND 4.1 Taivaikoeki 4.2 Vajukoski 4.3 Hautapera 4.4 Uijua 4.5 Kalojarvi	-	-	600	95 Pr. Mod.	-	600-1000	"	4-6	Masse vol. + Teneur eau 1/400m ³
		-	-	600	95 Pr. Mod.	-	600-1000	"	4-6	Granulom. 1/1200m ³
		-	-	400	93 Pr. Mod.	4-11	600-1000	"	4-6	Perméab. 1/1800m ³
		-	-	600	92 Pr. Mod.	9.2	600-1000	"	4-6	
		-	-	600	94 Pr. Mod.	9.6	600-1000	"	4-6	
5.0	NEW ZEALAND 5.1 Pakaki Lake	-	-	460	10t Roul. vibrant + 50-70t rouleau à pneu	-	460		4 + 4	Masse vol. perméab. 1/400m ³ 2 Teneur en eau/quot

TABLE 4 - IN SITU COMPACTION DATA

IDENTIFICATION NUMBER	NAME OF THE DAM	GRAIN SIZE DISTRIBUTION				D max. mm	ACHIEVED DENSITY OF PROCTOR %	COMPACTION WATER CONT. %	LIFT THICKNESS mm	COMPACTOR TYPE	NUMBER PASSES	QUALITY CONTROL
		PASSING SIEVE %		< 2 μ %								
		#4	#200									
2.0	<u>NORWAY</u>											
2.1	Slottoberget	74(max)	30	2	600	98	W ₀ +2	400-950	8t Vibrating roller	8	visual inspection	
2.2	Anstaddalen	90-100	40-64	±10	200	97	12	250	15 Vibrating roller	5-8	W/C and fine	
2.3	Viddalsvatn	60-70	20-28	±4	200	?	W ₀	750	? Vibrating roller	?	?	
2.4	Berdalen	70(max)	20-25	1	200	102 95	7	600	8t Vibrating roller	6	W/C + density + permeability grain size	
2.5	Hyttejuvet	-	-	4	300	Wet compaction	W ₀ + 0.4	250	15t dozer	5	1/week	
2.6	Svartevatn	58-68	6-20	±2	200	100.4	8	300	9-10t roller	9		
2.7	Tunhovd	-	-	5-10	200	99		800	8t vib. roller	8		
3.0	<u>SWEDEN</u>											
3.1	Messaure	-	-	2	600	Wet compaction	W ₀ +2	250-600	?	2	Perm + W/C	
3.2-3.4	Seitevare, Jarkvissle	-	-	6	75	95 Mod.Pr.	W ₀ +2	250-600	10-15t vibr. roller	4-6	Density + W/C	
3.6	Jubtan	42-52	10-18	2	up to 500	95 Mod.Pr.	W ₀ +2	700-1000	"	?	"	
4.0	<u>FINLAND</u>											
4.1	Taivalkoski	-	-	4	600	95 Mod.Pr.	-	600-1000	8-15t vibr. roller	4-6	Density+W/C 1/400m ³	
4.2	Vajukoski	-	-	4	600	95 Mod.Pr.	-	600-1000	"	4-6	Grain size 1/1200m ³	
4.3	Hautapera	-	-	4	400	93 Mod.Pr.	4-11	600-1000	"	4-6	"	
4.4	Uijua	-	-	4	600	92 Mod.Pr.	9.2	600-1000	"	4-6	Permeab. 1/1800m ³	
4.5	Kalajarvi	-	-	4	600	94 Mod.Pr.	9.6	600-1000	"	4-6	"	
5.0	<u>NEW ZEALAND</u>											
5.1	Pukaki Lake	-	-		460			460	10t vib. roller + 50-70t pneumatic tired roller	4 + 4	Density, permeab. 1/4000m ³ 2 W/C/shift	

