

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Faculté des sciences appliquées

Département de génie civil

**INFLUENCE DES CONDITIONS CLIMATIQUES SUR L'ÉTAT DES  
CONTRAINTES DANS UNE STRUCTURE HYDRAULIQUE EN BÉTON**

Thèse de doctorat ès sciences appliquées

Spécialité : Génie civil

Mohamed DAOUD

Sherbrooke (Québec) CANADA

Mai 1997

**Je dédie cette thèse à :**

**mon père TAIEB et ma mère ANISSA**

**mon épouse JIHEN et mes deux enfants SLIM et RAMY**

**mon frère AHMED et mes soeurs YOUSRA et SALMA**

## RÉSUMÉ

Les problèmes d'origine thermique sont les causes principales de la dégradation des barrages en béton. En effet, 19% sont attribués aux problèmes reliés au gel-dégel et 9% sont attribués aux fluctuations saisonnières et diurnes de la température ambiante. Ces statistiques, publiées par ICOLD [1984], montrent qu'il est important de comprendre l'effet des conditions climatiques sur la dégradation des barrages en béton et ont ainsi initié plusieurs recherches dans ce domaine.

Dans la présente étude, un modèle numérique transitoire utilisant la méthode des éléments finis, permet de calculer la distribution de la température dans le barrage à chaque instant de l'année. Dans ce modèle, deux conductivités thermiques sont affectées au béton selon qu'il est complètement saturé ou partiellement saturé. Le pas de temps utilisé dans cette étude est de huit heures. Ceci, en plus d'améliorer la précision du calcul, a permis d'introduire la radiation solaire de chaque jour dans les huit heures pendant lesquelles elle est réellement présente. Ce phénomène a apporté des améliorations intéressantes aux résultats. De plus, une attention bien particulière a été prêtée au calcul des conditions aux limites du domaine d'étude (barrage et fondation), en particulier à l'interface eau - béton. En effet, un programme par différences finies a été développé. Il permet de tenir compte de l'éventuelle formation de la couche de glace sur la surface du réservoir en hiver ainsi que de sa fonte progressive au printemps.

La distribution de la température ainsi que l'épaisseur de glace calculées au niveau du réservoir d'eau à chaque instant de l'année se comparent très bien avec les valeurs mesurées retrouvées dans les travaux antérieurs, ce qui prouve la validité du modèle. Ceci constitue une amélioration considérable dans ce modèle puisque, dans toutes les études antérieures, la distribution de la température du réservoir se base sur des approximations introduisant des discontinuités au modèle.

La distribution de la température calculée dans le barrage montre une variation considérable du gradient thermique à l'interface entre la zone complètement saturée et la zone partiellement saturée. Ce paramètre semble avoir une influence considérable dans le transfert thermique dans un barrage. En plus, la profondeur maximale de gel trouvée dans la présente étude est de 11 mètres. Cette valeur concorde bien avec les mesures de terrain effectuées sur des barrages en béton dans le nord du Québec contrairement à plusieurs études numériques antérieures qui trouvent que la profondeur de gel ne dépasse pas 6 mètres. Ce résultat vient confirmer l'importance de considérer un petit pas de temps (8 heures) qui introduit une précision intéressante sur les résultats numériques.

Une étude numérique visant à calculer les contraintes et les déformations générées par la variation des conditions climatiques a ensuite été élaborée. Elle exploite les distributions de température retrouvées grâce à l'étude thermique. Un modèle élastique linéaire et isotrope utilisant la méthode des éléments finis a été choisi pour cette étude. Il permet d'affecter des paramètres physico-mécaniques différents suivant que le béton est complètement saturé ou partiellement saturé. Les principaux résultats retrouvés sont les suivants:

- la contrainte de traction maximale est de 9 MPa et se situe à la base du barrage (côté aval);
- La zone du barrage exposée à une contrainte de traction supérieure à 3 MPa est localisée sur une bande entourant la surface exposée à l'air ambiant. Elle présente une épaisseur variable suivant l'élévation. Le maximum d'épaisseur est de 4,6 mètres;
- le rayonnement solaire joue un rôle important dans l'atténuation des contraintes de traction;
- la déformation maximale à la crête du barrage est de 10 mm.

Enfin, un modèle numérique a été développé pour calculer les pressions capillaires dans la zone partiellement saturée du barrage en tenant compte du flux d'évaporation net agissant sur celui-ci. Cette étude, effectuée par la méthode des éléments finis, modélise l'écoulement dans la zone saturée et non saturée. Les résultats obtenus montrent que, dans la zone partiellement saturée, les pressions capillaires peuvent atteindre des valeurs négatives assez importantes d'environ  $-10^5$  kPa. Ceci témoigne de la présence d'un degré de saturation très faible dans cette zone du barrage. Les pressions capillaires négatives génèrent des déformations qui peuvent atteindre le même ordre de grandeur que celles des déformations thermiques dans la zone aval exposée à l'air ambiant. Il est donc essentiel de tenir compte des déformations produites par la variation saisonnière du degré de saturation du béton dans l'évaluation de la dégradation du béton par les conditions climatiques.

## ABSTRACT

A transient thermal analysis of a dam and its foundation has been formulated and solved using a finite element program to calculate the temperature distribution in the dam at any time of the year. The two-dimensional model takes into account ambient temperature variations, solar radiation, snow cover and the geothermal gradient. The dam has been divided in two parts with different thermal diffusivities corresponding to the saturated and unsaturated zones. The time step used is eight hours. This choice permits a good precision of the results. Particular attention was paid in formulating the boundary condition of the domain of study (dam and foundation) and particularly on the water reservoir - dam interface temperature which was obtained from an energy balance taking into account the formation and melting of ice on the reservoir.

The distribution of the temperature and the ice thickness calculated for the water reservoir shows a good correlation with the measured values obtained in some previous works. This shows the validity of the model used in this study.

The temperature distribution in the dam shows a change in the thermal gradient at the saturated - non saturated interface zones. This zoning seems to have an important effect on the heat transfer in the dam. On the other hand, the maximum frost penetration calculated is 11 meters. These results agree quite well with the measured values obtained from many dams in northern Quebec. Comparing these results to those obtained by many previous numerical studies, we can see clearly a good improvement on the precision of the results.

A thermal stress and strain analysis using the temperature distribution in the dam is performed. A permanent elastic linear and isotropic finite element model is used for this study. The saturated and unsaturated regions have different physico mechanical parameters. The most important results obtained are as follows :

- The maximum tensile stress is 9 MPa and is located at the base of the dam.
- The tensile stress distribution in the dam identifies the zone where thermal stresses exceed the tensile strength (3MPa) and cause dangerous degradation. This zone has a variable thickness according to the elevation on the dam. The maximum thickness is 4.6 meters.
- The solar radiation attenuates the tensile stress.
- The maximum displacement of the top of the dam is 10 mm.

Finally, a numerical study of the distribution of the capillary pressures in the partially saturated zone of the concrete dam is performed. This study uses a finite element program, called SEEP/W. A transient flow in a concrete dam and its foundation, taking into account the reservoir water pressure and the atmospheric evaporation due to climatic conditions, is calculated. This program draws up a complete flow balance to calculate the water pressure at any node of the domain of study. All the flow parameters and their variation with the degree of saturation are evaluated and taken as inputs in the program. The calculated capillary pressures in the partially saturated zone can be as high as  $-10^5$  kPa. This shows that the saturation degree of the partially saturated concrete can be very low. The capillary pressure generates important deformation which have the same order of magnitude of the thermal deformations.

## REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, j'aimerais tout d'abord remercier vivement mes deux directeurs de recherche :Dr Nicolas Galanis et Dr Gérard Ballivy pour leurs soutien moral et matériel. Leur disponibilité et leurs recommandations m'ont grandement aidé à réaliser cette thèse.

Mes remerciements vont aussi à tous les membres de jury qui ont pris la peine d'évaluer ce travail:

- Le rapporteur, Dr Arezki TAGNIT HAMOU, professeur à l'Université de Sherbrooke, Québec, Canada;
- Dr Kaveh SALEH, chargé de l'équipe béton, Service Technologie des matériaux Vice-présidence Technologie et IREQ, Québec, Canada;
- Dr Jacques MARCHAND, professeur à l'Université Laval, Québec, Canada.

La coopération fructueuse de Nabil BOUZOUBAA et Mohamed LACHEMI m'a permis de profiter de leur expérience dans l'utilisation du programme de calcul CESAR. Je tiens à les remercier vivement.

Je tiens à remercier aussi toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à ce travail, tels les techniciens, les secrétaires et les professionnels de recherche.

Je n'oublierai jamais les agréables années que j'ai passées au Laboratoire de mécanique des roches et de géologie appliquée durant lesquelles les membres de ce laboratoire ont montré une collaboration et une amitié exemplaires.

Cette thèse n'aurait pu être réalisée sans le soutien et la patience de mon épouse Jihen BEN GAIED qui m'a supporté et aidé pendant toutes ces années d'étude. Son encouragement m'a permis de surmonter plusieurs moments difficiles durant ces travaux. Je la remercie infiniment.

Je remercie finalement mes parents pour leur encouragement et support moral.

## TABLE DES MATIÈRES

1.	INTRODUCTION .....	1
2.	REVUE BIBLIOGRAPHIQUE DES PROBLÈMES THERMIQUES ET HYDRIQUES DANS LES BARRAGES EN BÉTON.....	4
2.1.	Historique sur les barrages en béton.....	4
2.1.1	Différents types de barrages en béton .....	4
2.1.2	Évolution des matériaux de construction dans les barrages en béton .....	4
2.2.	Viellissement prématuré des barrages en béton.....	5
2.2.1	Les conditions climatiques .....	5
2.2.2	Les réactions alcali granulats.....	5
2.3.	Les différents types de détériorations causées par les problèmes thermiques dans les barrages .....	6
2.3.1	Quelques exemples de barrages ayant présenté des signes sérieux de détérioration.....	6
a-	Le barrage Daniel Johnson.....	6
b-	Le barrage Fontana .....	9
2.3.2	Les causes essentielles de détérioration des barrages en béton .....	12
a-	Les déformations thermiques .....	12
b-	Le gel dégel.....	14
c-	Les déformations hygrométriques .....	14
2.4.	Solutions proposées afin d'éviter les problèmes thermiques .....	15
2.5.	Conclusions .....	21
3.	REVUE DES CONCEPTS FONDAMENTAUX RELIÉS AUX EFFETS THERMIQUES ET HYDRIQUES SUR LE BÉTON.....	23
3.1.	Le béton de masse .....	23
3.1.1	Introduction.....	23
3.1.2	Définition d'un béton de masse .....	23
3.1.3	Méthodes de construction .....	24
a-	Les mélanges.....	24
b-	La mise en place.....	26
3.1.4	Le comportement thermique d'un béton.....	28
3.1.5	Le comportement physico-mécanique d'un béton .....	28
a-	Influence de la chaleur d'hydratation sur la résistance d'un béton.....	28
b-	Évolution des propriétés physico-mécaniques du béton en fonction de sa maturité.....	30
3.1.6	Le retrait dans le béton.....	30
a-	Le retrait endogène .....	30
b-	Le retrait par dessiccation.....	31
c-	Le retrait thermique.....	31
3.2.	Équilibre thermodynamique de l'eau dans le béton .....	31
3.2.1	Introduction.....	31
3.2.2	Les pores de gel.....	34

3.2.3	Les pores capillaires .....	34
3.2.4	Les différents types d'eau contenus dans la pate de ciment hydratée.....	35
3.2.5	Les différents mécanismes qui régissent l'interaction Béton - Eau .....	37
a-	L'énergie libre de surface .....	38
b-	Notion de pression de succion .....	40
c-	L'adsorption .....	40
d-	L'eau capillaire.....	43
3.3.	Le transfert de chaleur dans les barrages en béton.....	45
3.3.1	Introduction.....	45
3.3.2	La conduction .....	45
3.3.3	La convection .....	45
3.3.4	Le rayonnement .....	46
3.3.5	Le coefficient de dilatation thermique.....	47
3.3.6	La conductivité thermique.....	48
3.3.7	La chaleur spécifique .....	48
3.3.8	La diffusivité thermique .....	48
3.4.	Les contraintes thermiques .....	49
3.5.	Conclusions .....	50
4	ÉTUDE DES VARIATIONS DU CHAMP DE TEMPÉRATURE D'UN BARRAGE SOUS L'INFLUENCE DES VARIATIONS CLIMATIQUES .....	52
4.1.	Introduction .....	52
4.2.	Emplacement du front de saturation.....	52
4.3.	Modélisation du problème .....	53
4.4.	Les différentes sources de chaleur dans un barrage.....	56
4.4.1	La température ambiante.....	56
4.4.2	La radiation solaire .....	57
4.4.3	La couverture de neige.....	59
4.4.4	Le gradient géothermique .....	59
4.4.5	L'épaisseur de la glace sur le réservoir d'eau .....	60
4.5.	Les conditions aux limites du domaine d'étude .....	60
4.5.1	Calcul de la température ambiante équivalente.....	60
4.5.2	Calcul du coefficient de convection équivalent.....	61
4.5.3	Calcul du profil de la température dans le réservoir et la fondation du coté amont du barrage.....	63
a-	Module été.....	64
b-	Module hiver avec formation de la glace.....	70
c-	Module hiver avec fonte de la glace.....	74
4.5.4	Les conditions aux limites dans la fondation .....	80
4.6.	Calcul du profil de température dans la fondation du coté aval du barrage.....	82
4.7.	Calcul du champs de température du barrage en fonctions des variations climatiques .....	86
4.8.	Conclusions .....	101



5.	CALCUL DU CHAMPS DES CONTRAINTES ET DES DÉFORMATIONS THERMIQUES DU BARRAGE.....	103
5.1.	Modélisation du problème .....	103
5.2.	Les conditions aux limites utilisées pour le calcul mécanique.....	105
5.3.	Variation des contraintes thermiques durant l'année.....	105
5.4.	Distribution des courbes isocontraintes thermiques .....	107
5.5.	Étude des déformations du barrage dues aux sollicitations thermiques .....	111
5.6.	Conclusions .....	114
6.	ÉTUDE DU MOUVEMENT DU FRONT DE SATURATION DANS LE BARRAGE EN FONCTION DES CONDITIONS CLIMATIQUES.....	117
6.1.	Introduction .....	117
6.2.	Méthode d'analyse .....	118
6.3.	Modélisation du problème .....	119
6.4.	Les propriétés hydrauliques du béton .....	121
6.4.1	La fonction d'emmagasinement.....	121
6.4.2	La fonction de la conductivité hydraulique .....	122
6.5.	Évaluation du taux d'évaporation de la surface du barrage et de la fondation exposées à l'air ambiant.....	124
6.5.1	Formules empiriques permettant le calcul du pouvoir évaporant de l'atmosphère à partir de quelques données météorologiques .....	125
6.5.2	Mécanisme de l'évaporation à partir d'un sol nu.....	125
a-	le terrain comporte une nappe phréatique voisine de la surface du sol ...	126
b-	le terrain ne comporte pas de nappe phréatique voisine de la surface du sol.....	127
6.5.3	Formules empiriques de calcul de l'évaporation d'un sol .....	127
a-	taux d'évaporation à partir des sols continuellement saturés.....	127
b-	taux d'évaporation à partir des sols non saturés qui ne comportent pas de nappe phréatique voisine de la surface du sol .....	127
c-	taux d'évaporation à partir des sols non saturés qui comportent une nappe phréatique.....	129
6.5.4	Le front de saturation.....	129
6.6.	Les conditions aux limites du domaine d'étude .....	130
6.6.1	Le coté amont du barrage .....	130
6.6.2	Les surfaces du barrage et de la fondation du coté aval en contact avec l'atmosphère .....	132
6.6.3	Les surfaces limites de la fondation .....	132
6.7.	Solution, résultat et interprétation.....	132
6.7.1	Fonction de l'emmagasinement .....	132
6.7.2	Fonction de la conductivité hydraulique .....	132
6.7.3	Détermination du flux d'évaporation net .....	132
6.7.4	Présentation et interprétation des résultats.....	135
6.7.5	Influence de la variation du degré de saturation sur la déformation du béton.....	142
6.8.	Conclusions .....	144

7.	CONCLUSIONS GÉNÉRALES .....	145
8.	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	148
	ANNEXE A .....	154

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Le barrage Daniel Johnson, face aval (d'après [VELTROP, 1990]) .....	7
Figure 2.2	Les fissures obliques sur la voûte 8-9 (d'après [VELTROP, 1990]).....	7
Figure 2.3	Profils de température (d'après [VELTROP, 1990]).....	8
Figure 2.4	Distribution de la température critique dans le barrage (d'après [VELTROP, 1990]) .....	9
Figure 2.5	Le barrage FONTANA (d'après [ABRAHAM ET COLL., 1978]) .....	10
Figure 2.6	Disposition de la fissure (d'après [ABRAHAM ET COLL., 1978]) .....	10
Figure 2.7	Coupure de la tranche verticale (d'après [ABRAHAM ET COLL., 1978]) .....	11
Figure 2.8	Modèles d'éléments finis pour l'étude des systèmes de protection thermique (d'après [LÉGER et coll. 1993]) .....	17
Figure 2.9	Nombre de cycles de gel-dégel (d'après [LÉGER et coll. 1993]) .....	18
Figure 2.10	Pénétration du gel pour différents systèmes de protection thermique (d'après [LÉGER et coll. 1993]) .....	18
Figure 2.11	Enveloppes des températures minimales pour différents modèles (d'après [LÉGER et coll. 1993]) .....	19
Figure 3.1	Variation volumique de l'eau et des différents constituants solides du béton (d'après [ALEXANDERSON, 1972]).....	29
Figure 3.2	Représentation schématique de la formation des pores en fonction de l'hydratation du ciment .....	34
Figure 3.3	Interaction de l'eau avec la surface du quartz et la variation d'énergie libre de surface(d'après [PARKS, 1984]) .....	39
Figure 3.4	Pressions de succion en fonction de l'humidité relative (d'après [RODE, 1965]) .....	41
Figure 3.5	Courbe typique de sorption désorption.....	42

Figure 3.6	Différentes étapes d'absorption de l'eau dans un matériau poreux (d'après [KALLEL, 1991]) .....	44
Figure 3.7	Répartition typique des contraintes thermiques par retenue interne dans une structure en béton.....	50
Figure 4.1	Section du barrage étudiée .....	54
Figure 4.2	Dessin du maillage .....	55
Figure 4.3	Les échanges thermiques considérés dans l'étude.....	57
Figure 4.4	Variation de la température ambiante sur une année pour la région de Baie Comeau.....	58
Figure 4.5	Variation de la radiation solaire journalière sur une année pour la région de Baie Comeau .....	58
Figure 4.6	Variation de l'épaisseur de la neige sur une année pour la région de Baie Comeau.....	59
Figure 4.7	Variation de la température ambiante équivalente sur une année.....	62
Figure 4.8	Étude thermique du côté amont du barrage .....	64
Figure 4.9	Organigramme du programme principal.....	65
Figure 4.10	Représentation schématique du réservoir d'eau en été.....	67
Figure 4.11	Organigramme du module été .....	68
Figure 4.12	Profil de la température du côté amont durant la période d'été .....	69
Figure 4.13	Représentation schématique du réservoir d'eau en hiver.....	70
Figure 4.14	Organigramme du module hiver avec formation de la glace .....	72
Figure 4.15	Profils extrêmes de la température du côté amont durant la période hiver avec formation de la glace .....	73
Figure 4.16	Représentation schématique d'une coupe du côté amont en hiver pendant la fonte de la glace .....	75
Figure 4.17	Organigramme du module hiver avec fonte de la glace .....	77

Figure 4.18	Profil de la température du côté amont durant la période hiver avec fonte de la glace.....	78
Figure 4.19	Variation de la température à la surface du réservoir d'eau pour une année.....	79
Figure 4.20	Variation de l'épaisseur de la glace à la surface du réservoir pour une année.....	81
Figure 4.21	Variation de la température en fonction du temps pour 4 noeuds du réservoir d'eau.....	82
Figure 4.22	Étude thermique dans la fondation du côté aval du barrage.....	83
Figure 4.23	Organigramme du programme principal pour la fondation.....	84
Figure 4.24	Variation annuelle de la température de la fondation à différentes profondeurs ...	85
Figure 4.25	Variation annuelle de la température de la fondation à différentes profondeurs ...	85
Figure 4.26	Distribution des températures extrêmes en fonction de la profondeur.....	87
Figure 4.27	Convergence de la température pour différents noeuds.....	88
Figure 4.28	Variation de la température en fonction du temps pour différents noeuds.....	89
Figure 4.29	Variation de la température en fonction du temps pour différents noeuds.....	90
Figure 4.30	Variation de l'amplitude en fonction de la profondeur des noeuds.....	91
Figure 4.31	Variation du déphasage en fonction de la profondeur des noeuds.....	92
Figure 4.32	Profil de la température au niveau de la section AB en hiver (28 février).....	93
Figure 4.33	Profil de la température au niveau de la section AB en été (25 août).....	94
Figure 4.34	Distribution de la température dans le barrage en hiver (28 février).....	95
Figure 4.35	Distribution de la température dans le barrage en été (25 août).....	96
Figure 4.36	Variation de la profondeur de l'isotherme zéro en fonction du temps.....	97
Figure 4.37	Distribution de la température dans la fondation du côté aval du barrage.....	99
Figure 4.38	Variation de l'amplitude de la fondation en fonction de la profondeur des noeuds.....	100

Figure 4.39	Variation du déphasage de la fondation en fonction de la profondeur des noeuds .....	100
Figure 4.40	Distribution de la température dans la fondation du côté amont du barrage.....	101
Figure 5.1	Position des sections de coupe pour l'étude mécanique .....	104
Figure 5.2	Variation des contraintes principales $\sigma_1$ et $\sigma_3$ durant l'année à 8 heures (section à 55 m) .....	106
Figure 5.3	Variation des contraintes principales $\sigma_1$ et $\sigma_3$ durant l'année à 8 heures (section à 80 m) .....	106
Figure 5.4	Variation des contraintes principales $\sigma_1$ et $\sigma_3$ durant l'année à 8 heures (section à 120 m) .....	107
Figure 5.5	Variation des contraintes principales $\sigma_1$ et $\sigma_3$ durant l'année à 16 heures (section à 55 m) .....	108
Figure 5.6	Variation des contraintes principales $\sigma_1$ et $\sigma_3$ durant l'année à 16 heures (section à 80 m) .....	108
Figure 5.7	Variation des contraintes principales $\sigma_1$ et $\sigma_3$ durant l'année à 16 heures (section à 120 m) .....	109
Figure 5.8	Distribution de la courbe isocontrainte 3 MPa dans le barrage pendant le 50 <sup>e</sup> jour de l'année.....	110
Figure 5.9	Profondeur des courbes isocontraintes 3 MPa en fonction du temps .....	111
Figure 5.10	Les déformées du barrage aux jours : 1 <sup>er</sup> janvier, 19 février et 10 avril.....	112
Figure 5.11	Les déformées du barrage aux jours : 19 juillet, 27 octobre et 16 décembre.....	113
Figure 5.12	Variation des déformations u, v et totale en fonction du temps à 8 heures (section à 55 m) .....	115
Figure 5.13	Variation des déformations u, v et totale en fonction du temps à 8 heures (section à 80 m) .....	115
Figure 5.14	Variation des déformations u, v et totale en fonction du temps à 8 heures (section à 120 m) .....	116
Figure 6.1	Distribution schématique des zones de saturation dans le barrage .....	118

Figure 6.2	Distribution schématique de la pression de l'eau dans un sol (d'après[WILSON, 1990]).....	119
Figure 6.3	Domaine d'étude.....	120
Figure 6.4	Relation type entre la teneur en eau volumétrique et la pression de l'eau dans les pores (d'après [HO, 1979]).....	123
Figure 6.5	Relation type entre la conductivité hydraulique et la pression de l'eau dans les pores (d'après [HO, 1979]).....	123
Figure 6.6	Distribution des courbes d'égale évaporation totale des lacs à travers le territoire du Canada.....	126
Figure 6.7	Comparaison des taux d'évaporation moyens mensuels à partir d'une surface d'eau et de terre noire à Oudewetering aux Pays-Bas (d'après [RÉMÉNIÉRAS, 1976]). .....	128
Figure 6.8	Comparaison entre la surface libre calculée et celle mesurée sur le terrain.....	131
Figure 6.9	Comparaison entre la surface libre calculée avec et sans évaporation .....	131
Figure 6.10	Fonction d'emmagasinement.....	133
Figure 6.11	Fonction de la conductivité hydraulique .....	133
Figure 6.12	Variations de l'évaporation totale, la précipitation totale ainsi que l'évaporation nette dans les différentes régions du Canada.....	134
Figure 6.13	Variation type de l'évaporation totale mensuelle ainsi que la précipitation totale mensuelle pour une année type ayant un flux d'évaporation net annuel de 32 mm/an .....	136
Figure 6.14	Répartition des courbes d'égales charges hydrauliques (flux d'évaporation net de $10^{-9}$ m/s).....	137
Figure 6.15	Répartition des courbes d'égales pressions négatives (flux d'évaporation net de $10^{-9}$ m/s).....	138
Figure 6.16	Répartition des courbes d'égales charges hydrauliques (flux d'évaporation net de $1,5 \cdot 10^{-9}$ m/s).....	139
Figure 6.17	Répartition des courbes d'égales charges hydrauliques (flux d'évaporation net de $2 \cdot 10^{-9}$ m/s).....	139

Figure 6.18	Répartition des courbes d'égales pressions négatives (flux d'évaporation net de $1,5 \cdot 10^{-9}$ m/s).....	140
Figure 6.19	Répartition des courbes d'égales pressions négatives (flux d'évaporation net de $2 \cdot 10^{-9}$ m/s).....	141
Figure 6.20	Courbes de succion de différents matériaux de construction (d'après [Fauconnier, 1982]).....	143



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Classification des détériorations les plus fréquentes pour les barrages en béton (d'après ICOLD, 1984) .....	12
Tableau 2.2	Écart maximal de température entre la surface du béton et l'air ambiant (d'après [CAN-CSA-A23-1 M90, 1990]) .....	13
Tableau 2.3	Exemples de temps nécessaire pour dissiper la chaleur d'hydratation .....	14
Tableau 2.4	Description des modèles utilisés dans l'étude paramétrique (d'après [LEGER et coll., 1993]).....	20
Tableau 2.5	Comparaison des modèles utilisés selon les critères de base pour l'efficacité thermique des systèmes de protection (d'après [LEGER et coll., 1993]).....	22
Tableau 3.1	Pourcentage des différentes granulométries de sable utilisées dans le béton de masse (d'après [ACI 207 1R-10., 1992]) .....	23
Tableau 3.2	Pourcentage des différentes granulométries de gros granulats utilisés dans le béton de masse (d'après [ACI 207 1R-12., 1992]).....	24
Tableau 3.3	Composition des bétons de masse de quelques barrages (d'après [NEHDI, 1993]).....	27
Tableau 3.4	Retrait et perméabilité du béton de masse (d'après [ACI 207 . IR 87]).....	32
Tableau 3.5	Facteurs influençant le développement le réseau des pores capillaires (d'après [JAMBOR 1990]) .....	36
Tableau 3.6	Temps de cure du béton sous l'eau pour avoir des capillaires discontinus .....	37
Tableau 3.7	Propriétés thermiques du béton de masse (d'après [ACI 207, IR 87]).....	51
Tableau 4.1	Paramètres thermiques des différents éléments du barrage .....	56
Tableau 4.2	Coordonnées des noeuds sur les 15 premiers mètres à la surface du réservoir d'eau.....	66
Tableau 4.3	Coordonnées des noeuds qui ont servi pour l'analyse thermique.....	89

Tableau 4.4	Variation de l'amplitude de la variation de la température ainsi que le déphasage en fonction de la profondeur des noeuds. ....	91
Tableau 5.1	Caractéristiques thermo-mécaniques utilisées dans le module LINE.....	103
Tableau 5.2	Contraintes maximales à la surface du barrage.....	109
Tableau 6.1	Données statistiques de l'évaporation de quelques régions du Canada .....	135

# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

Les barrages en béton sont les plus importants ouvrages en béton de masse sujets à la fissuration. Ce sont des signes de vieillissement prématuré qui résultent en une dégradation du béton. Les deux causes essentielles de cette dégradation sont :

- la variation de la température du barrage;
- la présence de l'eau dans les pores du béton.

Ces deux phénomènes ont une influence directe sur la durabilité du béton, sur sa perméabilité et, dans certains cas, sur la sécurité des ouvrages. Dans les régions nordiques, la variation annuelle de la température à la surface des barrages peut excéder les 70° C. Les régions chaudes présentent aussi des variations annuelles assez considérables d'environ 30 à 40° C. Les contraintes et les déformations d'origine thermique jouent donc un rôle important dans la diminution de la durée de vie et de la rigidité des barrages en béton.

Les principaux paramètres responsables de l'endommagement thermique des barrages en béton sont :

- les sollicitations climatiques, incluant les fluctuations du niveau du réservoir;
- les variations de température dans la masse du béton ainsi que le rayonnement solaire;
- la géométrie du barrage;
- les degrés de liberté offerts par les joints;
- la qualité du béton et de la construction;
- le degré de saturation en eau du béton.

Les sections du barrage susceptibles d'être endommagées par les variations de température sont celles situées au niveau de la zone de marnage, le parement aval, les coursiers des excavateurs de crue, les piliers et la chaussée (au niveau de la crête).

D'autre part, la présence de l'eau dans le béton a une influence considérable sur ses caractéristiques physico-mécaniques ainsi que sur l'endommagement du béton par le gel-dégel. Le passage du béton de l'état sec à l'état saturé s'accompagne d'une diminution de 20 à 40% de sa résistance à la compression et à la traction comme tous les matériaux fissurés fragiles. En plus, la présence de l'eau dans les pores du béton a un effet important sur sa déformabilité, sa conductivité thermique, etc.

La dilatation ainsi que le retrait du béton dans un barrage à la suite de la variation de son degré de saturation sont des phénomènes importants surtout au niveau de son parement aval. En effet, cette zone est soumise à un flux d'évaporation net sous l'effet des conditions climatiques (température ambiante, rayonnement solaire, précipitation, etc.), ce qui donne une zone aval dont le degré de saturation change avec les saisons. Les déformations hygrométriques induites ont donc un effet direct sur la dégradation du béton.

Plusieurs études ont été élaborées dans ce sens afin d'étudier ces problèmes. Les résultats obtenus touchent surtout l'effet de la variation de la température ambiante sur le barrage en béton. Les résultats obtenus jusqu'à présent manquent de rigueur surtout en ce qui concerne l'évaluation des conditions aux limites exercées sur le barrage. L'emplacement du front de gel dans les barrages en hiver montre une divergence considérable entre les valeurs mesurées et celles calculées, ce qui prouve que les modèles proposés ne simulent pas d'une façon assez réaliste les phénomènes thermiques réels. D'autre part, l'étude de l'effet de la variation du degré de saturation dans le barrage en fonction des conditions climatiques est un aspect important, qui semble être ignoré ou sous-estimé par les travaux publiés, bien que le transfert de l'humidité entre l'air ambiant et le barrage soit un phénomène majeur dans la dégradation du béton.

Cette étude vise donc à apporter une contribution à la modélisation et à la compréhension de l'effet des conditions environnementales sur la fissuration des barrages en béton.

Les objectifs de cette thèse sont les suivants :

- 1- Élaborer un modèle numérique capable de calculer avec le maximum possible de précision la distribution de la température dans le réservoir d'eau du barrage à chaque instant de l'année et qui tient compte de l'éventuelle formation d'une couche de glace à la surface du réservoir. Ceci permettra de fixer la distribution de la température à l'interface béton - réservoir dans le barrage.
- 2- Élaborer un modèle numérique pour calculer la distribution de la température dans le barrage en béton à chaque instant de l'année. D'une part, ce modèle utilise des conditions aux limites à l'interface béton - réservoir qui sont plus précises que celles des travaux antérieurs. Il est tenu compte aussi du fait que la conductivité thermique affectée au barrage en béton diffère suivant que le béton est complètement saturé ou partiellement saturé.
- 3- Calculer les contraintes et les déformations thermiques qui sont générées par la variation de la température ambiante à chaque instant de l'année. Ceci permettra de localiser les zones vulnérables à la fissuration thermique.
- 4- Élaborer un modèle numérique de calcul de la pression de l'eau dans les pores du barrage aussi bien dans la zone saturée que la zone non saturée en tenant compte de l'évaporation nette de l'eau à partir de la surface du barrage exposée à l'air ambiant. Les pressions capillaires ainsi calculées servent à évaluer, d'une façon qualitative, l'impact de la variation du degré de saturation sur la déformation du béton en comparant celle-ci avec les déformations d'origine thermique.

Outre ce premier chapitre d'introduction, ce mémoire se divise en cinq chapitres principaux suivis d'une conclusion.

Les deux chapitres qui suivent cette introduction se consacrent à l'analyse bibliographique du sujet ainsi qu'à un survol des concepts fondamentaux qui y sont reliés. Le deuxième chapitre expose les différents types de détérioration causée par les problèmes thermiques dans les barrages ainsi que quelques solutions proposées pour remédier à ces problèmes. Quelques exemples d'études de barrages ayant rencontré des problèmes thermiques sont aussi exposés. Le troisième chapitre définit le béton de masse en tant que matériau de construction et décrit son comportement et les différents paramètres thermiques et physico-mécaniques nécessaires à l'étude de ce type de béton. On présente ensuite les concepts fondamentaux nécessaires à la compréhension des équilibres thermodynamiques de l'eau dans le béton. On trouve dans cette partie une introduction des différents mécanismes qui régissent l'interaction béton - eau. On traite à la fin les lois fondamentales de transfert de chaleur dans le béton.

Le quatrième chapitre expose un modèle numérique permettant de calculer la distribution de la température dans le réservoir d'eau du barrage. Un programme par différences finies permet de tenir compte de l'éventuelle formation d'une couche de glace sur la surface de ce réservoir en hiver ainsi que de sa fonte progressive au printemps. Une étude numérique transitoire utilisant la méthode des éléments finis permet ensuite de calculer la distribution de la température dans le barrage à chaque instant de l'année. Dans ce modèle, deux conductivités thermiques sont affectées au béton suivant qu'il est saturé ou non saturé.

Le cinquième chapitre expose un modèle de calcul des contraintes et des déformations thermiques à chaque instant de l'année à partir des distributions des températures calculées au chapitre 4. Un modèle élastique linéaire et isotrope utilisant la méthode des éléments finis a été choisi pour cette étude.

Enfin dans le sixième chapitre une contribution à l'évaluation de l'importance de la dégradation du béton sous l'effet des variations saisonnières de son degré de saturation a été initiée. Pour ce faire, un modèle numérique a été développé afin de calculer les pressions capillaires dans la zone non saturée du barrage en tenant compte du flux d'évaporation net agissant sur celui-ci. Cette étude, effectuée par la méthode des éléments finis, modélise l'écoulement dans la zone saturée et non saturée. Elle permet de trouver aussi le front de saturation.

## CHAPITRE 2

### REVUE BIBLIOGRAPHIQUE DES PROBLÈMES THERMIQUES ET HYDRIQUES DANS LES BARRAGES EN BÉTON

#### 2.1. Historique des barrages en béton

##### 2.1.1. Différents types de barrages en béton

Les barrages en béton sont divisés en deux types :

- les barrages - poids;
- les barrages - voûtes.

Un barrage - poids est conçu de façon que sa stabilité soit assurée surtout par son poids propre. Le béton de masse qu'il forme est en général d'assez faible résistance (20 à 60 MPa). C'est du béton généralement non armé sauf dans quelques zones critiques où on renforce la structure par une armature.

Un barrage - voûte peut être formé soit d'une seule ou de plusieurs voûtes. Ce sont généralement des barrages minces à comparer au barrage poids. C'est sa forme (courbe) et la qualité du béton qui assurent sa stabilité.

##### 2.1.2. Évolution des matériaux de construction dans les barrages en béton

Depuis le début du siècle, plusieurs barrages en béton ont été construits un peu partout dans le monde. L'expérience acquise au fil des années dans le domaine du béton a permis de connaître avec précision le béton en tant que matériau de construction ce qui a engendré une évolution extraordinaire surtout avec l'introduction des adjuvants chimiques et hydrauliques.

Les barrages construits depuis les années 1920 dans les régions ayant des climats sévères (froids, humidité...) ont présenté presque tous des problèmes de dégradation qui sont reliés généralement soit à des problèmes thermiques dus à l'hydratation du béton, soit à une faible résistance face aux conditions climatiques (gel-dégel, contraste de température diurne et saisonnier, humidification et séchage...). L'utilisation de ciment présentant une chaleur d'hydratation faible ainsi que l'évolution des méthodes de mise en place du béton ont permis de contrôler surtout la dégradation du béton à jeune âge causée par la chaleur d'hydratation.

Durant les trois dernières décennies, l'introduction des adjuvants chimiques ont fait une vraie révolution dans le domaine du béton. C'est ainsi que la quantité d'eau de gâchage a été diminuée de beaucoup grâce à l'ajout des agents réducteurs d'eau ce qui a amélioré la résistance sans affecter la maniabilité du béton.

La distribution et la taille des bulles d'air dans le béton sont contrôlées grâce à l'introduction de l'agent entraîneur d'air, ce qui améliore la résistance du béton aux cycles de gel-dégel.

## **2.2 Vieillessement prématuré des barrages en béton**

À l'état d'avancement technologique actuel, le béton est capable, s'il est conçu pour cela, de résister parfaitement aux conditions climatiques à savoir : de nombreux cycles de gel-dégel, des variations extrêmes de la température et du degré de saturation, etc.

La majorité des barrages opérationnels ont été construits bien avant la maîtrise de cette technologie. Un grand nombre de barrages a donc manifesté des signes de vieillissement prématuré depuis le début de leur mise en service. On distingue essentiellement deux causes majeures : les conditions climatiques et les réactions alcali-granulats.

### **2.2.1 Les conditions climatiques**

Elles englobent les fluctuations de la température et l'humidité relative ambiante, les fluctuations du degré de saturation du béton et les cycles de gel-dégel. Ces conditions sont très agressives pour le béton surtout dans les régions présentant des climats sévères comme les régions du nord du Canada.

La variation de la température ambiante va engendrer des contrastes de température entre le noyau du béton et sa couche superficielle. Ceci va causer des retraits thermiques et donc des contraintes de traction, qui, une fois qu'elles dépassent la résistance à la traction du béton, provoquent la fissuration.

Les risques de dégradation par le gel n'existent que lorsque le béton est au contact de l'eau, dans un état saturé ou voisin de la saturation. Les dégradations dues au gel se présentent le plus souvent sous forme de fissures formant un feuilletage parallèle aux faces exposées et arrondissant les coins. Dans le cas du béton armé, ce processus peut rapidement dénuder les armatures. Le béton même âgé et exposé depuis longtemps à l'air ambiant, contient toujours, à l'intérieur du réseau de ses capillaires, de l'eau interstitielle. Celle-ci est susceptible de geler si la température à l'intérieur du béton devient trop faible. La température de la congélation de l'eau libre et pure est de 0 °C. L'eau située dans les capillaires gèle donc à des températures inférieures, d'autant plus basses que le capillaire est fin ou que l'eau est plus saturée en sels. Donc, pour une température à l'intérieur du béton inférieure à 0 °C, une partie de l'eau interne est susceptible de geler, mais il reste toujours de l'eau dans les capillaires plus fins à l'état liquide.

### **2.2.2 Les réactions alcalis-granulats**

Les réactions alcalis-granulats sont des réactions chimiques entre la solution interstitielle du béton, fortement basique (pH > 12,5) et alcaline, et certaines phases minérales du granulats. Ces réactions provoquent l'expansion et la détérioration précoce du béton.

Trois conditions essentielles doivent être réunies pour que les réactions alcalis-granulats se développent dans le béton :

- le granulats doit être réactif;
- les alcalis doivent être abondants dans la solution interstitielle pour favoriser un pH élevé;
- l'humidité relative doit être élevée, en moyenne supérieure à 95 %.

Plusieurs conditions peuvent contribuer à initier, accélérer, ou développer les RAG :

- les cycles de mouillage/séchage (pluie, marée...);
- les cycles de gel-dégel;
- les sels déglaçants;
- les champs magnétiques et électriques.

On distingue deux types de réactions :

- la réaction alcalis-carbonate qui prend naissance dans les granulats formés de calcaire dolomitique argileux. On attribue la fissuration du béton à la décomposition de cristaux de dolomite en calcite et brucite disséminés dans la fine matrice de ces granulats et au gonflement ultérieur des minéraux argileux présents.
- la réaction alcalis-silice génère des produits de composition silico-alcaline (gel et produits microcristallins). La fissuration et l'expansion du béton résultent du gonflement par absorption de solutions, des gels hydrophiles produits à la périphérie, dans tout le volume (granulats poreux) ou le long de microfissures préexistantes au sein des particules de granulats. Ce gonflement au niveau des granulats cause l'application de fortes pressions sur la pâte de ciment avoisinante provoquant la fissuration de celle-ci et donc l'expansion du béton.

### **2.3 Différents types de détériorations causées par les problèmes thermiques dans les barrages**

#### **2.3.1. Quelques exemples de barrages ayant présenté des signes sérieux de détérioration**

##### *a- Le barrage Daniel Johnson*

Le barrage Daniel Johnson est le barrage voûte multiple le plus large au monde (Fig. 2.1). Il est situé sur la rivière Manicouagan au Québec, CANADA à 700 km au nord de Montréal. Sa construction a été effectuée entre 1960 et 1970. Il présente les caractéristiques suivantes :

- hauteur maximal : 165 m;
- longueur de crête : 1315 m;
- capacité du réservoir :  $140 \times 10^9 \text{ m}^3$
- capacité hydroélectrique : 2320 MW .



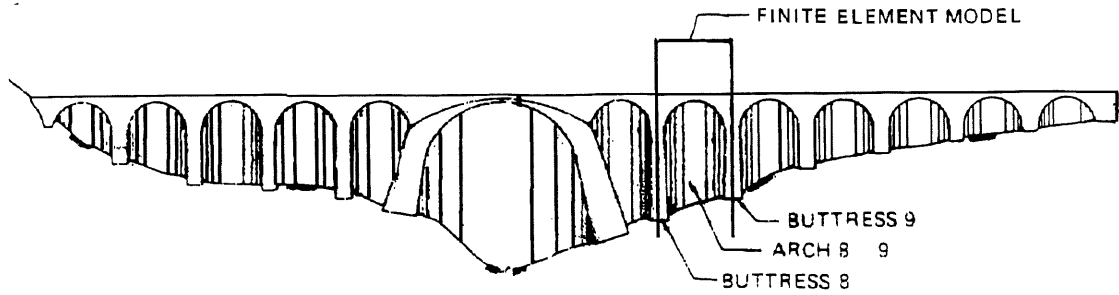


Figure 2.1 Le barrage Daniel Johnson, face aval (d'après [VELTROP, 1990])

Peu de temps après la fin de sa construction, plusieurs fissures substantielles se sont développées à la face amont du barrage. Ces fissures sont situées à la couronne près de la base de la majorité des voûtes. Elles sont plongeantes vers l'aval du barrage. Une étude assez poussée a révélé que ces fissures sont causées par une concentration de contraintes due aux discontinuités géométriques du barrage [VELTROP, 1990]. Ces fissures ont été ancrées.

À partir de 1968, une deuxième série de fissures s'est développée à la face aval et amont du barrage. Ces fissures sont orientées suivant un angle oblique par rapport à la direction du 'Cantilever'. Elles sont appelées les fissures obliques. Elles ont des ouvertures plus grandes à l'amont et ont une longueur totale qui dépasse 6000 m. La figure 2.2 montre la cartographie de la voûte 8-9, on voit bien que les fissures obliques suivent la courbure de la voûte. Ces fissures sont attribuées aux effets thermiques [VELTROP, 1990].

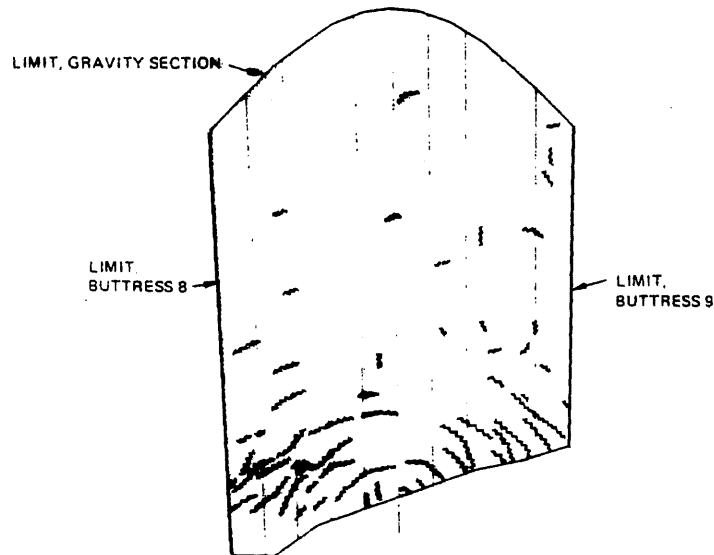


Figure 2.2 Les fissures obliques sur la voûte 8-9 (d'après [VELTROP, 1990])

Une étude analytique visant l'évaluation précise de ces fissures obliques a été menée par VELTROP et coll. [1990]. La première partie est une étude transitoire de transfert de chaleur afin de déterminer la distribution critique de la température dans la barrage. L'étude est menée par la méthode des éléments finis. Des mesures de la température ambiante annuelle sur le site ont été exploitées. Elles ont montré que la variation annuelle de la température peut être assimilée à une sinusoïde.

Du côté amont, dans la partie submergée, la température de l'eau est supposée constante à une profondeur de 60 m, et l'amplitude de variation annuelle de la température décroît quand la profondeur augmente (Fig. 2.3).

L'étude de transfert de chaleur a permis de déterminer la distribution de la température dans le barrage en fonction du temps et la distribution critique de la température a été identifiée pour chaque élévation du barrage (Fig. 2.4). Du côté aval, cette distribution de la température présente une pente assez raide, alors que du côté amont, la température est presque constante sur une grande épaisseur. Ceci explique le développement de contraintes de tension sur la face aval du barrage et des contraintes de compression sur la face amont.

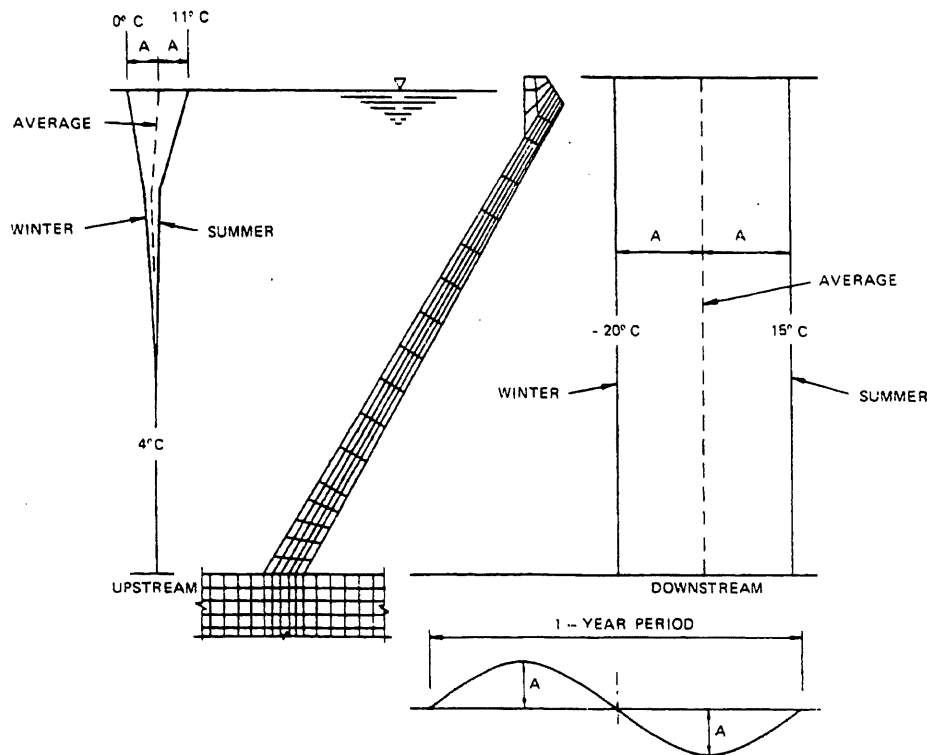


Figure 2.3 Profils de la température (d'après [VELTROP, 1990])

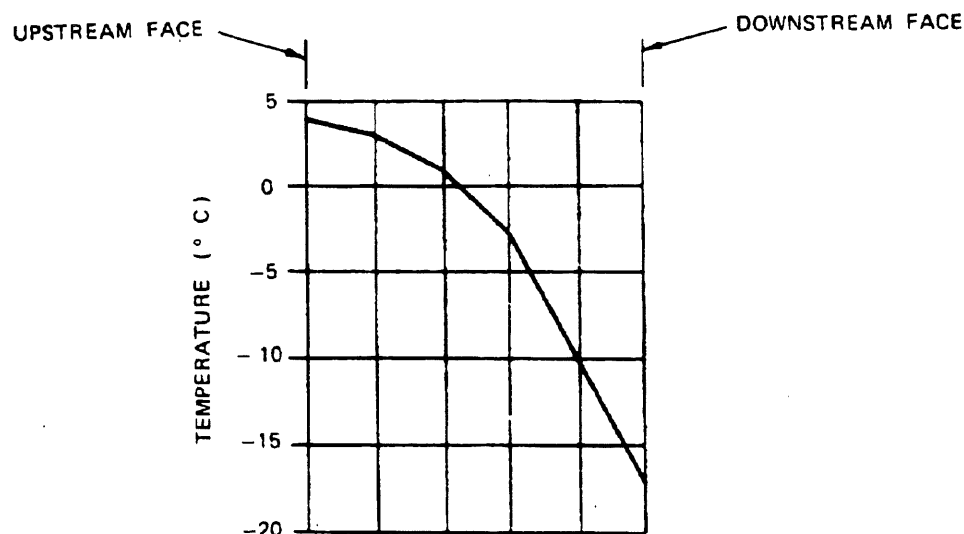


Figure 2.4 Distribution de la température critique dans le barrage (d'après [VELTROP, 1990])

La deuxième partie est une étude structurale. Elle est effectuée par la méthode des éléments finis. Cette étude a tenu compte du poids propre, de la poussée du réservoir ainsi que des charges thermiques.

L'étude a pu reproduire les fissures déjà retrouvées sur le barrage et a montré qu'une fois ces fissures développées, les contraintes appliquées sur le barrage ne changeront pas. À la fin de cette étude, il a été recommandé d'installer une protection thermique aval pour minimiser le développement d'autres fissures et de faire une inspection régulière du barrage.

b- Le barrage FONTANA [ABRAHAM ET COLL., 1978]

C'est un barrage poids construit à partir de gros blocs séparés par des joints de contraction. Le barrage a été construit durant la deuxième guerre mondiale sur la rivière Little Tennessee au nord ouest de Carolina. Il présente les caractéristiques suivantes :

- hauteur maximale : 146 m;
- longueur de crête : 721 m.

Le côté aval du barrage donne sur la direction sud, donc, le béton absorbe une quantité énorme de rayonnement solaire durant les saisons sèches. Il a été instrumenté durant sa construction essentiellement au niveau du bloc le plus haut au centre du barrage. L'instrumentation permet de mesurer la température, la déformation, l'ouverture des joints, la déflexion, l'alignement axial, le soulèvement etc. En 1972, une inspection a permis de dévoiler des fissures longitudinales du côté amont et aval des murs de la fondation de la galerie de drainage à l'intérieur du barrage (Fig. 2.5). Une campagne d'investigation sur terrain a permis de localiser la fissure (Fig. 2.6). Celle ci part du côté aval plongeant à 45° jusqu'à la fondation.

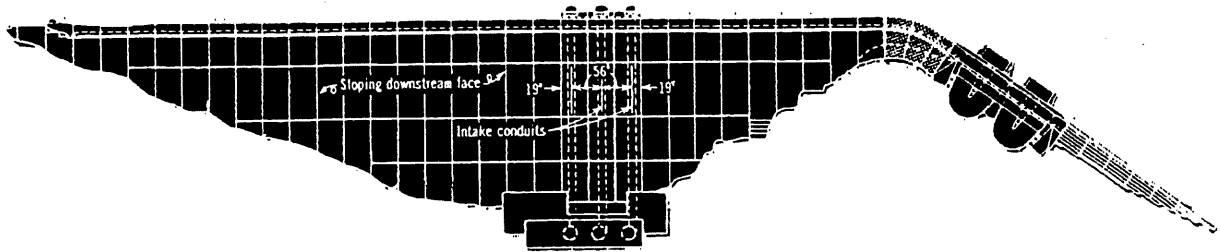


Figure 2.5 Le barrage FONTANA (d'après [ABRAHAM ET COLL., 1978])

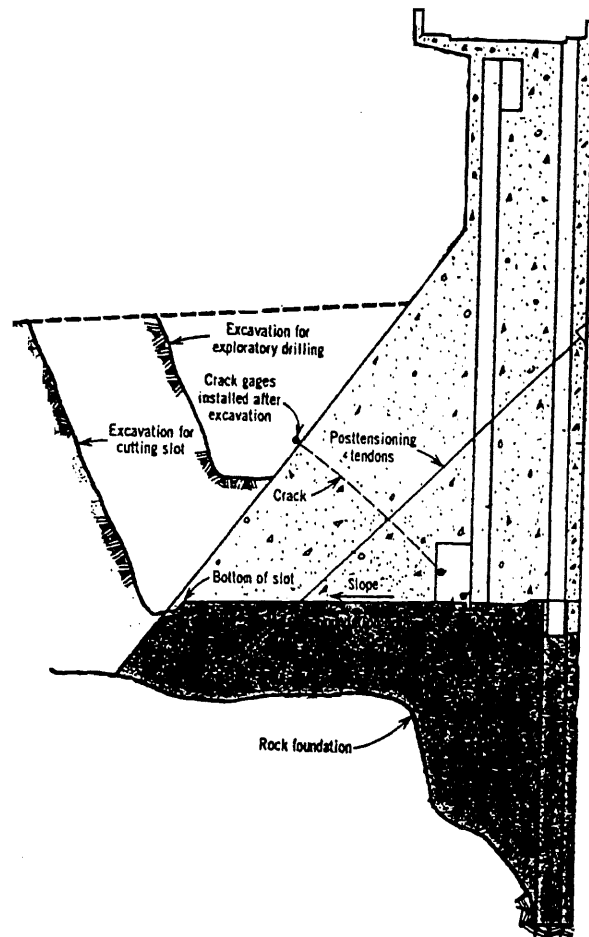


Figure 2.6 Disposition de la fissure (d'après [ABRAHAM ET COLL., 1978])

Des jauges qui mesurent l'ouverture de cette fissure ont été donc installées et au printemps 1973, ces jauges ont montré qu'au fur et à mesure que la période chaude de l'année arrive, la fissure s'ouvre. Ceci a donc confirmé l'hypothèse que cette fissure ait été causée par des contraintes thermiques provoquant une expansion du béton qui a développé une poussée longitudinale. Celle-ci crée une force qui tend à renverser le bloc courbé dans la position aval, ce qui donne des contraintes de tension sur la face aval aboutissant à des fissures.

L'étude recommande de trouver un moyen permettant le refroidissement du béton durant la saison chaude et de consolider la fissure.

Une solution simple a été adoptée pour refroidir la face aval du barrage soit de l'arroser avec de l'eau du réservoir durant la période chaude. Cette méthode a permis de baisser de 50 % les contraintes de poussée qui sont développées dans le barrage, ce qui a arrêté l'évolution de l'ouverture de la fissure. La température maximale journalière à 2,5 cm en profondeur du côté aval a baissé de 17 °C. Un ancrage post-tensionné a été installé perpendiculairement à la fissure. En plus, la fissure a été injectée par du coulis.

La méthode d'arrosage n'a pas été retenue comme solution permanente pour les raisons suivantes :

- elle ne peut pas affecter tout le barrage;
- elle a tendance à saturer le béton, ce qui peut causer des dilatations aussi graves que l'expansion thermique;
- elle nuit au programme de plantation et de visite du barrage;
- elle coûte trop cher.

Parmi les autres solutions proposées on a retenu la suivante : on effectue une coupure d'une tranche verticale de 15 m de profondeur sur toute la longueur du barrage (Fig. 2.7). Une étude analytique a montré que cette solution n'a pas d'effet sur la stabilité des blocs adjacents ainsi que sur la sécurité du barrage. Cette solution a été exécutée avec succès.

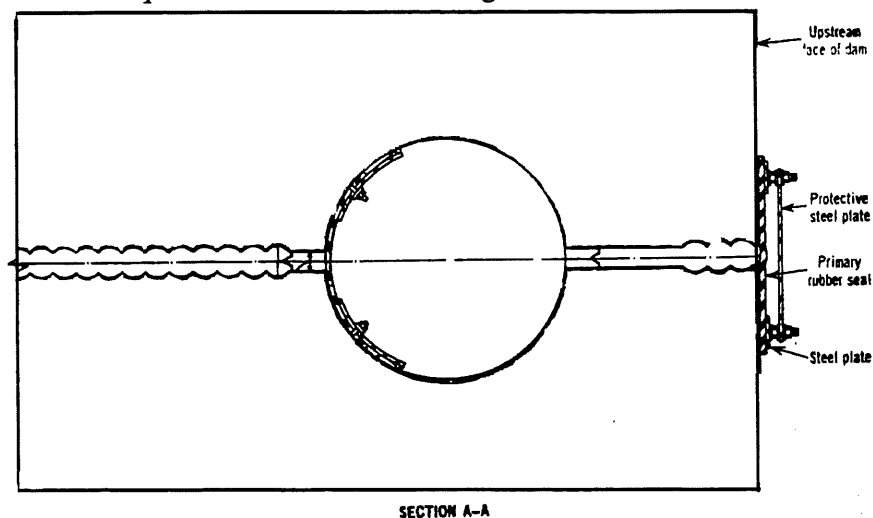


Figure 2.7 Coupe de la tranche verticale (d'après [ABRAHAM ET COLL., 1978])

### 2.3.2. Les causes essentielles de détérioration des barrages en béton

Une étude statistique publiée par le comité de détérioration des barrages et réservoirs : ICOLD en 1984 (Tableau 2.1) a démontré que 34% des cas d'endommagement des barrages en béton sont d'origine thermique. Parmi ceux-ci, on retrouve 6% des cas qui ont pour cause la variation de la température due à la chaleur d'hydratation et 28% sont causés par la variation cyclique et répétée de la température atmosphérique.

TABLEAU 2.1 : CLASSIFICATION DES DÉTÉRIORATIONS LES PLUS FRÉQUENTES POUR LES BARRAGES EN BÉTON (d'après [ICOLD, 1984])

Classification des détériorations		Pourcentage du barrage affecté
1.	Résistance au gel-dégel	19
2.	Variation de la température extérieure	9
3.	Perméabilité	9
4.	Réaction entre composantes du béton et milieu extérieur (dissolution de la chaux)	8
5.	Bétonnage	7
6.	Fuite (fondation)	6
7.	Variation de la température due à la chaleur d'hydratation	6
8.	Réaction des composantes du béton (Alcali-granulat)	6
9.	Joints structuraux	5
10.	Sous-pression	5
11.	Érosion interne	5
12.	Déformations et tassements	3
13.	Contraintes de traction	3
14.	Rideaux d'injection et autre dispositifs d'étanchéité	2
15.	Système de drainage	2
16.	Nettoyage des drains	2

#### a- *Les déformations thermiques*

La caractéristique la plus importante du béton de masse comparativement à un béton structural de faibles dimensions est son comportement thermique dans le temps. Après sa mise en place, la température du béton augmente suite à l'hydratation du ciment. La température maximum à l'intérieur de la masse est égale à la température initiale du béton frais plus l'élévation

de température suite à la chaleur d'hydratation. Dans les structures massives ayant une section de 2 m et plus avec un ciment type 10 et une teneur en ciment de  $350 \text{ kg/m}^3$ , et une température initiale de  $25^\circ \text{ C}$ , il est normal que la température maximale atteigne  $65^\circ \text{ C}$  1 à 2 jours après la coulée. Si on prend des précautions spéciales soit un ciment type 20, une teneur en ciment inférieure avec le même rapport E/C en augmentant la dimension des gros granulats et en diminuant l'affaissement du béton, en refroidissant le béton à une température initiale inférieure à  $20^\circ \text{ C}$ , on peut diminuer la température maximale à l'intérieur de la masse à environ  $50^\circ \text{ C}$ .

Les principaux problèmes faisant suite à cette température élevée à l'intérieur de la masse sont de trois ordres:

- il y a création d'un contraste de température entre le noyau et la couche superficielle du béton, ce qui produit des contraintes de traction; celle-ci dépassent la résistance à la tension du béton, il y aura fissuration. Une différence de l'ordre de  $20^\circ \text{ C}$  peut entraîner la fissuration du béton. Pour maintenir ce gradient de température le plus bas possible, il faut limiter la température maximale à l'intérieur de la masse.
- La différence de température entre la surface du béton et la température ambiante extérieure ne doit pas dépasser une certaine valeur maximale. Cette valeur est fonction de l'épaisseur de la coulée et des rapports de la longueur à la hauteur de l'ouvrage. Cette situation se présente surtout par temps froid, il peut y avoir un choc thermique qui occasionne des fissures. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau 2.2.

TABLEAU 2.2 : ÉCART MAXIMAL DE TEMPÉRATURE ENTRE LA SURFACE DU BÉTON ET L' AIR AMBIANT (VITESSE MAXIMALE DU VENT DE  $24 \text{ Km/h}$ ) (d'après [CAN - CSA - A23 - 1 M 90., 1990])

Épaisseur du béton (m)	Rapport longueur/hauteur de l'ouvrage				
	0*	3	5	7	20 ou plus
0,3	29	22	19	17	12
0,6	22	18	16	15	12
0,9	18	16	15	14	12
1,2	17	15	14	13	12
1,5	16	14	13	13	12

\* : élément très haut et très mince tel que les poteaux

La dissipation de la chaleur à l'intérieur de la masse de béton est très lente et est fonction de la dimension la plus petite d'un élément. Elle est facile à calculer en fixant un coefficient de diffusivité moyen pour le béton. Le tableau 2.3 donne quelques exemples de calcul du temps nécessaire pour dissiper la chaleur d'hydratation d'un monolithe.

**TABLEAU 2.3 : EXEMPLES DE TEMPS NÉCESSAIRE POUR DISSIPER LA CHALEUR D'HYDRATATION**

<b>Largeur du monolithe (m)</b>	<b>Temps pour dissiper toute la chaleur engendrée par l'hydratation</b>
1,5	1 semaine
15	2 ans
150	200 ans

*b- Le gel-dégel*

La transformation de l'eau de l'état liquide à l'état solide s'accompagne d'un accroissement de volume de 9%. Ce phénomène n'est pourtant pas la cause principale de la destruction du béton. Si on refroidit très lentement une éprouvette de béton, on observe, non pas un gonflement (comme on pourrait s'y attendre), mais un retrait. L'eau va geler à l'endroit où elle est la plus libre c'est à dire dans l'espace le plus large qui est dans ce cas l'extérieur de l'éprouvette. L'eau interne des capillaires afflue vers le front de gel et l'éprouvette se dessèche. Dans la pratique, le refroidissement est généralement assez rapide (quelques °C/h), donc, la glace se forme dans les pores les plus gros à l'intérieur du béton. Il y a donc création de multiples fronts de gel internes vers lesquels afflue l'eau liquide des capillaires fins.

L'étude de ces facteurs montre pourquoi, dans les domaines des bétons courants, il est insuffisant de réduire la porosité pour faire un béton résistant au gel. En effet, la réduction de la porosité diminue le volume d'eau congelable à une température donnée (ce qui va dans le bon sens) mais réduit en même temps la perméabilité (ce qui augmente la pression). Le paramètre sur lequel on peut agir le plus commodément est la longueur du trajet, c'est à dire la distance moyenne entre n'importe quel point du béton et le front de congélation le plus proche. On parvient à diminuer cette distance en multipliant les points de congélation et en les répartissant le mieux possible à l'intérieur du béton. C'est exactement le rôle des bulles d'air entraîné.

Les adjuvants entraîneurs d'air permettent de stabiliser dans le béton, au moment du malaxage, des bulles d'air dont la dimension est de l'ordre de quelques dizaines de microns. À l'intérieur de chacune de ces bulles pourra se créer un front de gel.

*c- Les déformations hygrométriques (d'après [NEVILLE., 1995])*

On appelle déformation hygrométrique, tout changement volumétrique causé par la présence de l'eau interstitielle ou bien par le transfert de masse à travers le béton en l'absence de tout chargement. On distingue donc deux types de déformations dans le béton :

- déformation d'origine chimique qui se produit lors de l'hydratation du ciment. On l'appelle retrait endogène ou aussi contraction « Le Chatelier ». Ce phénomène est détaillé dans le chapitre suivant.



- déformation d'origine physique. Le passage d'un échantillon de béton de l'état sec à l'état complètement saturé s'accompagne d'une variation dimensionnelle qui est fonction du degré de saturation du béton. D'une façon générale, un échantillon de béton qui subit une variation de sa teneur en eau (séchage ou humidification), enregistre une déformation hygrométrique (contraction ou dilatation). Ce phénomène a fait l'objet de plusieurs études théoriques et expérimentales aussi bien sur le béton que sur les roches. Ainsi on a montré qu'un échantillon qui passe de l'état sec à l'état complètement saturé (immergé) subit un gonflement.

D'autres part, l'étude des degrés de saturations partiels s'avère plus délicate. En effet, quelques études théoriques et expérimentales du phénomène de la déformation hygrométrique en fonction du degré de saturation de plusieurs types de matériaux poreux ont été effectuées et ont montré que le matériau poreux en général subit des déformations (contraction ou dilatation) suivant son degré de saturation partiel. Cette partie est développée en détails dans le prochain chapitre.

#### **2.4. Solutions proposées afin d'éviter les problèmes thermiques**

Il faut distinguer deux types de solutions suivant qu'il s'agisse d'un barrage déjà construit et qui manifeste des problèmes thermiques ou bien d'un barrage en cours d'étude (pas encore construit) pour éviter des problèmes thermiques. Comme il a été présenté au paragraphe 2.2, l'évolution des matériaux de construction a pu contrer tous les problèmes thermiques dans le béton. Mais, l'utilisation de ces solutions dépend toujours du coût qui en découle

D'autres part, les aménagements hydroélectriques en béton, construits il y a plusieurs années, montrent des signes de vieillissement tels que des changements géométriques, physiques, mécaniques, hydrauliques et thermiques des composantes structurales. Ceci a incité les autorités concernées à instaurer des programmes de réfections afin d'assurer la durabilité, l'usage fonctionnel, et la sécurité de leurs installations [LEGER ET COLL., 1993].

La réfection des barrages existants est habituellement effectuée selon le cheminement suivant :

- exploitation de l'historique des données d'auscultation et implantation d'une campagne de mesures in-situ et d'essais de laboratoires afin de déterminer plus précisément les paramètres de sollicitations et de résistances actuels;
- analyses numériques afin d'interpréter les données des systèmes d'auscultation, expliquer le comportement observé et étudier les mécanismes de détérioration et d'endommagement;
- analyse numérique de la stabilité structurale afin d'identifier les mécanismes de rupture possibles sous les scénarios de chargements habituels, inhabituels et extrêmes (crues, séismes, etc.) qui ne peuvent être obtenus des systèmes de mesure in-situ;
- étude, développement et optimisation de différentes techniques de réfection et mesures correctives afin d'améliorer la durabilité, l'usage fonctionnel, et la sécurité des installations.

Lors de ces études de réfection des ouvrages, des mesures défensives contre l'exposition aux conditions climatiques très sévères doivent être considérées afin d'assurer l'usage fonctionnel, la durabilité et la sécurité des installations restaurées. Parmi les solutions adoptées pour résister au gel-dégel, on retrouve :

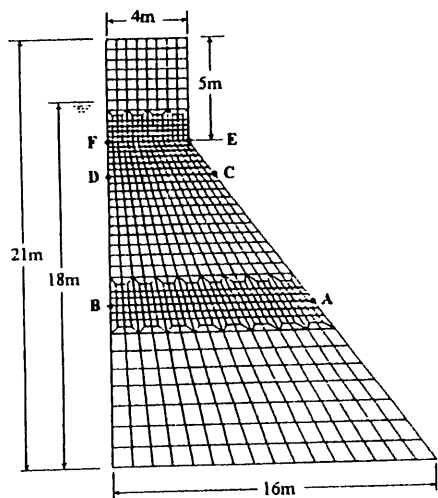
- remplacement de la couche de béton détériorée dont l'épaisseur varie entre 0,05 m et 5 m par un nouveau béton à air entraîné qui résiste bien au gel;
- ajout d'une couche de matériau granulaire, de matériau synthétique ou de mur protecteur passif pour essayer d'arrêter les dommages
- installation d'un système de chauffage actif afin de diminuer le contraste de température entre l'air ambiant et la structure de béton.

Une simulation numérique de ces systèmes de protection thermique a été effectuée par LÉGER et coll. [1993] afin de déterminer la performance et l'efficacité de l'isolation thermique de chacun. Les critères utilisés pour quantifier l'efficacité de chaque système sont les suivants :

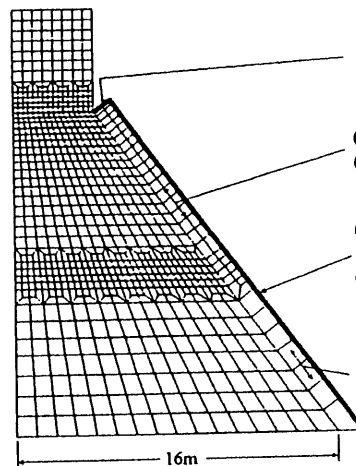
- la diminution de la pénétration du gel à travers les sections du barrage situées sous l'isolant;
- la diminution du nombre de cycles de gel-dégel subi par le béton saturé en eau qui ne possède pas une bonne résistance au gel (béton sans air entraîné);
- l'augmentation du temps écoulé entre les cycles de gel-dégel pour permettre l'évaporation de l'eau entre les cycles et la redistribution de l'eau à l'intérieur du béton;
- la diminution des contraintes de tension dans le béton causées par les pressions osmotiques ou hydrauliques et l'uniformisation de la température à l'intérieur de la masse de béton afin d'éviter la création de gradients thermiques responsables de la fissuration et des déplacements amont-aval.

Un barrage poids type exposé aux conditions climatiques générales du Québec, a été analysé avec des modèles d'éléments finis tel que montré à la figure 2.8. La figure 2.8a montre le modèle initial sans protection thermique. La figure 2.8b montre le modèle développé pour étudier l'utilisation de membranes isolantes constituées de matériaux synthétiques (avec et sans espace d'air de 40 mm), et un mur protecteur en béton avec un espace d'air de 1m. La figure 2.8c montre les modèles pour étudier l'utilisation de matériaux granulaires. La figure 2.8d montre les différents paramètres thermiques et structuraux qui ont été évalués lors des analyses par éléments finis.

Si on considère que l'eau gèle dans le béton à une température de  $-2^{\circ}\text{C}$ , on peut dire que la température de l'air utilisée contient 86 cycles de gel. Le tableau 2.4 décrit les différents modèles utilisés dans cette étude paramétrique [LEGER ET COLL., 1993]. La figure 2.9 montre le nombre de cycles de gel-dégel en fonction de la profondeur à partir de la surface exposée pour différents systèmes de protection thermique. Le nombre de cycles de gel-dégel décroît rapidement avec la profondeur. La figure 2.10 compare la pénétration du gel le long des lignes horizontales AB et CD pour les différents modèles étudiés. La figure 2.11 montre les enveloppes de températures minimales du béton pour certains systèmes de protection thermique.



(a)



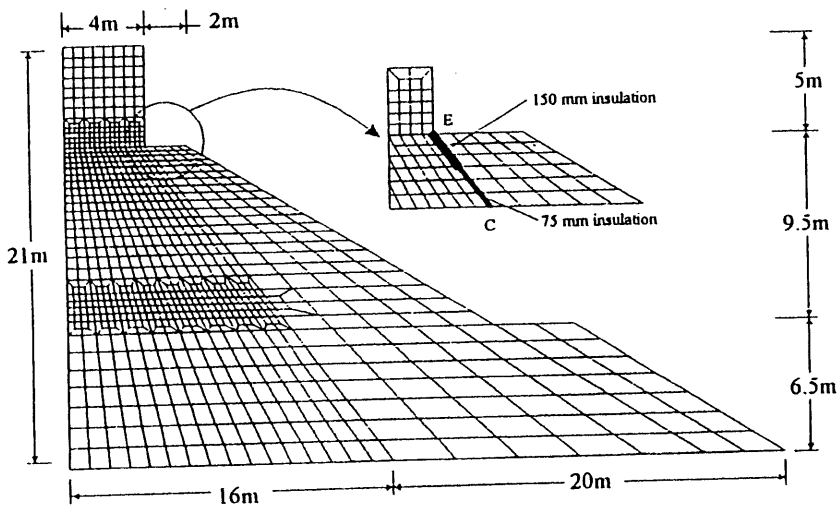
(b)

**Equivalent film**  
Models 2B and 3 (50 mm insulation + 300 mm concrete + air-concrete convection).

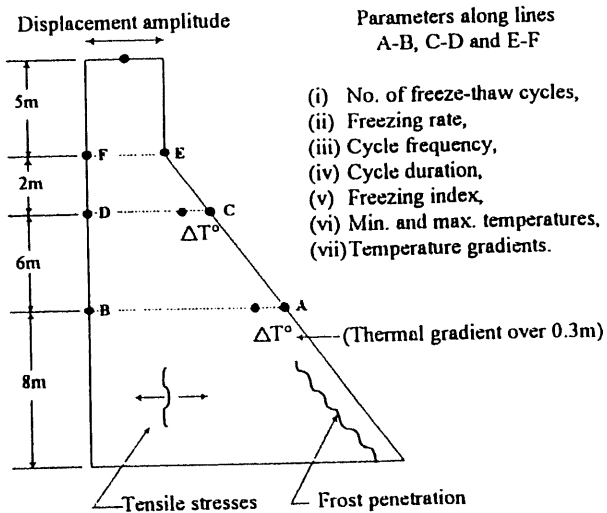
**1 m air space**  
(i) Model 2B (air space real thickness = 40 mm),  
(ii) Model 3 (air space real thickness = 1 m).

**Equivalent film**  
(i) Model 2B (50 mm insulation + 300 mm concrete + air-concrete convection),  
(ii) Model 3 (300 mm concrete + air-concrete convection).

**Thermal conduction**  
(i) Model 2B (equivalent to a 40mm air space),  
(ii) Model 3 (equivalent to a 1 m air space).



(c)



(d)

Figure 2.8 Modèles d'éléments finis pour l'étude des systèmes de protection thermique (d'après [LÉGER et coll. 1993])

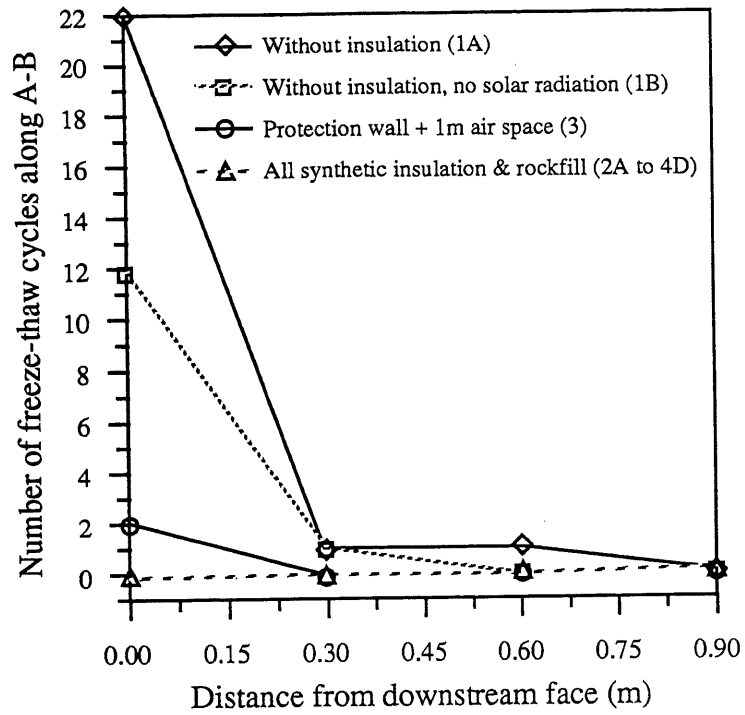


Figure 2.9 Nombre de cycles de gel-dégel (d'après [LÉGER et coll. 1993])

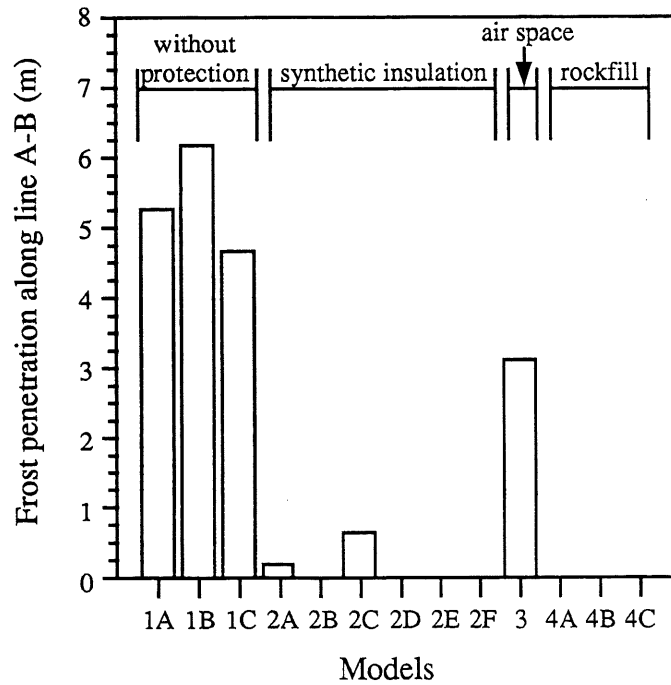


Figure 2.10 Pénétration du gel pour différents systèmes de protection thermique (d'après [LÉGER et coll. 1993])

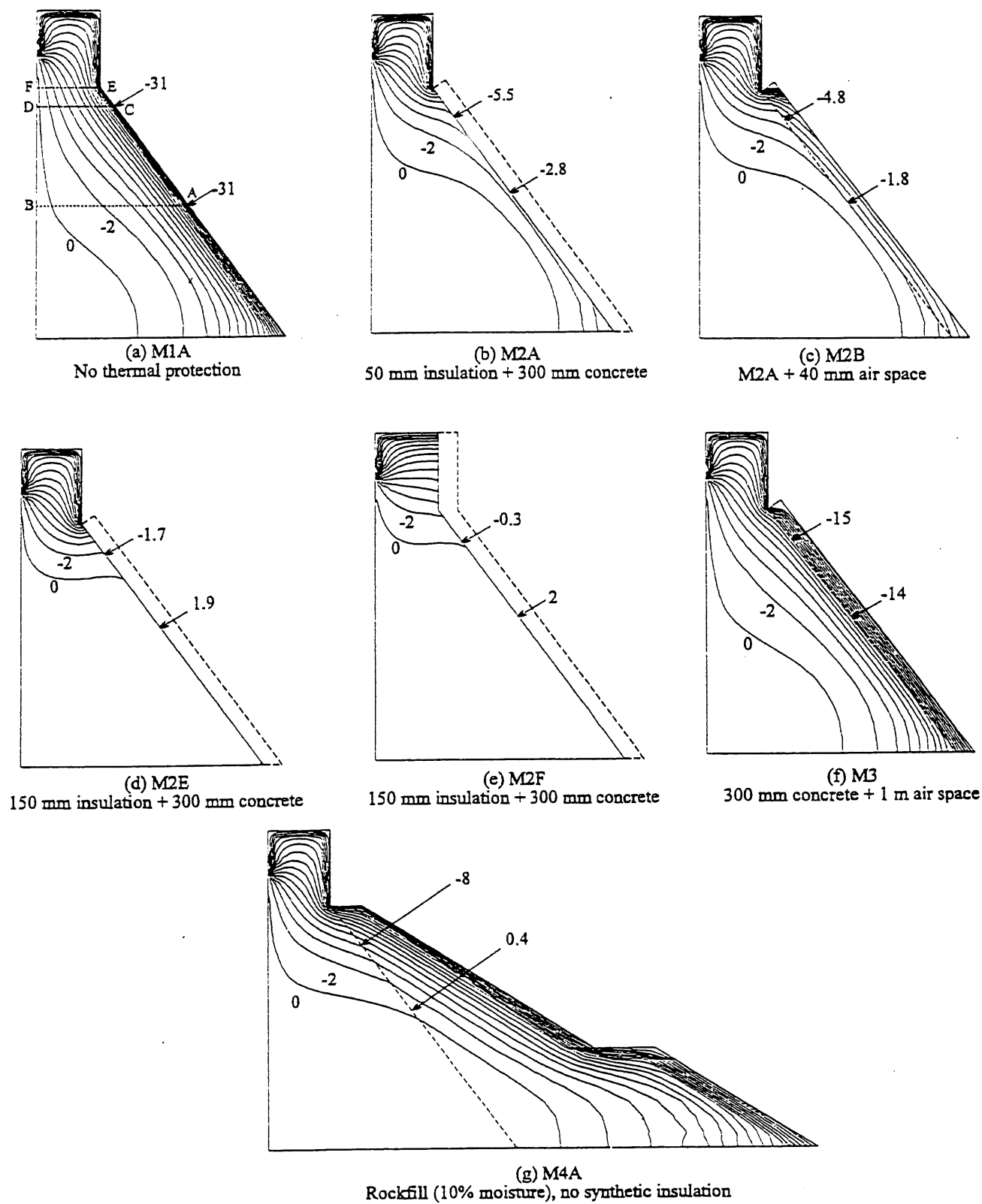


Figure 2.11 Envelopes des températures minimales pour différents modèles (d'après [LÉGER et coll. 1993])

TABLEAU 2.4 : DESCRIPTION DES MODÈLES UTILISÉS DANS L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE (d'après [LÉGER ET COLL., 1993])

PROTECTION THERMIQUE / MODÈLES	CHARGEMENT THERMIQUE (excluant le réservoir)	REMARQUES / OBJECTIFS
<b>1. SANS PROTECTION</b>	<b>1. SANS PROTECTION</b>	<b>1. SANS PROTECTION</b>
1A : Barrage de référence. 1B : Sans rayonnement solaire. 1C : Variation mensuelle de T° air.	T°air aux 12 heures + ray. solaire. T°air aux 12 heures sans ray. solaire. T°air moy. mensuelle + ray. solaire.	Base de comparaison (référence). Effet du rayonnement solaire. Effet du type de variation de T° air.
<b>2. ISOLANT SYNTHÉTIQUE</b>	<b>2. ISOLANT SYNTHÉTIQUE</b>	<b>2. ISOLANT SYNTHÉTIQUE</b>
2A: 50mm d'isolant + 300mm béton. 2B: 2A + 40 mm d'espace d'air. 2C: 50mm d'isolant + 300mm béton. 2D: 50mm d'isolant + 300mm béton. 2E: 150mm d'isolant + 300 mm béton (partie inclinée seul.). 2F: 150mm d'isolant + 300 mm béton (face aval au complet).	T°air aux 12 heures + ray. solaire. T°air aux 12 heures + ray. solaire. T°air aux 12 heures sans ray. solaire. T°air moy. mensuelle + ray. sol. T°air aux 12 heures + ray. solaire.  T°air aux 12 heures + ray. solaire.	Épaisseur minimum d'isolant. Effet d'un espace d'air. Effet du rayonnement solaire. Effet du type de variation de T° air. Épaisseur maximum d'isolation.  Isolation totale de la face aval.
<b>3. MUR ISOLANT</b>	<b>3. MUR ISOLANT</b>	<b>3. MUR ISOLANT</b>
3: Espace d'air 1m + 300mm béton.	T°air aux 12 heures + ray. solaire.	Effet isolant d'un espace d'air seul.
<b>4. ISOLATION PAR REMBLAIS</b>	<b>4. ISOLATION PAR REMBLAIS</b>	<b>4. ISOLATION PAR REMBLAIS</b>
4A: Remblai. 4B: Remblai + isolant synthétique. 4C: Remblai + isolant synthétique. 4D: Remblai + isolant synthétique.	T°air aux 12 heures + ray. solaire. T°air aux 12 heures + ray. solaire. T°air aux 12 heures + ray. solaire. T°air aux 12 heures + ray. solaire.	Prop. therm. pour 10% d'humidité. Isolant dans le haut du remblai. Prop. therm. pour 5% d'humidité. Prop. therm. pour 15% d'humidité.

La sélection du système de protection thermique le plus efficace doit considérer :

- le matériau isolant (résistance à l'humidité, au gel, au feu, l'épaisseur nécessaire pour une résistance thermique requise, sa facilité d'installation et son coût);
- l'efficacité de la protection thermique fournie (réduction de la profondeur de gel, du nombre et de la durée des cycles de gel dégel, du taux de gel, de la température minimale en surface, de la magnitude des contraintes et déplacements thermiques...);
- l'efficacité fonctionnelle incluant les aspects architecturaux et environnementaux, les facilités de construction et de maintenance, l'efficacité de drainage, la préservation de la possibilité inspection visuelle des parois du barrage et de la maintenance de celui ci.

En ne considérant que le facteur efficacité d'isolation du barrage, on peut affirmer que l'isolation par remblai (modèle 4A-4D) et par l'utilisation de 150 mm d'isolant synthétique (modèle 2E) donnent les meilleurs résultats. Ces deux systèmes possèdent une efficacité isolante presque identique. Le modèle 2F (isolation totale de la face aval avec 150 mm d'isolant et 300 mm de

béton) est le seul de ces systèmes permettant d'éliminer entièrement la pénétration du gel dans le barrage sous la paroi inclinée de la face aval. Le choix entre une isolation totale ou partielle est basée soit sur l'étendue de la surface endommagée que l'on veut protéger ou sur l'étendue potentielle des dommages que l'on veut éviter. Du point de vue pratique, l'efficacité à long terme du remblai demande des conditions de drainage adéquates.

Il est à noter que :

- l'utilisation du remblai ne permet aucune inspection visuelle;
- l'utilisation d'isolant synthétique avec ou sans contact permet une inspection visuelle dans le cas où on prévoit des panneaux amovibles. Mais, elle demeure locale et assez difficile;
- l'isolation sans contact comportant un espace d'air de plus de 1m permet une inspection facile des parois.

Le tableau 2.5 présente une comparaison qualitative des critères de base pour juger de l'efficacité des systèmes de protection thermique considérés.

## **2.5. Conclusions**

Le présent chapitre a traité les différents types de détériorations causées par les problèmes thermiques dans les barrages en se basant sur quelques exemples de barrages ayant éprouvé des problèmes de fissuration reliés aux sollicitations climatiques. Quelques solutions envisagées ont été évoquées.

TABLEAU 2.5 : COMPARAISON DES MODÈLES UTILISÉS SELON LES CRITÈRES DE BASE POUR L'EFFICACITÉ THERMIQUE DES SYSTÈMES DE PROTECTION (d'après [LEGER et coll., 1993])

CRITÈRES DE BASE - EFFICACITÉ DES SYSTÈMES PROTECTION THERMIQUE						
Description du système	Efficacité du système pour diminuer:				Possibilité d'inspection visuelle	Durée de vie <sup>2</sup>
	Profondeur de gel et degré-jour de gel	T°min. en surface	# Cycles de gel-dégel <sup>1</sup>	Contraintes et déplacements		
2A 50 mm isolant	moyenne	bonne	excellente	pas analysé	difficile	voir note
2B 50 mm isolant - espace d'air	moyenne	bonne	excellente	pas analysé	difficile	voir note
2E 150 mm isolant (partielle)	bonne	excellente	excellente	excellente	difficile	voir note
2F 150 mm isolant (totale)	excellente	excellente	excellente	pas analysé	difficile	voir note
3 Mur + 1 m espace d'air	faible	moyenne <sup>3</sup>	bonne	bonne	possible	bonne
4A à 4D Remblai	bonne <sup>4</sup>	excellente	excellente	excellente	impossible	bonne

**note:**

1. Nombre de cycles, taux de gel, fréquence des cycles, durée des cycles ...
2. La durée de vie de l'isolant augmente s'il n'est pas placé en contact avec la paroi du barrage.
3. On arrive par contre à éliminer les fluctuations journalières.
4. Varie avec les propriétés thermiques et physiques des remblais et varie légèrement avec le temps.



## CHAPITRE 3

### REVUE DES CONCEPTS FONDAMENTAUX RELIÉS AUX EFFETS THERMIQUES ET HYDRIQUE SUR LE BÉTON

La compréhension de l'effet des conditions climatiques sur un barrage en béton nécessite une bonne connaissance des équilibres thermodynamiques dans le béton ainsi que des interactions entre l'eau et le béton en tant que matrice poreuse. Ceci fera l'objet du présent chapitre.

#### 3.1 Le béton de masse

##### 3.1.1. Introduction

Le béton est un matériau composé de granulats de roc, de ciment, d'eau et de quelques ajouts chimiques. Les propriétés du béton évoluent en fonction de l'état d'avancement de la réaction d'hydratation entre le ciment et l'eau. Cette réaction est exothermique. De plus, l'hydratation du ciment est une réaction thermo-activée, ce qui signifie que la vitesse à laquelle se fait cette réaction chimique croît avec la température. Dans plusieurs cas, la chaleur d'hydratation dégagée peut conduire à des élévations de température dans le béton supérieures à 50 °C.

Plusieurs facteurs ont une influence directe sur l'élévation de la température du béton dont les principaux sont les suivants:

- type du ciment utilisé;
- rapport eau/ciment;
- quantité de ciment;
- température du béton durant sa mise en place;
- volume de l'élément de béton à fabriquer;
- conditions climatiques ambiantes (température, vent...).

L'élévation de température dans un béton durcissant peut avoir des conséquences au niveau du matériau et de l'ouvrage. En effet, on peut assister à des changements microstructuraux qui modifient certaines propriétés physico-mécaniques du béton. Au niveau de l'ouvrage, l'élévation de température peut générer des contraintes locales suffisamment importantes pour provoquer une fissuration du béton.

##### 3.1.2. Définition d'un béton de masse

Le béton de masse, comme son nom l'indique, est caractérisé par la grande dimension de la section de béton. Il doit répondre à certaines spécificités qu'on retrouve dans les trois définitions suivantes qui sont proposées par des organisations et des normes différentes.

\* À la Société d'Énergie de la Baie James, le béton de masse est défini dans le devis technique normalisé sur la fourniture de béton [SEBJ, 1987-1] comme étant un grand volume de béton armé ou non, mis en place monolithiquement dont la plus petite dimension est supérieure à

2m. On spécifie aussi que la mise en place d'un tel béton requiert des mesures de contrôle de la génération de chaleur afin de minimiser la fissuration.

\* Le comité 207 de l'ACI le définit plutôt comme tout volume de béton assez grand pour que des mesures soient nécessaires afin de faire face à la génération de la chaleur d'hydratation du ciment et s'occuper des changements volumétriques pour prévenir la formation de fissures.