TABLEAU 4 - DONNÉES DE COMPACTAGE IN-SITU

N° DE RÉFÉRENCE	NOM DU BARRAGE	GRANULOMÉTRIE			D max. mm	DEGRÉ DE COMPACTATION Masse Volumique ou % PROCTOR NORM.	TENEUR EN EAU %	ÉPATEUR DE COUCHE mm	COMPACTEUR	NOMBRE DE PASSES	CONTRÔLE DE QUALITÉ
		% PASSANT	<2 μ %	<200 %							
6.0	URSS										
6.102	Knyazhegubsk	55	1,8	6	2000 kg/m ³		500-700	Camions	-		densité in-situ
6.103-6.104	Lyakhominsk & Tup'egubsk	35	1,5	1,5	1910 kg/m ³ p. sup. 1940 kg/m ³ p. inf. 2060 kg/m ³		600-700 1500-2500	Méthode de bassins Camions			"
6.105	Iovsk	73	9	18	2030-2090 kg/m ³ 1800		500-700 2000-2500	Méthode de bassins Camions			"
6.106	Kumsk	45	4	9			2000	Méthode de bassins			"
6.107	Toivandsk	70	3	6			600-1000	Camions			"
6.108	Verkhne-Tulom	63-85	10-25			w ₀ +3 w ₀ -2	1500-3000	Méthode des bassins Roul. vibrant 8,5 t.			Densité in-situ Comp. hum. perm. in-situ Proctor norm., granul.
6.109	Serebryansk	50-78	-	8-15	2030-2100 kg/m ³		200-250	Méthode des bassins Rouleaux vibrants	6		K=10 ⁻⁴ cm/sec.
6.110	Kaitakovski		150		1600 kg/m ³						K=10 ⁻⁴ cm/sec.
6.111	Yaniskovski				1600 kg/m ³						K=10 ⁻⁴ cm/sec.
6.112	Ravakoski				1600 kg/m ³						
6.113	Khevoskoski				1600 kg/m ³		600-700	Rouleaux vibrants			
7.0	FRANCE										
7.1	Notre-Dame-de-Commers	75-90	10-30	50-70	1900 kg/m ³	w ₀ +3 w ₀ -2	250	Roul./pneus 45 t.	6		K=10 ⁻² cm/sec
7.2	Mont-Cenis	47,5	-	18	99,3%	w ₀ +1	400	Roul./pneus 8 t.	4		1 granul./2000 m ³ 1 teneur eau/3000 m ³ 1 dens./2000 m ³
7.3	Grand Maison	60,0	32		99 - 100%	w ₀ +1	500	Roul./pneus 19 t.	6		1 granulom./2000 m ³ 1 teneur eau /500 m ³ 1 dens. /500 m ³

1) Inférieur à 2 mm

TABLE 4 - IN SITU COMPACTION DATA

IDENTIFICATION NUMBER	NAME OF THE DAM	GRAIN SIZE DISTRIBUTION			D max. mm	ACHIEVED DENSITY or % STD. PROCTOR	WATER CONT. %	LIFT THICKNESS mm	COMPACTOR TYPE	NUMBER PASSES	QUALITY CONTROL
		PASSING #4	#200	(2) %							
6.0	U.S.S.R.										
6.102	Knyazhegubsk	55	6	1.8		2000 kg/m ³		500-700	Transport Trucks	-	Test sets with in situ density
6.103-6.104	Lyakhominsk & Tup'egubsk	35	1.5	1.5		1910 kg/m ³ up-part 1940 kg/m ³ Low "		1500-3000 600-700 1500-2500	Dumped in pool of water Dumped in pools	-	"
6.105	Iovsk	73	18	9		2060 kg/m ³		500-700	Transport Trucks		"
6.106	Kumsk	45	9	4		2030-2090 kg/m ³		2000-2500	Dumped in pools		"
6.107	Toivandsk	70	6	3		1800		2000	Dumped in pools		"
6.108	Verkhne-Tulom	63-85	10-25				w ₀ +3 w ₀ -2	1500-3000	Dumped in pools 8, 8t Vibrating roll.		In situ density w/c in situ perm. Std. Proctor, grainsize
6.109	Serebryansk	50-78	8-15	-		2030-2100 kg/m ³		200-250	Dumped in pools	6	K=10 ⁻⁴ cm/sec.
6.110	Kaitakovsk			150		1600 kg/m ³		200-250	Vibrating rollers		K=10 ⁻⁴ cm/sec.
6.111	Yantskovsk					1600 kg/m ³					K=10 ⁻⁴ cm/sec.
6.112	Raykoski					1600 kg/m ³					K=10 ⁻⁴ cm/sec.
6.113	Khavoskoski					1600 kg/m ³		600-700	Vibrating rollers		
7.0	FRANCE										
7.1	Notre-Dame-de-Comniers	75-90	50-70	10-30	150	1900 kg/m ³	w ₀ +3 w ₀ -2	250	45t Pneum.+1 red roll	6	K=10 ⁻² cm/sec
7.2	Mont Cenis	47.5	18	-	150	99.3%	w ₀ +1	400	8t Vibrating Roller	4	grain size 1/2000 m ³ w/c 1/3000 m ³ density 1/2000 m ³
7.3	Grand'Maison	60.0	32		150	99 - 100%	w ₀ +1	500	19t Vibrating Roller	6	grain size 1/2000 m ³ w/c 1/500 m ³ density 1/500 m ³