\* Selon la norme CAN3-A23-1 [ACNOR 1990], le béton de masse est normalement mis en place monolithiquement et destiné à supporter des charges de sa propre masse et pour lequel on tient compte de l'élévation de température engendrée par la chaleur d'hydratation du ciment.

Le béton de masse est utilisé exclusivement dans la construction des structures de grande dimension à savoir les barrages, les déversoirs, les piliers et caissons des grands ponts, les grandes fondations, les réacteurs nucléaires etc. Ceci oblige à préparer des mélanges économiques dégageant peu de chaleur. Pour cela, on utilise des gros granulats de gros calibre qui entraînent une diminution du contenu de ciment.

### 3.1.3 Les méthodes de construction

L'expérience acquise au fil des années a fait que des règles de bonne pratique se sont développées. Elles touchent essentiellement le design des structures, le choix des mélanges ainsi que la façon de mettre en place le béton.

#### a- *Les mélanges*

Le dosage du mélange doit permettre de produire un béton ayant une résistance requise en compression et en tension, une bonne durabilité, une hausse de température minimale et un mélange économique.

- Les granulats. Ils occupent plus de 80 % du volume du béton de masse. Ils sont divisés en deux classes: les granulats fins ou le sable et les gros granulats.

Les granulats fins ou le sable ont un effet important sur la maniabilité du béton, leur diamètre maximal ne doit pas dépasser 5 mm. Une bonne granulométrie de sable utilisé dans un béton de masse doit être comprise dans les limites du tableau 3.1.

La granulométrie des gros granulats a un effet très important sur la maniabilité du béton surtout quand le béton a un faible contenu en ciment comme les bétons de masse. Leur diamètre varie entre 5 et 160 mm (norme canadienne). On définit les limites de la distribution granulométrique des gros granulats par le tableau 3.2.

**TABLEAU 3.1 :** POURCENTAGE DES DIFFÉRENTES GRANULOMÉTRIES DE SABLE UTILISÉES DANS LE BÉTON DE MASSE (d'après [ACI 207 1R - 10, 1992])

Ouverture du tamis	Pourcentage retenu (%)
10 mm	0
5 mm	0-5
2,5 mm	5-15
1,25 mm	10-25
630 µm	10-30
315 µm	15-35
160 µm	12-20
plus fin	3-7

**TABLEAU 3.2 :** POURCENTAGE DES DIFFÉRENTES GRANULOMÉTRIES DE GROS GRANULAT UTILISÉES DANS LE BÉTON DE MASSE (d'après [ACI 207 1R - 12, 1992])

Tamis (mm)	Pourcentage passant le tamis désigné			
	Cailloux (150 à 80 mm)	Grossier (80 à 40 mm)	Moyen (40 à 20 mm)	Fin (20 à 5 mm)
175	100			
150	90 - 100			
100	20 - 45	100		
80	0 - 15	90 - 100		
50	0 - 5	20 - 55	100	
40		0 - 10	90 - 100	
25		0 - 5	20 - 45	100
20			1 - 10	90 - 100
10			0 - 5	20 - 35
5				1 - 5

- Le ciment. La diminution de la teneur en ciment permet de grandes économies dans la fabrication du béton de masse. Le ciment le plus approprié à la fabrication d'un béton de masse est celui qui présente la plus faible chaleur d'hydratation et la plus faible teneur en alcalis équivalents (0,6 % maximum).

Partout dans le monde, on utilise normalement le ciment type 40 dont la chaleur d'hydratation est modérée (320 kJ/kg). Pour les projets d'hydro-Québec, un ciment type 20 M a été développé en modifiant le type 20 conventionnel. Les modifications ont permis d'obtenir un dégagement de chaleur inférieur (290 kJ/kg) tout en conservant un gain de résistance assez rapide à bas âge.

- Les ajouts minéraux. Lorsqu'ils sont disponibles à proximité à des coûts raisonnables, on utilise des ajouts minéraux afin de remplacer une partie du ciment. Ils sont formés soit de

pouzzolanes, de cendres volantes, de laitier de haut fourneau et de fumée de silice. Ces matériaux sont généralement siliceux ou silico-alumineux et lorsque très finement divisés, ils réagissent avec la chaux hydratée ( $\text{CaOH}_2$ ) libérée lors de l'hydratation du ciment Portland pour former des composés ayant des propriétés liantes. Ces ajouts hydrauliques mélangés avec du ciment diminuent la chaleur d'hydratation en remplaçant une partie du ciment et améliorent la maniabilité et l'imperméabilité du béton.

- Les adjuvants chimiques. Les principaux adjuvants chimiques utilisés dans le béton de masse sont les agents entraîneurs d'air et les agents réducteurs d'eau.

L'agent entraîneur d'air augmente la résistance du béton aux cycles de gel-dégel. Initialement utilisé dans les parties des barrages exposées aux effets du climat, leur utilisation s'est étendue ensuite parce qu'ils améliorent la maniabilité, réduisent le ressuage et la ségrégation et facilitent la mise en place et le transport des bétons de masse. Le guide d'utilisation de l'ACI sur les béton de masse [ACI 211.2 - 22, 1996] recommande une teneur en air variable suivant le diamètre maximal du gros granulat et de la quantité d'eau de gâchage pour un affaissement donné.

Suite à cet aperçu sur les différents constituants d'un béton de masse, on peut dire que le point de départ pour le dosage d'un mélange est le choix de  $\Phi_{\text{max}}$ . Ensuite, il faut déterminer la quantité d'eau requise pour assurer un affaissement de l'ordre de 40 à 50 mm. Le rapport eau/liant est établi de façon à assurer adéquatement la résistance, la durabilité et l'imperméabilité. La seule décision qui reste est le choix des proportions relatives de gros granulats et de granulats fins pour assurer une bonne mise en place. Les valeurs courantes de la fraction de granulats fins sont de l'ordre de 20 à 30 %. Une analyse de la composition des bétons de masse d'un grand nombre de barrages situés dans plusieurs pays a été effectuée par NEHDI [1993]. Il a donc produit le tableau 3.3 qui représente l'intervalle des valeurs rencontrées pour les différentes propriétés des mélanges.

#### b- Mise en place

Plusieurs techniques sont utilisées lors de la mise en place du béton de masse afin de réduire au maximum l'élévation de sa température lors de l'hydratation. Ceci permettra de minimiser le risque de fissuration dû aux gradients thermiques.

- Remplacement de l'eau par la glace. La préparation d'un mélange à basse température constitue une bonne approche pour contrer les problèmes thermiques. En effet, on remplace une partie de l'eau de gâchage par de la glace. En plus, on peut aussi tenter de refroidir au maximum les autres constituants du béton (agrégats, sable, ciment). Cette mesure permet d'abaisser la température du béton frais de 10 °C et par conséquent, la température maximale de la masse de béton sera diminuée de 10 °C. Ceci permet une plus grande dissipation de chaleur dégagée par la réaction. De plus, si le béton frais a une température plus basse, la réaction chimique d'hydratation est moins violente et la chaleur se dégage à ce moment sur une plus grande période de temps.
- Installation de tubes de circulation d'eau. Lors de la mise en place du béton, on place parfois des tubes dans lesquels on fait circuler de l'eau froide. C'est une méthode dite de

post-refroidissement du béton. Elle permet d'augmenter la dissipation de chaleur pour diminuer la température maximale atteinte dans la masse.

- Choix des périodes de mise en place du béton. On recommande de placer le béton au printemps si possible à cause du temps frais qu'il fait généralement. En plus, le béton ne va pas subir de conditions d'exposition extrêmes avant d'avoir atteint une certaine maturité. Si on doit absolument le placer pendant l'été, on suggère d'effectuer le bétonnage la nuit. Par temps chaud, il est important d'arroser les surfaces coffrées d'eau froide et de protéger les surfaces des rayons de soleil.
- Autres facteurs. Le design de la structure doit permettre la dissipation de la chaleur et des déformations thermiques. L'emplacement des joints de contraction doit permettre la contraction du béton lors de son refroidissement sans qu'il n'y ait de fissures entre ceux-ci.

La hauteur des levées a une grande importance dans la dissipation de la chaleur. Elle se dissipe principalement à l'intérieur des levées dans la direction la plus courte, vers le haut. Il est donc important de choisir la hauteur des levées de façon à ce que l'augmentation de la température à l'intérieur de celle-ci ne soit pas trop grande.

TABLEAU 3.3 : COMPOSITION DES BÉTONS DE MASSE DE QUELQUES BARRAGES (d'après [NEHDI, 1993])

Propriété	Minimum rencontré	Maximum rencontré	Valeurs fréquentes
E/L	0,38 Portugal, 1949	0,89 Australie, 1942	0,5-0,7
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	85 USA, 1954	300 Lapalisse, France	100-250
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	69 USA, 1954	160 USA, 1936	80-130
$\phi_{\max}$ (mm)	40 Baie James, Québec	500 Malpasset, France	80-150
Gros granulats (kg/m <sup>3</sup> )	1239 Italie, 1949	1893 Brésil, 1974	1400-1700
Granulats fins (kg/m <sup>3</sup> )	376 USA, 1967	750 USA, 1936	450-600
% de granulats fins	20 plusieurs cas	40 Suisse, 1948	25-30
Affaissement (mm)	---	100 USA, 1936	40-70
$f_c$ à 90 d (MPa)	13 Dworshack, USA	47 USA, 1936	20-35

### 3.1.4. Comportement thermique

Pendant la période d'hydratation, la température de la masse de béton va augmenter d'une façon quasi-uniforme. Ensuite, dès que le processus de refroidissement commence, des problèmes se manifestent puisque le refroidissement est rapide en surface mais lent dans le noyau (refroidissement différentiel). Ceci va générer des contraintes thermiques qui s'accompagnent d'une contraction non uniforme à partir de la surface vers le centre. Dans ce cas, si l'élément de béton est libre de se dilater et de se contracter durant les périodes d'échauffement et refroidissement associées à l'hydratation, alors aucune contrainte ne sera induite dans l'élément et, par conséquent, aucune fissure thermique n'apparaîtra. Cependant, dans la réalité, ces déformations sont presque toujours empêchées, à différents degrés, par des structures adjacentes ou par différentes parties de l'élément lui-même. Ainsi, les déformations du béton étant partiellement ou totalement empêchées, les variations de température induiront dans l'élément de béton durcissant des contraintes de compression ou de traction. Et selon de la résistance à la traction du béton en question, ces contraintes causeront ou non de la fissuration.

On distingue deux types de fissuration thermique:

- les fissures de peau (surface) causées par les déformations empêchées au sein même de l'élément (internal restraint). Elles naissent par la présence de gradients de température entre la surface et le reste de l'élément.
- les fissures transversales (traversant toute la section de l'élément) causées par le fait que les variations de volume du béton sont empêchées par des facteurs extérieurs comme des fondations des structures adjacentes, etc. (external restraint).

### 3.1.5 Comportement physico-mécanique d'un béton

#### *a- Influence de la chaleur d'hydratation sur la résistance du béton*

Le mûrissement d'un béton à une température élevée provoque une diminution de sa résistance à 28 jours allant jusqu'à 30 % par rapport aux mêmes bétons conservés sous eau à 20 °C. On distingue deux familles de causes qui sont à l'origine de cette baisse de résistance : des causes d'origine physique et des causes d'origine chimique.

Les principales causes physiques qui rentrent en jeu sont l'augmentation de la porosité et de la microfissuration de la pâte de ciment hydratée due à des variations volumétriques différentielles entre les constituants du béton. En effet, plusieurs travaux ont montré que c'est surtout les grandes différences au niveau des coefficients de dilatation thermique des différents constituants du béton qui sont les causes principales de la diminution de la résistance à long terme mûrie à chaud. La figure 3.1 compare les variations relatives de volume des différents constituants du béton (air eau et solides) entre 20 °C et 100 °C. On remarque bien que le chauffage de l'eau et l'air induisent une augmentation de volume beaucoup plus importante que le solide. C'est ainsi que l'eau et l'air contenus dans les pores du béton vont subir une augmentation de volume qui sera empêchée par le squelette rigide de la pâte de ciment produisant ainsi des contraintes internes qui se traduisent par une microfissuration et donc une augmentation de la porosité.

Les principales causes chimiques qui permettent d'expliquer les pertes de résistance à long terme observées sur les bétons traités à la chaleur par rapport aux mêmes bétons non traités sont les suivants :

- La composition chimique des produits d'hydratation est influencée par la température à laquelle ils sont formés;
- La microstructure (dimension des hydrates, répartition spatiale des hydrates, etc.) est partiellement modifiée par l'action de la température;
- Le degré d'hydratation, à maturité complète, est influencé par la température de mûrissement.

On subdivise généralement l'âge du béton en 3 phases :

- le béton à jeune âge : ça inclut les premiers jours de la vie du béton dans lesquels il prend le maximum de sa résistance suite au durcissement de la pâte de ciment;
- le béton prédurci : cette phase s'étend jusqu'à 28 jours. C'est durant cette période que le maximum de ciment est hydraté, le béton prend de plus en plus de résistance.
- le béton durci : c'est la phase finale du béton.

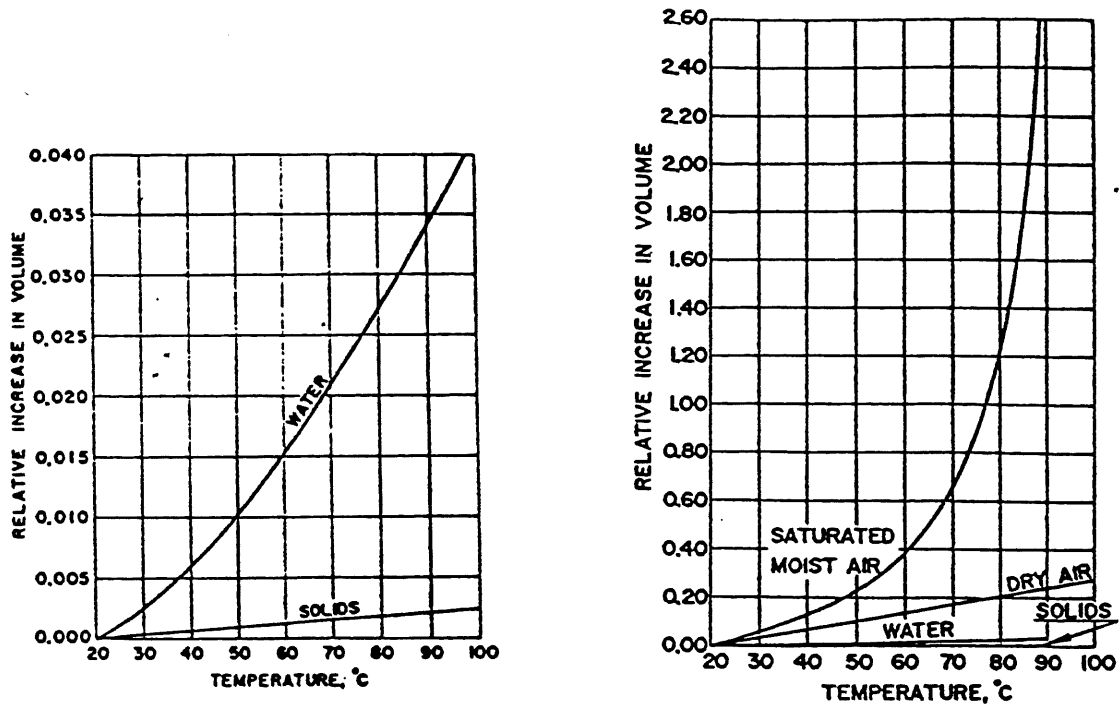


Figure 3.1 Variation volumique de l'eau et des différents constituants solides du béton (d'après [ALEXANDERSON, 1972])

b- *Évolution des propriétés physico-mécaniques du béton en fonction de sa maturité.*

À partir de 28 jours, le béton est supposé être assez stable. Il reste quand même une très faible partie de la réaction d'hydratation à se compléter. Le béton a atteint sa résistance finale. Les facteurs les plus importants qui influencent l'évolution de la résistance à la compression du béton sont les suivants [LAPLANTE, 1993]:`

- le ciment (type et marque);
- le rapport eau/ciment;
- les adjuvants chimiques et ajouts minéraux;
- les conditions de mûrissement (température, hygrométrie).

3.1.6 Le retrait dans le béton

Le retrait est une variation dimensionnelle du béton en l'absence de chargement. Ce phénomène génère des fissures précoces difficiles à maîtriser. Les mécanismes qui génèrent le retrait dans le béton dépendent essentiellement de la nature de la liaison eau - solide qui évolue dans le temps et plus particulièrement au cours de la réaction d'hydratation du ciment.

Trois phénomènes majeurs sont à l'origine des retraits du béton :

- le phénomène chimique : Lors de la réaction d'hydratation du ciment, le volume des hydrates formés est nettement inférieur à la somme des volumes des constituants (eau + ciment anhydre ). C'est le retrait endogène appelé aussi la contraction «Le Chatelier».
- le phénomène thermique : c'est le retrait dû au dégagement de chaleur lors de la réaction d'hydratation;
- le phénomène hydrique, il est traduit par la dessiccation du liant. En effet, le séchage naturel entraîne des variations dimensionnelles considérables de la pâte de ciment durcie, difficiles à déterminer directement à cause de la lenteur du processus. C'est le retrait par dessiccation.

a- *Le retrait endogène*

Il caractérise les déformations de la pâte de ciment vieillissant en l'absence de tout échange d'eau avec l'extérieur. Il est dû uniquement à la réaction d'hydratation du ciment. Dans ce type de retrait [NEVILLE, 1995]), on distingue :

- le ressuage : il se manifeste immédiatement après la mise en place du béton dans les coffrages par un tassement vertical accompagné de ressuage. Le mécanisme est la percolation de l'eau à travers la suspension faiblement floculée des grains de ciment.
- le premier retrait : il commence presque en même temps que la prise. Il est de l'ordre de  $3.10^{-4}$ , son mécanisme prépondérant est la contraction «Le Chatelier».
- le second retrait ou retrait de durcissement se manifeste après la fin de la prise et se stabilise au bout de quelques jours. Il est d'environ  $1,5.10^{-3}$ . Il est en général dû à l'auto-dessiccation et à la contraction thermique après l'expansion.



Le retrait endogène de la pâte de ciment vieillissante entraîne, à l'échelle du matériau, des champs de contraintes de distribution complexe et de forte intensité provoquant ainsi une microfissuration dans le béton. Ces champs de contraintes jouent dans le comportement macroscopique du béton le rôle de contraintes initiales.

*b- Le retrait par dessiccation*

C'est le retrait mesuré en desséchant la pâte de ciment suffisamment vite pour que la pâte de ciment n'ait pas le temps de vieillir notablement. Il est due uniquement au phénomène hydrique. Ce retrait englobe un premier retrait résultant du départ de l'eau des capillaires et un deuxième résultant du départ de l'eau des pores. Il peut atteindre  $10^{-2}$ .

*c- Le retrait thermique*

La réaction d'hydratation du ciment est exothermique. La chaleur dégagée dès le début de la prise fait dilater assez rapidement le béton alors qu'il est encore déformable. La conductivité thermique du béton étant faible, le refroidissement est très lent, des contraintes de traction se développent en surface et entraînent des fissurations si la résistance à la traction est dépassée. Le tableau 3.4 montre quelques valeurs de retrait mesurés sur quelques bétons de masse [ACI - 207 IR 87 ].

### **3.2. Équilibre thermodynamique de l'eau dans le béton**

#### **3.2.1 Introduction**

Pour les matériaux poreux, la teneur en eau a une influence très importante du fait qu'elle affecte la majorité des propriétés physico-mécaniques. Dans le cas du béton, la compréhension des phénomènes hygrothermiques est très problématique surtout quand la réaction d'hydratation du ciment est active. En effet, lors de cette réaction, les grains de ciment vont réagir avec l'eau pour former différents composants d'où un changement de la porosité du béton durci ainsi qu'une consommation de l'eau interstitielle. Donc, suivant son état de conservation, le béton assistera à une auto dessiccation (s'il est conservé dans l'air ) ou bien il restera toujours saturé (s'il est conservé dans l'eau).

Il est important de rappeler les quelques définitions suivantes qui sont utiles pour notre étude.

- **la porosité.** C'est le rapport entre le volume des vides  $V_v$  et le volume total  $V_T$  d'un corps donné.

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_T} \cdot 100 \quad (3-1)$$

- **le degré de saturation.** Lorsqu'un fluide occupe une fraction  $V_e$  du volume des vides, on définit le degré de saturation : c'est le rapport du volume du fluide existant dans les pores d'un matériau  $V_w$  et le volume total des pores  $V_v$ .

TABLEAU 3.4 : RETRAIT ET PERMÉABILITÉ DU BÉTON DE MASSE  
(d'après [ACI 207 . IR 87])

Structure	Retrait endogène		Retrait par séchage	Perméabilité $K \times 10^{-12}$ m/s
	90 jours $\times 10^{-6}$ mm <sup>3</sup> /mm <sup>3</sup>	1 an $\times 10^{-6}$ mm <sup>3</sup> /mm <sup>3</sup>	1 an $\times 10^{-6}$ mm <sup>3</sup> /mm <sup>3</sup>	
Hoover	---	---	-270	0,60
Grande Coulée	---	---	-420	---
Hungry Horse	-44	-52	-520	1,79
Canyon Ferry	+6	-37	-397	1,87
Monticello	-15	-38	-998	7,93
Glen Canyon	-32	-61	-459	1,75
Flaming Gorge	---	---	-496	10,73
Yellowatail	-12	-38	-345	1,91
Dworshak	+10	-8	-510	1,84
Libby	+3	+12	-480	---
Lower Granite	+4	+4	---	4,55

$$Sr(\%) = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 \quad (3-2)$$

Selon la répartition de la taille des pores, leurs volume respectifs et leurs interconnexions, le transport d'un fluide dans un matériau poreux peut être plus ou moins facile. Ainsi, les termes porosité et perméabilité souvent confondus sont distincts. La porosité est une propriété volumétrique représentant le contenu des pores qui ne sont pas nécessairement interconnectés, alors que la perméabilité est une propriété d'écoulement qui caractérise la facilité avec laquelle un matériau poreux se laisse traverser par un fluide.

- **la surface spécifique.** L'aire de tous le réseau de pores et de microfissures par unité de volume d'un milieu poreux définit la surface spécifique  $S_a$  ( $m^2/m^3$ ). Pour deux matériaux ayant la même porosité, celui qui a une surface spécifique plus élevée présente des pores plus fins.

Quand on parle de la porosité dans le béton, on néglige généralement la porosité des granulats puisque la pâte de ciment présente une porosité beaucoup plus importante que celle des roches usuellement utilisées dans les granulats de béton. La structure de la pâte de ciment hydratée dépend de l'état d'avancement de la réaction d'hydratation. Il s'agit d'un phénomène très complexe, impliquant plus qu'un simple attachement de molécules d'eau. Lors de l'hydratation, il y a une réorganisation complète des composés nouveaux, hydrates qui, avec le temps, forment une masse rigide.

Au moment de la prise de la pâte de ciment, on assiste à la naissance d'un squelette rigide ayant une porosité ( $n_o$ ), remplie d'eau (+ air occlus et entraîné), qui est fonction de plusieurs facteurs (floculation, ségrégation, rapport E/C, température, adjuvants, ajouts minéraux, etc.). Cette porosité initiale ( $n_o$ ), constituée essentiellement, au moment de la prise de capillaires, sera en partie comblée durant la phase suivante par le remplissage progressif de ces capillaires par des hydrates formés au cours de l'après prise [JAMBOR 1990].

La pâte de ciment hydraté contient :

- les produits de l'hydratation (les hydrates);
- des grains de ciment non hydratés;
- des espaces capillaires remplis d'eau (si la pâte est conservée à l'humidité);
- des bulles d'air.

Parmi les hydrates les plus importants, on retrouve les silicates de calcium hydraté qui représentent plus de 50 % du total des hydrates. On l'appelle le gel de C-S-H. Ce sont des particules cristallines, de très petite taille ( 1  $\mu m$ ) en forme de feuilles roulées ou de fibres en forme de tubes creux.

Le gel de C-S-H se développe autour des grains de ciment non hydratés. Plus la réaction d'hydratation avance dans le temps, plus de gel de C-S-H devient abondant pour remplir l'espace entre les grains de ciment jusqu'à ce que les cristaux se rejoignent entre eux. Une représentation schématique de la formation des pores en fonction de l'hydratation du ciment est donnée à la figure 3.2.

Le gel de C-S-H est poreux, il contient de l'eau évaporable, adsorbée sur les surfaces des microcristaux. La porosité des hydrates est de l'ordre de 28 % et se mesure à l'échelle du nanomètre.

Il est essentiel de distinguer entre la porosité de l'ensemble des hydrates causée par la porosité des C-S-H (pores de gel), et la porosité de la pâte de ciment hydratée, causée par la présence des espaces capillaires non remplis par les hydrates.

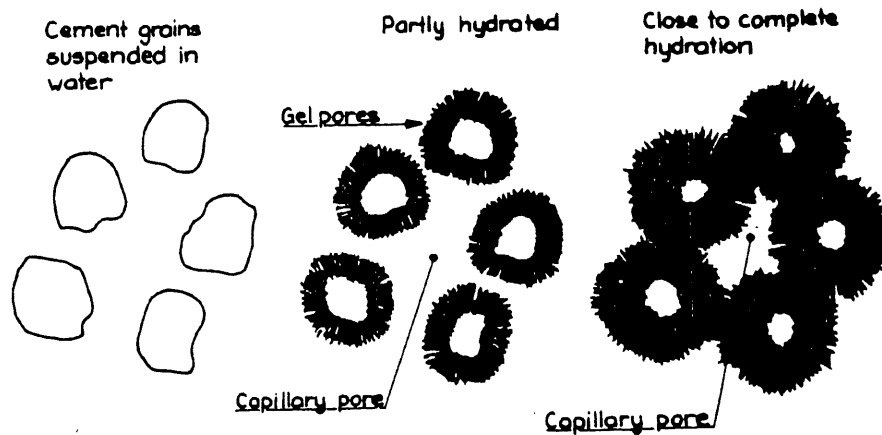


Figure 3.2 Représentation schématique de la formation des pores en fonction de l'hydratation du ciment

### 3.2.2 Les pores de gel

Les pores de gel, c'est l'espace qui contient l'eau adsorbée sur les surfaces des microcristaux. Ces pores sont très petits, de l'ordre de 15 à 20Å d'épaisseur (de l'ordre de quelques molécules d'eau). L'eau étant adsorbée sur les surfaces, se déplace difficilement. Bien que ces pores communiquent entre eux, la perméabilité de l'ensemble des hydrates est très faible, de l'ordre de  $10^{-15}$  m/s.

On mesure la porosité de l'ensemble des hydrates en les desséchant d'une manière standard. La porosité ainsi déterminée dépend du degré de séchage qui a été fixé arbitrairement. Même une partie de l'eau combinée chimiquement peut être arrachée aux cristaux si le séchage est assez puissant. Le chiffre 28 % est donc une valeur approximative.

### 3.2.3. Les pores capillaires.

Les pores capillaires sont les espaces entre les grains de ciment qui n'ont pas été remplis par les hydrates. Ils contiennent l'eau qui n'a pas encore servi à l'hydratation. Ils sont de l'ordre de grandeur de 0,1  $\mu\text{m}$ , bien qu'il y ait des capillaires de toutes dimensions (de très gros capillaires, macrodéfauts, causés par les défauts de compactage peuvent exister). L'eau dans les capillaires est donc retenue par la tension de surface, mais elle est beaucoup plus libre que l'eau dans les pores de gel. Le tableau 3.5 montre les facteurs influençant le développement du réseau des pores capillaires d'une pâte de ciment à la maturation.

Au moment de la prise, la structure poreuse de la pâte de ciment est remplie d'eau qui peut être liée chimiquement, adsorbée ou libre (essentiellement l'eau des capillaires). Au fur et à mesure que l'hydratation du ciment se poursuit, la quantité d'eau contenue dans les pores capillaires n'occupe plus le volume total de ces pores (contraction Le Chatelier), ce qui se traduit par la création de ménisques (tensions capillaires) au sein des pores qui induisent, à l'échelle du matériau, des contraintes de compression et, par conséquent, une déformation que l'on appelle retrait d'hydratation, retrait d'autodessiccation ou retrait endogène [BUIL, 1979]. Ce retrait sera intimement lié au développement du squelette poreux de la pâte, car les tensions capillaires induites par la contraction Le Chatelier seront d'autant plus importantes que les pores seront petits.

La présence des capillaires fait que la perméabilité de la pâte de ciment hydratée est beaucoup plus grande que celle des hydrates eux même. Si les capillaires sont continus, la perméabilité de la pâte est 1000 fois plus grande. Si les capillaires sont discontinus, le facteur est plutôt de 20 à 100 fois. Pour qu'une pâte soit de bonne qualité, il faut que les capillaires soient discontinus. D'après POWERS [1959], le temps approximatif de cure sous l'eau, en fonction du rapport Eau /Ciment, pour que les capillaires soient discontinus est donné dans le tableau 3.6.

Évidemment, lorsque la pâte n'est pas conservée à l'humidité, elle sèche, les capillaires se vident et l'hydratation s'arrête.

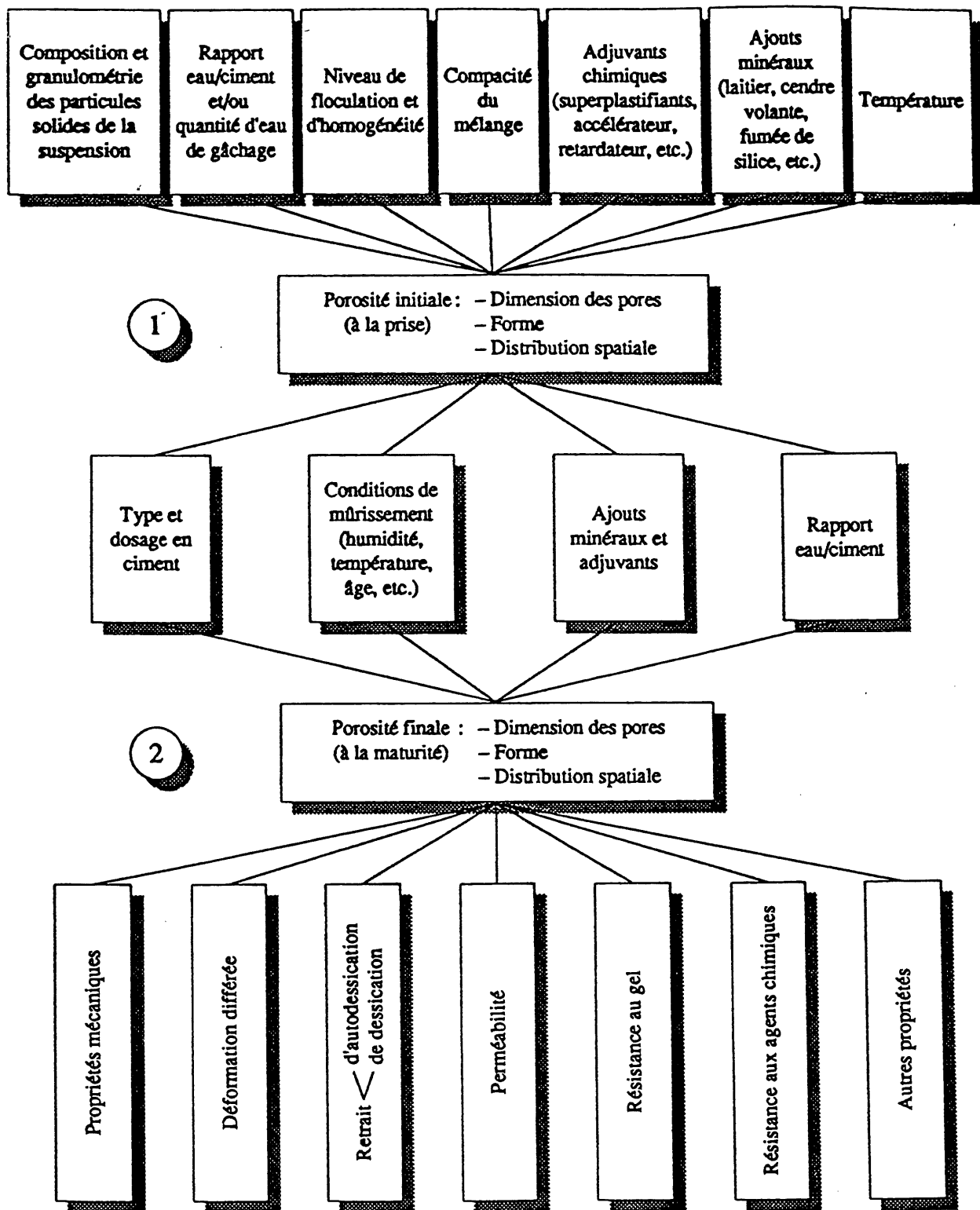
Ce sont les capillaires qui rendent la pâte de ciment susceptible aux cycles de gel-dégel. Il est probable qu'à des températures légèrement inférieures à 0 °C, l'eau gèle dans certains capillaires, mais dans les pores de gel, il faut atteindre des températures au dessous de -78 °C pour que l'eau gèle. De plus, la présence des capillaires diminue la résistance mécanique de la pâte de ciment hydratée. Moins il y a de capillaires, plus la résistance de la pâte est grande.

#### 3.2.4 Les différents types d'eau contenus dans la pâte de ciment hydraté

La molécule d'eau présente une structure atomique qui peut être assimilée à celle d'un «Y», l'atome d'oxygène étant à la base et les atomes d'hydrogène, constituant les branches, forment entre elles un angle de 105°. Elle est disposée dans l'espace sous forme d'un tétraèdre. Cette structure atomique donne naissance à un dipôle permanent présentant un déséquilibre de charge [DAOUD, 1992]. Le caractère polaire de la molécule d'eau est identifié par le moment magnétique de ce dipôle.

Les molécules d'eau sont réunies entre elles par des liaisons de type hydrogène dont l'énergie est trop faible comparée aux autres types de liaison.

TABLEAU 3.5 : FACTEURS INFLUENÇANT LE DÉVELOPPEMENT DU RÉSEAU DES PORES CAPILLAIRES (d'après [JAMBOR, 1990])



**TABLEAU 3.6 : TEMPS DE CURE DU BÉTON SOUS L'EAU POUR AVOIR DES CAPILLAIRES DISCONTINUS**

<b>Rapport eau / ciment</b>	<b>Temps</b>
0,4	3 jours
0,45	7 jours
0,5	14 jours
0,6	6 mois
0,7	1 an
>0,7	impossible

L'eau dans la pâte de ciment hydratée se retrouve sous de nombreuses formes suivant l'interaction entre celle ci et la surface de la pâte. On distingue :

- l'eau combinée chimiquement qui est très fortement retenue (une partie de cette eau est moins fortement retenue car elle ne fait pas partie de l'arrangement cristallin principal);
- l'eau zéolitique, retenue dans la structure de certains cristaux ou entre les plans de certains cristaux;
- l'eau adsorbée sur les parois des cristaux de C-S-H. Elle met en jeux des forces intermoléculaires qu'on appelle forces de Van Der Waals. À proximité d'une paroi libre d'un cristal, les charges électrostatiques attirent les molécules d'eau pour former une couche d'eau adsorbée. Leur distance d'action est d'au moins 10Å et peut même atteindre 1000Å. L'épaisseur de la couche d'eau adsorbée augmente avec l'augmentation de l'humidité relative ambiante. Dans le cas d'une atmosphère saturée, l'épaisseur maximale atteinte est de cinq molécules, soit environ 13Å.
- l'eau capillaire. Lorsque l'humidité relative devient suffisamment élevée, l'eau adsorbée finit par constituer une phase liquide qu'on appelle «eau capillaire». Elle est présente dans tous les pores dont l'ouverture est supérieure à 20Å. Ce mécanisme de remplissage est régi par la pression de vapeur ambiante et aussi par les conditions d'équilibre à l'interface eau - vapeur. Cette eau s'évapore si l'humidité ambiante baisse en dessous de 50% dans les conditions normales de température et de pression.

### 3.2.5 Les différents mécanismes qui régissent l'interaction Béton - Eau

Généralement, suivant leur arrangement structural moléculaire, les minéraux possèdent une déficience en charges électriques au pourtour de leurs grains. Ce sont ces charges électrostatiques qui sont responsables de l'interaction entre les minéraux et l'eau dans les pores.

Les trois sources principales d'excès de charge de surface chez les grains de minéraux sont les suivantes:

- Les cristaux formant les grains peuvent posséder une charge nette, souvent négative, due à l'asymétrie de leur microstructure ou à des défauts dans le réseau cristallin, comme dans le cas des minéraux argileux;

- Dans les solides ioniques, tels que la calcite, la sylvinite et l'apatite, la charge de surface est à l'origine du transfert d'ions à l'interface solide - liquide;
- D'autres minéraux, comme certains silicates, peuvent enfin acquérir leur charge par des interactions spécifiques.

L'excès de charge de surface, dont l'ampleur varie avec la structure cristallographique, la nature des liens intermoléculaires, le type de minéraux et l'histoire thermodynamique, doit être neutralisé par des charges opposées afin de satisfaire l'électroneutralité de l'interface.

Lorsqu'un matériau poreux est mis en présence de l'eau, une partie de cette eau pénètre dans les pores ou se fixe à sa surface. Les deux éléments eau - squelette solide forment, avec l'air ambiant, un seul système. Ces effets sont produits par des phénomènes de natures diverses tels que l'adsorption, l'absorption, l'osmose et la capillarité, dont l'effet combiné se traduit par la rétention de l'eau dans le matériau et aussi par la mobilité de l'eau malgré les forces de gravité.

L'identification de l'état énergétique de l'eau dans le matériau poreux est très complexe puisque ce système eau - solide comprend des constituants solides de natures diverses et que l'eau elle-même est présente dans différentes phases [EDWIN, 1996; NILSON, 1980; DUNN ET COLL., 1965; FLOOD ET COLL., 1954].

#### a- *L'énergie libre de surface*

L'énergie libre absolue de tout système est défini comme suit (eq. 3-3) :

$$F = C + P.V - T.S = H - T.S \quad (3-3)$$

où :

C	:	énergie interne
P	:	pression
V	:	volume spécifique
T.S	:	température absolue x entropie
H	:	enthalpie (chaleur emmagasinée)

Les valeurs de F sont définies par rapport au zéro absolu et leur évaluation est complexe. En pratique, on appelle énergie libre l'expression  $\Delta F$  qui est définie comme la différence entre l'énergie libre absolue de l'eau pour certaines conditions et celle définie sous d'autres conditions choisies comme référence. Ainsi, la valeur de référence prise pour l'eau est l'eau pure à l'état liquide à 0 °C sous une pression de 1 atm. et à une hauteur prise comme référence (à la surface de la nappe phréatique pour une étude régionale). Ainsi la valeur absolue de l'énergie libre de cette eau est de  $-1,5985 \cdot 10^{-7}$  J/g [Rode, 1965].

L'énergie libre de l'eau, dans des conditions données, est calculé en comparant l'énergie libre absolue dans ces conditions avec celle définie comme référence. La différence d'énergie entre deux états connus peut être mesurée expérimentalement. Elle est donnée par la relation (eq. 3-4).



$$\Delta F = V.\Delta P - S.\Delta T - \Delta W_m \quad (3-4)$$

où :

- $\Delta F$  : variation de l'énergie libre de surface (J)
- $\Delta P$  : variation de la pression (N/m<sup>2</sup>)
- $\Delta T$  : variation de la température(°K)
- $\Delta W_m$  : travail mécanique appliqué à l'eau pour effectuer ce changement de conditions (J)
- $V$  : volume de l'eau (m<sup>3</sup>)
- $S$  : entropie de l'eau (J/°K)

La diminution de la teneur en eau d'un échantillon s'accompagne d'un  $\Delta W_m$  positif et l'énergie libre de l'eau restante est diminuée d'autant. Donc, pour les matériaux non saturés,  $\Delta F$  est toujours négative (Fig. 3.3 ).

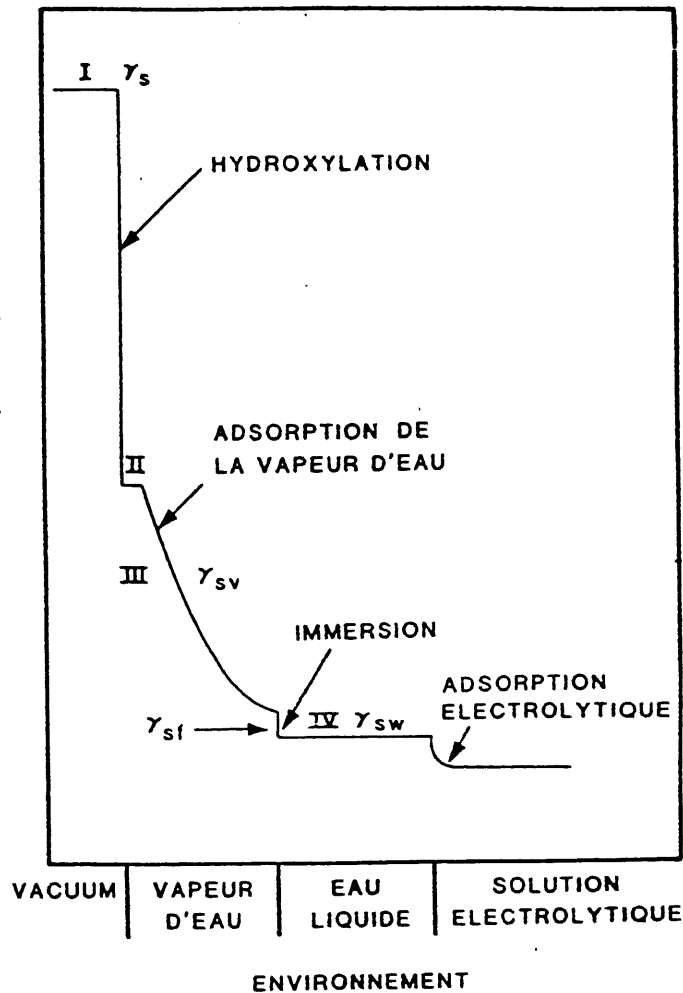


Figure 3.3 Interaction de l'eau avec la surface du quartz et la variation d'énergie libre de surface. (d'après [PARKS, 1984]).

b- Notion de pression de succion

Lorsqu'un matériau poreux est complètement saturé d'eau pure dans les conditions normales de température et de pression, le potentiel de l'eau interstitielle est nul par définition. Si le matériau est séché, le potentiel énergétique de l'eau devient négatif ce qui signifie que si l'on met l'échantillon séché en présence d'eau, il est capable de l'absorber. C'est le phénomène de la succion. La pression de succion est toujours négative, et se traduit par l'équation de Kelvin (3-5).

$$H = \frac{RT}{Mg} \cdot \text{Log}(h/h_0) \quad (3-5)$$

où :

H	:	succion de l'eau (m)
M	:	masse moléculaire de l'eau (kg/kmole)
g	:	accélération de la pesanteur (m/s <sup>2</sup> )
R	:	constante des gaz parfaits (J/kmole °K)
h/h <sub>0</sub>	:	humidité relative
T	:	température absolue (°K)

Ainsi, pour T = 273 + 20° K, l'équation (3-5) devient :

$$H = 3,18 \cdot 10^{-6} \cdot \text{Log}(h/h_0) \quad (3-6)$$

La pression de succion peut être considérée comme l'énergie libre du matériau poreux, et il est convenu de définir cette pression par son logarithme. Lors d'un séchage pratiquement complet au four, le Log H tend vers sa limite supérieure de 7 (succion de 10<sup>-7</sup> cm d'eau), alors qu'il est nul pour un échantillon complètement saturé. Les variations du Log H en fonction de la teneur en eau d'un sol sont illustrées sur la figure 3.4.

c- *L'adsorption*

Un échantillon d'un matériau poreux sec placé dans une ambiance dont l'humidité relative est contrôlée va voir sa masse augmenter. Ceci est dû à la fixation de l'eau dans les pores du matériau. Ce phénomène communément appelé adsorption est attribué à la fixation de l'eau sur les pores intermoléculaires par les forces de Van Der Waals.

C'est la nature minéralogique du matériau poreux qui détermine la surface spécifique pour l'adsorption puisque chaque minéral présente une affinité intrinsèque à attirer des charges électriques, selon des imperfections de sa structure atomique et de l'intensité de sa charge électrostatique.

La molécule d'eau présentant une polarité considérable a aussi une grande action dans le phénomène d'adsorption. La force de Van Der Waals, même en présence d'un minéral de faible pouvoir d'attraction, sera augmentée par le caractère dipolaire de l'eau, ce qui donne une grande force d'attraction.

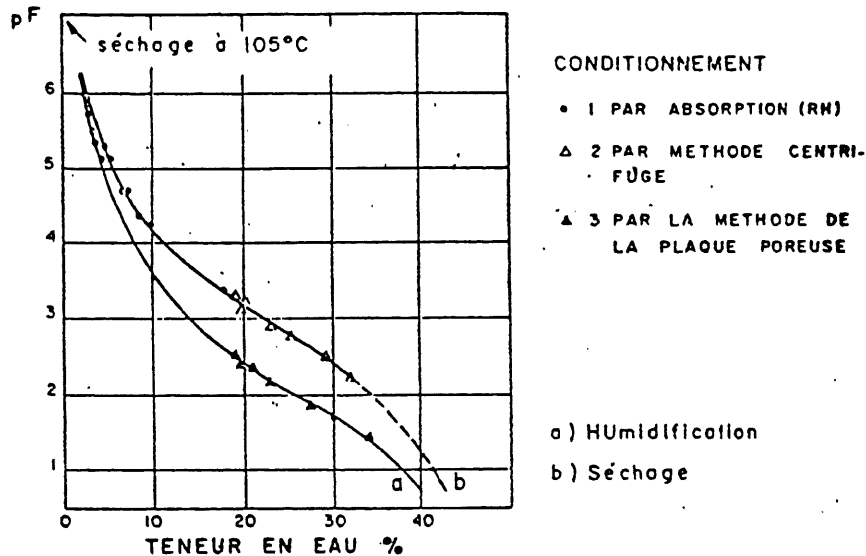


Figure 3.4 : Pressions de succion en fonction de l'humidité relative (d'après [RODE, 1965])

À la surface du matériau poreux, les forces de Van Der Waals attirent les molécules d'eau et les retiennent jusqu'à ce que leur énergie cinétique augmente suffisamment pour les libérer. De point de vue statique, ces molécules, bien qu'en déplacement constant, forment une mince couche d'eau adsorbée. La pression présente dans cette couche d'eau adsorbée est définie par l'équation de Kelvin (eq. 3-6). Quand l'humidité relative croît, la pression des pores diminue et l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée augmente.

Des études expérimentales faites par BÂZANT [1965] ont montré que pour une humidité relative de 12%, on a une couche monomoléculaire adsorbée d'épaisseur 2,63Å. En passant à une humidité relative de 51%, la couche d'eau adsorbée devient polymoléculaire et cette couche sera formée par cinq molécules d'eau à une atmosphère complètement saturée.

Cette épaisseur de couche d'eau adsorbée dépend considérablement de la largeur des fissures. En effet, si cette largeur devient inférieure à 2,63 Å, (épaisseur d'une monocouche d'eau adsorbée), les molécules d'eau ne peuvent plus atteindre la surface de la roche.

Les propriétés physiques de l'eau adsorbée dans un matériau poreux sont très différentes de celles d'une eau libre. Les travaux de MORRISSON et coll. [1946], DROST - HANSEN [1971] et PARKS [1984] montrent que les différences majeures sont les suivantes:

- une augmentation de la densité (1,4 à 2,5 g/cm<sup>3</sup>);
- la viscosité est de 8 à 15 fois celle de l'eau libre;
- une augmentation du coefficient d'expansion thermique;
- la température d'ébullition est supérieure à 200° C;
- le point de gel est absent;

- l'indice de réfraction est de 1,48.

Ces différentes propriétés sont causées par l'effet des forces de Van Der Waals sur la structure atomique de la molécule d'eau qui vont causer une diminution des distances inter atomiques. Il est donc compréhensible que l'ampleur des variations est reliée directement à l'intensité des forces de Van Der Waals, et qu'elle varie donc suivant la nature du matériau et le chimisme de l'eau.

Si l'échantillon est placé dans une ambiance à humidité relative décroissante, le processus s'appelle désorption (Fig. 3.5).

On remarque la présence d'un phénomène d'hystérésis qui est caractéristique des matériaux naturels ayant un spectre de porosité continu. Pour une même humidité relative, la courbe de désorption est toujours située au dessus de la courbe de sorption indiquant qu'une quantité d'humidité est retenue de façon irréversible. Plusieurs explications ont été avancées par SHEIDEGGER [1965] pour expliquer cet état, parmi lesquelles on peut citer le phénomène dit de «la bouteille d'encre». Au cours de la condensation, les orifices environnants d'une cavité se saturent avant celle ci, tandis qu'à l'évaporation, la cavité ne se vide que lorsque l'un des orifices d'entrée de cette cavité est vide.

Les isothermes de sorption - desorption permettent de caractériser la texture d'un béton durci [BAROGHEL-BOUNTY ET COLL., 1993].

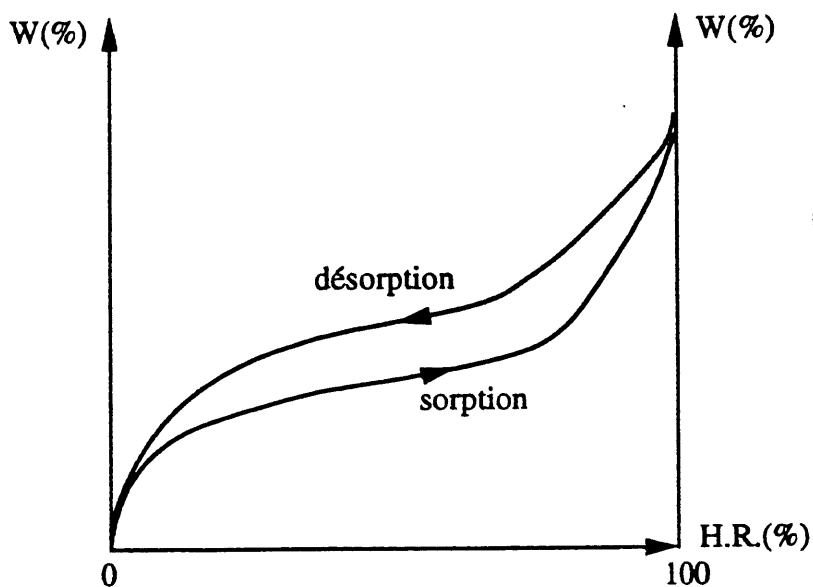


Figure 3.5 Courbe typique de sorption désorption

d- *L'eau capillaire*

Lorsque le degré d'humidité devient suffisamment élevé, l'eau adsorbée sur les parois des fissures finit par constituer une phase liquide qui est l'eau capillaire. En phase aqueuse, chaque molécule d'eau est attirée dans toutes les directions, ce qui résulte en une distribution uniforme des forces internes. Par contre, à proximité des surfaces libres, les molécules d'eau sont soumises à un champ de force anisotrope, étant attirées de façon préférentielle vers l'intérieur de la phase aqueuse. Il en résulte une énergie libre de surface (ou tension de surface) qui est la cause du phénomène de capillarité [HSIEH et coll., 1983]. Les capillaires, avec un diamètre inférieur à 1000Å, ne peuvent être remplis que par l'eau à l'état vapeur.

Le phénomène d'apparition de l'eau capillaire obéit à la loi de Laplace (3-7).

$$P = \frac{2\gamma}{r} \quad (3-7)$$

où :

- P : différence de pression entre les deux faces du ménisque (N/m<sup>2</sup>)  
r : rayon de courbure du ménisque (m)  
γ : tension de surface du liquide (N/m)

Cette relation définit la stabilité du ménisque en fonction du rayon des capillaires et de la résistance à la tension de l'eau. Il faut qu'elle soit vérifiée pour que l'eau capillaire apparaisse. Or, la résistance à la tension de l'eau est comprise entre 110 et 120 MPa à 25°C. Si on reporte cette valeur dans l'équation de Kelvin (3-6), on s'aperçoit qu'il ne peut y avoir d'eau capillaire qu'à des humidité relatives supérieures à environ 40%.

D'après les équations (3-5) et (3-7), on peut calculer le rayon maximal  $r_{\max}$  des pores remplis d'eau capillaire (3-8).

$$r_{\max} = 2\gamma \frac{Mg}{RT \cdot \ln(h/h_0)} \quad (3-8)$$

Le passage de l'eau adsorbée à l'eau capillaire s'accompagne d'un changement important des caractéristiques physiques de l'eau. Ainsi, comme indiqué ci-dessus, l'eau adsorbée présente des caractéristiques très différentes de celles d'une eau libre. En se basant sur les études de MORRISSON [1946] et PARKS [1984], la condensation capillaire annule les forces de Van Der Waals et il y a tendance à rapprocher les propriétés particulières de l'eau adsorbée à celles d'une eau libre. Donc, l'eau capillaire a les mêmes propriétés physiques que l'eau libre. La figure 3.6 résume les différentes étapes d'adsorption de l'eau dans un matériau poreux [KALLEL 1992].

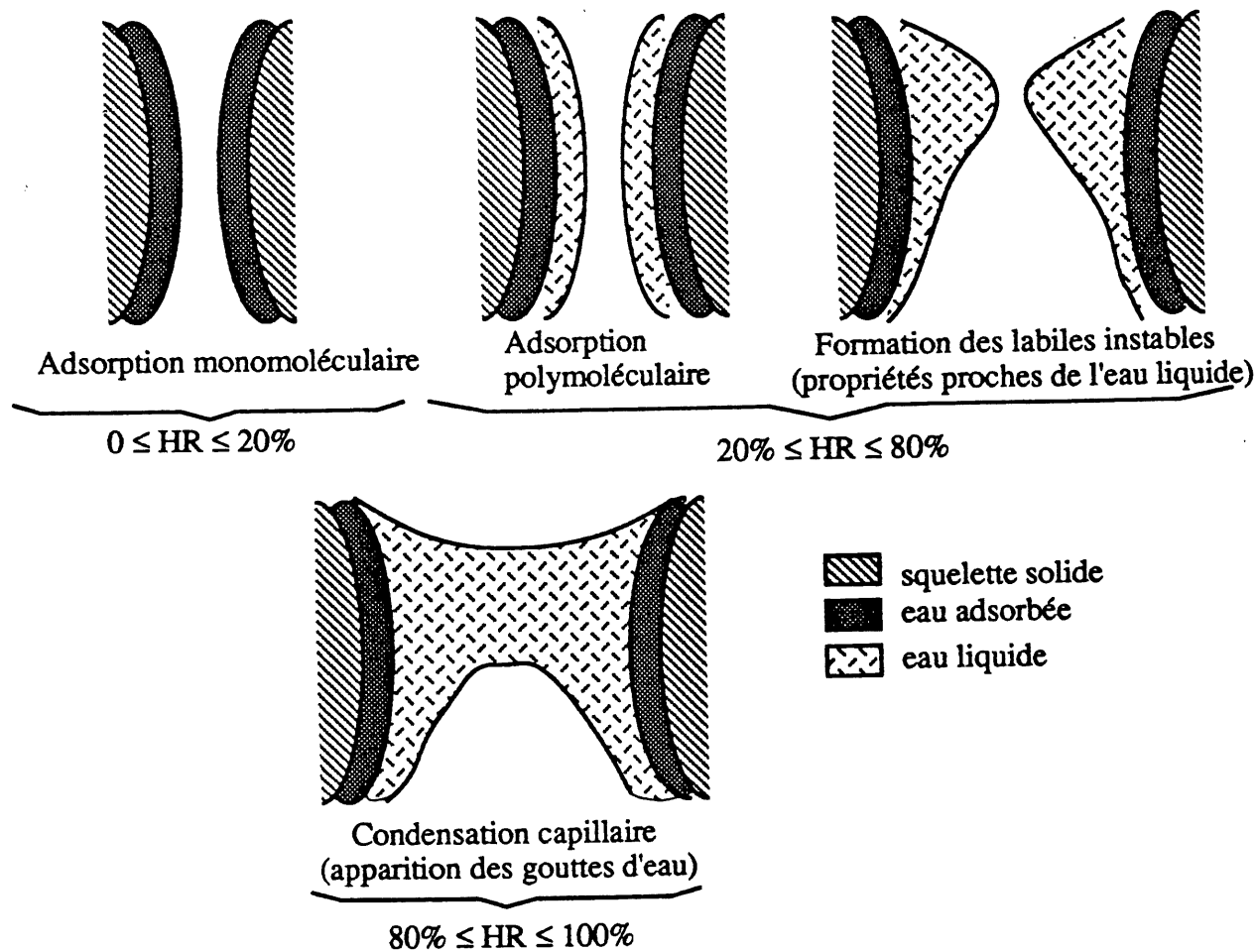


Figure 3.6 Différentes étapes d'absorption de l'eau dans un matériau poreux (d'après [KALLEL, 1991])

### 3.3 Le transfert de chaleur dans les barrages en béton

#### 3.3.1 Introduction

Le deuxième principe de la thermodynamique indique que la chaleur est transférée uniquement d'un corps à une température donnée vers un autre à une température plus basse. La thermodynamique a aussi démontré que pour deux corps en contact, cet échange de chaleur se produit jusqu'à ce qu'il atteignent la même température. La science du transfert de chaleur permet de comprendre comment les transferts d'énergie thermique s'effectuent et d'évaluer à quelle vitesse ces transferts se produisent. La différence principale entre le transfert de chaleur et la thermodynamique est qu'en transfert de chaleur on prédit la vitesse à laquelle se produisent ces changements de température entre deux équilibres tandis que la thermodynamique prédit seulement quel sera l'équilibre final.

Trois modes de transfert de chaleur sont la conduction, la convection et le rayonnement. Les problèmes pratiques de transfert de chaleur sont habituellement composés de trois modes d'échange simultanément. Ces modes sont décrits dans les sections qui suivent. Les principes énoncés sont tirés de HOLMAN [1986], CRABOL [1989] et WHITAKER [1977].

#### 3.3.2 La conduction

La conduction est un mode où la transmission de chaleur est provoquée par la différence de température entre deux régions d'un milieu solide, liquide ou gazeux. Lorsque dans un corps il y a une région qui est plus chaude qu'une autre, l'énergie thermique est transférée de celle-ci vers une autre qui est moins chaude. Dans ces conditions, la vitesse d'écoulement de la chaleur par unité de surface est proportionnelle au gradient de température normal à cette surface.

La loi de la conduction ou loi de Fourier qui définit la conduction s'exprime comme suit pour un système unidimensionnel d'aire A :

$$q = -KA \frac{\partial T}{\partial x} \quad (3-9)$$

où :

- q : densité du flux de chaleur (W)
- K : conductivité thermique (W/m<sup>2</sup>.K)

#### 3.3.3 La convection

La convection est considérée comme étant un mode de transfert de chaleur qui implique un échange par conduction à la surface de contact entre un solide et un fluide, sous forme liquide ou gazeuse. Il s'agit en fait de la combinaison des phénomènes de conduction et de transfert de matière. Les mouvements de fluide sont occasionnés soit par des différences de température, soit par des différences de pression. Dans le premier cas, les variations de température entraînent des variations de densité et sous l'effet des forces de pesanteur les couches les plus denses descendent

par rapport aux couches les moins denses, créant ainsi un écoulement. Le transfert de chaleur qui en résulte est appelé la convection naturelle. Dans le second cas, l'écoulement est provoqué par des forces extérieures et le transfert de chaleur qui en résulte est appelé convection forcée. Dans cette étude, les conditions utilisées sur les surfaces exposées sont des conditions de convection naturelle.

On exprime le flux de chaleur causé par la convection à l'aide de la loi de refroidissement de Newton :

$$q = hA(T_p - T_f) \quad (3-10)$$

où :

- q : flux de chaleur (W)
- h : coefficient de convection (W/m<sup>2</sup>.K)
- A : surface (m<sup>2</sup>)
- T<sub>p</sub> : la température de surface du solide
- T<sub>f</sub> : la température du fluide

Le coefficient de convection dépend des propriétés thermiques et des propriétés dynamiques de l'écoulement. Il varie par exemple avec la viscosité du fluide. La détermination de ce coefficient peut se faire théoriquement pour des systèmes simples. On a cependant plus souvent recours à des mesures expérimentales pour l'évaluer.

### 3.3.4 Le rayonnement

Le rayonnement est un mode de transmission où l'énergie d'un corps est transférée par rayonnement électromagnétique. Il diffère des deux autres modes de transmission qui transfèrent leur énergie à travers la matière. L'énergie de rayonnement est transportée à la vitesse de la lumière à l'aide de photons. Les longueurs d'ondes dans lesquelles s'effectue ce transfert d'énergie sont entre celles infrarouges (10<sup>-1</sup> mm) et des ondes ultraviolettes (10<sup>-4</sup> mm).

La quantité d'énergie émise et absorbée est fonction de la température du corps, de sa couleur et de la finition de ses surfaces. La quantité d'énergie émise par la surface d'un solide est donnée par la loi de Stéphan -Boltzmann :

$$q^R = \varepsilon \cdot \sigma \cdot T^4 \quad (3-11)$$

où :

- q<sup>R</sup> : l'énergie émise par unité de temps et unité de surface (W/m<sup>2</sup>)
- ε : le facteur d'émission qui dépend des propriétés de la surface
- T : la température absolue du solide (K)
- σ : constante de Stéphan Boltzmann qui est égale à 56,69 10<sup>-9</sup> (W/m<sup>2</sup>.K<sup>4</sup>)



Le facteur d'émission est un paramètre qui détermine la capacité avec laquelle la surface d'un solide peut émettre ou absorber les ondes électromagnétiques qui transfèrent l'énergie. Ce paramètre sans unité est fonction des caractéristiques de la surface du solide telles la couleur, la finition et la température de la surface. Le rayonnement d'une surface est comparé par l'intermédiaire du facteur d'émission à celui d'une surface standard appelée le corps noir. Le corps noir est défini comme étant une surface idéale qui absorbe tous les rayons qu'elle reçoit. Le corps noir a un facteur d'émission égal à l'unité.

Tout les corps émettent et absorbent de l'énergie provenant du rayonnement. Si on place un corps chaud à l'intérieur d'une enceinte où l'on a fait le vide et que les parois de cette enceinte sont plus froides que le corps, le corps perdra de l'énergie jusqu'à ce que sa température soit la même que celle des parois. Le transfert d'énergie se fait alors par rayonnement. Dans ce cas, le corps chaud émet plus d'énergie qu'il n'en absorbe car il est plus chaud que les parois de l'enceinte. À partir du moment où le corps a la même température que les parois, le corps émet autant d'énergie qu'il n'en absorbe.

Bien que le rayonnement soit habituellement toujours présent dans les problèmes de transfert de chaleur, son effet est souvent négligeable comparativement aux autres modes lorsqu'on considère le transfert de chaleur entre deux corps. On considère que l'influence du rayonnement apparaît lorsque la différence de température entre ces corps est de l'ordre 100 °C [WHITAKER, 1977]. On négligera donc dans cette étude la quantité d'énergie perdue par rayonnement sur la surface des solides.

La chaleur provenant du soleil est aussi transmise par rayonnement. Bien qu'il s'agisse du même phénomène, les ondes qui transportent l'énergie ont des caractéristiques un peu différentes dans le cas du rayonnement solaire. De plus, une multitude de facteurs influence la quantité de chaleur qui est transmise à une surface par le soleil. L'intensité du rayonnement solaire peut dépendre entre autres de la couverture nuageuse, de la pollution que l'on retrouve dans l'air, de la période de l'année et de l'angle d'incidence que les rayons du soleil ont avec la surface.

### 3.3.5. le coefficient de dilatation thermique (CDT)

Le coefficient de dilatation thermique (volumique) d'un corps correspond à la variation relative de la longueur (du volume) lorsque sa température s'élève de 1 °C. On le désigne par CDT. La valeur de ce coefficient pour le béton de masse varie de 7,7 à 12,5  $10^{-6}$  /°C. Les principaux facteurs influençant le coefficient de dilatation thermique (CDT) du béton sont [BOUZOUBAA, 1991; LO ET COLL., 1982; JACK ET COLL., 1977; DETTING, 1962; LERCH, 1957; BONNEL ET COLL., 1951; MEYER, 1950]:

- l'âge du béton (maturité);
- la nature des granulats (les CDT peuvent varier entre 5 et 12.  $10^{-6}$  / °C);
- le volume de la pâte;
- le rapport eau/ciment de la pâte;
- la nature et la finesse du ciment;
- l'humidité interne de la pâte;

- le domaine de température étudié.

### 3.3.6. La conductivité thermique

C'est le nombre de joules qui traversent en une seconde une paroi d'un mètre carré de surface soumise sur une épaisseur de un mètre à une différence de température de 1 °C. La conductivité thermique est donnée par l'équation 3-12 [WYLEN, 1978]..

$$\lambda = \frac{Q \cdot e}{S \cdot \Delta T} \quad (3-12)$$

où :

- Q : flux de chaleur (J/s)
- S : surface de la paroi traversée (m<sup>2</sup>)
- e : épaisseur de la paroi (m)
- ΔT : variation de la température (°C)

La conductivité d'un béton de masse est en moyenne égale à 2,5 J/m.s.°C.

### 3.3.7. La chaleur spécifique

C'est le nombre de joules nécessaires pour élever de 1°C, la température de 1 kg de ce corps. La valeur moyenne de la chaleur spécifique du béton de masse est de 1000 J/kg.°C.

### 3.3.8. La diffusivité thermique

C'est une relation reliant la conductivité thermique et la chaleur spécifique du béton à sa masse volumique. Elle est donnée par l'équation suivante (3-13).

$$\gamma = \frac{\lambda}{C \cdot \rho} \quad (3-13)$$

où :

- γ : diffusivité thermique (m<sup>2</sup>/s)
- λ : conductivité thermique (J/m.s.°C)
- C : chaleur spécifique (J/kg.°C)
- ρ : masse volumique (kg/m<sup>3</sup>)

Par ailleurs, ce paramètre reste important à connaître puisqu'il figure dans l'équation de Fourier (eq. 3-14) traduisant la propagation de chaleur dans un corps.

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \gamma \cdot \Delta T \quad (3-14)$$

Le premier terme de l'équation représente la variation de la température par rapport au temps t. ΔT représente le Laplacien de la température;

La tableau 3.7 présente les valeurs des quatre paramètres cités ci-dessus pour différents types de béton de masse.

### 3.4. Les contraintes thermiques

La variation de la température entraîne des dilatations (positives ou négatives) en l'absence de toute contrainte mécanique et engendre des contraintes si les dilatations ne sont pas permises. Selon plusieurs auteurs les variations journalières de la température peuvent facilement produire des contraintes de tension de 4,5 MPa dans le béton de surface d'un barrage. On distingue deux types de retenue qui causent le développement des contraintes thermiques : la retenue interne et la retenue externe.

La retenue interne est l'empêchement de la déformation au sein même de l'élément. Elle est en général causée par la présence de gradient de température entre la surface et le reste de l'élément. La figure 3.7 présente un exemple de champ de températures et de contraintes que l'on peut rencontrer dans la pratique

La retenue externe est l'empêchement des déformations par des facteurs extérieurs. Ces facteurs sont dans le cas des barrages soit la fondation ou un bloc de béton adjacent.

La déformation totale d'un béton jeune s'écrit comme suit :

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_e + \varepsilon_{\text{th}} + \varepsilon_{\text{fl}} + \varepsilon_r \quad (3-15)$$

où :

- $\varepsilon_{\text{tot}}$  : déformation totale du béton
- $\varepsilon_e$  : déformation élastique du béton
- $\varepsilon_{\text{th}}$  : déformation thermique du béton
- $\varepsilon_{\text{fl}}$  : déformation due au fluage ou à la relaxation du béton
- $\varepsilon_r$  : déformation due au retrait endogène du béton (ne s'applique que si l'hydratation est incomplète. Donc pour un béton d'âge avancé, elle est nulle

Dans le cas unidimensionnel, la déformation thermique du béton est exprimée par l'expression suivante :

$$\varepsilon_{\text{th}} = \text{CDT} (T - T_0) \quad (3-16)$$

où :

- CDT : coefficient de dilatation thermique
- $T_0$  : température de mise en place

En remplaçant chaque terme de l'équation 3-16 par son expression, on peut écrire la contrainte thermique dans le cas unidimensionnel comme suit :

$$\sigma = E(1 - \psi)(\varepsilon_{\text{tot}} - \varepsilon_{\text{th}}) \quad (3-17)$$

où :

- $\sigma$  : contrainte thermique (MPa)
- $E$  : module élastique du béton (MPa)
- $\psi$  : facteur de relaxation du béton. Il est compris entre 0 et 1. Il est nul quand on ne tient pas compte du fluage
- $\varepsilon_{\text{tot}}$  : déformation totale (élastique, thermique et fluage)
- $\varepsilon_{\text{th}}$  : déformation thermique

Selon plusieurs études, ces contraintes peuvent atteindre dans certaines conditions 5 MPa à la surface du béton et conduire à une fissuration inévitable [BOUZOUBAA, 1995].

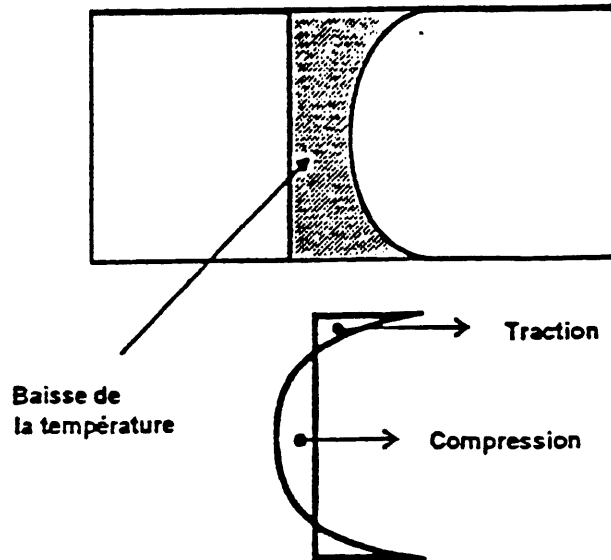


Figure 3.7 Répartition typique des contraintes thermiques par retenue interne dans une structure en béton

### 3.5. Conclusion

Le présent chapitre a permis de comprendre les différents paramètres thermiques et physico-mécaniques nécessaires à l'étude de l'influence des conditions climatiques sur l'état des contraintes d'un barrage en béton. Un résumé des concepts fondamentaux des équilibres thermodynamiques de l'eau dans le béton ainsi que l'interaction entre eux a été présenté.

TABLEAU 3.7 : PROPRIÉTÉS THERMIQUES DU BÉTON DE MASSE  
(d'après [ACI 207, IR 87 ])

Barrage	Temp. ° C	Coefficient de dilatation 1/Cx10 <sup>6</sup>		Cond- uctivité themique kj/m.hr.C	Chaleur spéci- fique kj/kg.C	masse volu- mique Kg/ m <sup>3</sup>	Diff- usivi- té m <sup>2</sup> /hr .10 <sup>-3</sup>
		38m Max	114mm Max				
Hoover	10			10,6	0,887	2500	4,7
	38	9,5	8,6	10,4	0,941		4,4
	66			10,3	1,050		3,9
Grand coulée	10			6,74	0,916	2534	2,9
	38	7,9	8,3	6,74	0,967		2,7
	66			6,78	1,075		2,5
Friant	10			7,66	0,904	2465	3,4
	38	-	-	7,66	0,962		3,2
	66			7,70	1,033		3,1
Shasta	10			8,20	0,925	2510	3,6
	38	-	8,6	8,16	0,992		3,3
	66			8,16	1,054		3,2
Angostura	10			9,29	0,925	2423	4,2
	38	7,2	-	9,20	0,992		3,8
	66			9,08	1,054		3,5
Kortes	10			10,0	0,870	2433	4,6
	38	9,4	8,1	9,96	0,925		4,4
	66			9,87	0,979		4,1
Hungry Horse	10			10,7	0,908	2406	4,9
	38	11,2	10,3	10,6	0,971		4,6
	66			10,5	1,033		4,3
Monticello	10			9,79	0,941	2454	4,3
	38	9,4	-	9,67	0,992		4,0
	66			9,54	1,046		3,7
Anchor	10			7,11	0,950	2388	3,2
	38	10,1	8,1	7,11	1,013		3,0
	66			7,15	1,079		2,8
Glen Canyon	10			13,3	0,908	2407	6,0
	38	-	-	12,8	0,971		5,5
	66			12,3	1,033		4,9

## CHAPITRE 4

### 4. ÉTUDE DES VARIATIONS DU CHAMP DE TEMPÉRATURE D'UN BARRAGE SOUS L'INFLUENCE DES VARIATIONS CLIMATIQUES

#### 4.1. Introduction

La structure à étudier est un barrage poids en béton reposant sur une fondation rocheuse. Le barrage est considéré en opération depuis plusieurs années de façon que la réaction d'hydratation du ciment n'ait plus d'effet hydrothermique sur le barrage. La figure 4.1 montre la section du barrage étudiée ainsi que la fondation et le réservoir sur lesquels les différentes dimensions sont indiquées. Cette section, qui correspond approximativement au barrage le plus haut au Québec, a été utilisée par LÉGER et coll., [1992] ainsi que par BOUZOUBAA, [1995]. Nous avons effectué la présente étude sur la même section afin de permettre une éventuelle confrontation des résultats.

Les transferts de masse ne sont pas considérés dans ce modèle. En effet, suite à l'étude bibliographique effectuée sur ce sujet, nous avons choisi d'apporter des améliorations au modèle thermique afin d'avoir des résultats les plus précis possible. Une fois que le modèle est mis au point, on pourrait par la suite tenter de coupler les transferts de chaleur aux transferts de masse.

La méthode adoptée pour l'étude des variations du champ de température d'un barrage est la méthode des éléments finis. L'étude numérique a été réalisée grâce au logiciel appelé CESAR qui a été développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à Paris (France).

Pour ce faire, il faut connaître les conditions aux limites du domaine d'étude présenté dans la figure 4.1. Il faut donc connaître pour chaque instant de l'année :

- la température de la surface du barrage exposée à l'air ambiant;
- la température de la surface du barrage en contact avec le réservoir d'eau du côté amont;
- les échanges thermiques aux limites de la fondation du barrage.

Les conditions aux limites ont une très grande influence sur le calcul car la validité de l'étude va en dépendre. C'est pour cette raison qu'une évaluation assez rigoureuse de ces conditions aux limites a été initiée afin d'avoir la plus grande précision possible sur les résultats.

#### 4.2 Emplacement du front de saturation

La conductivité thermique du béton dépend de son degré de saturation qui est non uniforme dans le barrage. La région 1 du barrage (Fig. 4.1) est formée d'une fine couche en contact direct avec l'air ambiant et est exposée aux conditions atmosphériques comme l'évaporation, la pluie, le vent, la neige etc. Ces conditions atmosphériques génèrent un transfert de masse entre le barrage en béton et l'air. Plusieurs études numériques et expérimentales montrent que cette couche se présente toujours à l'état partiellement saturé.

Pour tenir compte de ce phénomène dans la présente étude thermique, la région 1 est considérée non saturée alors que les régions 2 et 3, qui constituent le coeur du barrage, sont toujours considérées totalement saturées. Le front de saturation, étant la surface qui sépare la partie totalement saturée de celle partiellement saturée, a été défini en utilisant un logiciel appelé SEEP/W qui sera détaillé au chapitre 5. Il s'agit de résoudre l'équation de Laplace qui traduit la conservation de masse pour un bloc homogène et isotrope ayant une perméabilité uniforme ( $10^{-8}$  m/s).

Les conditions aux limites appliquées pour résoudre ce problème sont les suivantes :

- au niveau de l'interface air - béton et air - fondation, un flux d'évaporation net d'une valeur de  $1,5 \cdot 10^{-9}$  m/s est appliqué;
- au niveau des deux limites verticales et de la limite horizontale de la fondation, un flux nul est appliqué;
- la charge hydraulique totale appliquée à l'amont du barrage est considérée constante et égale à 141 m (l'origine de l'axe vertical des élévations est situé 5 mètres en dessous de la base de la fondation). Elle est appliquée au niveau de la limite verticale réservoir - barrage ainsi que de la limite horizontale réservoir - fondation.

Une étude en régime permanent de l'écoulement de l'eau à travers le domaine d'étude a été effectuée grâce à SEEP/W. Celui-ci utilise une méthode itérative pour situer la surface libre de l'eau (front de saturation). Afin de simplifier la délimitation des régions dans le domaine d'étude, le front de saturation ainsi obtenu est approximé à une droite qui est située aux profondeurs suivantes par rapport à la surface exposée:

- 0 cm à la base du barrage en béton;
- coupe l'interface réservoir - béton à une élévation de 86 m qui correspond au niveau maximum de l'eau dans le réservoir.

Ainsi, à une altitude de 40 mètres par rapport à la base du barrage l'épaisseur de la couche non saturée est d'environ 50 cm.

### **4.3 Modélisation du problème**

L'étude thermique est effectuée par la méthode des éléments finis en régime transitoire. Le modèle utilisé est un modèle de diffusion transitoire linéaire classique (module DTLI du code de calcul CESAR-LCPC). Le calcul est effectué à chaque intervalle de temps de 8 heures et ce à 0:00 heures, 8:00 heures et 16:00 heures de chaque jour. Cette démarche constitue une différence considérable par rapport à la majorité des modèles précédents rencontrés dans la documentation dans lesquels un seul pas de temps est utilisé par jour.

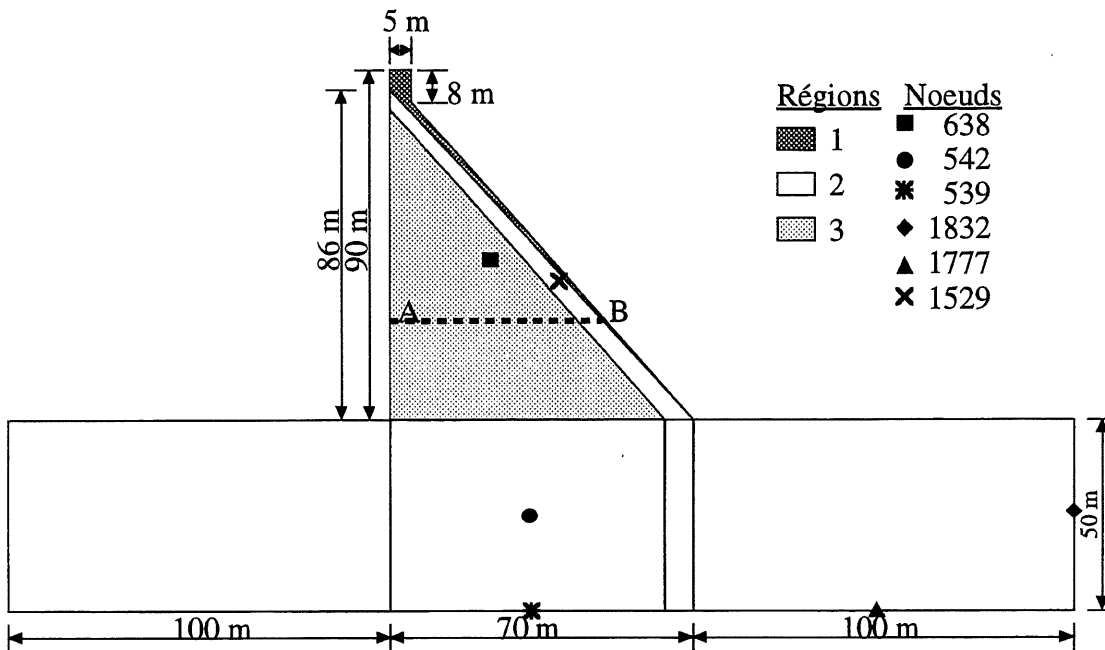


Figure 4.1 Section du barrage étudiée

Le maillage de la structure modélisée (Fig. 4.2) comporte 2003 éléments à trois noeuds pour le barrage et 720 éléments à quatre noeuds pour la fondation. Dans les régions 1 et 2 du barrage (Fig. 4.1), le gradient thermique est considérable ce qui nécessite l'utilisation d'un maillage très fin. Par contre, la région 3 présente un maillage large. Dans la fondation, la largeur du maillage augmente avec la profondeur.

Une différence majeure entre le présent travail et quelques travaux antérieurs (VELTROP et coll., [1990]; BOUZOUBAA, [1995]) réside dans le choix du domaine d'étude. En effet, dans les études antérieures, on suppose que l'interface fondation - barrage est une surface adiabatique; ainsi on n'inclut pas la fondation dans le domaine d'étude. Cette simplification a pour conséquence que l'étude ne peut considérer l'effet de :

- gradient géothermique;
- la différence du profil de température dans la fondation entre la face amont (sous le réservoir d'eau) et la face aval (exposée à l'air ambiant) du barrage.

L'eau interstitielle présente dans les pores du béton est soumise à des cycles de chauffage - refroidissement à la suite des changements de la température ambiante. Si, à un niveau bien déterminé de la structure du béton, cette eau interstitielle doit subir un changement de phase (liquide - solide ou vice versa), le transfert de chaleur interne serait modifié en conséquence. En effet, pour que ce changement de phase ait lieu, il faut que l'eau absorbe ou dégage une certaine quantité d'énergie.



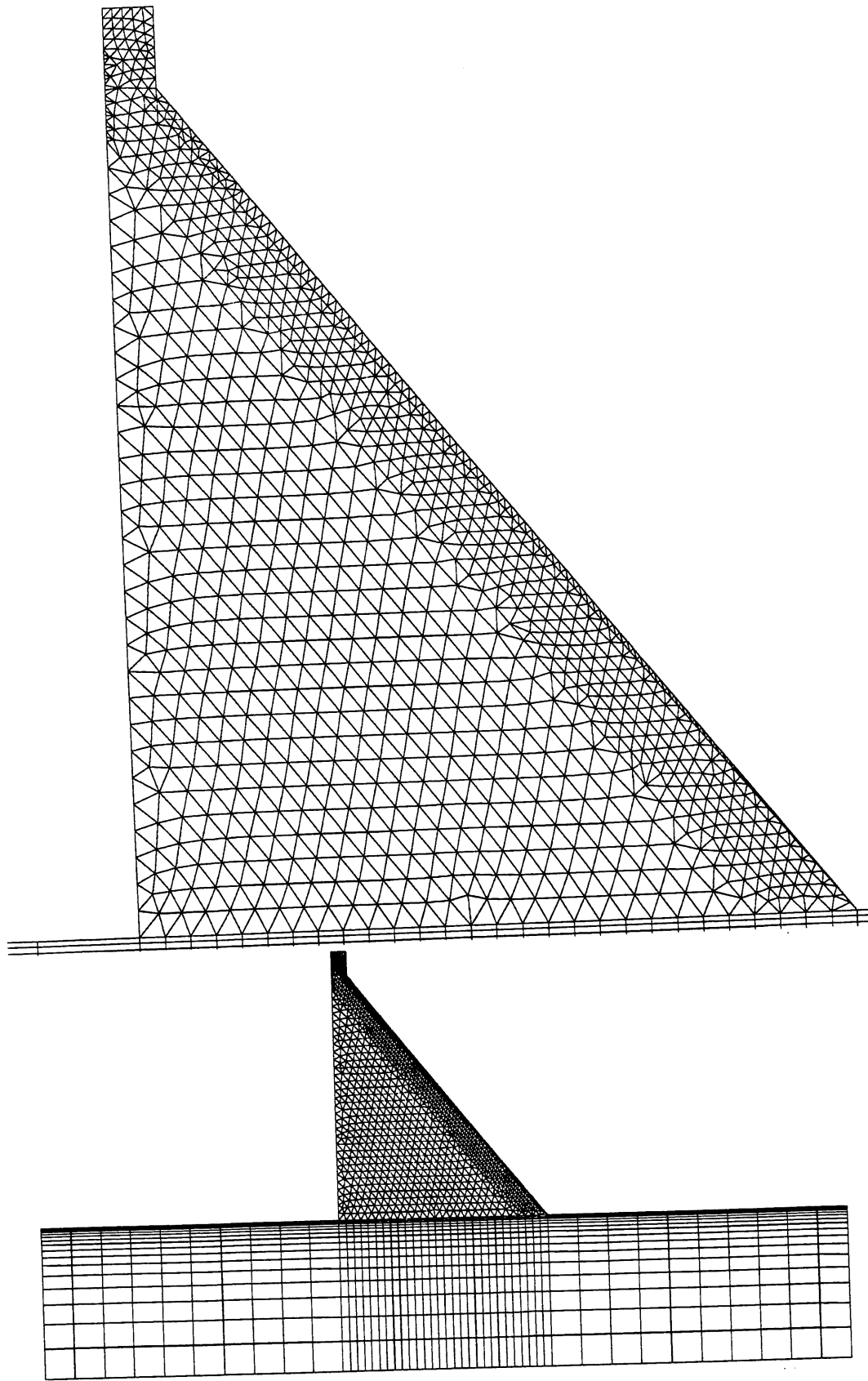


Figure 4.2 Dessin du maillage

C'est la chaleur latente de fusion de l'eau qui, dans le cas de l'eau pure, est égale à 334 J/g. Il est important de tenir compte de ce facteur dans le cas d'une analyse thermique d'un sol avec une grande teneur en eau. En effet, il s'avère que ce facteur a une influence significative sur la profondeur de gel. Par contre, dans le cas d'un béton, la perméabilité est faible, donc l'effet du changement de phase de l'eau ne sera pas considéré dans cette étude.

Les paramètres thermiques de la fondation rocheuse ainsi que le béton saturé et non saturé qui ont été utilisés dans le cadre de cette étude sont donnés dans le tableau 4.1.

TABLEAU 4.1 : PARAMÈTRES THERMIQUES DES DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS DU BARRAGE

Paramètre	neige	fondation	béton non saturé	béton saturé
conductivité thermique (W/m.°K)	1,29	2,62	2,62	2,42
coefficient de convection (W/m <sup>2</sup> .°K)	1	23,5	23,5	23,5
emissivité	0,97	0,69	0,69	0,69
$\Delta R$ (W/m <sup>2</sup> )	63	63	63	63
absorptivité (%)	0,28	0,5	0,5	0,5

#### 4.4 Les différentes sources de chaleur dans un barrage

L'évaluation précise des sources de chaleur est d'une très grande importance afin de simuler, d'une façon la plus proche possible de la réalité, les conditions thermiques qui règnent autour du barrage. Toutes les sources qui peuvent avoir une interaction avec le barrage sont considérées et précisément évaluées en utilisant des données expérimentales.

Les échanges thermiques qu'on peut envisager sont schématisés par des flèches sur la figure 4.3 et sont les suivants :

- l'air ambiant avec le béton formant la face aval du barrage;
- l'air ambiant avec l'eau du réservoir;
- l'eau du réservoir avec le béton formant la face amont du barrage;
- l'air ambiant avec la fondation du coté aval;
- le gradient géothermique provenant de la terre.

##### 4.4.1. La température ambiante

Les données de la température journalière sont obtenues du ministère de l'Environnement du Québec. Ces enregistrements sont effectués à partir d'une station située à Manic 2. Les données sont publiées par VENTURELLI et coll. [1992] et couvrent une période de 22 ans, soit, de 1967 à 1989. La distribution journalière de la température sur toute l'année est approximée par une sinusoïde donnée par l'équation 4-1 [VENTURELLI. et coll., 1989].

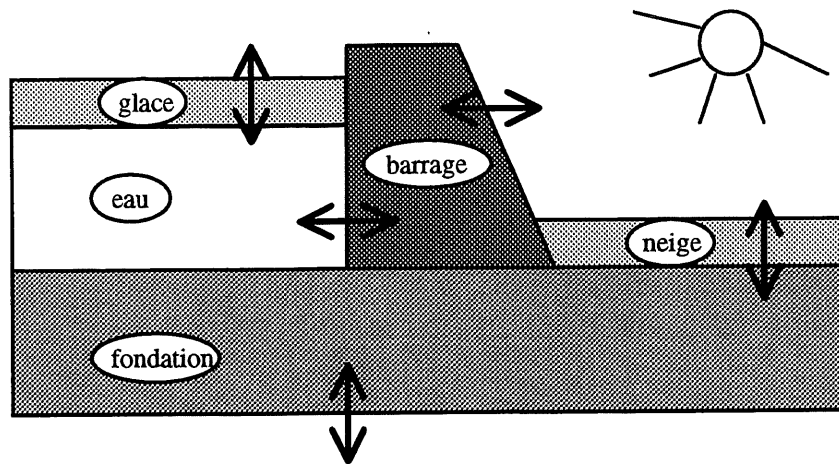


Figure 4.3 Les échanges thermiques considérés dans l'étude

$$T_a (\text{°C}) = 0,5(T_{\text{max}} - T_{\text{min}}) \sin\left(\frac{2\pi(t - \xi)}{365}\right) + B \quad (4-1)$$

où :

- $T_a$  : température ambiante (°C)
- $t$  : temps (jours).  $t=0$  pour le 1<sup>er</sup> janvier à 00:00 heure
- $\xi$  : 115<sup>ème</sup> jour (le 25 avril), identifiant le jour de l'année pour lequel  $T_a = B$
- $B$  : température moyenne annuelle (°C)
- $T_{\text{max}}$  : température moyenne mensuelle maximale = 18,13° C
- $T_{\text{min}}$  : température moyenne mensuelle minimale = -14,93° C

La figure 4.4 montre la variation de la température ambiante sur toute l'année pour la région de Baie Comeau. On remarque que les températures moyennes extrêmes sont d'environ -15 °C en hiver et de 19 °C en été.

#### 4.4.2 La radiation solaire

C'est une source de chaleur très importante dans cette étude. Elle varie suivant la région où l'étude est effectuée ainsi que selon l'orientation, l'inclinaison et la nature de la surface qui reçoit ce rayonnement solaire.

Les données de la radiation solaire au Québec sont obtenues de Environnement Canada [PHILIPS, D.W. et coll., 1980] ainsi qu'à partir d'une étude effectuée par GUEYMARD, C. et coll., [1982]. Elles donnent les valeurs moyennes mensuelles de la radiation solaire journalière. La figure 4.5 montre cette variation de la radiation solaire sur toute l'année pour la région de Baie Comeau. On remarque que les radiations extrêmes sont d'environ 4 MJ/m<sup>2</sup> en hiver et de 21 MJ/m<sup>2</sup> en été. Dans cette étude, l'influence de l'inclinaison de la surface aval du barrage sur la radiation solaire a été négligée.