1) Smaller than 2

APPENDIX B/ANNEXE B
MEAN GRADATION CURVES
COURBES GRANULOMÉTRIQUES MOYENNES

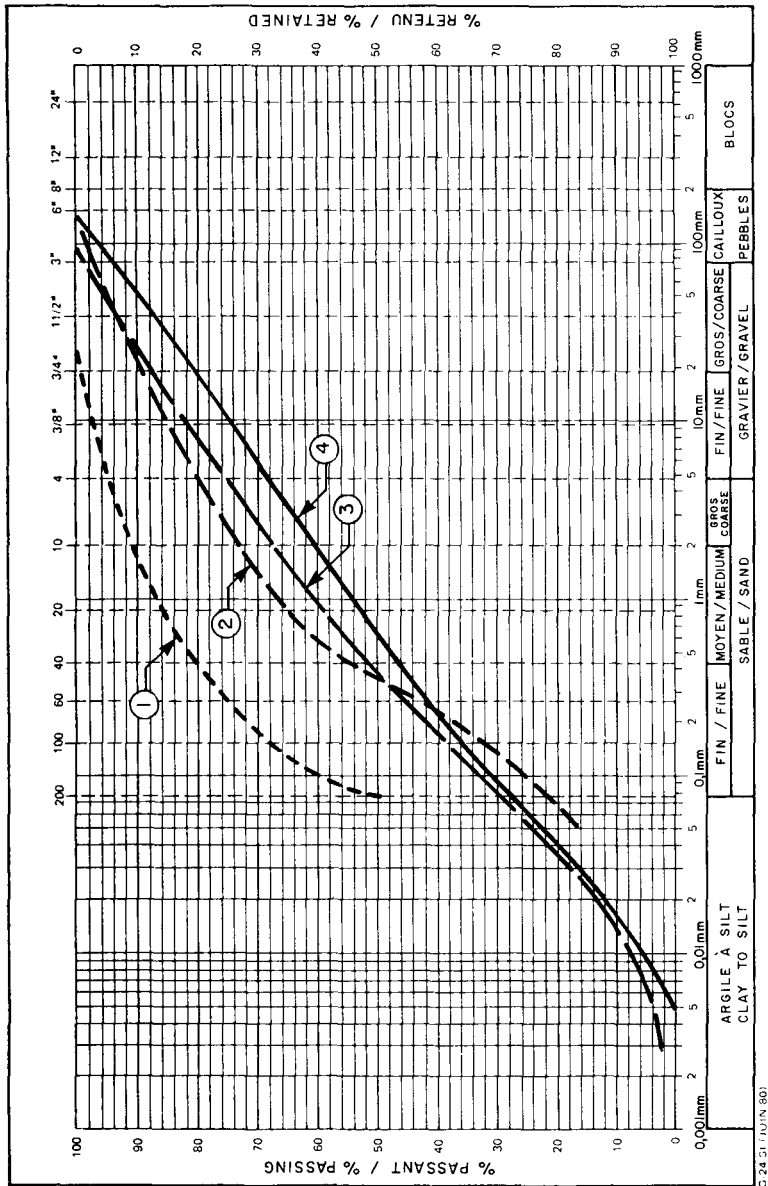


Fig. B.1

Canada - Eastern Quebec and Newfoundland;
Est du Québec et Terre-Neuve.

- (1) Manicouagan-3 : Main Dam. (1) *Barrage principal.*
- (2) Outardes 4 : Dams nos. 1 and 2. (2) *Barrages n° 1 et 2.*
- (3) Churchill Falls : Dyke GL-18. (3) *Digue GL-18.*
- (4) Churchill Falls : Dyke GR-2. (4) *Digue GR-2.*

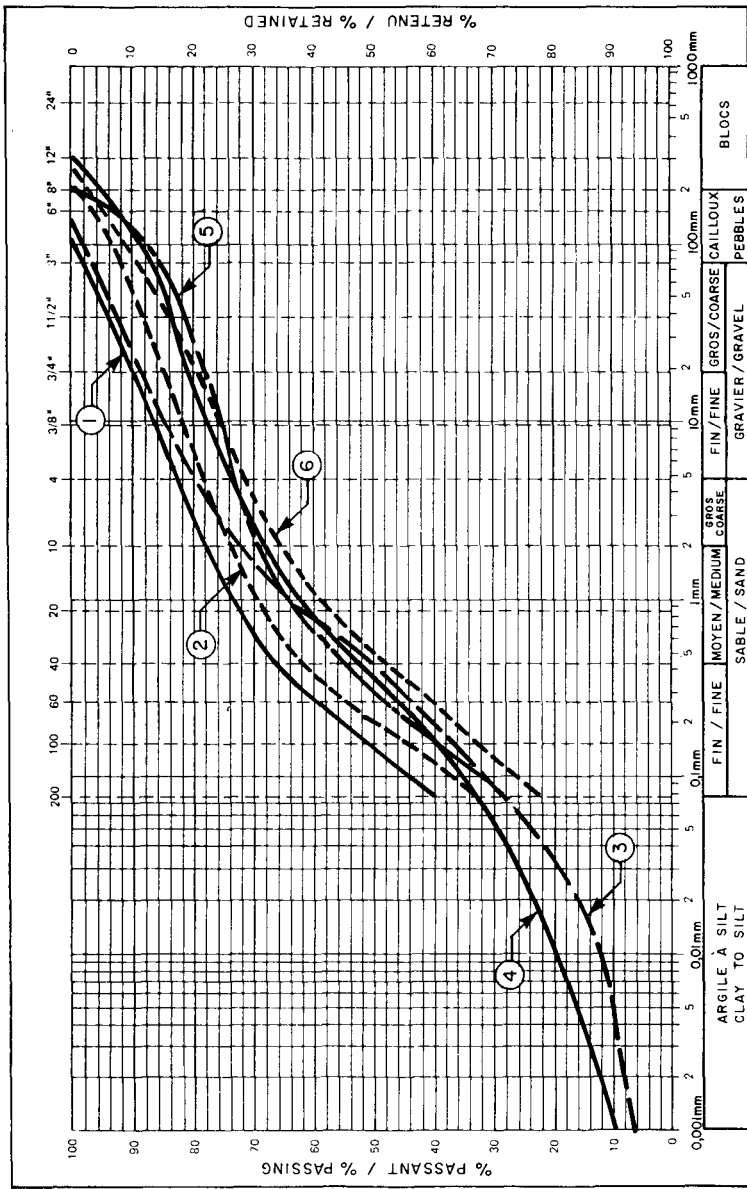


Fig. B.2

Canada - Northern Quebec.
 Nord du Québec.

- (1) LG-3 North Dam.
- (2) LG-2 Main Dam.
- (3) KA-4 Dam.
- (4) KA-3 Dam.
- (5) LG-4 Main Dam.
- (6) KA-7 Dyke.

- (1) Barrage Nord.
- (2) Barrage principal.
- (3) Barrage KA-4.
- (4) Barrage KA-3.
- (5) Barrage principal.
- (6) Digue KA-7.

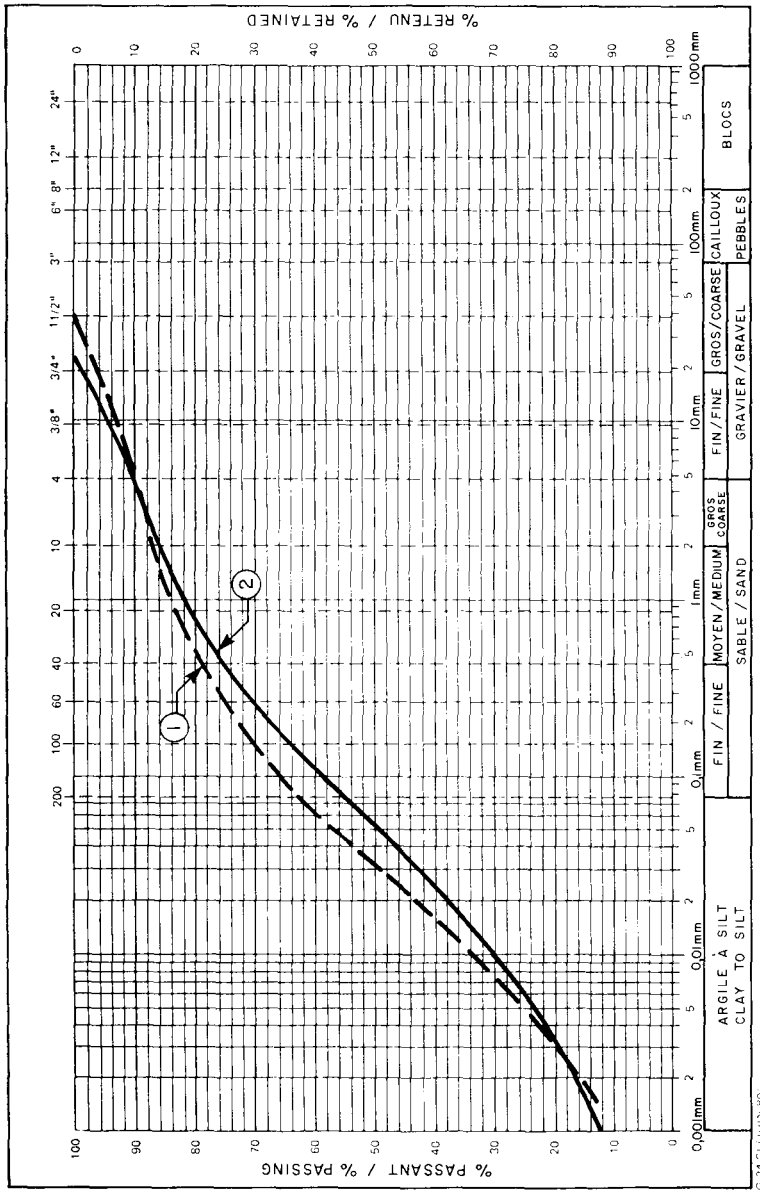


Fig. B.3

Canada - Manitoba and Saskatchewan.

Manitoba et Saskatchewan.

Name of the dam.

Nom du barrage.

(1) Long Spruce.

(2) Squaw Rapid.