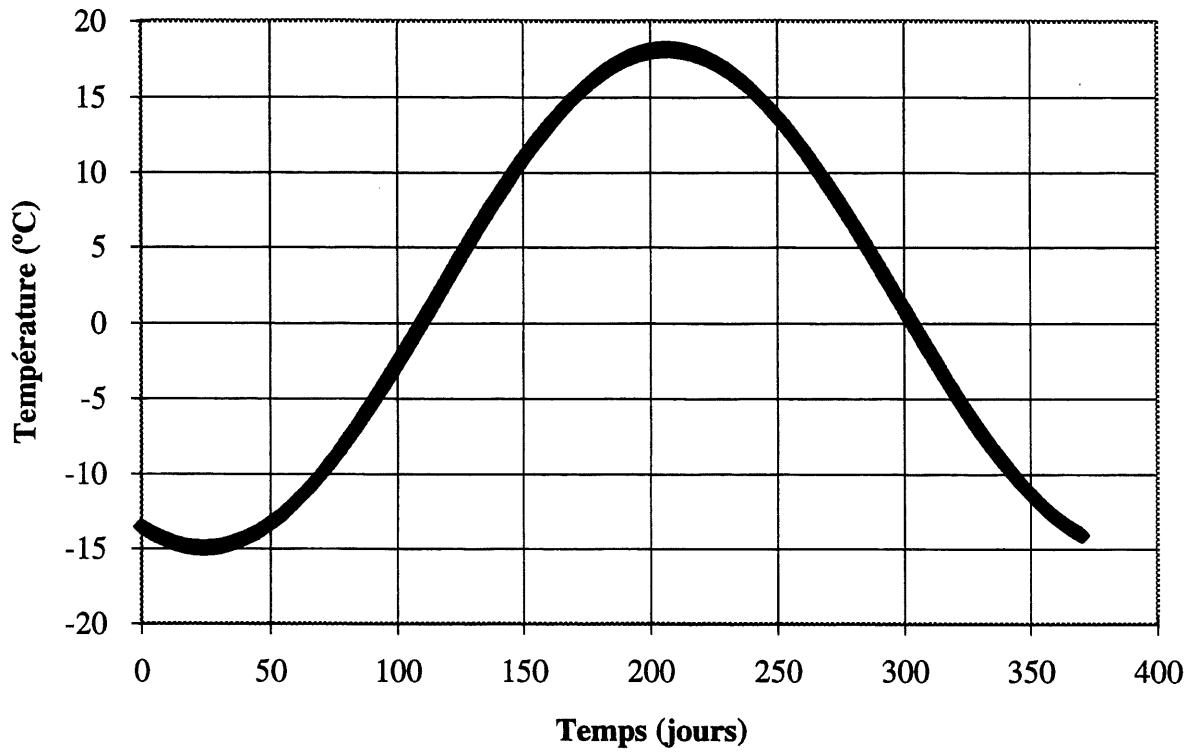


Figure 4.4 Variation de la température ambiante sur une année pour la région de Baie Comeau

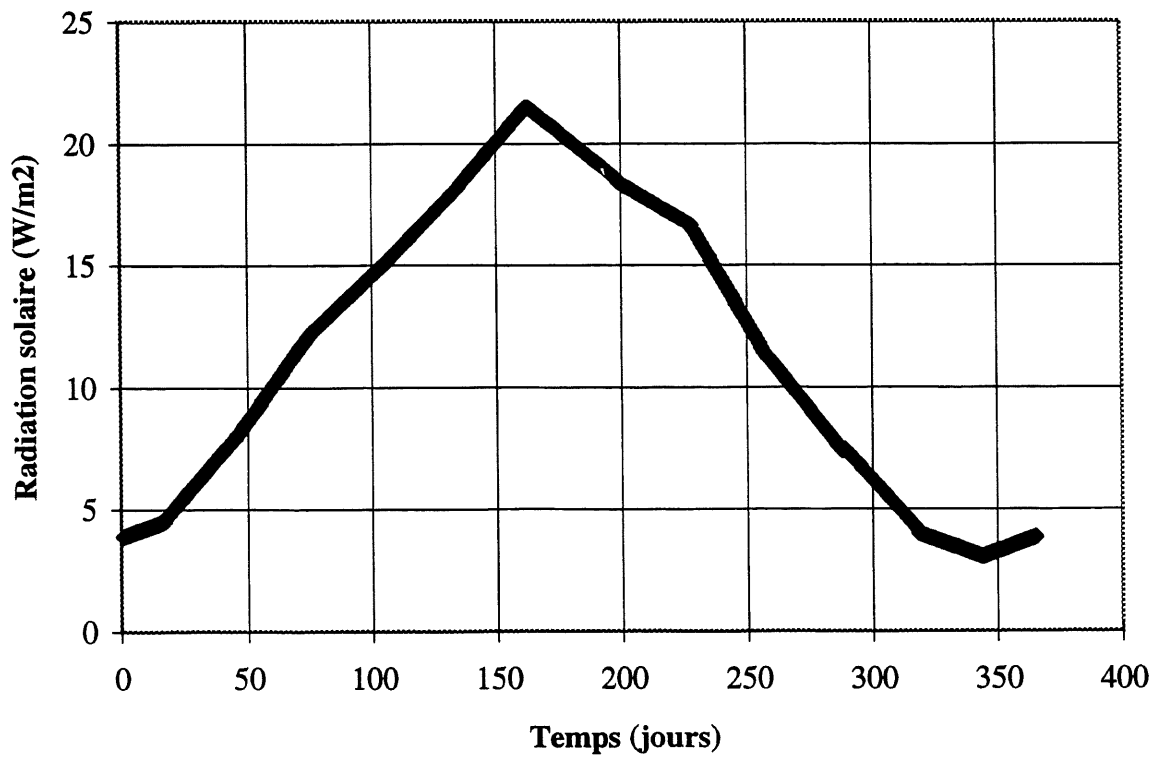


Figure 4.5 Variation de la radiation solaire journalière sur une année pour la région de Baie Comeau

#### 4.4.3. La couverture de neige

Elle a une influence très importante dans le transfert de la chaleur entre l'air ambiant et la fondation ou le béton. Elle modifie énormément l'impact du rayonnement solaire et joue le rôle d'une couverture très efficace pour le matériau au-dessous.

Les mesures de l'épaisseur de la couverture de neige au Québec sont effectuées par le Département du transport [POTTER, J.G., 1965]. Elles donnent les valeurs moyennes mensuelles de l'épaisseur de la couverture de la neige pour les différentes régions. La figure 4.6 montre la variation de cette épaisseur sur toute l'année pour la région de Baie Comeau. On remarque que l'épaisseur maximale est d'environ 140 cm.

#### 4.4.4. Le gradient géothermique

C'est une source de chaleur provenant de la profondeur de la terre. Elle représente le taux d'élévation de la température en s'enfonçant en profondeur dans la terre. Ce gradient peut être estimé à 0,03 °C par mètre [GUPTA, 1980].

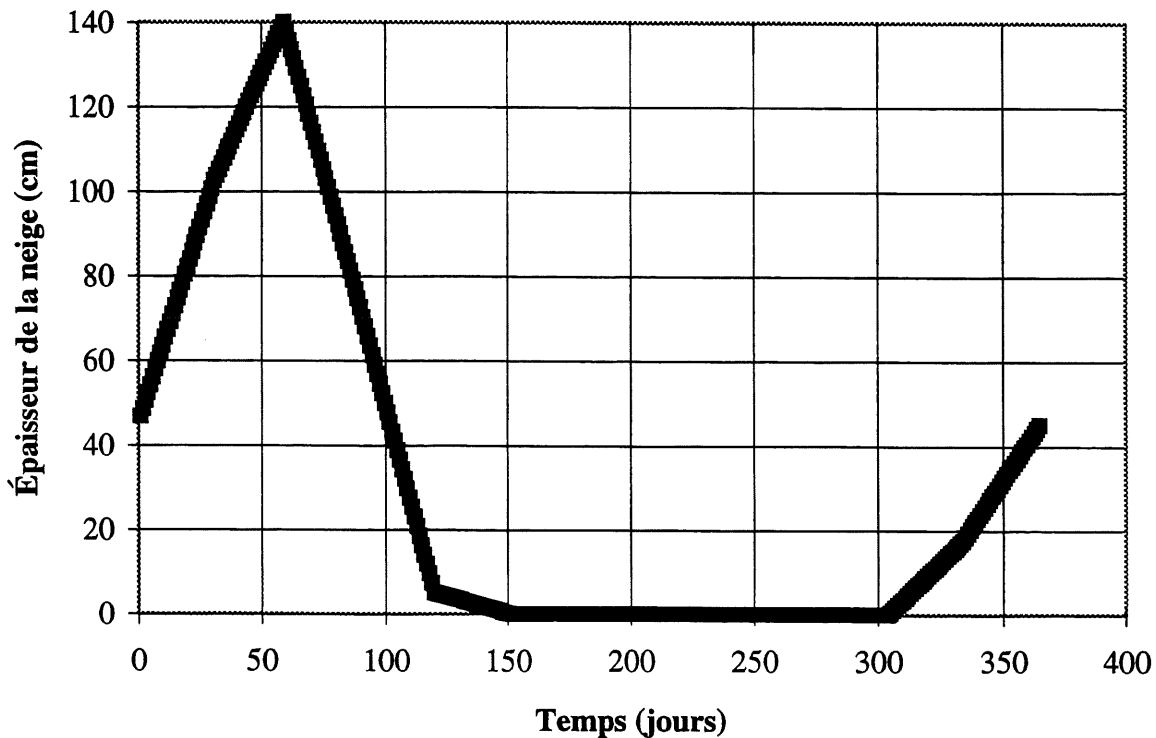


Figure 4.6 Variation de l'épaisseur de la neige sur une année pour la région de Baie Comeau

#### 4.4.5. L'épaisseur de la glace sur le réservoir d'eau

Durant l'hiver, on assiste à la formation d'une couche de glace sur toute surface d'eau libre d'un bassin peu agité comme les lacs et les réservoirs des barrages. L'épaisseur de la couche de glace a un effet très important dans cette étude puisqu'une fois formée, elle constitue une couverture efficace du réservoir lui permettant de garder une température qui ne fluctue pas avec les variations de la température ambiante. La mesure de l'épaisseur de la glace dans les réservoirs des barrages sont rares et ne constituent pas l'objet de relevés systématiques. C'est pourquoi nous avons décidé d'évaluer ce paramètre numériquement et de le comparer aux données disponibles pour les rivières.

### 4.5 **Les conditions aux limites du domaine d'étude**

Une différence fondamentale par rapport aux études antérieures est reliée à la définition des conditions aux limites. En effet, dans les études antérieures, quelques conditions aux limites ont été approximées plutôt que rigoureusement évaluées. Par exemple, VENTURELLI et coll. [1992] ont affecté au profil de la température de la fondation en aval du barrage des valeurs moyennes mesurées. Plusieurs auteurs comme VELTROP et coll. [1990], LÉGER et coll. [1992] et BOUZOUBAA [1995] ont suivi la même approche pour fixer la température de la surface verticale du barrage en contact avec le réservoir d'eau. Bien que le choix des profils de température soit assez réaliste, il n'est pas nécessairement compatible avec les données météorologiques locales. En plus, plusieurs de ces études (VENTURELLI et coll., [1992]; VELTROP et coll., [1990]; LÉGER et coll., [1992] et BOUZOUBAA, [1995]) n'ont pas pris en considération la variation de la température de la couche de glace qui peut se former sur le réservoir durant l'hiver. Donc, ces conditions vont créer une discontinuité dans les conditions aux limites thermiques imposées à la face amont du barrage d'autant plus que cette surface qui est en contact avec l'eau ne serait jamais exposée à des températures négatives.

Bien que le profil de la température de l'interface entre l'eau et le béton soit très difficile à évaluer [PAUL et coll., 1991], il est généralement accepté que celui ci soit sensiblement égal au profil de la température du réservoir d'eau. Plusieurs modèles ont été développés dans le cadre des études hydrauliques dans les lacs et les réservoirs (HARLEMAN, [1982]; PATTERSON et coll., [1988] et HANDZO et coll., [1993]). Ils peuvent être bien adaptés pour le calcul de ces conditions aux limites.

#### 4.5.1. Calcul de la température ambiante équivalente

La température ambiante équivalente est définie comme la température d'un milieu fictif qui donnerait le même effet que la température ambiante de notre milieu incluant le rayonnement solaire et le rayonnement terrestre. L'équation 4-2 stipule que la chaleur échangée par convection entre le barrage et le milieu fictif ayant une température ambiante équivalente est égale à la chaleur échangée par convection entre le barrage et l'atmosphère à la température ambiante  $T_a$ , plus la chaleur reçue du soleil par le rayonnement solaire, moins la chaleur perdue dans l'atmosphère par rayonnement terrestre.

$$h_c \cdot (T_\infty - T_1) = h_c \cdot (T_a - T_1) + \alpha \cdot I_{sol} - E \cdot \Delta R \quad (4-2)$$

où :

- $h_c$  : coefficient de convection du barrage ( $\text{W/m}^2 \cdot \text{°K}$ );
- $T_\infty$  : température ambiante équivalente ( $\text{°C}$ );
- $T_1$  : température de la surface du barrage ( $\text{°C}$ );
- $T_a$  : température ambiante ( $\text{°C}$ );
- $\alpha$  : absorptivité des radiations solaires par la surface (%);
- $I_{sol}$  : quantité de radiations solaires totales qui arrivent à la surface ( $\text{W/m}^2$ );
- $E$  : émissivité de la surface du barrage;
- $\Delta R$  : radiation émise par la surface vers le ciel ( $\text{W/m}^2$ ).

On obtient donc l'équation 4-3 définissant la température équivalente. La répartition de la radiation solaire par rapport aux trois pas de temps pour chaque jour est effectuée de la façon suivante :

- un premier calcul à 0:00 heure dans lequel la radiation solaire n'intervient pas;
- un deuxième calcul à 8:00 heures dans lequel la radiation solaire n'intervient pas aussi;
- un troisième calcul à 16:00 heures dans lequel toute l'énergie solaire de la journée est considérée.

$$T_\infty = T_a + \frac{\alpha}{h_c} \cdot I_{sol} - \frac{E}{h_c} \cdot \Delta R \quad (4-3)$$

La figure 4.7 montre la distribution de la température ambiante équivalente sur une année. La température journalière maximale a lieu à 16:00 heures. Donc, le rayonnement solaire donne un effet significatif sur la température. Les deux valeurs de la température à 0:00 heure et 8:00 heures sont sensiblement identiques. Les valeurs des paramètres utilisés sont données dans le tableau 4.1. Cette figure 4.7 montre aussi une discontinuité au début et à la fin de la période de neige (15<sup>e</sup> et 105<sup>e</sup> jour de l'année). Ceci correspond à la variation des propriétés radiatives et convectives entre la neige et la fondation ou le béton.

#### 4.5.2. Calcul du coefficient de convection équivalent

La couverture de neige qui se dépose à la surface de la fondation modifie énormément le coefficient de transfert de chaleur par convection entre la fondation et l'atmosphère. On calcule donc un coefficient de convection équivalent qui englobe une éventuelle présence de couverture de neige. En effet, l'équation 4-4 stipule que la chaleur transmise par convection entre la fondation et l'air ambiant avec un coefficient de convection équivalent  $h_{eq}$  est égale à la chaleur transmise par convection entre la surface de la neige et l'air ambiant avec un coefficient de convection  $h_c$ . Celle-ci est aussi égale à la chaleur transmise par conduction entre les deux surfaces de la couche de neige.

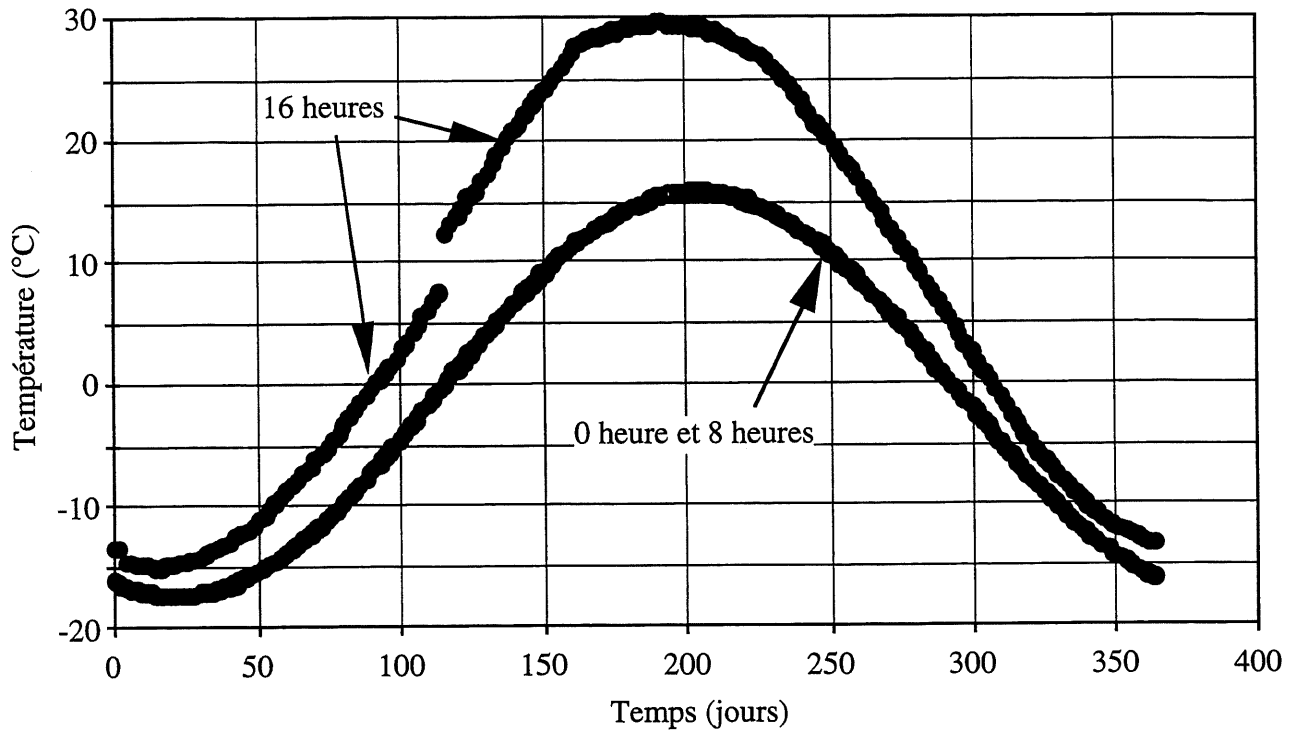


Figure 4.7 Variation de la température ambiante équivalente sur une année

$$h_{eq} \cdot (T_{\infty} - T_1) = h_c \cdot (T_{\infty} - T_0) = K_n \left( \frac{T_0 - T_1}{e} \right) \quad (4-4)$$

où :

- $h_{eq}$  : coefficient de convection équivalent ( $\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{°K}$ );
- $h_c$  : coefficient de convection du sol ( $\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{°K}$ );
- $K_n$  : coefficient de conduction de la neige ( $\text{W}/\text{m} \cdot \text{°K}$ );
- $T_{\infty}$  : température ambiante équivalente ( $\text{°C}$ );
- $T_1$  : température de la surface du sol ( $\text{°C}$ );
- $T_0$  : température de la surface de la neige ( $\text{°C}$ );
- $e$  : épaisseur de la couche de neige (m).

On obtient donc l'équation 4-5 définissant le coefficient de convection équivalent.

$$h_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{h_c} + \frac{e}{K_n}} \quad (4-5)$$



#### 4.5.3 Calcul du profil de la température dans le réservoir d'eau ainsi que sa fondation en dessous du côté amont du barrage

En s'inspirant des travaux de HARLEMAN [1982], PATTERSON et coll., [1988] et HANDZO et coll. [1993], une étude numérique, basée sur la première loi de la thermodynamique ainsi que les relations appropriées du transfert de chaleur, a été élaborée dans le cadre de cette recherche afin de calculer la distribution de la température sur la face amont du barrage ainsi que les surfaces verticales de la fondation.

On suppose qu'on se situe suffisamment loin du barrage afin que son influence sur la distribution de la température dans le réservoir ainsi que dans la fondation en dessous serait négligeable. Donc, le problème se réduit à une étude thermique unidimensionnelle suivant la profondeur dans laquelle les paramètres suivants seront introduits (Fig. 4.8) :

- la température ambiante;
- le rayonnement solaire;
- le gradient géothermique
- la couverture de glace qui peut se former sur le réservoir.

Le programme par différence fini élaboré permet de déterminer la température de la surface du réservoir (soit la surface de l'eau en été ou la surface de la glace en hiver) et ceci, à tout instant de l'année. En plus, il permet de calculer l'épaisseur de glace qui peut se former au-dessus du réservoir. Ce programme est basé sur une approche de volume de contrôle qui est une méthode plus simple que celles par équations différentielles partielles proposées dans les études antérieures par HARLEMAN [1982], PATTERSON et coll. [1988] et HANDZO et coll. [1993]. La température ambiante équivalente ainsi que la radiation solaire sont introduites dans le modèle de la même manière que dans le programme par éléments finis CESAR. On utilise aussi dans cette étude trois pas de temps par jour.

Il est bien connu que pour des grands réservoirs d'eau et à partir d'une profondeur d'environ 15 mètres, la température de l'eau se stabilise autour de 4° C qui correspond à la densité maximale de l'eau. Pour notre étude, on considère, qu'à partir de 15 mètres de profondeur jusqu'au fond du réservoir, la température de l'eau est de 4° C. Ceci fixe la température du contact au fond du réservoir entre le réservoir d'eau et la fondation à 4° C.

Le calcul de la distribution de température dans la fondation sous le réservoir devient relativement simple. Il suffit d'appliquer la seule source de chaleur qui est le gradient géothermique. La distribution de température dans la fondation est donc linéaire et invariable dans le temps. Le contact de la fondation avec le réservoir est à 4° C et la température augmente en allant en profondeur avec un taux de 0,03° C par mètre (Fig. 4.8).

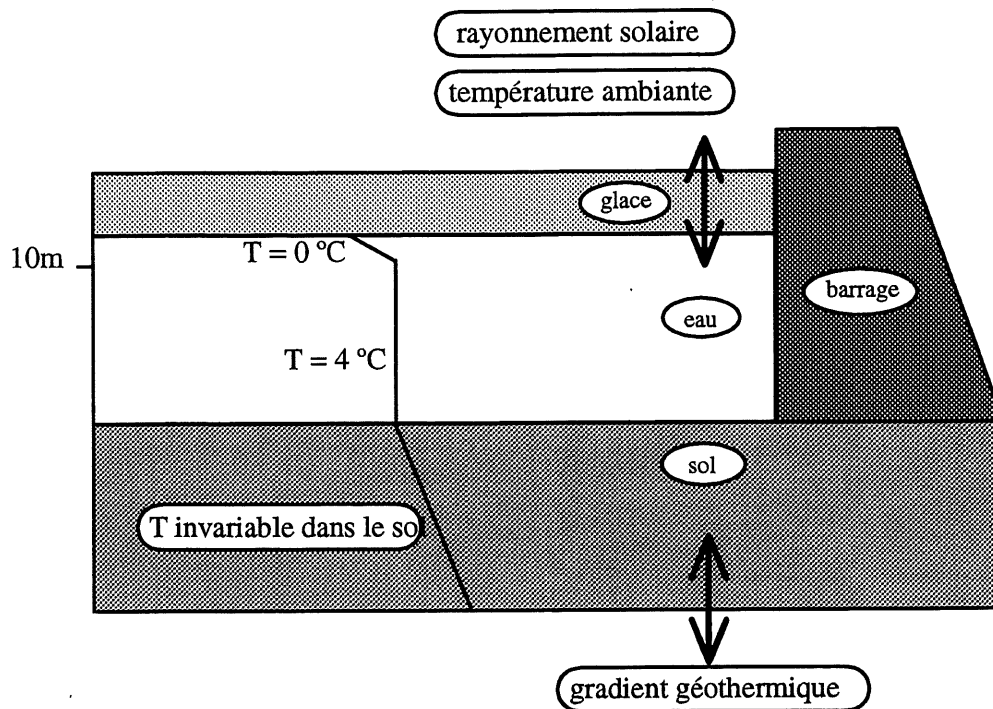


Figure 4.8 Étude thermique du côté amont du barrage

Il reste donc à évaluer la température dans les 15 premiers mètres du réservoir. Plus précisément, il faut trouver la variation de la température en fonction du temps pour les 21 noeuds situés à la surface du béton au niveau de ces 15 mètres. Le tableau 4.2 donne les coordonnées de ces noeuds. Le repère choisi a pour origine (0,0) le coin bas à gauche de la fondation. Pour ce faire, il est nécessaire de distinguer les trois périodes suivantes de l'année:

- l'été;
- l'hiver avec formation de glace ;
- l'hiver avec fonte de glace (le printemps).

Le programme élaboré est divisé en trois modules, chacun traitent une période de l'année. Un organigramme de ce programme est donné à la figure 4.9.

a- Module été

Le module été permet de calculer la température de la surface de l'eau du réservoir, qui, durant cette période, est en totalité sous forme liquide. Le module été est exécuté tant et aussi longtemps que la température de la surface de l'eau est supérieure à  $-0,5^{\circ}\text{C}$ , valeur à partir de laquelle on considère qu'il commence à se former une couche continue de glace à la surface du réservoir.

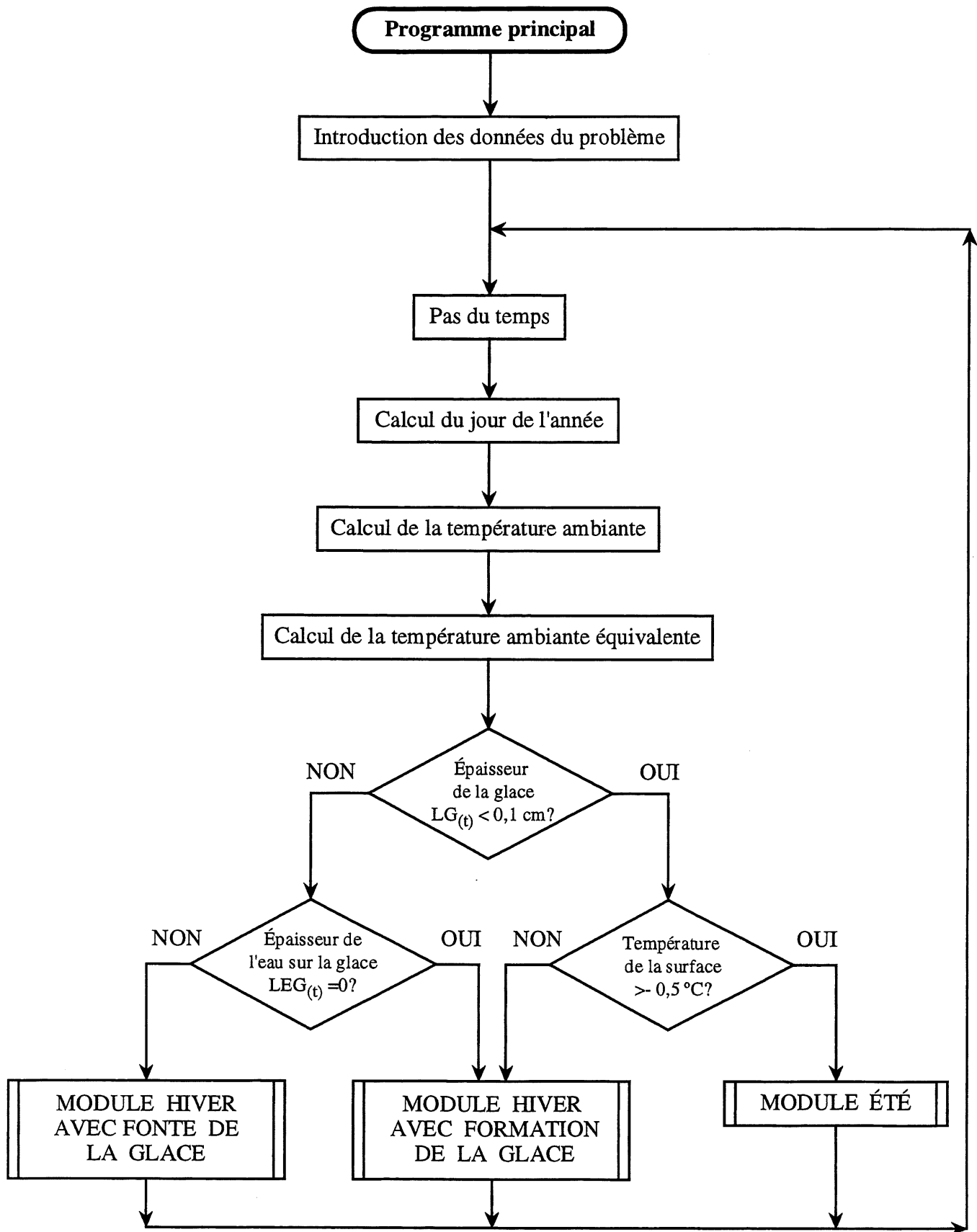


Figure 4.9 Organigramme du programme principal

TABLEAU 4.2 : COORDONNÉES DES NOEUDS SUR LES 15 PREMIERS MÈTRES À LA SURFACE DU RÉSERVOIR D'EAU

Numéro des noeuds	Profondeur des noeuds par rapport à la surface du réservoir(m)	Abscisse (m)	Ordonnée (m)
1655	0	100	136
1645	0,5	100	135,5
1644	1	100	135
1643	1,5	100	134,5
1641	2	100	134
1635	2,5	100	133,5
1634	3	100	133
1330	3,5	100	132,5
1317	4	100	132
1276	4,5	100	131,5
1195	5	100	131
1194	5,5	100	130,5
1192	6	100	130
1191	6,5	100	129,5
1190	7	100	129
1187	7,5	100	128,5
1186	8	100	128
1182	8,5	100	127,5
1178	9	100	127
1042	11,6	100	124,4
957	14,2	100	121,8

Le bilan énergétique de ce système (éq. 4-6) stipule que la chaleur échangée par convection avec l'atmosphère plus la chaleur échangée par conduction avec la terre (gradient géothermique) est égale à la chaleur emmagasinée dans le réservoir d'eau (Fig. 4.10).

$$h_C(T_\infty - T_A) + K_S \left( \frac{T_2 - T_1}{\Delta Z} \right) = \frac{\delta}{\delta t} (\rho C_P L \frac{(T_A + T_C)}{2}) \quad (4-6)$$

où :

$h_C$  : coefficient de convection ( $W/m^2 \cdot ^\circ K$ );

$T_\infty$  : température ambiante équivalente ( $^\circ C$ );

$-\frac{T_2 - T_1}{\Delta Z}$  : gradient géothermique ( $3^\circ C/100 m$ );

$T_1$  : température à la surface du sol considérée égale à  $4^\circ C$ ;

$T_2$  : température à une profondeur  $\Delta Z$  dans le sol ( $^\circ C$ );

$\rho$  : densité de l'eau ( $Kg/m^3$ );

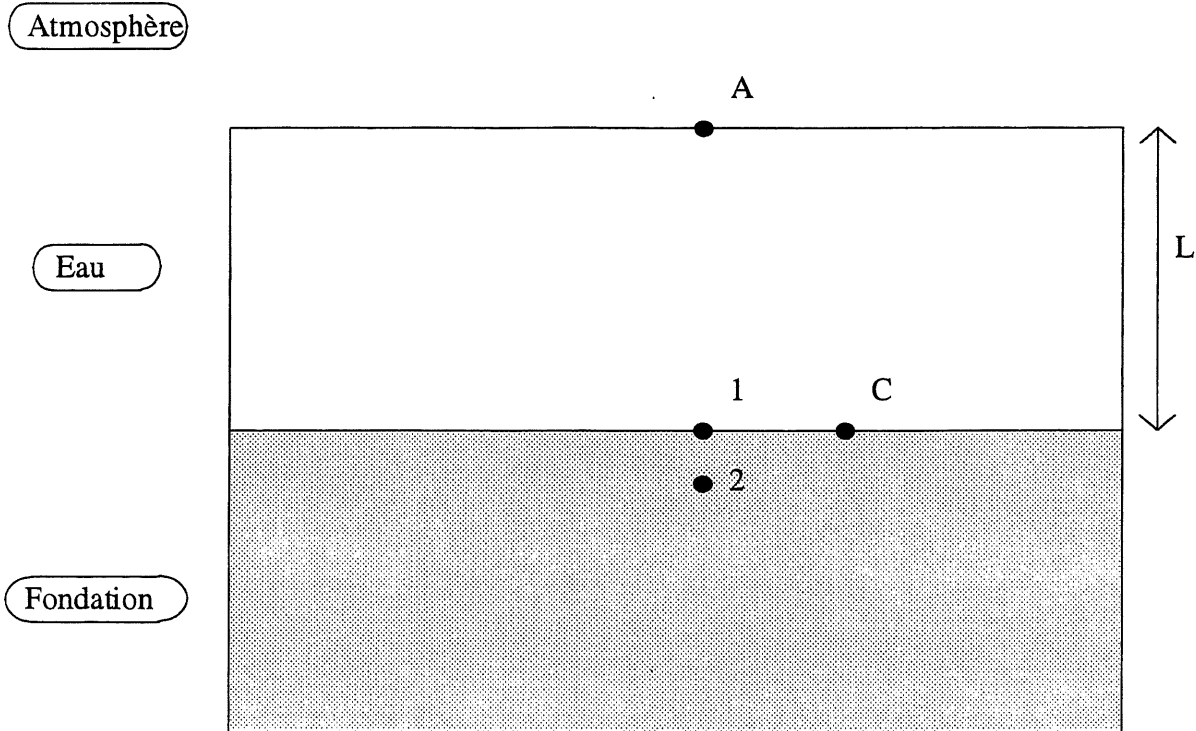


Figure 4.10 Représentation schématique du réservoir d'eau en été

- $C_p$  : chaleur spécifique de l'eau ( $J/Kg \cdot ^\circ K$ );
- $K_s$  : conductivité thermique du sol ( $W/m^2 \cdot ^\circ K$ );
- $H$  : profondeur du réservoir d'eau (m);

Un organigramme du module été est donné à la figure 4.11. Une fois que la température de la surface du réservoir est calculée, il suffit de faire, pour chaque pas de temps, une interpolation linéaire entre la température de la surface de l'eau et celle à la profondeur 15 mètres ( $4^\circ C$ ) pour trouver la distribution de la température sur les 15 mètres. La figure 4.12 montre les profils extrêmes de la température durant la période de l'été. Dans les 15 premiers mètres du réservoir, les deux branches dessinées montrent les températures extrêmes que le réservoir peut atteindre durant cette période de l'année.

LE = Épaisseur de l'eau  
LG = Épaisseur de la glace  
LEG = Épaisseur de l'eau sur la glace

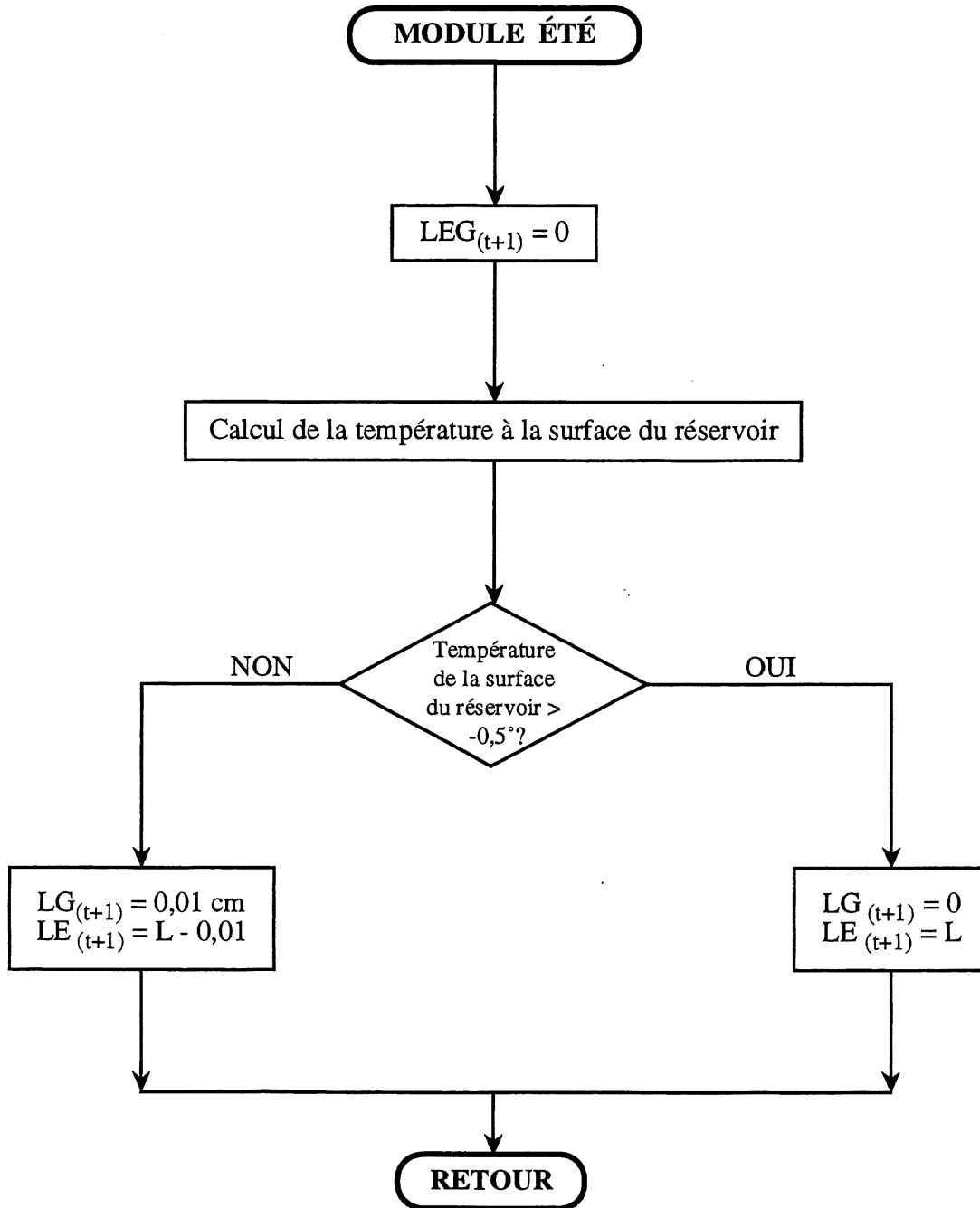


Figure 4.11 Organigramme du module été

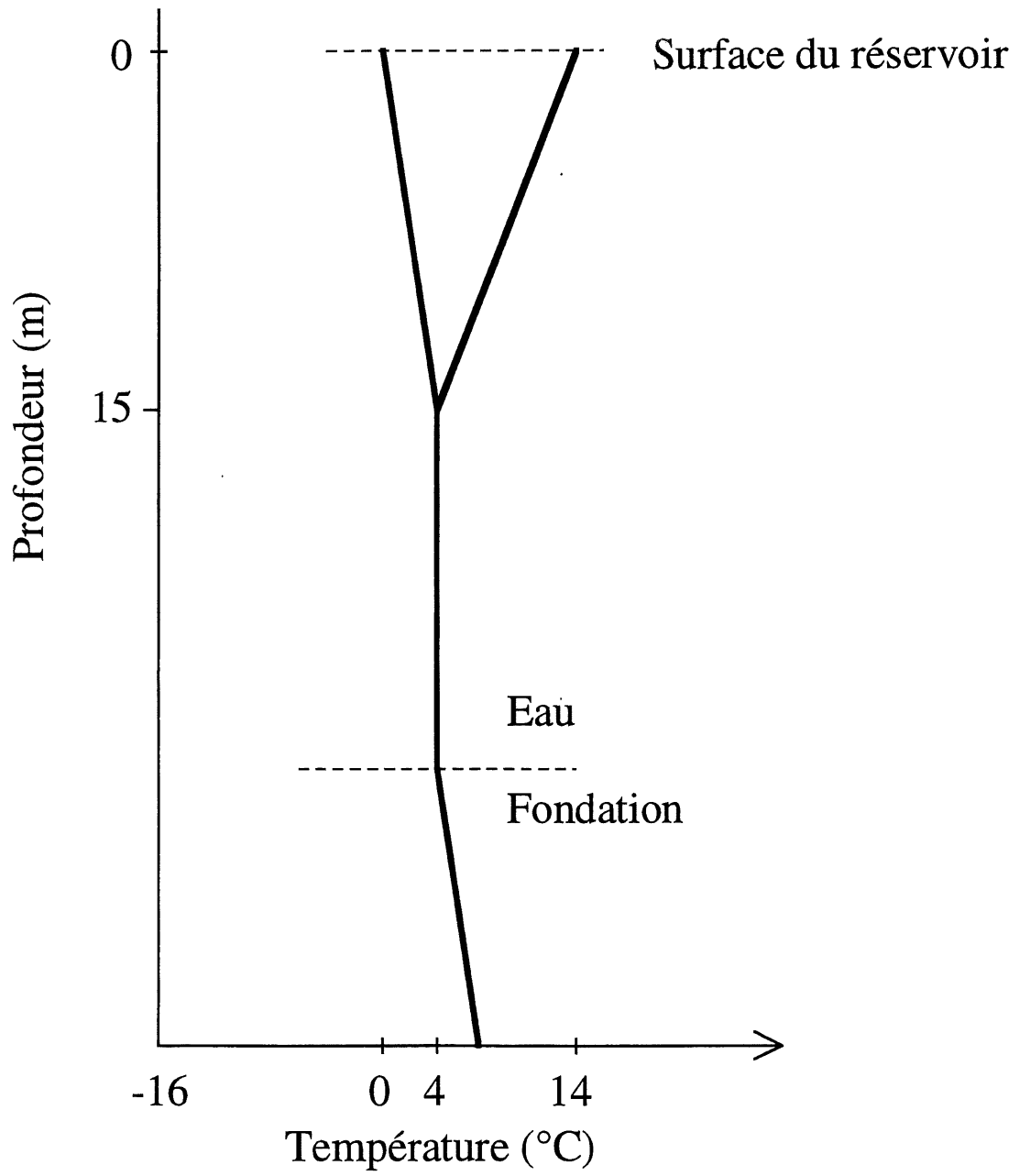


Figure 4.12 Profil de la température du côté amont durant la période d'été

b- Module hiver avec formation de la glace

Dès que la température de la surface du réservoir devient inférieure à  $-0,5\text{ °C}$ , c'est le module hiver qui rentre en exécution. On commence donc à former une couche de glace à la surface du réservoir (Fig. 4.13). Le problème ainsi défini comporte trois inconnus à savoir :

- la température à la surface de la glace ( $T_A$ );
- l'épaisseur de la couche de glace ( $L_g$ );
- l'épaisseur de la couche d'eau ( $L_e$ ).

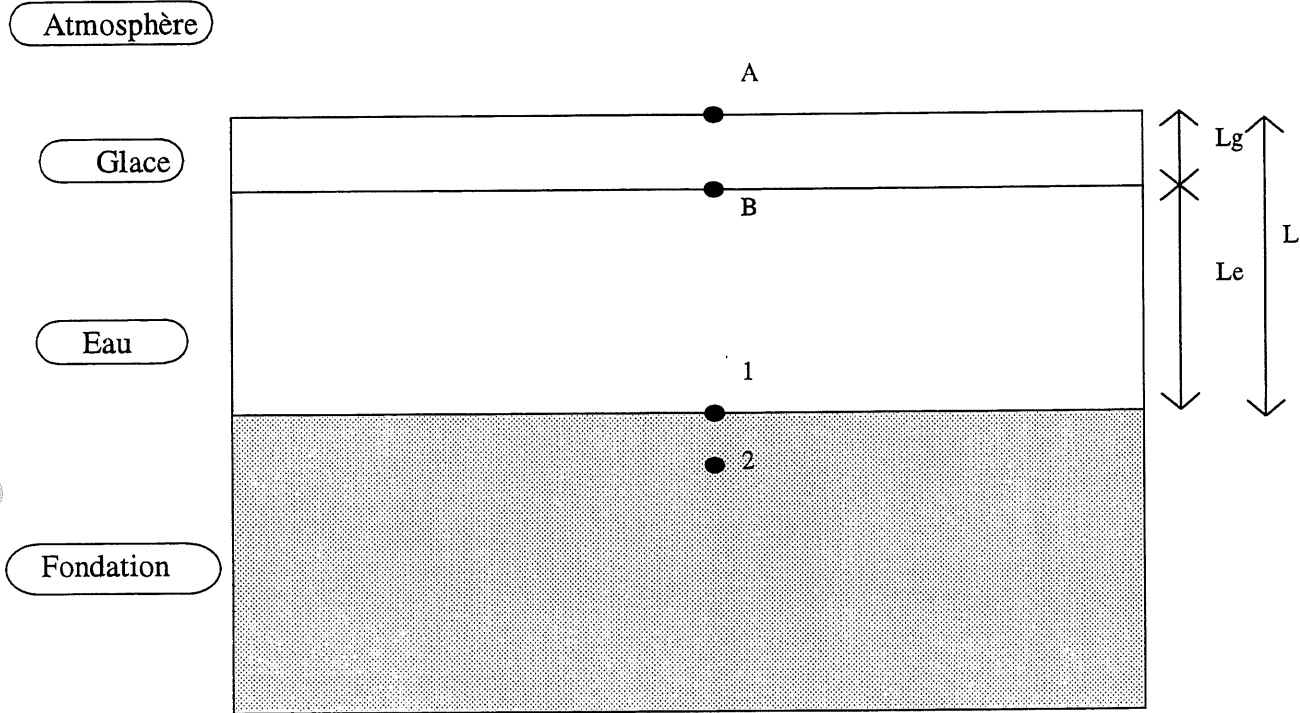


Figure 4.13 Représentation schématique du réservoir d'eau en hiver

Un premier bilan énergétique englobant toute la masse d'eau (liquide + glace) stipule que la chaleur échangée avec l'ambiance par convection plus la chaleur fournie par la terre par conduction est égale à l'énergie nécessaire pour transformer l'eau en glace (Éq. 4-7). Ceci permet de calculer l'épaisseur de la couche de glace qui va augmenter avec le temps.

$$h_c(T_\infty - T_A) + \frac{K_S(T_2 - T_1)}{\Delta Z} = (\rho_L H_L - \rho_G H_G) \frac{\partial L_e}{\partial t} \quad (4-7)$$

où :

- $h_c$  : coefficient de convection ( $\text{W/m}^2 \cdot \text{K}$ );
- $T_\infty$  : température ambiante équivalente ( $^{\circ}\text{C}$ );
- $T_A$  : température à la surface ( $^{\circ}\text{C}$ );



- $\frac{T_2 - T_1}{\Delta Z}$  : gradient géothermique (3°C/100 m);  
 $\rho_L$  : densité de l'eau (Kg/m<sup>3</sup>);  
 $\rho_g$  : densité de la glace (Kg/m<sup>3</sup>);  
 $K_S$  : conductivité thermique du sol (W/m<sup>2</sup>.°K);  
 $H_L$  : enthalpie de l'eau liquide (J/kg);  
 $H_G$  : enthalpie de la glace (J/kg);  
 $L_e$  : épaisseur de la couche d'eau du réservoir (m).

Un deuxième bilan énergétique qui ne touche que la couche de glace stipule que la chaleur échangée avec l'ambiance par convection est égale à la chaleur transmise par conduction dans la couche de glace (éq. 4-8). Ceci permet de calculer la température de la surface de la glace  $T_A$  en supposant que la température à l'interface eau - glace est égale à 0° C.

$$h(T_\infty - T_A) = K_g \frac{(T_A - T_B)}{L_g} \quad (4-8)$$

- où :
- $T_B$  : température à l'interface eau - glace (= 0° C);  
 $K_g$  : conductivité thermique de la glace (W/m<sup>2</sup>.°K);  
 $L_g$  : épaisseur de la couche de glace formée(m).

On suppose aussi que l'épaisseur totale du réservoir d'eau est toujours conservée (éq. 4-9).

$$L_g + L_e = L \quad (4-9)$$

- où :
- $L_g$  : épaisseur de la couche de glace formée (m);  
 $L_e$  : épaisseur de la couche d'eau du réservoir (m);  
 $L$  : épaisseur totale du réservoir (m).

Un organigramme du module hiver est donné à la figure 4.14.

Il est connu que le contact entre l'eau et la glace est à la température de 0 °C. Ceci permet d'établir la distribution de la température dans la couche d'eau sous la glace par un profil linéaire entre 4° C et 0° C. Une fois que la variation de la température de la surface du réservoir en fonction du temps est calculée et que la variation de l'épaisseur de la couche de glace en fonction du temps est connue, il suffit de faire, pour chaque pas de temps, une interpolation linéaire entre la température de la surface et celle au fond de la couche de glace (0° C) pour trouver la distribution de la température dans la couche de glace. La figure 4.15 montre les profils extrêmes de la température durant la période de l'hiver. Dans les 15 premiers mètres du réservoir, les deux branches dessinées montrent les températures extrêmes que le réservoir peut atteindre durant cette période de l'année.

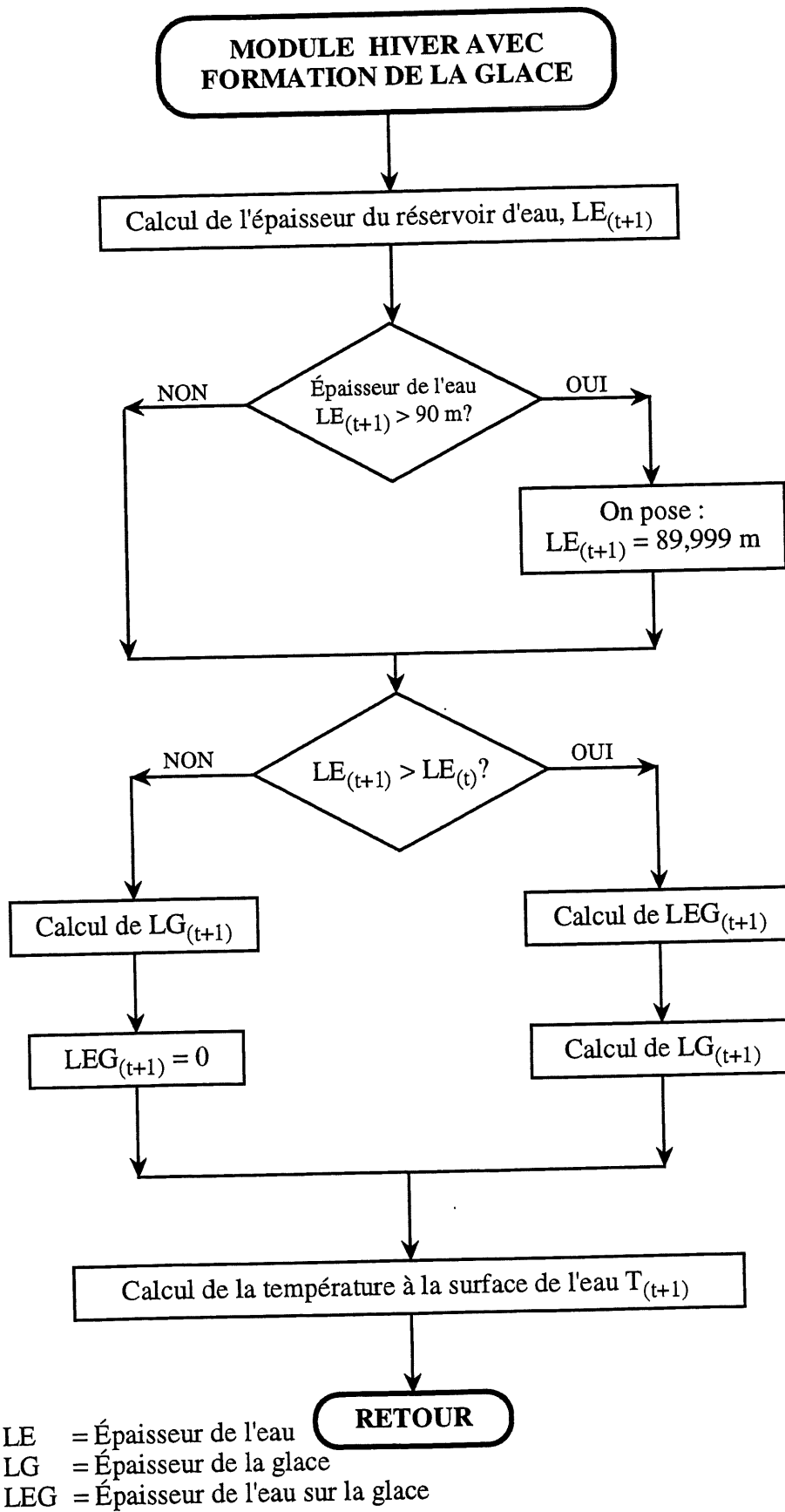


Figure 4.14 Organigramme du module hiver avec formation de la glace

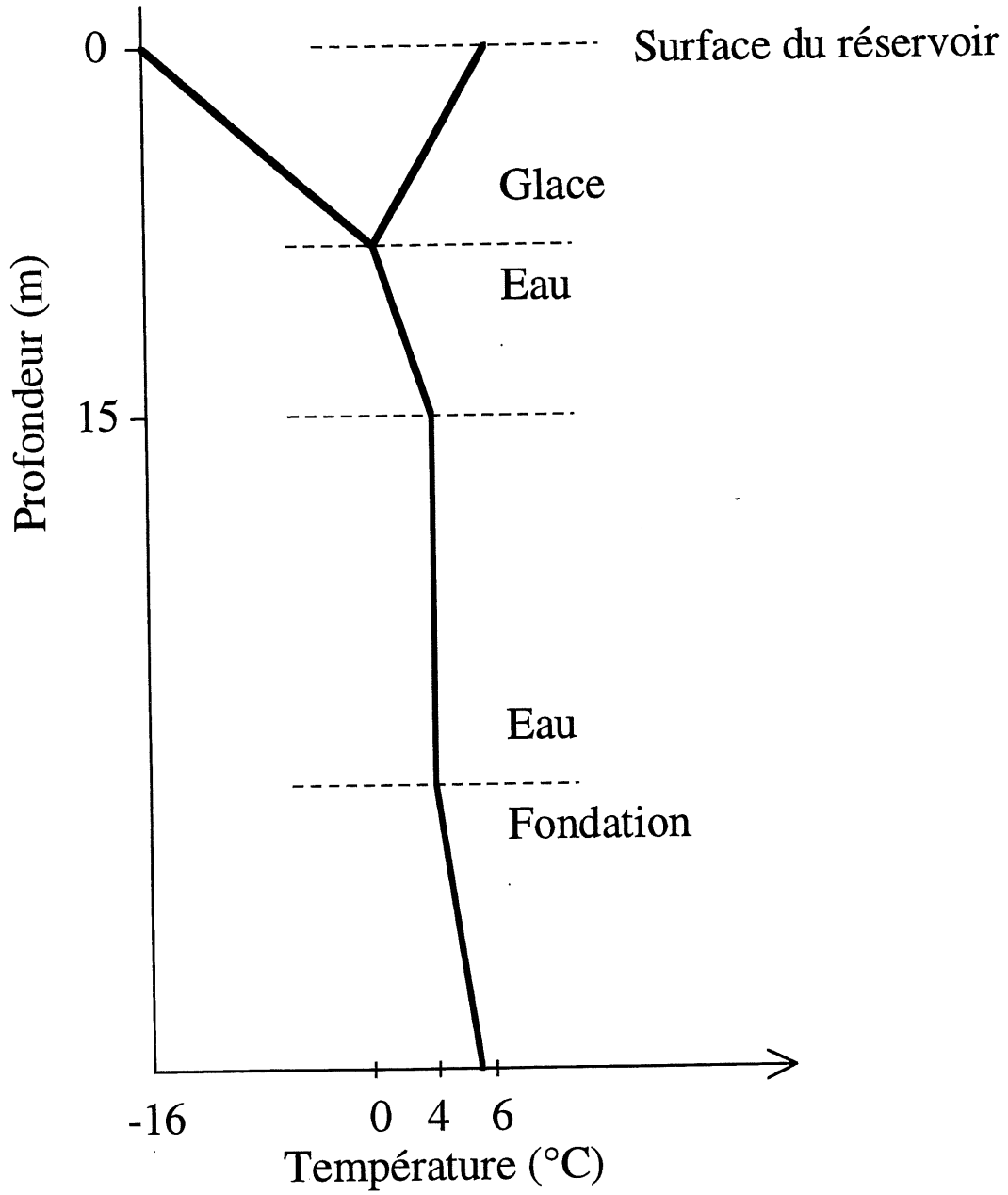


Figure 4.15 Profils extrêmes de la température du côté amont durant la période hiver avec formation de la glace

c- Module hiver avec fonte de la glace (module printemps)

À un certain moment en hiver, l'épaisseur de la couche de glace atteint un maximum et avec le réchauffement de la température ambiante, on assiste à la fonte de cette glace. Donc, dès que l'épaisseur de glace cesse de croître, le programme passe au module hiver avec fonte de glace ou bien module printemps. Il est évident que la période de la fonte est transitoire et ne dure que quelques jours. Le programme passera au module été dès que l'épaisseur de la couche de glace devient inférieure à 1 cm.

L'hypothèse adoptée dans ce cas est que l'eau liquide qui provient de la fonte de la couche de glace va s'accumuler au-dessus de celle-ci (Fig. 4.16). Le problème ainsi défini comporte trois inconnus à savoir :

- la température à la surface du réservoir ( $T_A$ );
- l'épaisseur de la couche de glace ( $L_g$ );
- l'épaisseur de la couche d'eau sur la glace ( $L_{eg}$ ).

Un premier bilan énergétique englobant toute la masse d'eau (liquide + glace) stipule que la chaleur échangée avec l'ambiance par convection plus la chaleur fournie par la terre par conduction est égale à l'énergie nécessaire pour transformer la glace en eau (éq. 4-10). Ceci permet de calculer l'épaisseur de la couche de glace qui va diminuer avec le temps.

$$h(T_\infty - T_A) + \frac{K_s(T_2 - T_1)}{\Delta Z} = (\rho_g H_G - \rho_l H_L) \frac{\delta L_g}{\delta t} \quad (4-10)$$

où :

- h : coefficient de convection ( $W/m^2 \cdot ^\circ K$ );
- T : température ambiante équivalente ( $^\circ C$ );
- $T_A$  : température à la surface du réservoir ( $^\circ C$ );
- $T_B$  : température à l'interface inférieure eau - glace ( $^\circ C$ );
- $T_1$  : température à la surface du sol ( $^\circ C$ );
- $T_2$  : température à une profondeur  $\Delta Z$  du sol ( $^\circ C$ );
- $\rho_l$  : densité de l'eau ( $Kg/m^3$ );
- $\rho_g$  : densité de la glace ( $Kg/m^3$ );
- $K_s$  : conductivité thermique du sol ( $W/m^2 \cdot ^\circ K$ );
- $H_L$  : enthalpie de l'eau ( $J/kg$ );
- $H_G$  : enthalpie de la glace ( $J/kg$ );
- $L_e$  : épaisseur de la couche d'eau du réservoir (m).

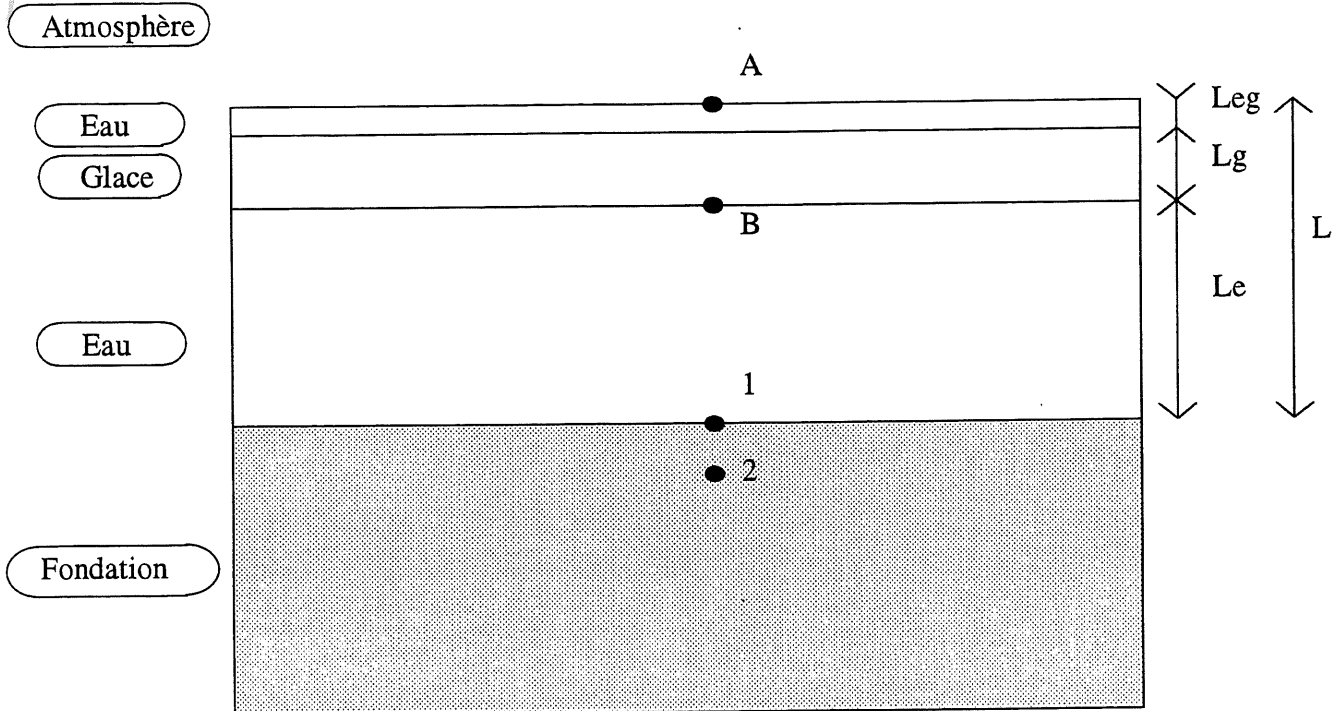


Figure 4.16 Représentation schématique d'une coupe du côté amont en hiver pendant la fonte de la glace

Un deuxième bilan énergétique qui ne touche que la couche de l'eau sur la glace stipule que la différence entre la chaleur échangée avec l'ambiance par convection et la chaleur transmise à la glace est égale à l'énergie absorbée par la couche d'eau sur la glace (équation 4-11). Le premier terme de l'équation représente la chaleur échangée entre l'air et l'eau, alors que le second terme est une approximation de la chaleur transmise à la glace. Le terme  $K_e/L_{eg}$  a été estimé à  $50 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$ , ce qui correspond à une épaisseur d'eau sur la glace de 1 cm. Ceci permet de calculer la température de la surface de l'eau  $T_A$ .

$$h(T_\infty - T_A) - \frac{K_e}{L_{eg}}(T_A - 0) = \rho_L H_L \frac{\delta L_{eg}}{\delta t} \quad (4-11)$$

où :

$K_e$  : coefficient de conduction de l'eau ( $\text{W/m}^2 \cdot \text{K}$ );

$L_{eg}$  : épaisseur de la couche d'eau sur la glace (m).

On suppose aussi que durant la période de la fonte, l'épaisseur de la glace plus l'épaisseur de l'eau sur la glace est toujours égale à l'épaisseur maximale atteinte par la glace (éq. 4-12).

$$L_g + L_{eg} = L_{GF} \quad (4-12)$$

où :

*Leg* : épaisseur de la couche d'eau sur la glace(m);

*Lg* : épaisseur de la couche de glace (m);

*Leg* : épaisseur maximale atteinte par la glace (m).

Un organigramme du module hiver avec fonte de la glace est donné à la figure 4.17. La solution de ces trois équations permet de trouver la variation de la température de la surface du réservoir en fonction du temps ainsi que la variation des épaisseurs de la couche de glace et d'eau sur la glace en fonction du temps.

En tenant compte du fait que l'interface entre l'eau et la glace est toujours à 0° C, il suffit de faire une interpolation linéaire entre la température des surfaces de chaque couche (eau ou glace) pour trouver la distribution de la température du réservoir à chaque instant.

La figure 4.18 montre les profils extrêmes de la température durant la période de l'hiver avec fonte de la glace. Dans les 15 premiers mètres du réservoir, les deux branches dessinées montrent les températures extrêmes que le réservoir peut atteindre durant cette période de l'année.

L'introduction de ces trois modules dans un programme par différences finies a permis de résoudre le problème. Il a permis d'obtenir la distribution de la température de la surface du réservoir durant toute l'année (Fig. 4.19).

Pour chaque jour de l'année, les trois températures représentées correspondent à 0:00 heure, 8:00 heures et 16:00 heures. D'une part, pour la période de l'année entre le 4° et le 144° jour de l'année, cette figure montre deux courbes distinctes : une courbe supérieure correspondant aux températures à 16:00 heures de chaque jour, et une courbe inférieure correspondant aux températures à 0:00 heure et à 8:00 heures de chaque jour. D'autre part, durant le reste de l'année, c'est-à-dire entre le 145° et le 3° jour de l'année, les températures des trois pas de temps sont sensiblement égales pour chaque jour. Elles apparaissent donc sur une seule courbe (Fig. 4.19). Ceci peut être expliqué comme suit :

Durant l'hiver et le printemps, la couche de glace persiste sur le réservoir d'eau. L'échange de chaleur est attribué à la formation ou à la fonte de la glace; ainsi, la température de la surface du réservoir à 16:00 heures est plus forte que celle à 8:00 heures ou à 0:00 heure dû à la radiation solaire. En effet, la couche de glace présente une épaisseur relativement faible par rapport à l'épaisseur de tout le réservoir et l'énergie fournie par le soleil donne un réchauffement considérable.

Par contre, durant la période d'été, l'échange de chaleur est attribué à tout le réservoir. La température journalière de la surface du réservoir affiche une très faible variation. En effet, l'énergie fournie par le soleil n'est pas suffisante pour provoquer un réchauffement visible à l'eau.

LE = Épaisseur de l'eau  
LG = Épaisseur de la glace  
LEG = Épaisseur de l'eau sur la glace

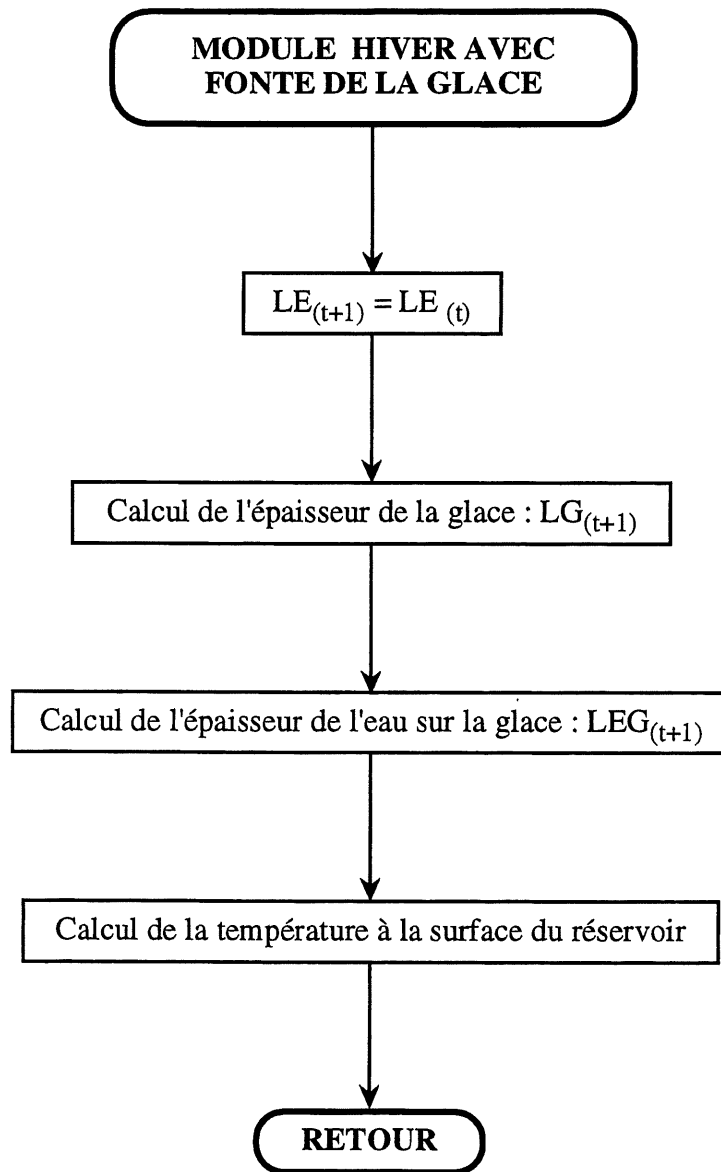


Figure 4.17 Organigramme du module hiver avec fonte de la glace

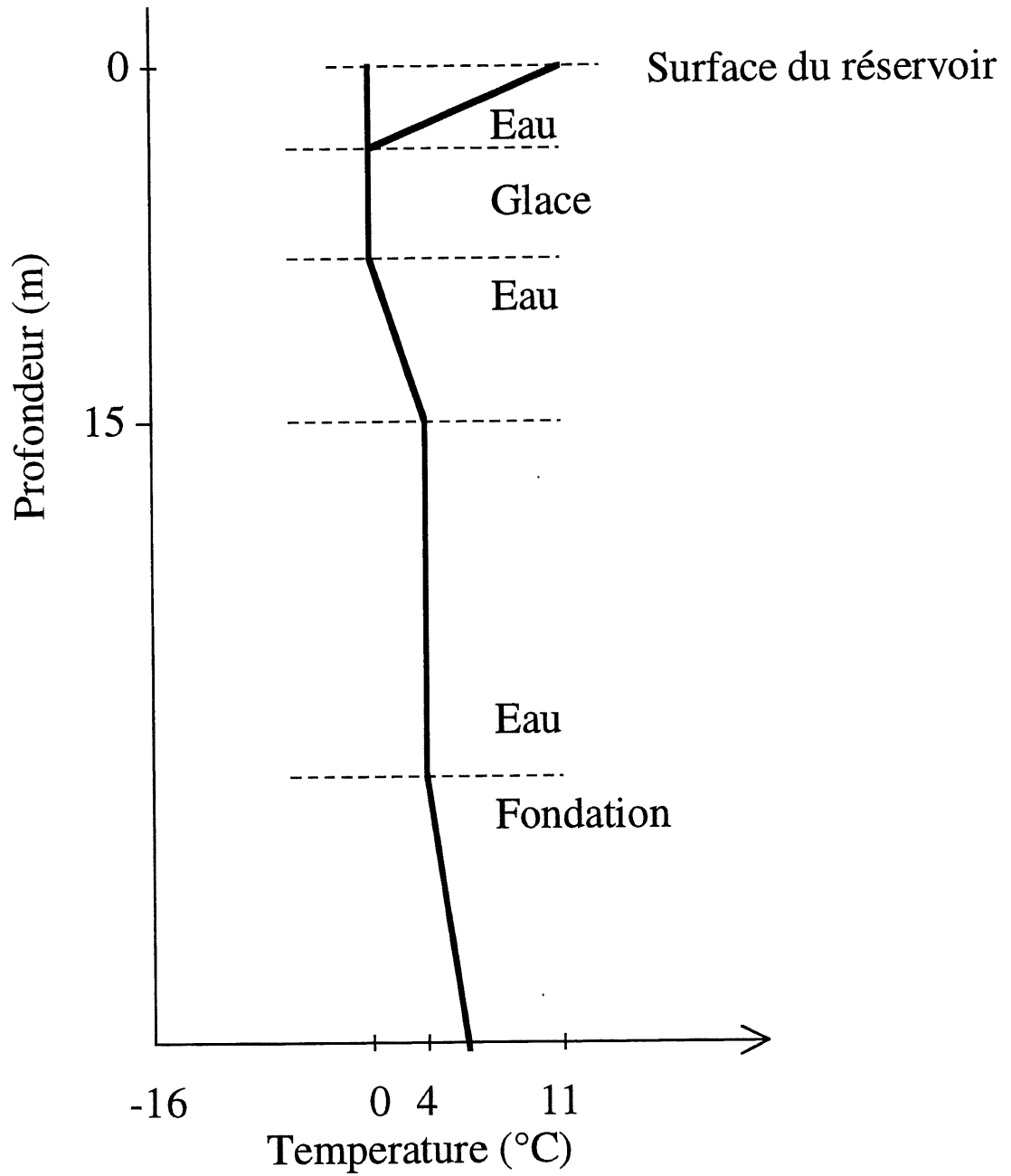


Figure 4.18 Profil de la température du côté amont durant la période hiver avec fonte de la glace



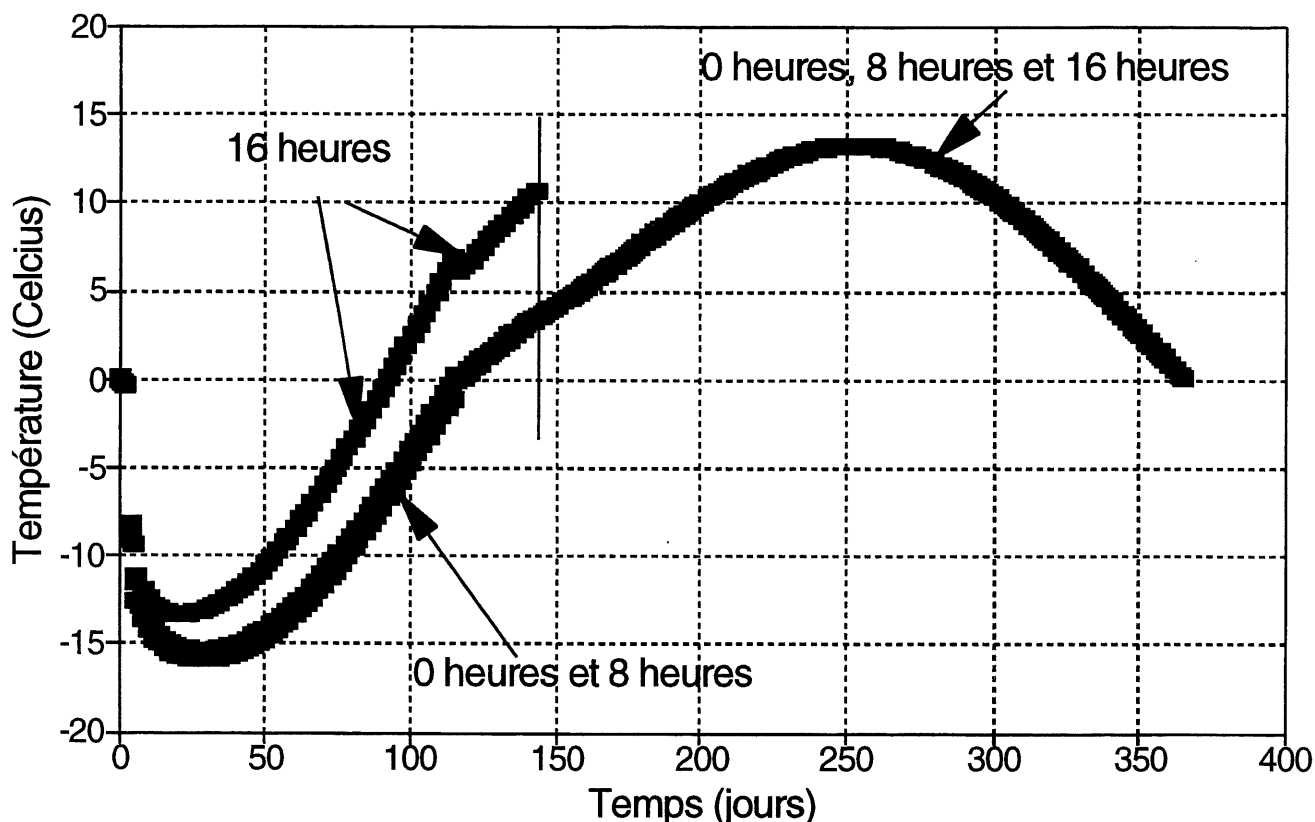


Figure 4.19 Variation de la température à la surface du réservoir d'eau pour une année

Les trois périodes de l'année sont bien identifiables sur la figure 4.19. Elles se distinguent entre elles par un léger changement de la pente. En plus, on observe de faibles discontinuités à la transition entre la période hiver - printemps et été - hiver. Ceci est dû à la variation du gradient thermique due au changement des propriétés thermiques entre l'eau et la glace à la suite du changement de phase d'une saison à l'autre (liquide au printemps et été, glace en hiver). La température à la surface du réservoir passe par un minimum d'environ  $-16^{\circ}\text{C}$  en hiver et par un maximum d'environ  $13^{\circ}\text{C}$  en été. Ces résultats sont en parfait accord avec les températures mesurées par ALLEN [1977].

L'épaisseur de la couche de glace sur le réservoir est aussi calculée. La figure 4.20 montre la distribution de l'épaisseur de cette couche durant toute l'année. Les trois périodes de l'année sont bien identifiables sur ce graphique. On remarque que l'épaisseur maximale atteinte est d'environ 80 cm. La fonte de cette couche de glace s'effectue en 26 jours. Enfin, la glace persiste dans le réservoir pendant environ 140 jours dans l'année, elle commence à s'installer le 4<sup>e</sup> jour (4 janvier) et fond complètement le 144<sup>e</sup> jour (23 mai). Ces résultats sont très similaires à ceux obtenus par PATTERSON et coll. [1988] pour un lac de moyenne taille situé en Colombie Britannique pour lequel ils ont rapporté qu'une couche de glace continue a persisté pendant une période d'environ 120 jours, commençant le 1er janvier et finissant le 30 avril. En plus, l'épaisseur maximale de la glace est de 60 cm, atteinte à la fin du mois de mars.

La variation de la température en fonction du temps pour les 21 noeuds présentés au tableau 4.2 (noeuds situés sur les 15 premiers mètres au niveau du réservoir) est montrée en annexe 1. La figure 4.21 montre la variation de la température en fonction du temps pour 5 noeuds. Il est intéressant de noter les remarques suivantes :

- les trois périodes de l'année, à savoir l'hiver, le printemps et l'été sont identifiables sur toutes les courbes;
- en hiver, seulement la température de la couche de glace varie en fonction du temps. L'eau en dessous de cette couche de glace conserve une température constante;
- le passage de l'hiver à l'été s'accompagne d'un inversement du gradient thermique;
- deux jours dans l'année pendant lesquels la température de tout le réservoir est constante à 4° C. Ce sont le 160 ° et le 340 ° jour de l'année. Ces deux instants de l'année correspondent à un état isotherme qui a été mesuré sur plusieurs lacs. En effet, DAKE et coll. [1969] a obtenu cet état uniforme de la température de 4 °C dans un lac au printemps et à la fin de l'automne.

Les distributions de la température calculées pour le réservoir d'eau sont parfaitement compatibles avec les conditions météorologiques locales et tiennent compte de l'éventuelle formation d'une couche de glace sur le réservoir ainsi que la variation de l'épaisseur de celle ci avec le temps. L'interface réservoir - béton enregistrera des températures négatives aux emplacements et aux moments opportuns afin de s'approcher le plus possible à la réalité.

#### 4.5.4 Les conditions aux limites de la fondation

Les limites verticales de la fondation sont supposées être adiabatiques. Alors que la limite horizontale inférieure de la fondation assure le transfert du gradient géothermique par conduction. Un flux de chaleur uniformément réparti est donc imposé à cette limite.

$$\frac{\partial^2 T}{\partial Z^2} = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4-13)$$

$$\text{avec : } \alpha = \frac{k}{\rho \cdot c} \quad (4-14)$$

où :

- $T$  : température (°C);
- $z$  : profondeur (m);
- $t$  : temps(s);
- $C$  : chaleur spécifique (J/Kg.°K);
- $\rho$  : densité (Kg/m<sup>3</sup>);
- $K$  : conductivité thermique (W/m<sup>2</sup>.°K).

Les échanges thermiques considérés sont :

- l'échange thermique entre la fondation et l'air ambiant;
- l'échange causée par le gradient géothermique.

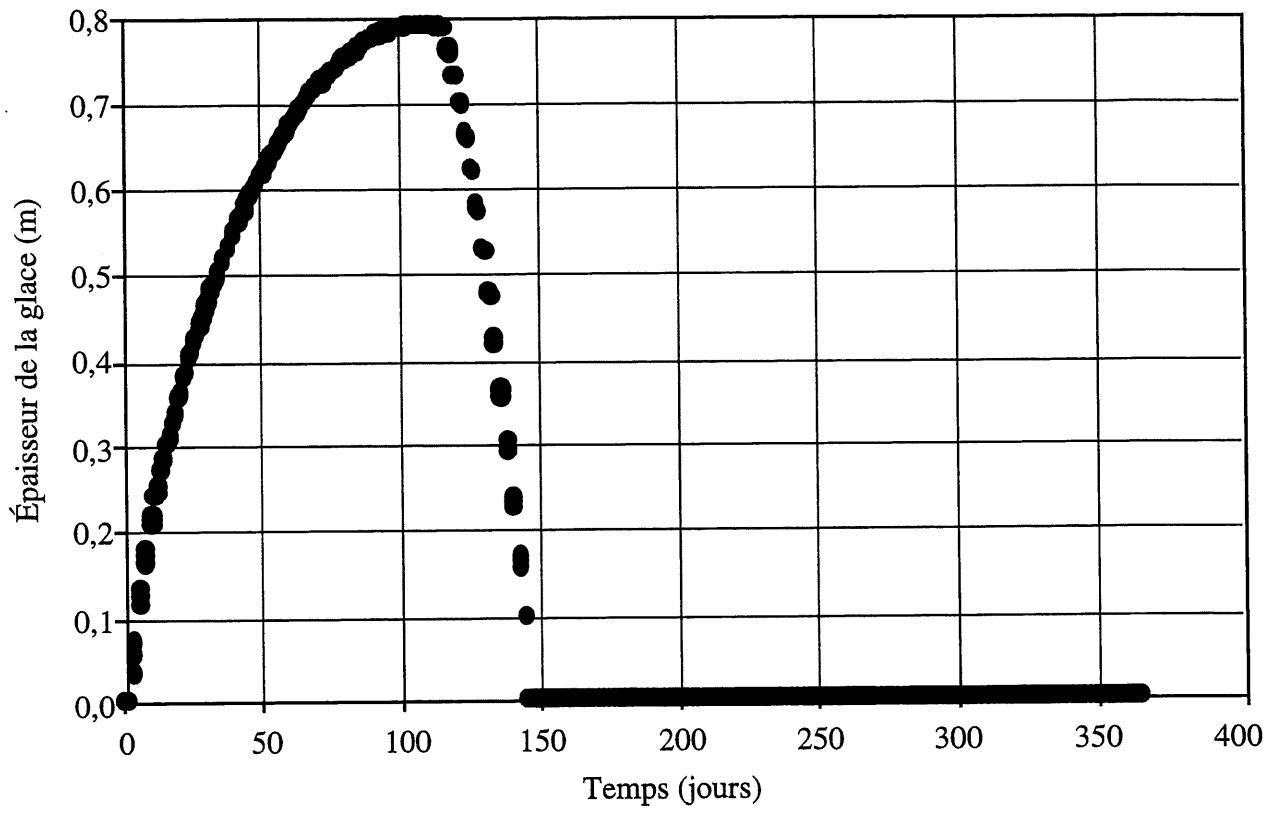


Figure 4.20 Variation de l'épaisseur de la glace à la surface du réservoir pour une année

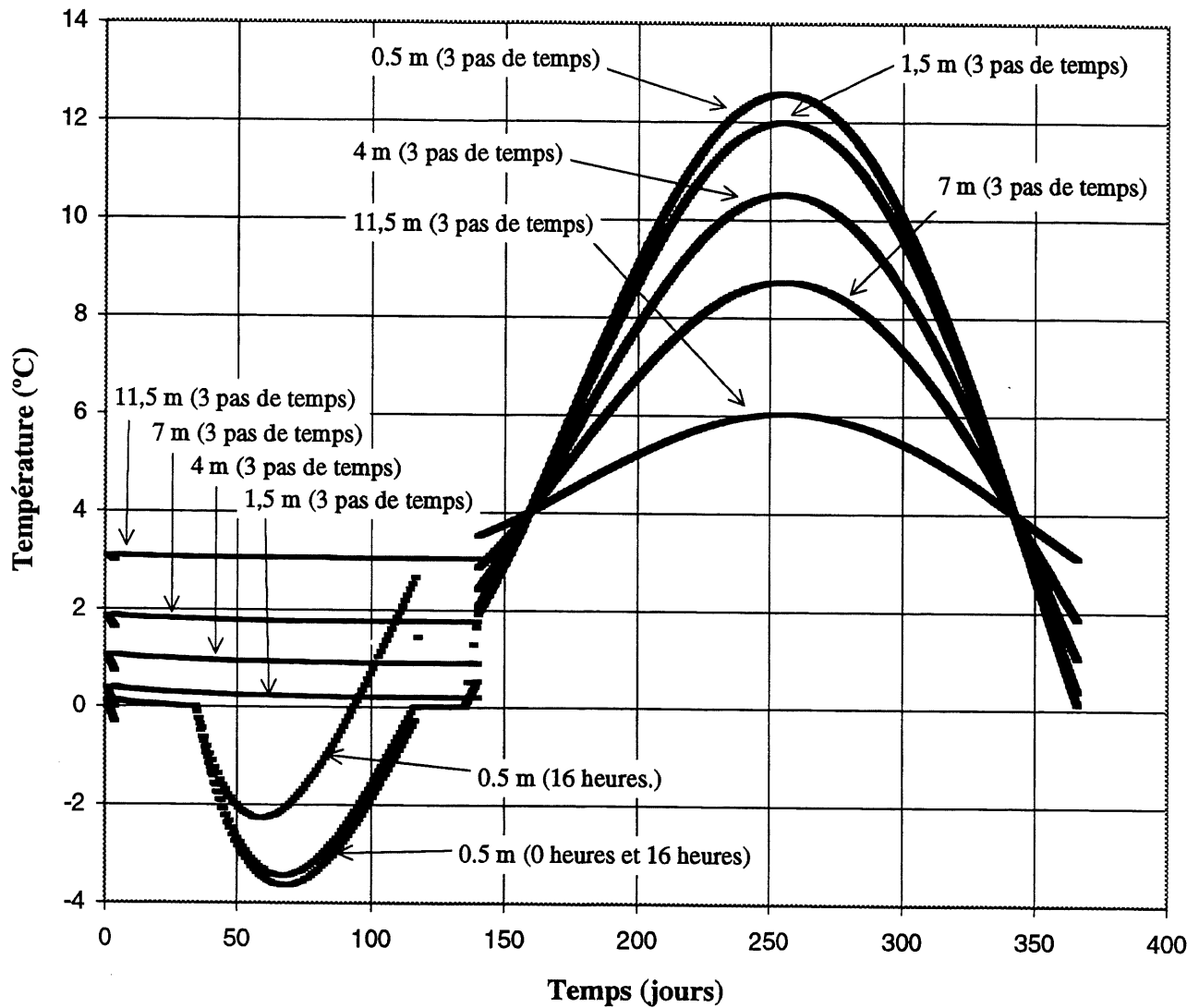


Figure 4.21 Variation de la température en fonction du temps pour 4 noeuds du réservoir d'eau

#### 4.6 Calcul du profil de la température dans la fondation du côté aval du barrage

Cette étude permettra de calculer le profil de la température dans la fondation en aval du barrage à partir d'un programme par différences finies élaboré dans le cadre de cette étude. Les résultats obtenus seront comparés avec ceux obtenus par le calcul bidimensionnel effectué par éléments finis à partir du code de calcul CESAR - LCPC.

La première hypothèse à émettre est qu'on se situe suffisamment loin du barrage pour que l'influence de celui-ci ne se sente pas sur la distribution de la température dans la fondation. Donc, le problème se réduit à une étude thermique unidimensionnelle suivant la profondeur, les paramètres introduits sont les suivants (Fig. 4.22):

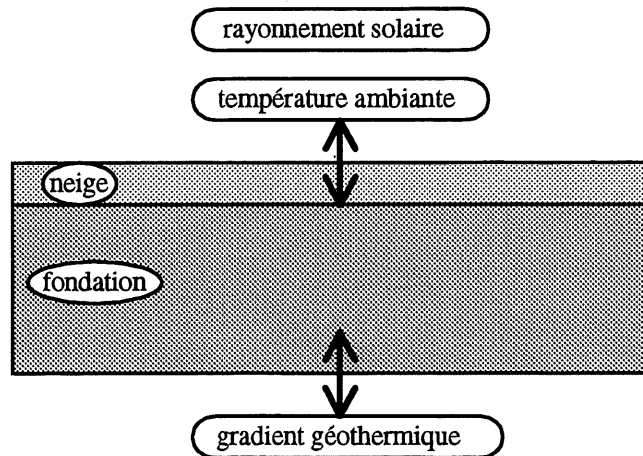


Figure 4.22 Étude thermique dans la fondation du côté aval du barrage

- la température ambiante;
- le rayonnement solaire;
- le gradient géothermique;
- la couverture de neige.

Dans ce cas, on résout l'équation de la conduction transitoire unidimensionnelle (4-13) et à l'aide d'un programme par différences finies, on calcule la distribution de la température sur toute la profondeur de la fondation et ceci, à chaque instant de l'année.

Le programme permet de calculer la distribution de température dans la fondation sur plusieurs années successives et ceci pour atteindre une certaine périodicité d'une année à l'autre. Cette périodicité est observée à partir de la cinquième année de calcul. Un organigramme simplifié du programme est présenté à la figure 4.23.

Les figures 4.24 et 4.25 montrent la variation de la température sur une année pour différentes profondeurs dans la fondation. Ces températures correspondent à la dixième année de calcul. On remarque qu'en allant en profondeur, il y a une atténuation de l'amplitude de variation de la température dans le temps. En plus, on remarque que les extremums de température de chaque profondeur ne se produisent pas le même jour, il y a un décalage dû à l'inertie thermique de la fondation. En effet, la partie de la fondation située la plus proche de la surface va sentir plus rapidement les variations de la température ambiante.