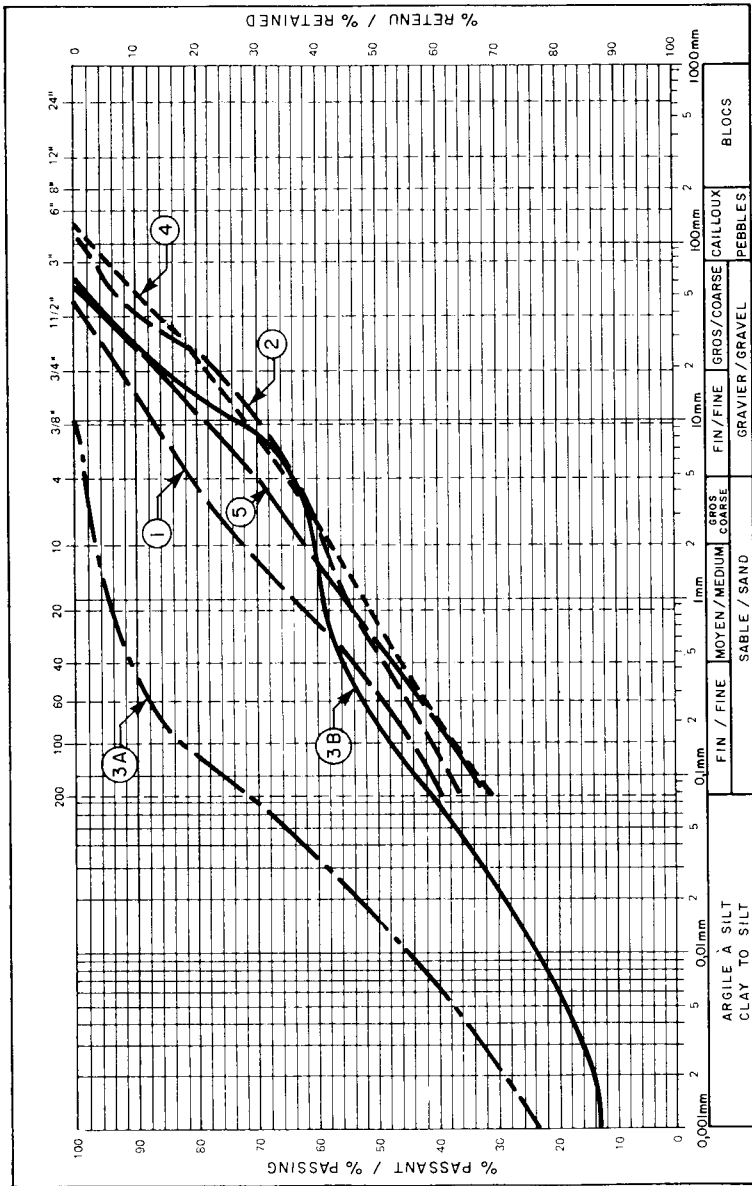
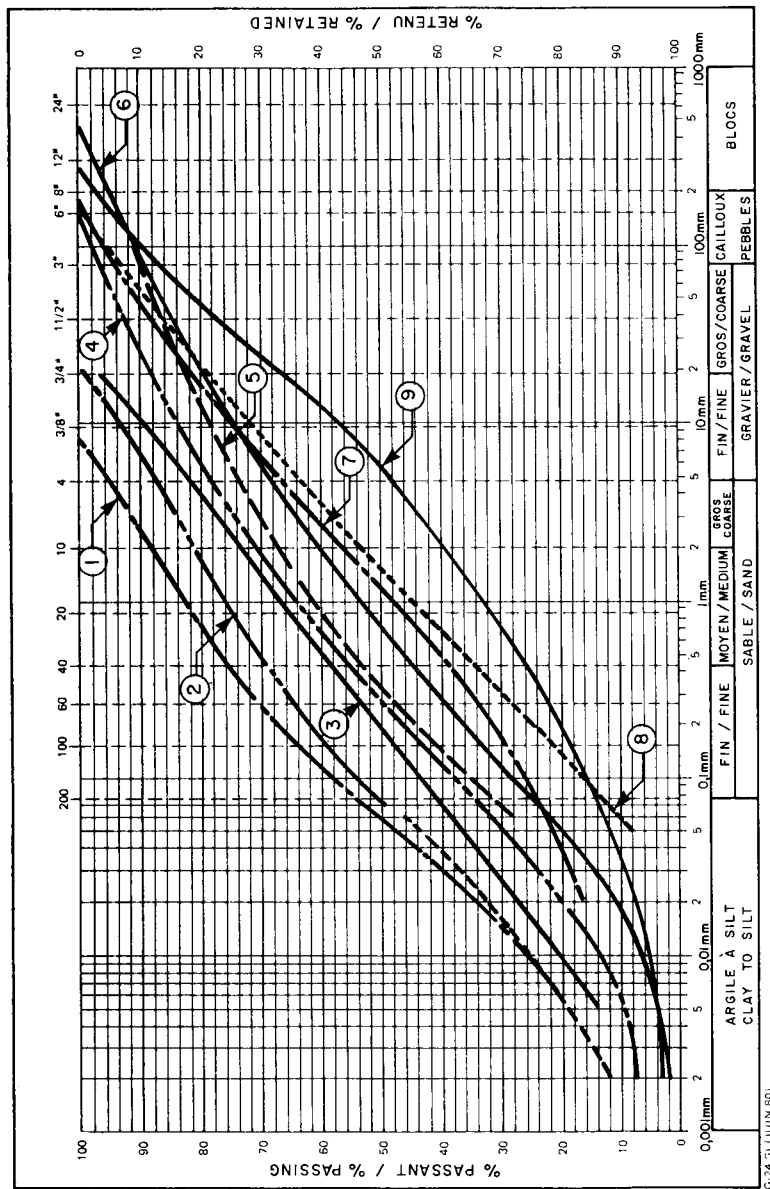


Fig. B.4

Canada - Alberta and British Columbia.
Alberta et Colombie Britannique.

- Name of the dam.
Nom du barrage.
- (1) Three Sisters.
 - (2) Bighorn.
 - (3) Brezeau.
 - (4) Mica.
 - (5) Revelstoke.



G.24 31 JUN 80

Fig. B.5

Sweden and Norway.

Suède et Norvège.

- Name of the dam.
Nom du barrage.
- (1) Arstaddalen.
 - (2) Tunhovd.
 - (3) Hyttejuvet.
 - (4) Sonstevatn.

- (5) Bordal.
- (6) Slottmoberget.
- (7) Viddalsvatn.
- (8) Svartevatn.
- (9) Juktan.

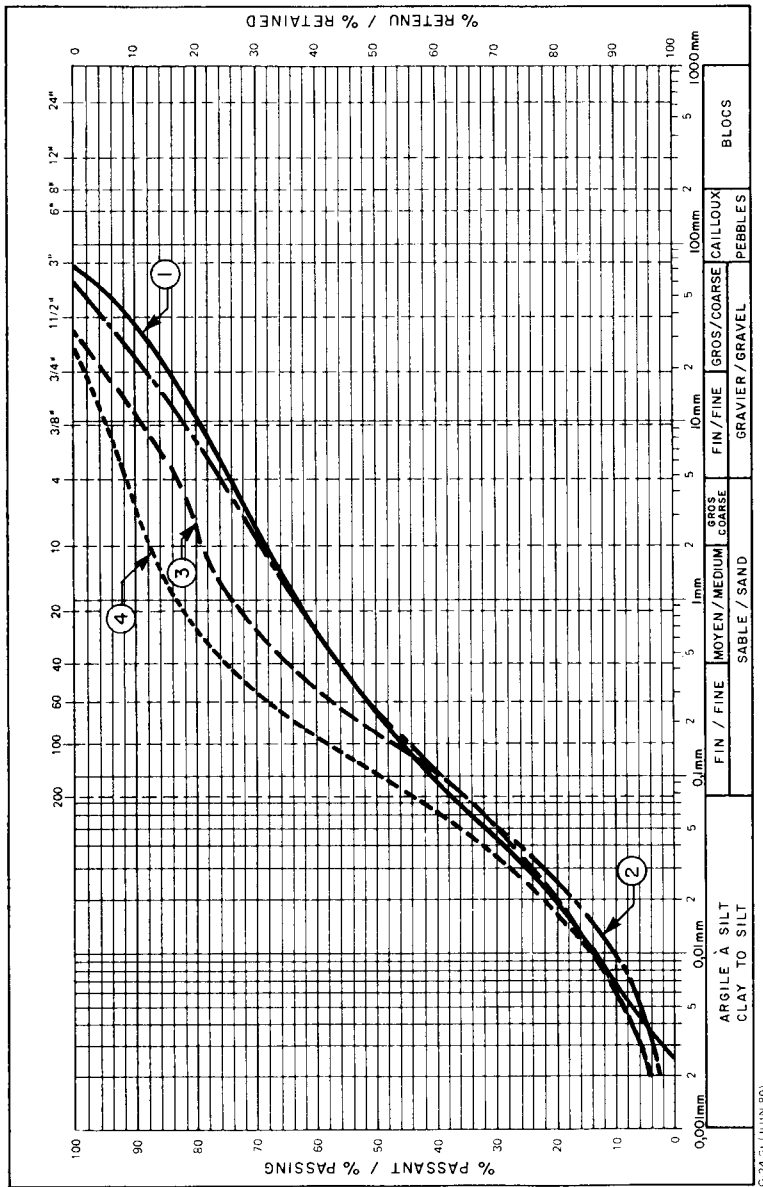


Fig. B.6
Finland.
Finlande.

Name of the dam.
Nom du barrage.
(1) Taivaikoski.
(2) Vajukoski.
(3) Kalajarvi.
(4) Hautapera.