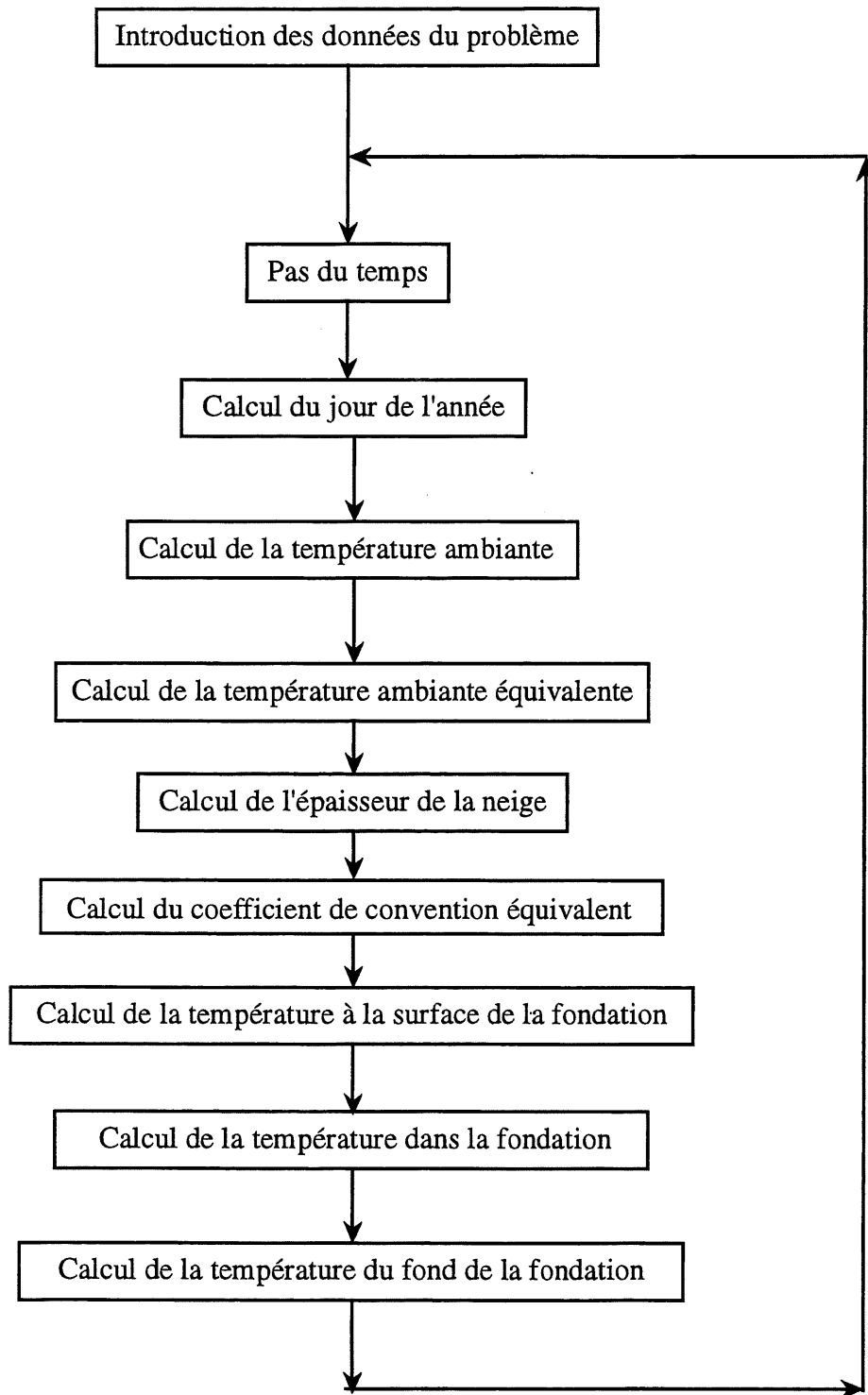


Figure 4.23 Organigramme du programme principal pour la fondation

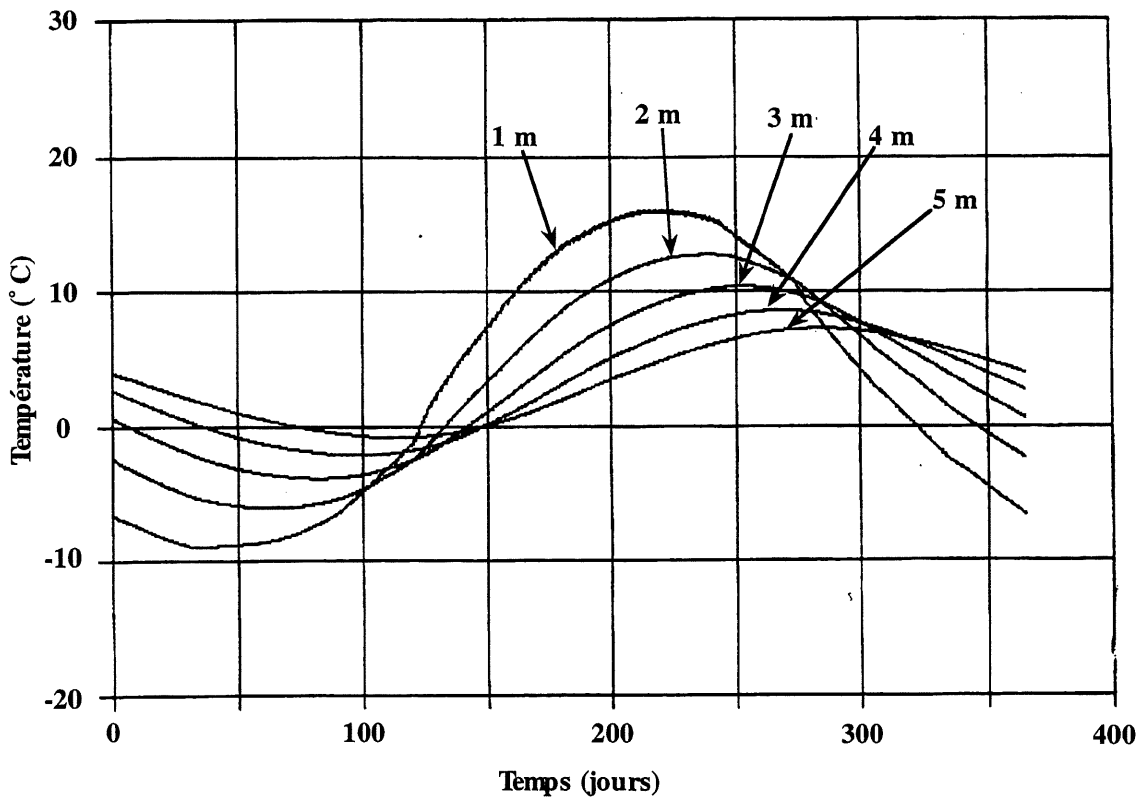


Figure 4.24 Variation annuelle de la température de la fondation à différentes profondeurs

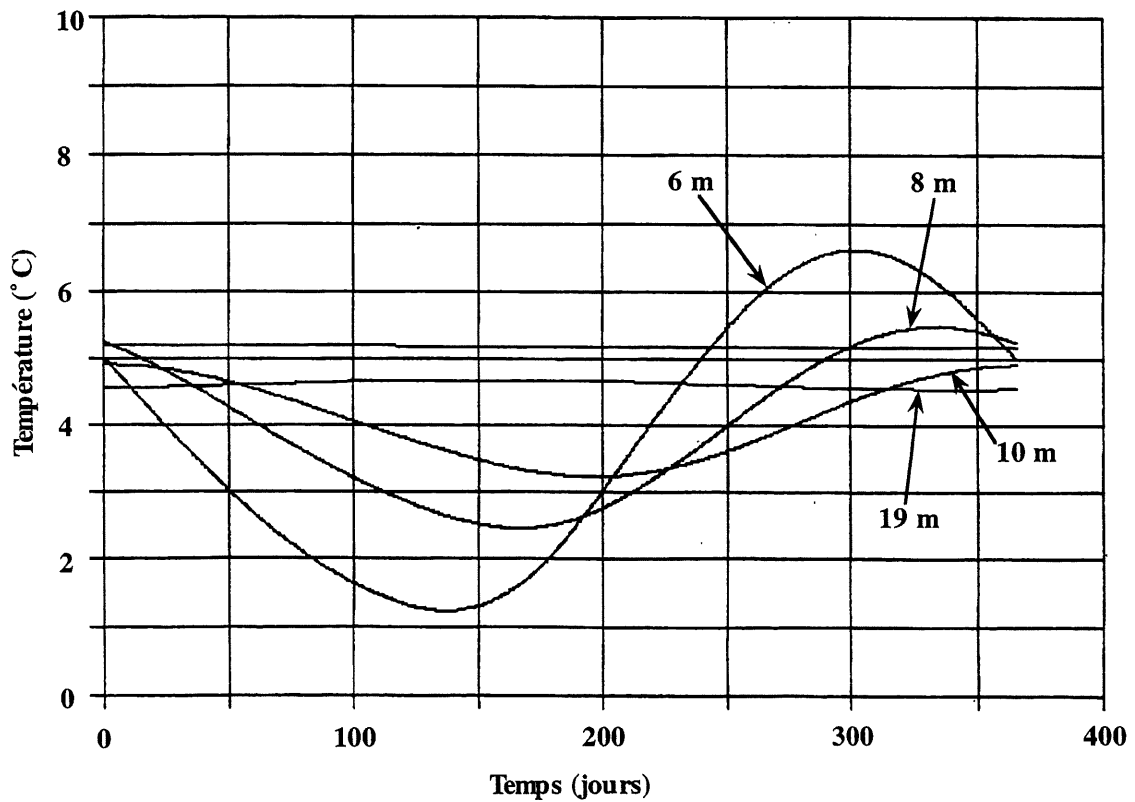


Figure 4.25 Variation annuelle de la température de la fondation à différentes profondeurs

La figure 4.26 montre la distribution des températures extrêmes en fonction de la profondeur de la fondation. En effet, on retrouve deux branches qui correspondent au maximum et minimum de température que la fondation a senti au cours de toute l'année sans que ce soit forcément la même journée. À la surface de la fondation, la température maximale enregistrée est d'environ  $26^{\circ}\text{C}$ , alors que la température minimale est d'environ  $-14^{\circ}\text{C}$ . À partir d'une profondeur d'environ 15 mètres, les deux branches de la courbe se rejoignent, ce qui montre qu'à partir de cette profondeur, la température de la fondation est constante durant toute l'année. Cette distribution a été calculée une première fois en faisant intervenir la couverture de neige et le rayonnement solaire (courbe 1) et une seconde fois en ne faisant pas intervenir ces deux paramètres (courbe 2). Ceci a mis en évidence l'importance de ces paramètres dans notre étude et on remarque effectivement que le rayonnement solaire a fait augmenter la température maximale de la surface de la fondation d'environ  $11^{\circ}\text{C}$  tandis que la couverture de neige a fait augmenter la température maximale de la surface de la fondation d'environ  $3^{\circ}\text{C}$ . En plus, la profondeur à partir de laquelle la température de la fondation est constante est passée de 20 mètres à 15 mètres respectivement entre la courbe 1 et 2. À partir de la profondeur de 20 mètres, la température de la fondation augmente d'une façon linéaire et ceci, sous l'effet du gradient géothermique.

#### **4.7 Calcul du champ de température du barrage en fonction des conditions climatiques**

L'utilisation du code de calcul CESAR-LCPC a permis de calculer le champ de température du barrage et ceci à chaque instant de l'année. La température initiale du barrage a été prise uniforme égale à  $4^{\circ}\text{C}$ . Le pas de temps utilisé est de 8:00 heures ce qui donne 1096 pas de temps par année. Pour chaque pas de temps, le fichier de données fournit 191 valeurs de température des différents noeuds formant les limites du domaine d'étude. Ces températures ont été calculées en 4.4 à partir des programmes par différences finies élaborés pour calculer les conditions aux limites.

Une étude du transfert de chaleur en mode transitoire a été élaborée sur le domaine d'étude afin de trouver la distribution de la température dans le barrage et ceci à chaque instant de l'année. Pour ce faire, le calcul en mode transitoire a été entrepris jusqu'à obtenir la périodicité annuelle de la température pour chaque noeud. En effet, la température de chaque noeud au 1<sup>er</sup> janvier à 00:00 heure (premier pas de temps dans l'année) doit être égale à celle du 31 décembre à 24:00 heures (dernier pas de temps de l'année). La compilation a nécessité 32 années de calcul pour avoir cette périodicité. La figure 4.27 montre la différence entre les températures calculées au 1<sup>er</sup> janvier à 00:00 et celles du 31 décembre à 24:00 heures et ceci pour 6 noeuds identifiés à la figure 4.1. Cette figure montre que la solution converge lentement au fur et à mesure que le temps avance. Au bout de la 32<sup>e</sup> année, la solution converge complètement.

La distribution de température obtenue à la 32<sup>e</sup> année de calcul est donc supposée représenter la distribution typique de la température dans le barrage ainsi que ses variations saisonnières. La figure 4.28 montre la variation de la température en fonction du temps pour trois noeuds dans le barrage identifiés sur la figure 4.1.



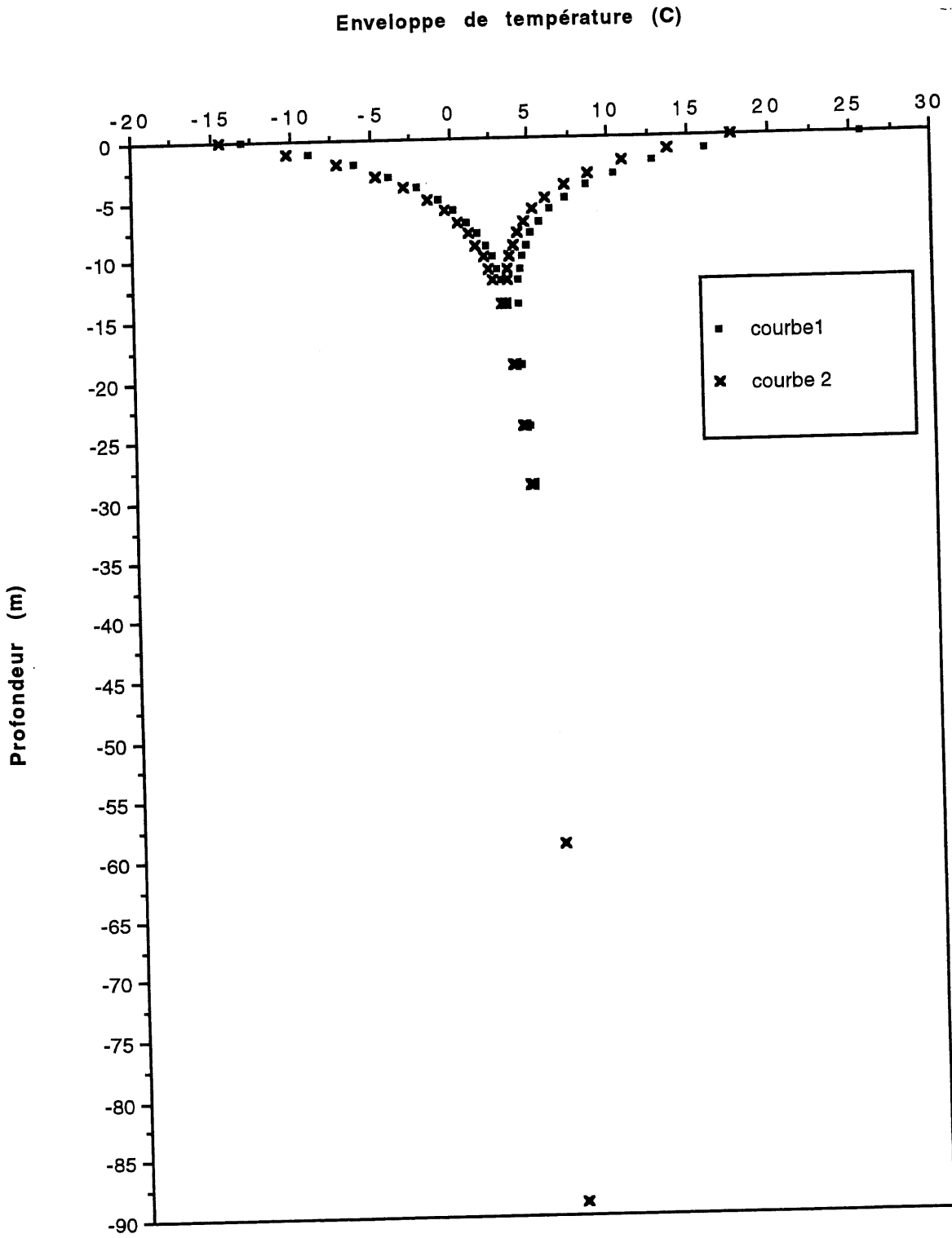


Figure 4.26 Distribution des températures extrêmes en fonction de la profondeur

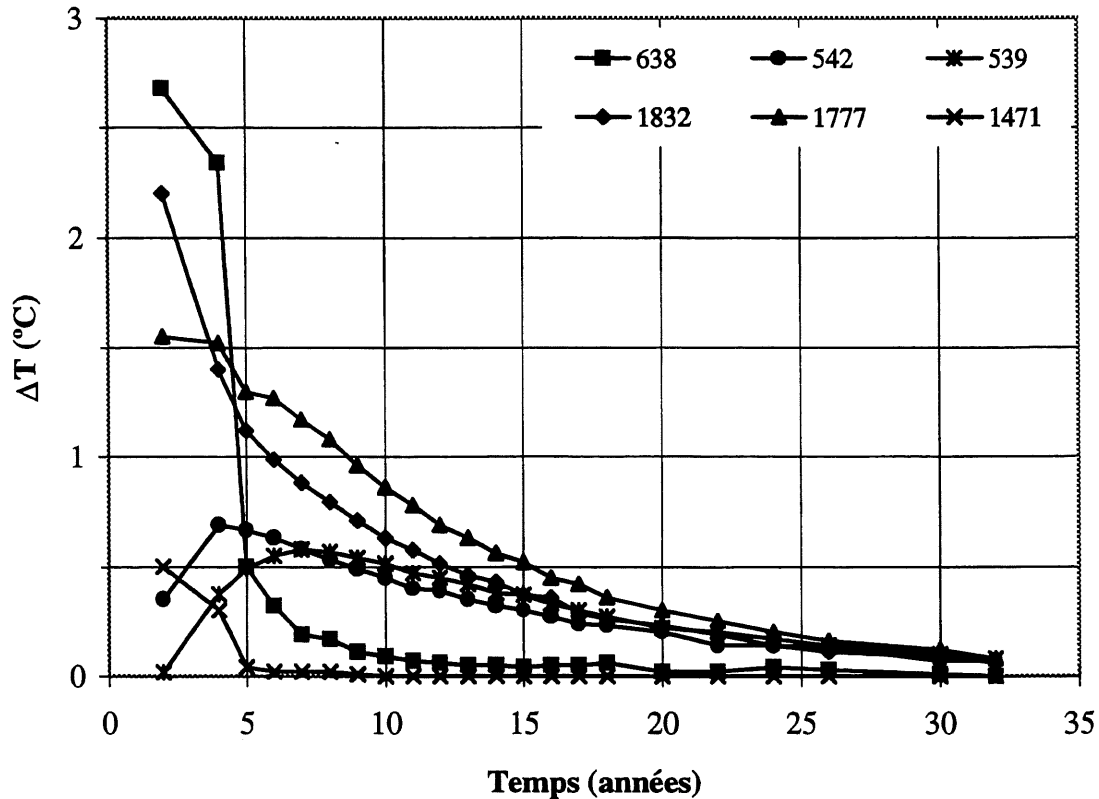


Figure 4.27 Convergence de la température pour différents noeuds

Le noeud 1529 très proche de la surface exposée (1 mètre environ) présente une amplitude assez importante égale à 29° C comparée à une amplitude de 46° C pour la température ambiante équivalente. Il est à remarquer aussi que la radiation solaire ne se fait plus sentir à cette profondeur. La figure 4.28 montre aussi la variation de la température mesurée sur le barrage Daniel-Johnson à une profondeur d'environ 1 mètre par rapport à la surface exposée [LARIVIÈRE, 1987]. En comparant ce profil de température avec celui du noeud 1529, on remarque qu'il y a une très grande similarité; ceci prouve que les hypothèses ainsi que les formulations utilisées dans cette étude simulent bien la réalité.

La courbe de variation de la température en fonction du temps du noeud 638 qui se situe au coeur du barrage en béton montre une amplitude très faible et même négligeable. En effet, la température fluctue entre 3 et 4° C durant toute l'année. La fluctuation de la température ambiante n'a aucun effet sur celle du coeur du barrage en béton.

La figure 4.29 montre la variation de la température en fonction du temps pour cinq noeuds dans le barrage situé à la même altitude mais à différentes profondeurs dans le barrage. Ces noeuds sont situés à une hauteur de 40 mètres par rapport à la base de la structure en béton (90 mètres au-dessus de la limite inférieure du domaine) alors que les profondeurs sont 1, 3, 6, 8 et 13 mètres par rapport à la surface exposée. Les coordonnées des noeuds utilisées pour l'analyse dans les figures 4.28 et 4.29 sont données au tableau 4.3.

TABLEAU 4.3 : COORDONNÉES DES NOEUDS QUI ONT SERVI POUR L'ANALYSE THERMIQUE

Numéro des noeuds	Profondeur par rapport à la surface exposée (m)	Abscisse (m)	Ordonnée (m)
1529	1	145,17	79,20
1243	2	133,25	90,40
1091	3	130,44	90,16
943	6	126,86	89,80
897	8	124,54	89,76
808	13	119,88	89,67
720	--	120,68	82,67
492	--	132,50	34,16

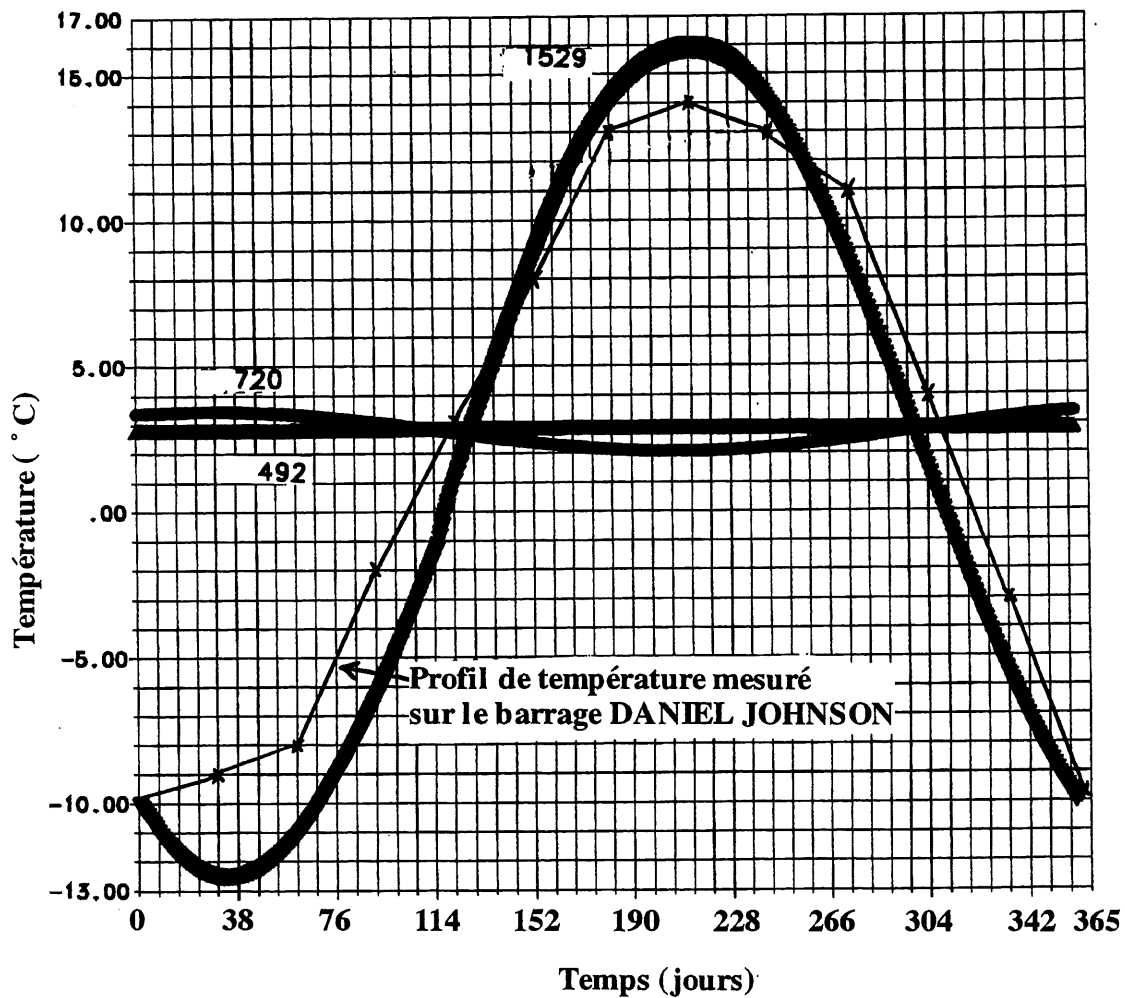


Figure 4.28 Variation de la température en fonction du temps pour différents noeuds

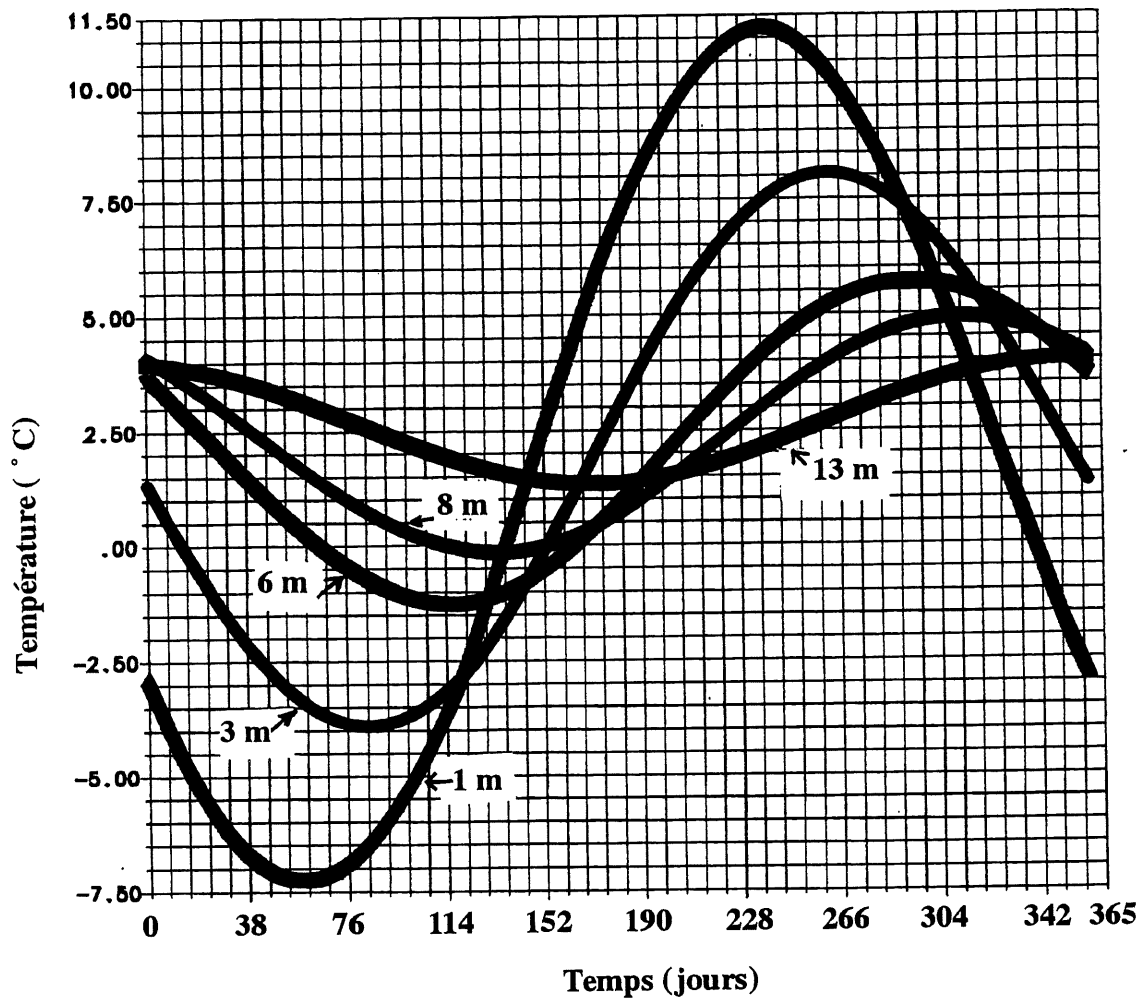


Figure 4.29 Variation de la température en fonction du temps pour différents noeuds

L'amplitude des courbes de variation de la température en fonction du temps est plus importante pour les noeuds situés plus près de la surface exposée à l'air ambiant. En effet, plus on est proche de la surface exposée, plus l'effet de la température ambiante est présent et plus le déphasage entre la température du noeud et celle de l'air ambiant est réduit. Par contre, pour les noeuds situés plus en profondeur, la variation saisonnière de la température est minime. Le tableau 4.4 montre la variation de l'amplitude des différentes courbes en fonction de la profondeur ainsi que le déphasage de la courbe de température en fonction du temps. La représentation graphique de l'amplitude en fonction de la profondeur montre l'importance du gradient thermique aux différentes profondeurs (Fig. 4.30). On remarque que le gradient thermique est très fort au niveau des cinq premiers mètres, ensuite il tend vers une asymptote. La figure 4.31 montre le déphasage en fonction de la profondeur. On remarque que la courbe est quasi linéaire sauf pour les premiers mètres.

TABLEAU 4.4 : VARIATION DE L'AMPLITUDE ET, DE LA VARIATION DE TEMPÉRATURE AINSI QUE LE DÉPHASAGE EN FONCTION DE LA PROFONDEUR DES NOEUDS.

Numéro des noeuds	Profondeur par rapport à la surface exposée (m)	Température minimale (°C)	Température maximale (°C)	Amplitude (°C)	Obtention de la température minimale (jour)	Déphasage par rapport à l'ambiance (jour)
Ambiance	0	-16	30	46	22	0
1529	1	-12,5	16,5	29	34	12
1243	2	-7,3	11,2	18,5	60	38
1091	3	-4	8	12	83	61
943	6	-1,3	5,7	7	117	95
897	8	-0,2	5	5,2	135	113
808	13	1,3	4,3	3	181	159

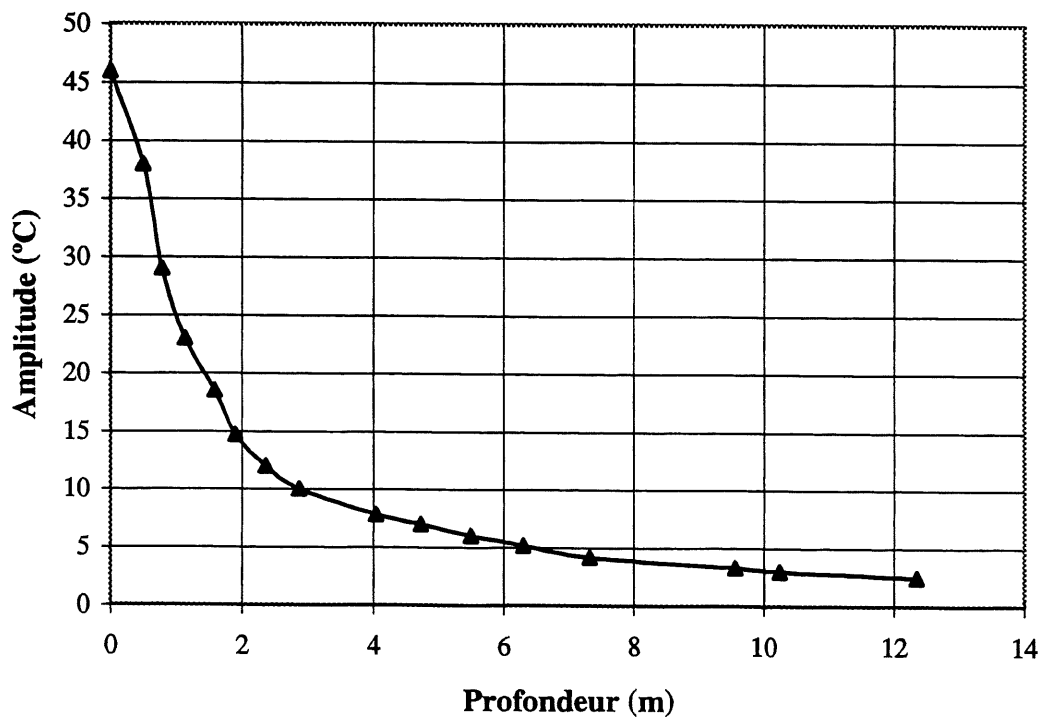


Figure 4.30 Variation de l'amplitude en fonction de la profondeur des noeuds

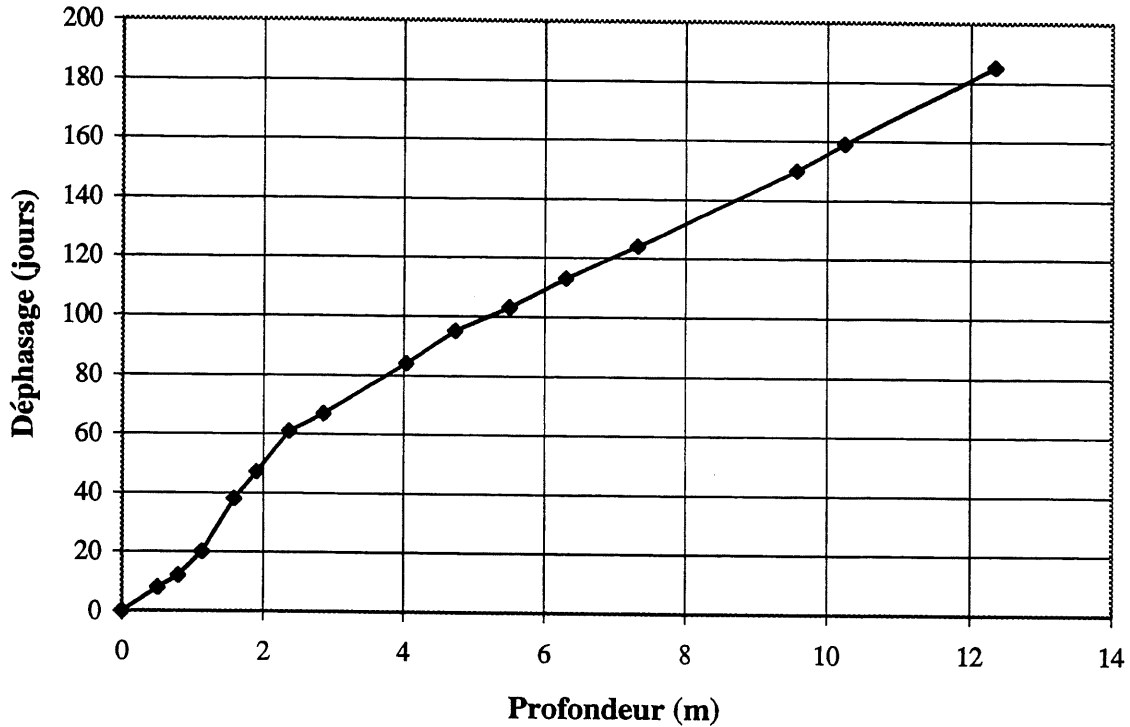


Figure 4.31 Variation du déphasage en fonction de la profondeur des noeuds

Les figures 4.32 et 4.33 montrent le profil de la température respectivement en hiver et en été pour la section AB située à 25 mètres par rapport à la base du barrage et montrée à la figure 4.1. Ces figures montrent l'existence d'un gradient thermique important sur une épaisseur d'environ 20 mètres par rapport à la surface exposée du barrage. Un point d'inflexion très proche de la surface exposée témoigne d'un changement au niveau du gradient thermique au passage de la zone non saturée à la zone saturée. Du côté du réservoir, le gradient thermique est faible. La dégradation thermique pourrait affecter donc les 20 premiers mètres du barrage qui sont exposés à l'air ambiant.

La figure 4.34 montre la distribution de la température dans le barrage ainsi que sa fondation le 28 février alors que la figure 4.35 montre la distribution de la température dans le barrage ainsi que sa fondation le 25 août. La température de la zone interne du barrage varie dans un très faible intervalle. En effet, toutes les températures des noeuds internes fluctuent entre 3 et 6° C pendant toute l'année. Par contre, la variation annuelle de la température des noeuds qui sont situés sur une largeur de 20 mètres par rapport à la surface exposée peut atteindre 40° C. Ceci génère des gradients thermiques très importants. Il est à noter aussi que les températures des noeuds qui sont très proches de la surface du réservoir d'eau, au niveau des 15 premiers mètres de profondeur, sont sujets à des variations annuelles importantes. En effet, durant l'hiver, les isothermes sont parallèles à la surface du barrage exposée à l'air ambiant, mais quand ils se rapprochent du réservoir d'eau, ces isothermes se rapprochent entre elles. Ceci témoigne de l'existence d'un important gradient thermique dans cette zone.

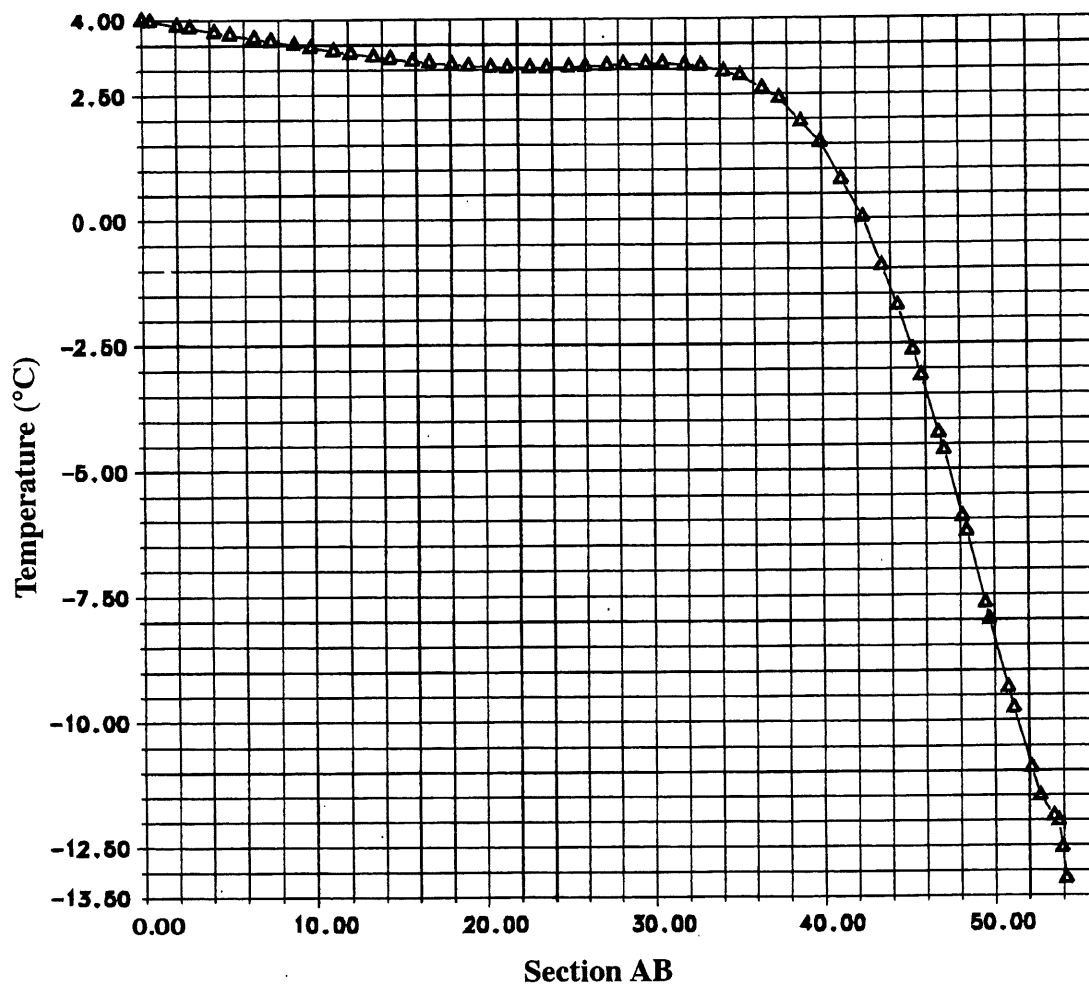
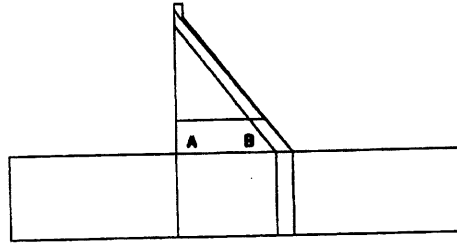


Figure 4.32 Profil de la température au niveau de la section AB en hiver (28 février)

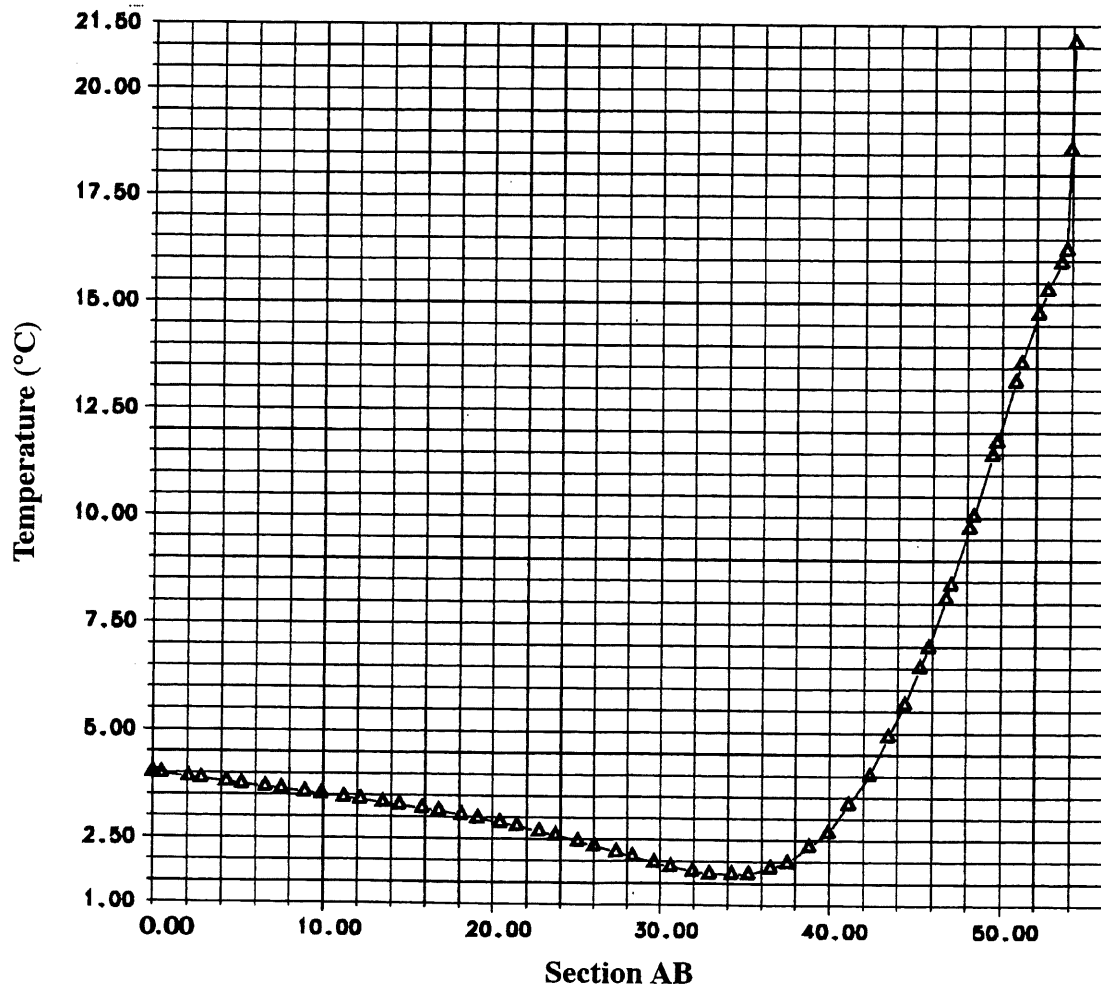
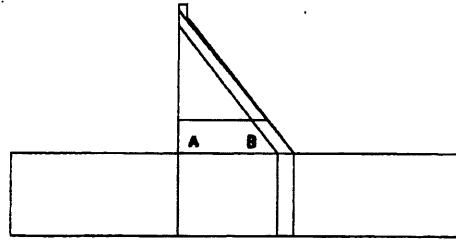


Figure 4.33 Profil de la température au niveau de la section AB en été (25 août)



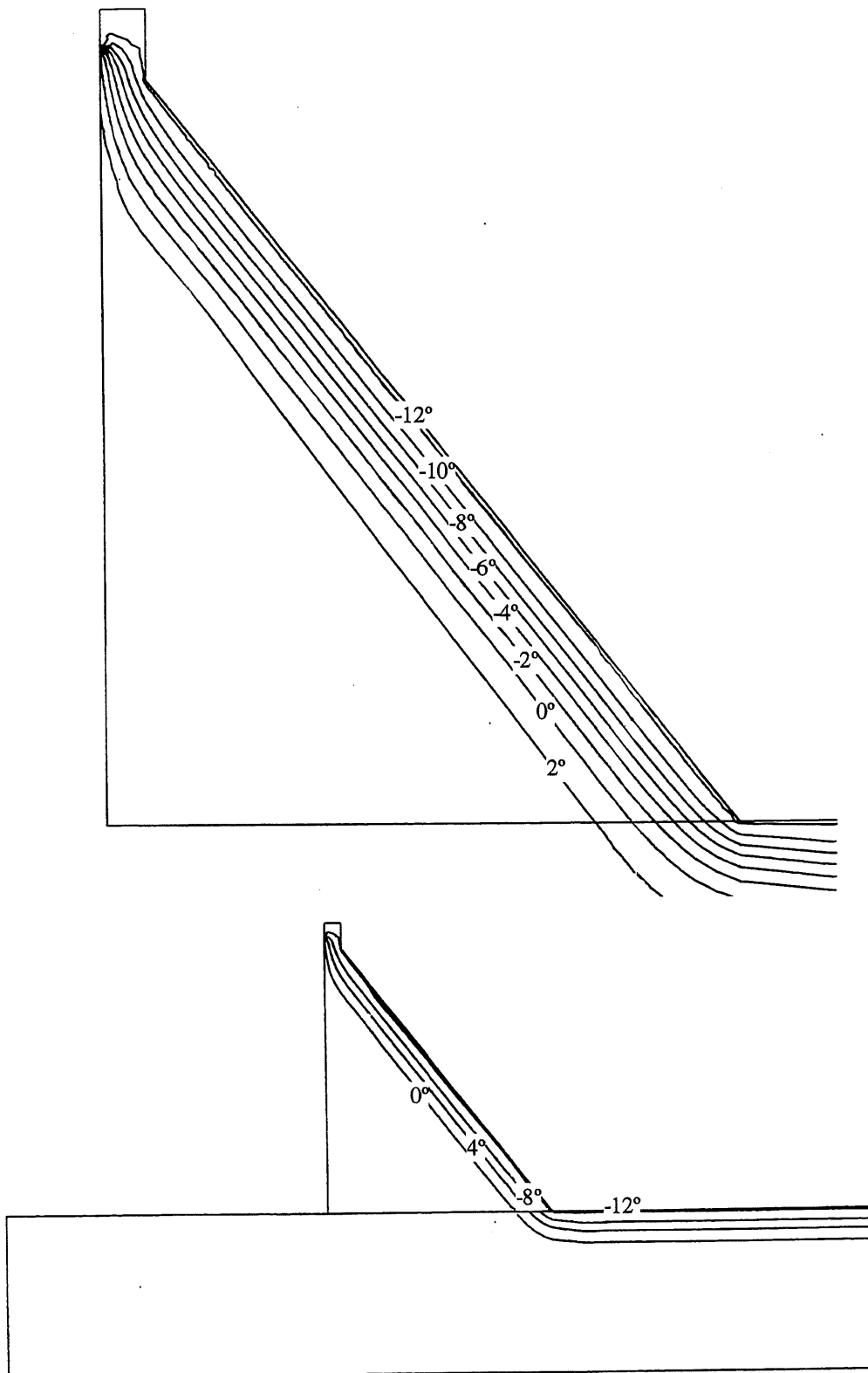


Figure 4.34 Distribution de la température dans le barrage en hiver (28 février)

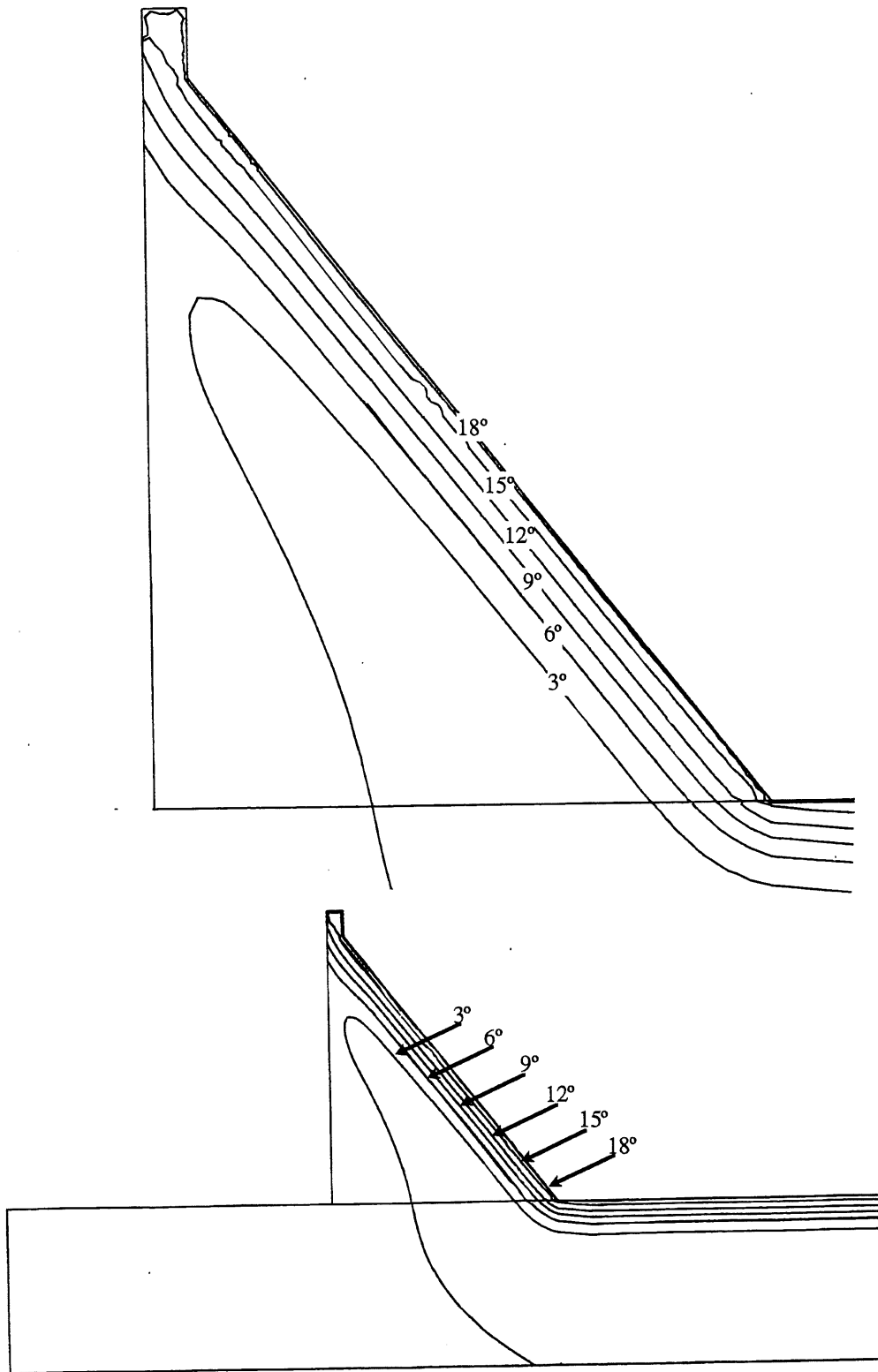


Figure 4.35 Distribution de la température dans le barrage en été (25 août)

Les observations concernant la variation de la température peuvent être utilisées pour délimiter la région susceptible à une dégradation due aux contraintes thermiques. NEVILLE [1995] montre que les déformations générées dans un bloc de béton soumis à des variations de température de 20° C sont d'environ  $200 \cdot 10^{-6}$  mm/mm. Cette déformation est supposée être la limite de la déformation à la traction qui limite la résistance à la traction du béton sous l'effet d'une charge statique. En tenant compte de ces observations ainsi que des résultats des figures 4.28, 4.29, 4.32, 4.33, 4.34 et 4.35, on peut conclure que la dégradation thermique doit avoir lieu sur une bande de 1 mètre près de la surface exposée à l'air ambiant. Cette région correspond à des fluctuations de température supérieures à 20° C.