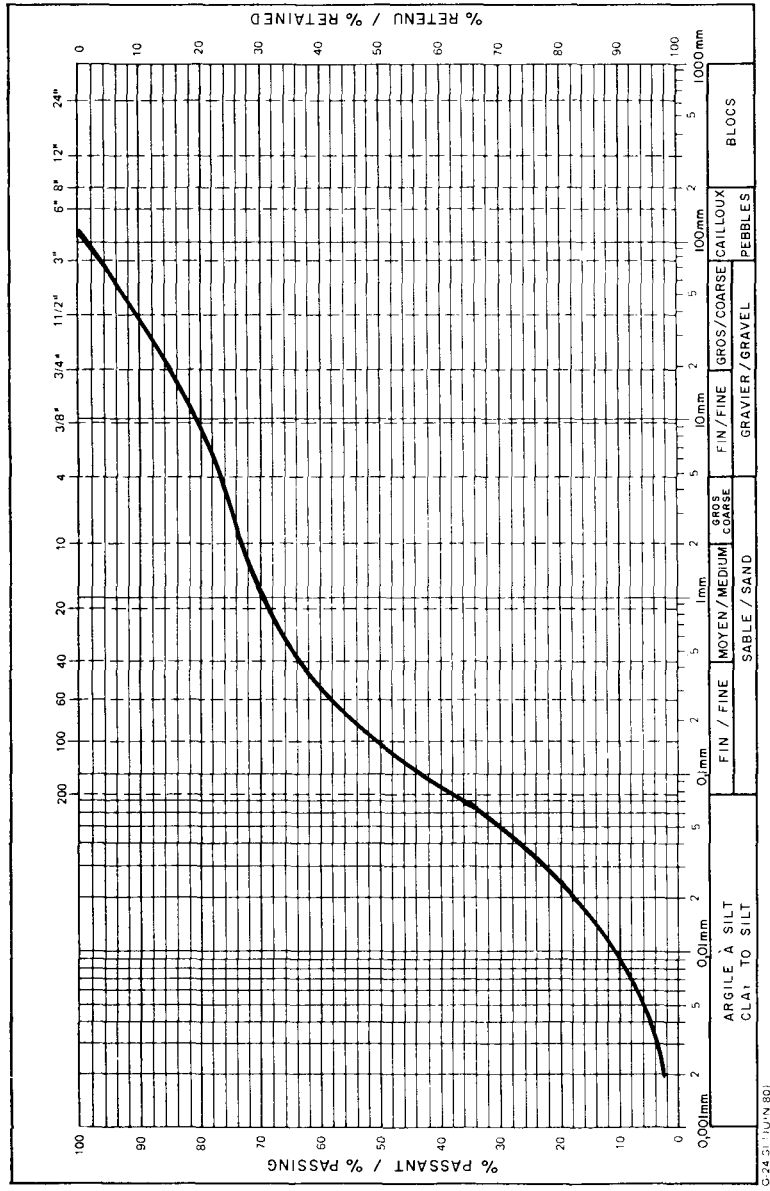


Fig. B.7

New-Zealand - Pukake Dam.

Nouvelle-Zélande - Barrage Pukake.

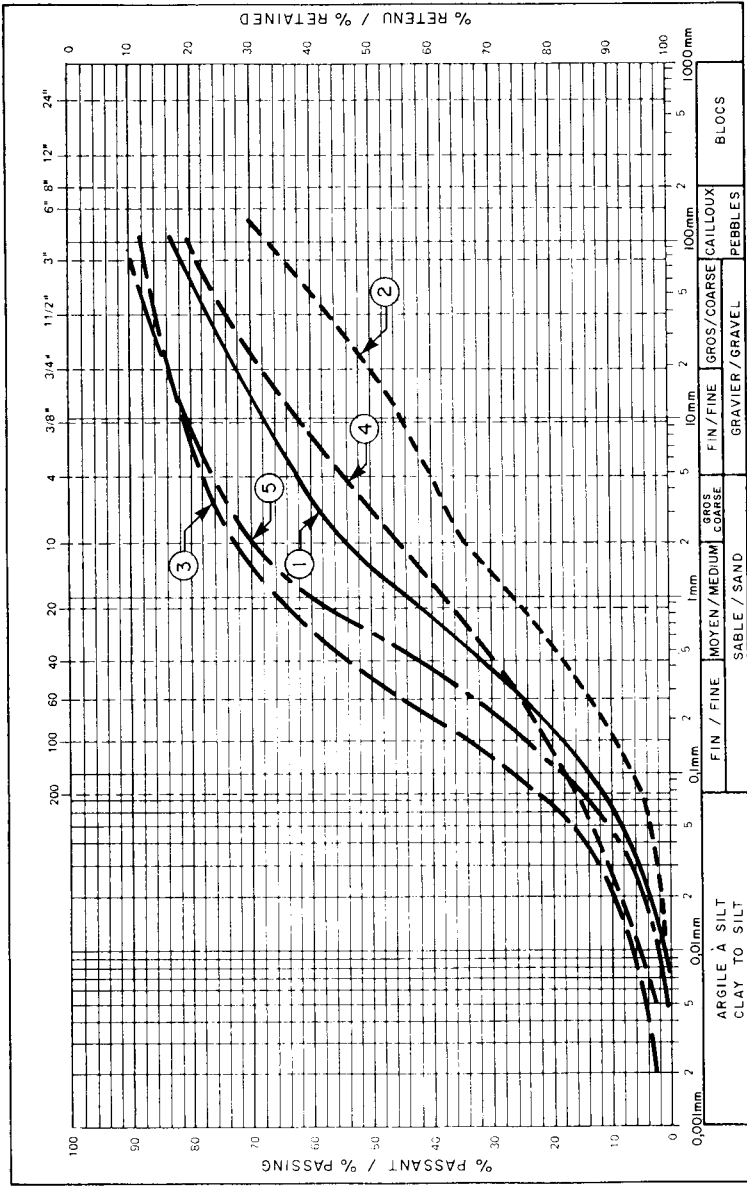


Fig. B.8
USSR.
URSS.

- Name of the dam.
Nom du barrage.
- (1) Knyazhegubsk.
 - (2) Lyakhkominsk and Tupegubsk.
 - (3) Iorsk.
 - (4) Kumks.
 - (5) Tolvanks.

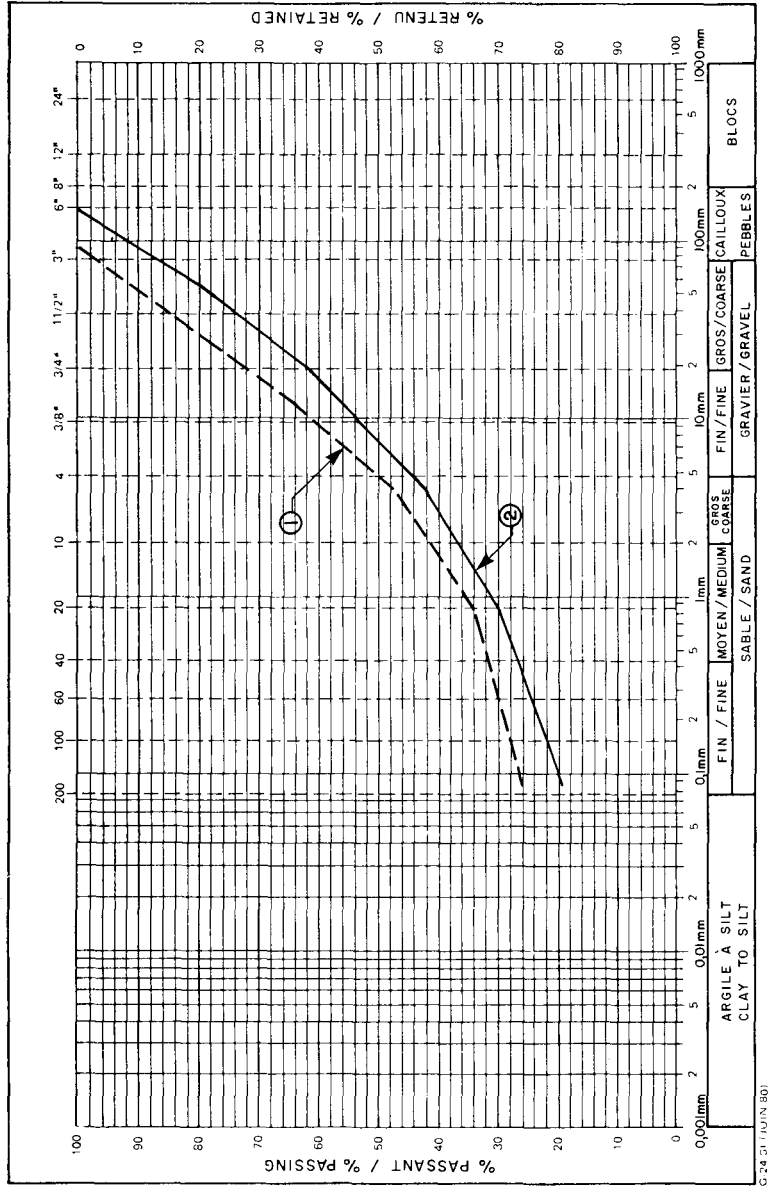


Fig. B.9
France.

Name of the dam.
Nom du barrage.
 (1) Grand'Maison.
 (2) Mont-Cemis.

Imprimerie de Montlignon
61400 La Chapelle Montlignon
Dépôt légal : janvier 1989
N° 14177
ISSN 0534-8293
Couverture : Olivier Magna

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne  *Computerized Archives on line*

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004*



**International Commission on Large Dams
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**
<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>