La figure 4.36 montre la variation de la profondeur de l'isotherme zéro (profondeur de gel) en fonction du temps. Cette isotherme est mesurée à trois élévations dans le barrage à savoir 10, 30 et 50 mètres à partir de la base du barrage en béton. Le front de gel est défini comme étant la profondeur maximale que l'isotherme zéro peut atteindre durant l'année. En analysant la figure 4.36 on peut déduire que le front de gel est obtenu vers le 94<sup>e</sup> jour de l'année, ce qui correspond au début du mois d'avril. Ce front de gel dépend de l'élévation; pour une élévation de 50 m, il est situé à 11 mètres par rapport à la surface exposée (perpendiculairement à celle-ci).

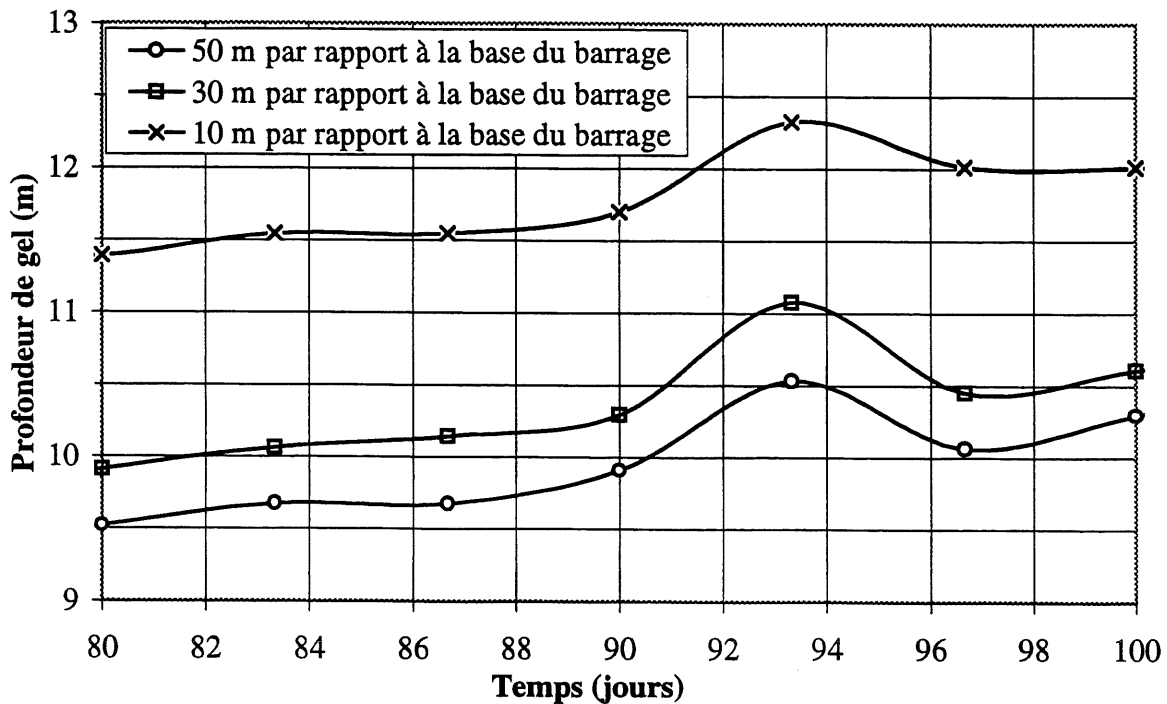


Figure 4.36 Variation de la profondeur de l'isotherme zéro en fonction du temps

Ces résultats sont très similaires aux mesures effectuées sur des barrages en béton situés au nord du Québec et qui sont : LG-2, LG-3, LG-4 et CANIAPISCAU [SEBJ, 1976]. En effet, la profondeur maximale du front de gel mesurée sur ces différents sites varie de 8 à 10 mètres par rapport à la surface exposée à l'air ambiant et ces mesures sont obtenues durant le mois d'avril. Par contre, en comparant les valeurs calculées dans la présente étude (11 m) avec celles calculées dans quelques études antérieures (LÉGER et coll., [1993]; BOUZOUBAA, [1995]) et qui ont obtenu une profondeur de gel autour de 6 mètres, on remarque que la différence est énorme. On attribue cette différence à la façon de tenir compte de la radiation solaire ainsi qu'à la finesse du pas de temps utilisé dans le présent travail. En effet, le pas de temps de 8 heures utilisé permet d'injecter la chaleur due à la radiation dans l'intervalle de temps réel dans lequel le soleil est présent. Par contre, l'utilisation d'un pas de temps d'une journée a un effet de dilution de cette chaleur solaire sur toute la journée.

La distribution de la température dans la fondation du côté aval du barrage a été montrée à la figure 4.26. Cette distribution est calculée à partir de la méthode par différences finies exposée précédemment. La figure 4.37 montre la distribution de la température dans la fondation obtenue par un deuxième calcul à partir du code LCPC-CESAR qui utilise la méthode des éléments finis. Cette distribution correspond à une section située à la limite du domaine d'étude. Ces deux courbes montrent une très bonne similarité, ce qui prouve encore la validité des suppositions ainsi que la précision des calculs.

Les courbes de variation de la température en fonction du temps ont permis de dégager l'amplitude et le déphasage à chaque profondeur de la fondation. Les figures 4.38 et 4.39 montrent respectivement la courbe de variation de l'amplitude et du déphasage en fonction du temps. Ces résultats rejoignent ceux trouvés pour le béton (Fig. 4.30 et 4.31), à savoir :

- l'amplitude est plus importante pour les noeuds situés plus près de la surface exposée à l'air ambiant. Ce qui se traduit par la présence d'un gradient thermique important au niveau des cinq premiers mètres.
- Plus on se situe proche de la surface exposée, plus l'effet de la température ambiante est présent et plus le déphasage entre la température du noeud et celle de l'air ambiant est réduit. Par contre, pour les noeuds situés plus en profondeur, la variation saisonnière de la température est minime.

La figure 4.40 montre la distribution de la température en fonction de la profondeur du côté amont du barrage sous la fondation. Dans cette figure, la distribution de la température calculée à partir de l'étude effectuée par CESAR est comparée à une distribution linéaire sous le seul effet du gradient géothermique, donc un taux d'augmentation de la température de  $0,03^{\circ}\text{C}$  par mètre de profondeur. Le décalage entre les deux courbes est dû à l'effet du barrage ainsi que la fondation en aval sur la distribution de la température.

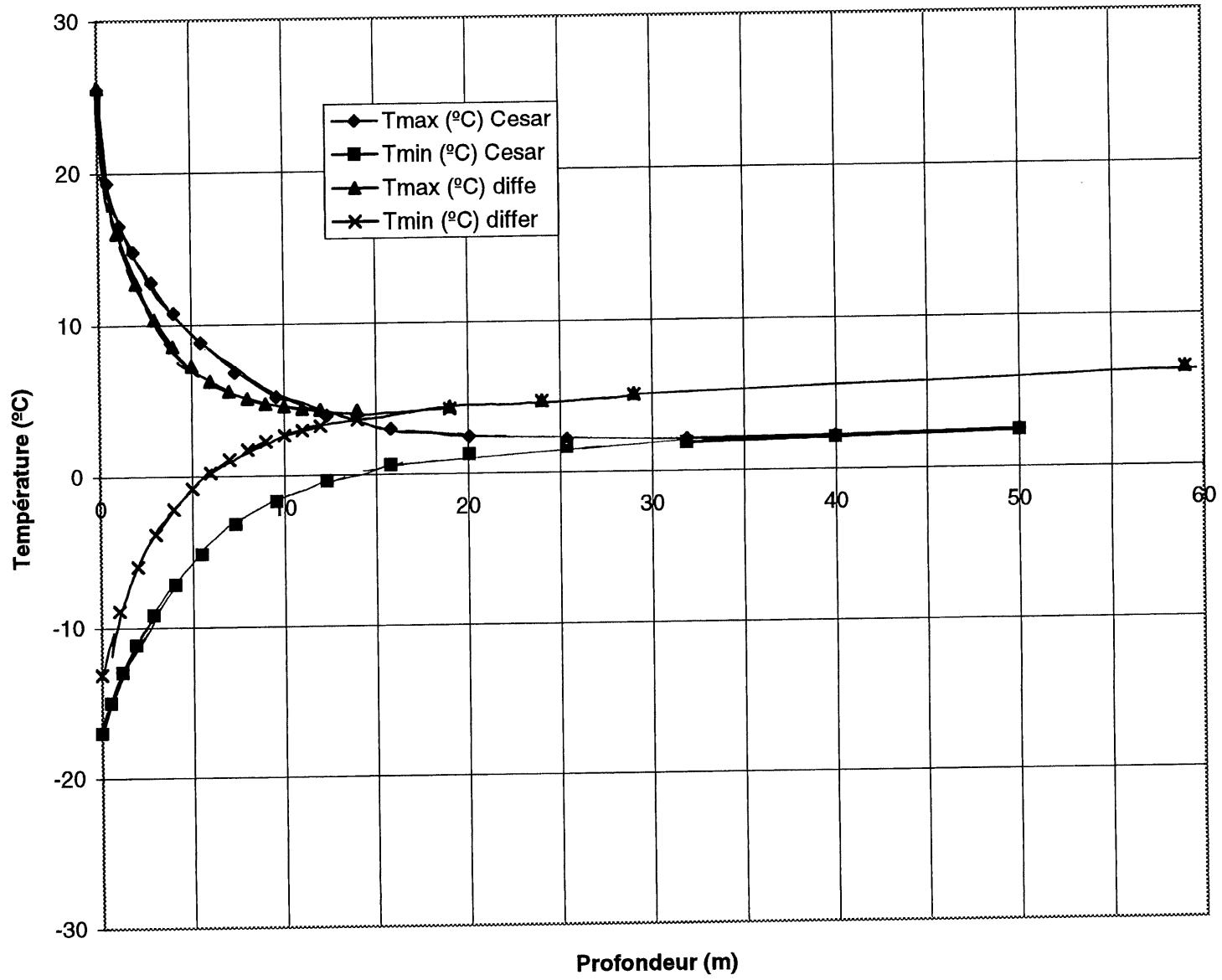


Figure 4.37 Distribution de la température dans la fondation du côté aval du barrage

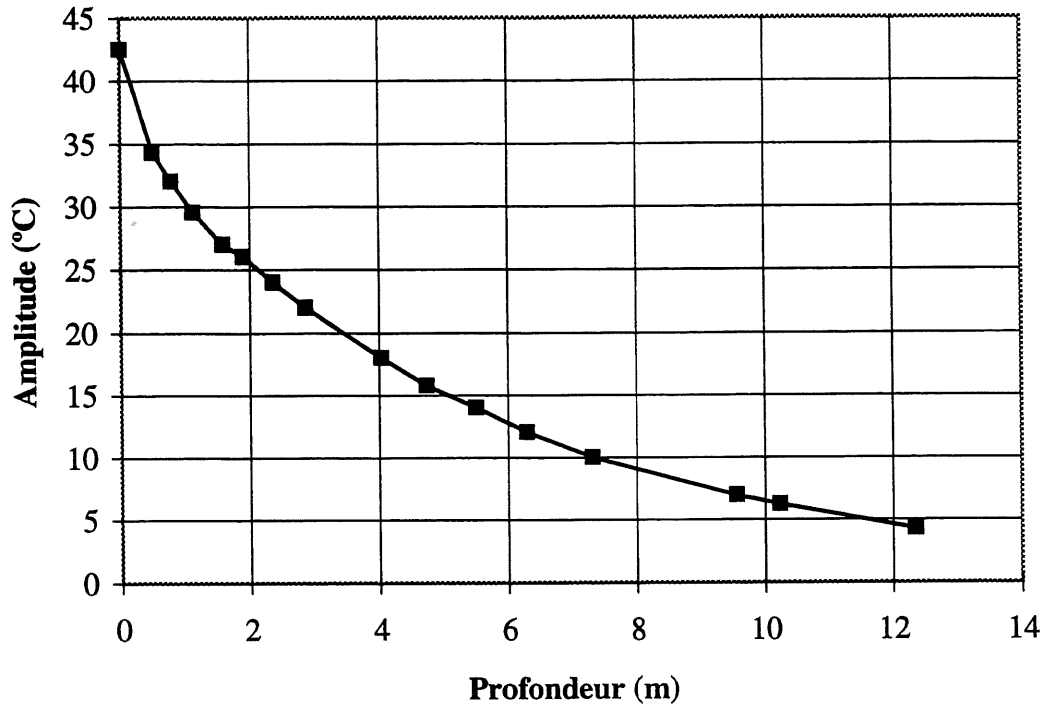


Figure 4.38 Variation de l'amplitude de la variation de température de la fondation en fonction de la profondeur des noeuds

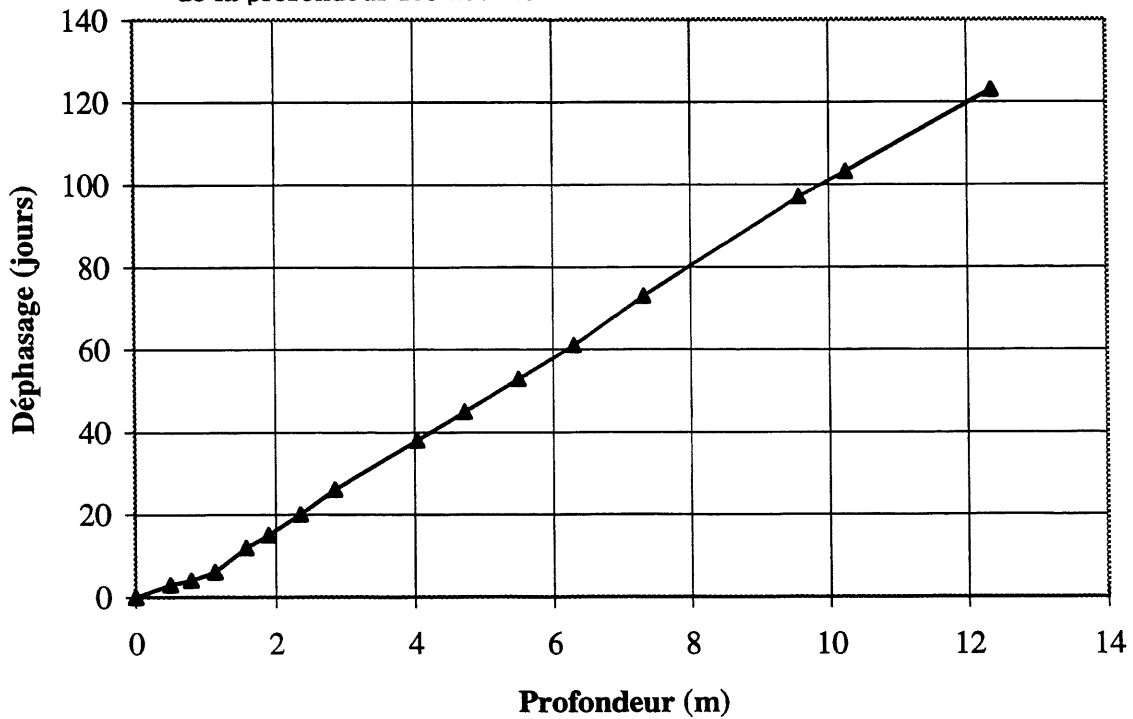


Figure 4.39 Variation du déphasage de la température dans la fondation en fonction de la profondeur des noeuds

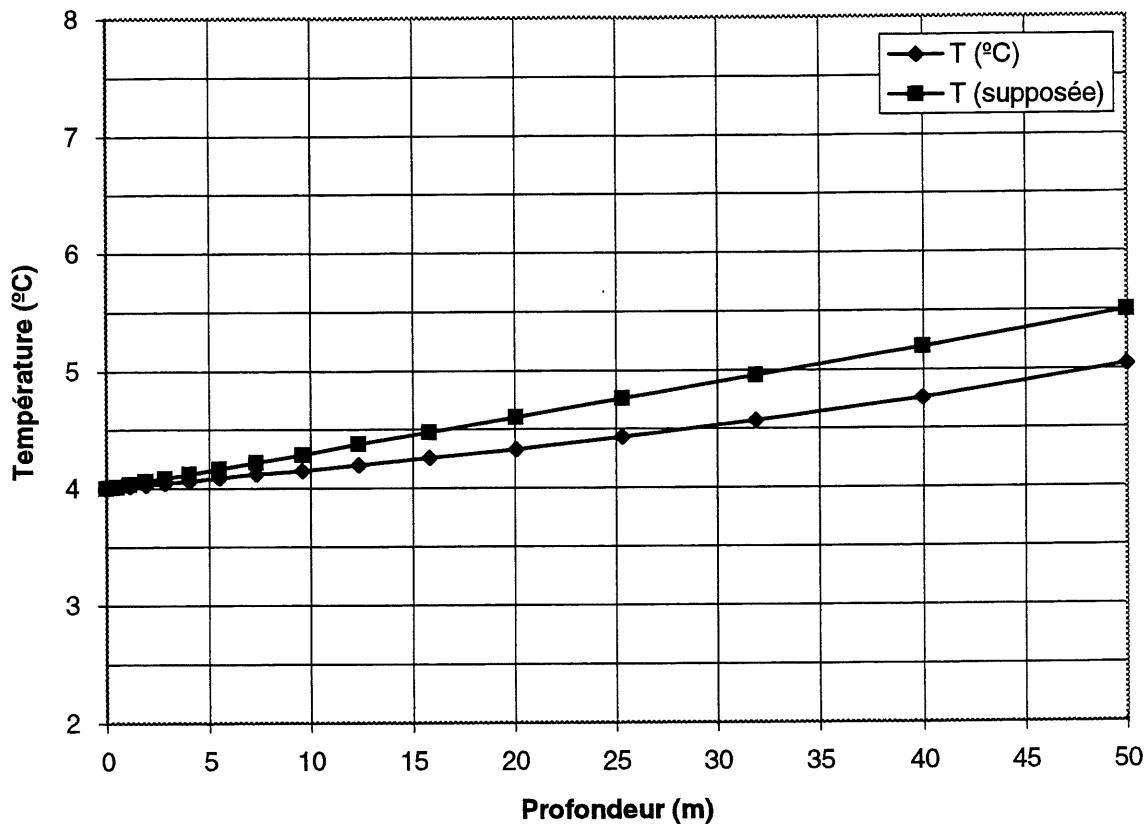


Figure 4.40 Distribution de la température dans la fondation du côté amont du barrage

#### 4.8 Conclusion

Une analyse thermique d'une section bidimensionnelle d'un barrage en béton a été modélisée et résolue à l'aide de la méthode des éléments finis. L'étude a traité l'effet des conditions climatiques sur la distribution de la température dans le barrage.

Quatre améliorations considérables par rapport aux études antérieures ont été apportées à savoir:

- l'introduction de la fondation dans le domaine d'étude;
- la différenciation entre la zone complètement saturée et la zone partiellement saturée dans le choix des conductivités thermiques;
- un traitement rigoureux des conditions aux limites et spécialement le calcul de la distribution de la température dans le réservoir d'eau;
- le choix d'un pas de temps de 8 heures.

Le calcul de la distribution de la température dans le réservoir d'eau tient compte de l'éventuelle formation d'une couche de glace à la surface du réservoir dont l'épaisseur varie avec le temps durant l'hiver. Il donne une distribution de température plus réaliste sur l'interface eau -

béton du barrage que celle des études antérieures. Les distributions de températures ainsi que l'épaisseur de glace calculées dans la présente étude se comparent très bien avec les valeurs mesurées retrouvées dans la documentation, ce qui prouve la validité du modèle. Ceci constitue une originalité considérable dans ce domaine puisque dans toutes les études antérieures, la distribution de température du réservoir se base sur des approximations introduisant des discontinuités au modèle.

La distribution de la température calculée dans le barrage montre une variation considérable du gradient thermique à l'interface entre la zone complètement saturée et la zone partiellement saturée bien que leurs conductivités thermiques ne diffèrent que de 8 %. À notre connaissance, aucune étude antérieure n'a considéré ce paramètre dans l'étude thermique des barrages. Ce paramètre semble avoir une influence considérable sur le transfert thermique dans un barrage. Il est donc important d'effectuer des analyses plus poussées de ce paramètre surtout au niveau du calcul des contraintes thermiques pour confirmer son importance dans l'analyse thermique.

Les résultats montrent que les gradients de température dans le barrage sont élevés sur une bande d'environ 20 mètres autour de la surface aval exposée à l'air ambiant ainsi que sur les 15 premiers mètres autour de la surface amont au contact du réservoir.

La profondeur de gel obtenu peut atteindre 11 m. Cette valeur concorde bien avec des mesures de terrain effectuées sur des barrages en béton dans la région nordique du Québec contrairement à plusieurs études numériques antérieures qui trouvent que la profondeur de gel ne dépasse pas 6 mètres. Ce résultat vient confirmer l'importance de considérer un petit pas de temps (8 heures) qui introduit une précision intéressante sur les résultats numériques.

Finalement, en se basant sur les relations établies entre la limite de la déformation en traction et les variations saisonnières de l'amplitude de la température, on conclut que la dégradation thermique est restreinte sur une épaisseur de 1 m autour de la surface aval exposée à l'air ambiant. Ce résultat est en parfait accord avec les études antérieures et les observations sur le terrain.



## CHAPITRE 5

### CALCUL DU CHAMP DES CONTRAINTES ET DES DÉFORMATIONS THERMIQUES DU BARRAGE

Les résultats numériques obtenus au chapitre 4 et qui consistent à la distribution de la température dans un barrage en béton à chaque instant de l'année seront exploités dans le présent chapitre afin de calculer les contraintes et les déformations thermiques qui y découlent.

#### 5.1 Modélisation du problème

L'utilisation du code de calcul CESAR-LCPC a permis de calculer le champ de température du barrage et ceci à chaque instant de l'année.

Pour chaque incrément de temps, le champ de température peut être utilisé afin d'effectuer une étude mécanique permettant de calculer le champ des contraintes thermiques ainsi que le champ des déplacements thermiques généré par la fluctuation de la température par rapport à la température de référence et ceci pour chaque point dans le barrage. Un module dans le code de calcul CESAR, appelé LINE, permet d'effectuer le calcul mécanique en se servant du champ de la température. Le module LINE est basé sur un modèle élastique linéaire isotrope.

La température de référence du barrage est définie comme étant la température moyenne annuelle de tous les noeuds du barrage. Cette température de référence est égale à 4° C. Elle est la même pour tous les noeuds du barrage.

La formulation utilisée dans le module LINE permet d'évaluer les déformations unitaires thermiques en multipliant le coefficient de dilatation thermique du matériau par la différence entre la température obtenue à l'incrément de temps correspondant dans l'analyse de transfert de chaleur et la température de référence (éq. 5.1).

$$\varepsilon_{th} = \alpha(T_t - T_{ref}) \quad (5-1)$$

C'est à partir de ces déformations que les contraintes sont évaluées en se servant des propriétés thermo-mécaniques du milieu (éq. 5.2). Le tableau 5.1 montre les caractéristiques thermo-mécaniques utilisées dans le cadre de cette étude.

$$\sigma = E\varepsilon_{th} \quad (5-2)$$

TABLEAU 5.1 : CARACTÉRISTIQUES THERMO-MÉCANIQUES UTILISÉES DANS LE MODULE LINE

Matériaux	Module d'élasticité (GPa)	Coefficient de Poisson	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Coefficient de dilatation thermique (mm/mm °C)
Béton saturé	25	0,20	2400	0,86 10 <sup>-5</sup>
Béton non saturé	25	0,20	2400	0,86 10 <sup>-5</sup>
Fondation	30	0,20	2600	0,86 10 <sup>-5</sup>

Les contraintes analysées dans le cadre de cette étude sont développées par retenue interne. Ce sont des contraintes causées par un changement de volume non uniforme sur une section du barrage dues à un gradient thermique. La retenue interne ne dépend pas des conditions d'appui de la structure, car les contraintes thermiques qui y sont associées sont causées par un gradient thermique entre la surface du béton et le centre de la masse. Par exemple, si le noyau du barrage en béton est chaud tandis que la surface du barrage exposée à l'air ambiant est froide, le béton à la surface cherchera à se contracter, mais il est retenu par le noyau du barrage qui occupe plus de volume, car il est plus chaud. Il se crée donc un état de contrainte sur la section du barrage similaire à celui montré à la figure 3.11. Donc, si on imagine qu'une structure peut flotter dans l'air, la retenue interne pourrait aussi bien engendrer des contraintes dans celle-ci.

L'étude mécanique a touché seize journées réparties dans l'année. Trois sections horizontales du barrage ont été analysées (Fig. 5.1). Pour chaque journée, l'étude consiste à calculer:

- la distribution de la contrainte principale ( $\sigma_1$ ) selon les trois sections;
- la distribution de la contrainte secondaire ( $\sigma_3$ ) selon les trois sections;
- la distribution des courbes isocontraintes dans le domaine d'étude;
- la déformée du domaine d'étude à la journée étudiée;
- la distribution du déplacement horizontal ( $u$ ) selon les trois sections;
- la distribution du déplacement vertical ( $v$ ) selon les trois sections;
- la distribution du déplacement total ( $d$ ) selon les trois sections.

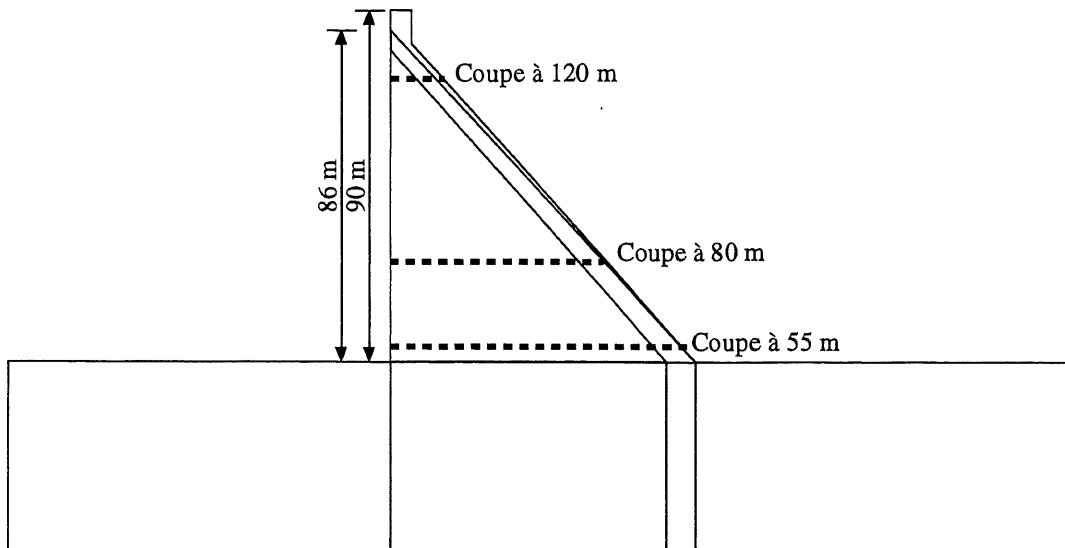


Figure 5.1 Position des sections de coupe pour l'étude mécanique

Cette étude est effectuée pour deux instants par jour à savoir:

- 8 heures (on ne tient pas compte de la radiation solaire dans le calcul thermique);
- 16 heures (on tient compte de la radiation solaire dans le calcul thermique);

La comparaison des résultats des deux incréments de temps journaliers permettra de montrer l'influence de la radiation solaire sur l'étude mécanique.

## **5.2 Les conditions aux limites utilisées pour le calcul mécanique**

Il est important de savoir que les conditions aux limites qui doivent être imposées dans l'étude mécanique servent surtout à éviter le déplacement horizontal et vertical de toute la structure du barrage (cisaillement horizontal ou décollement vertical). Ces conditions aux limites sont donc nécessaires mais fictives. Les études antérieures qui n'incluent pas la fondation dans le domaine d'étude supposent que l'interface entre le barrage en béton et la fondation est fixe (déplacement horizontal = déplacement vertical = 0).

Dans le cadre de cette étude, les deux conditions aux limites qui ont été appliquées au domaine d'étude sont les suivantes :

- le déplacement horizontal ( $u$ ) des deux limites latérales de la fondation est nul;
- le déplacement vertical ( $v$ ) de la limite inférieure horizontale de la fondation est nul.

La différence entre les deux raisonnements peut avoir une importance significative sur les résultats mécaniques. En effet, les conditions aux limites fixées dans cette étude sont suffisamment loin du barrage en béton qu'elles ne peuvent introduire aucune influence sur les résultats. Par contre, pour les études antérieures, les conditions aux limites sont appliquées sur une des surfaces du barrage en béton.

## **5.3 Variation des contraintes thermiques durant l'année**

La distribution des contraintes principales ( $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ ) selon les trois sections a permis de calculer la valeur de ces contraintes à la surface du barrage exposée à l'air ambiant. Les figures 5.2 à 5.4 montrent la variation des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  durant l'année pour les trois sections étudiées et ceci à 8 heures. On remarque qu'il existe deux périodes principales dans l'année:

- entre environ le 1<sup>er</sup> mai (120<sup>e</sup> jour de l'année) et le 1<sup>er</sup> octobre (273<sup>e</sup> jour de l'année), ce qui correspond à la période relativement chaude de l'année, la surface externe du barrage est soumise à un état de contrainte en compression;
- pendant le restant de l'année (212 jours), ce qui correspond à la période froide, la surface externe du barrage est soumise à un état de contrainte en traction.

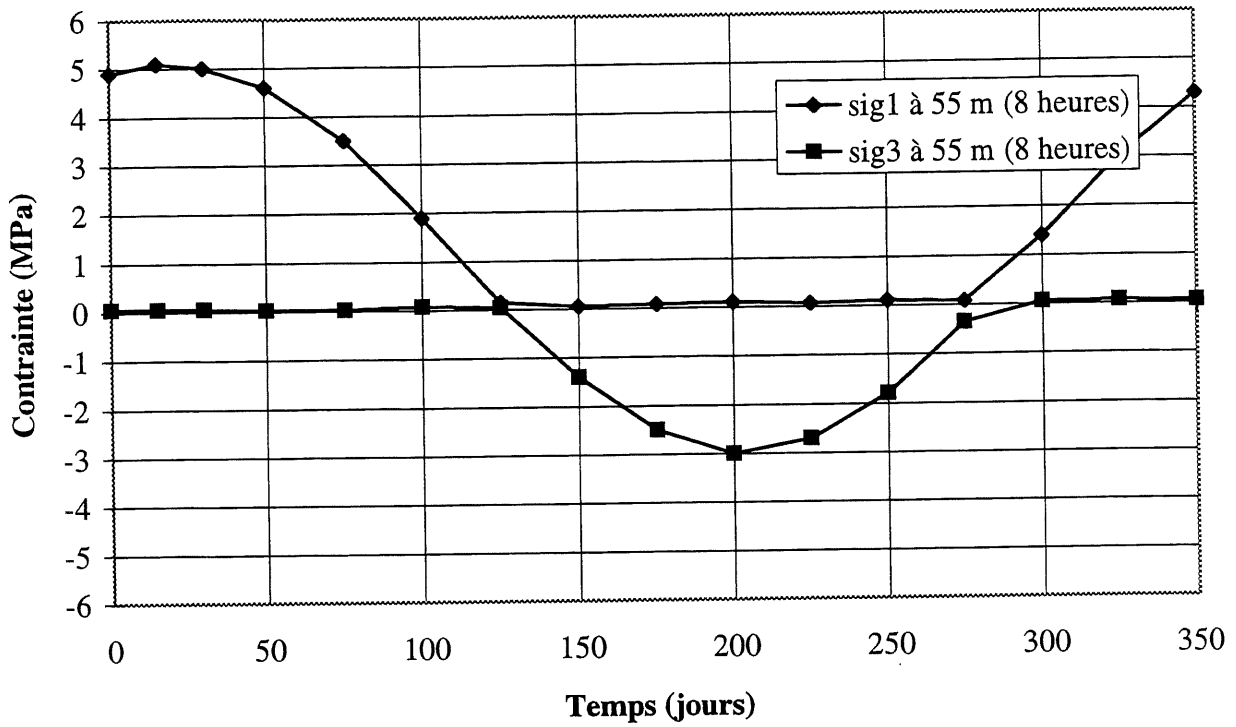


Figure 5.2 Variation des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  durant l'année à 8 heures (section à 55 m)

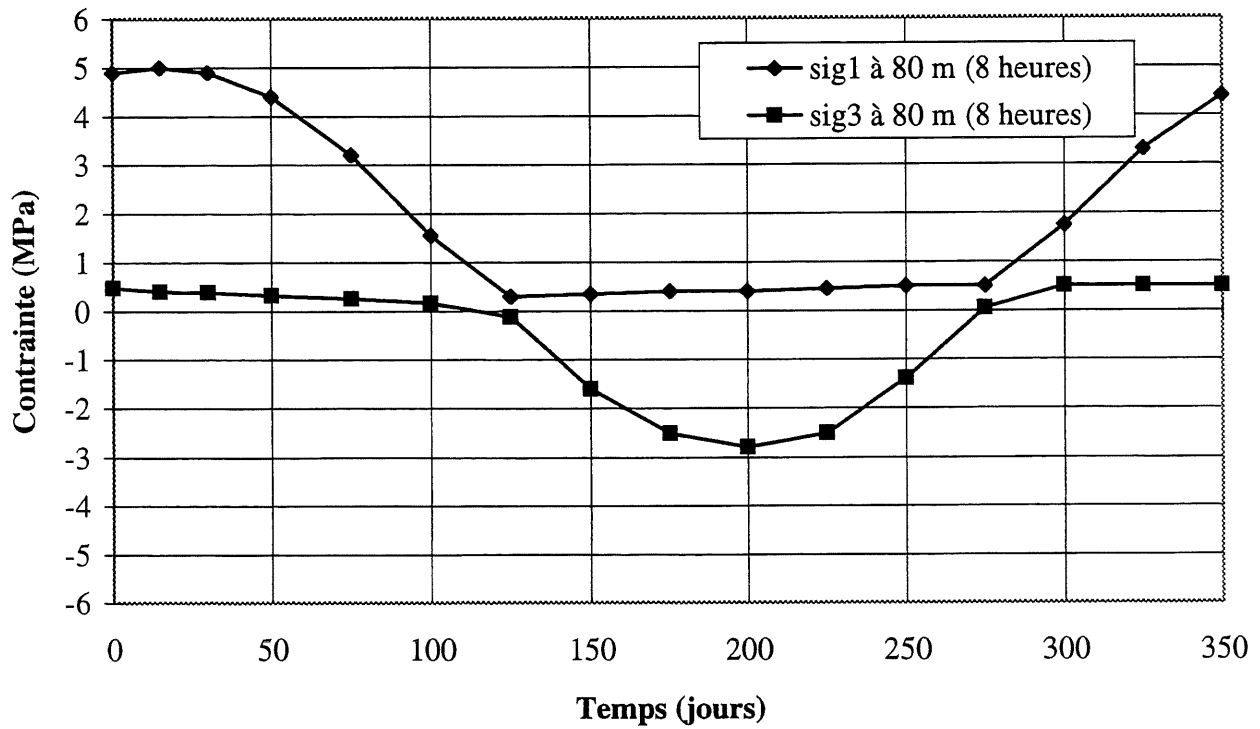


Figure 5.3 Variation des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  durant l'année à 8 heures (section à 80 m)

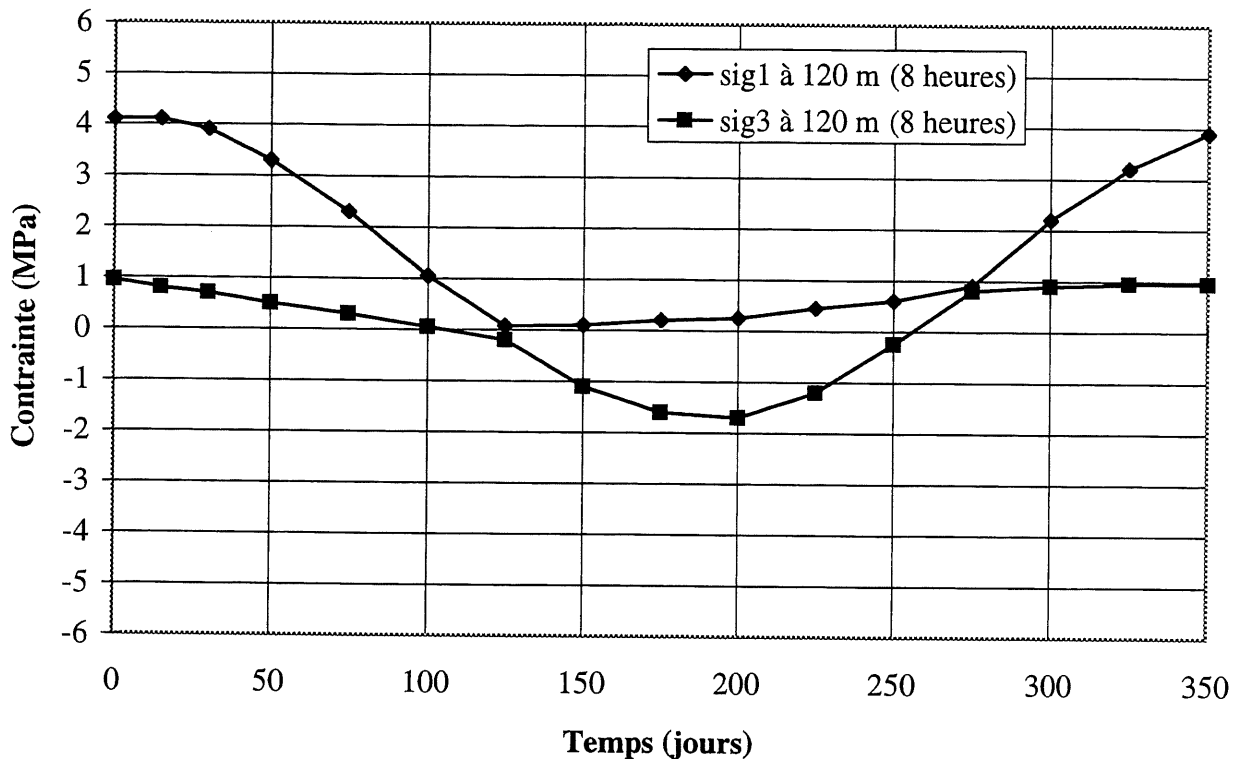


Figure 5.4 Variation des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  durant l'année à 8 heures (section à 120 m)

Les figures 5.5 à 5.7 montrent la variation des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  durant l'année pour les trois sections étudiées et ceci à 16:00 heures. Les deux périodes principales de l'année sont bien visibles, mais l'écart entre les deux contraintes principales est plus important. Les contraintes principales maximales enregistrées sont données dans le tableau 5.2. L'introduction de la radiation solaire influence considérablement les contraintes à la surface du barrage. En effet, la contrainte de traction a diminué de 6 à 10% alors que la contrainte de compression a augmenté de 83 à 158%. La radiation solaire est donc une source de chaleur considérable qui a un effet bénéfique en hiver puisqu'elle permet une diminution de la contrainte de traction du béton.

Comme la résistance à la traction du béton est autour de 3 MPa, il est clair que, même en considérant l'effet de la radiation solaire, la contrainte de traction maximale enregistrée à la surface du barrage se révèle très élevée.

En été, on enregistre une augmentation de la contrainte de compression, mais ceci n'a pas d'incidence négative sur le béton puisque sa résistance à la compression est bien plus élevée.

#### 5.4. Distribution des courbes isocontraintes thermiques

La figure 5.8 montre la distribution des courbes isocontraintes dans le barrage étudié pendant le 50<sup>e</sup> jour de l'année, jour pour lequel la contrainte de traction à la surface est la plus élevée durant toute l'année.

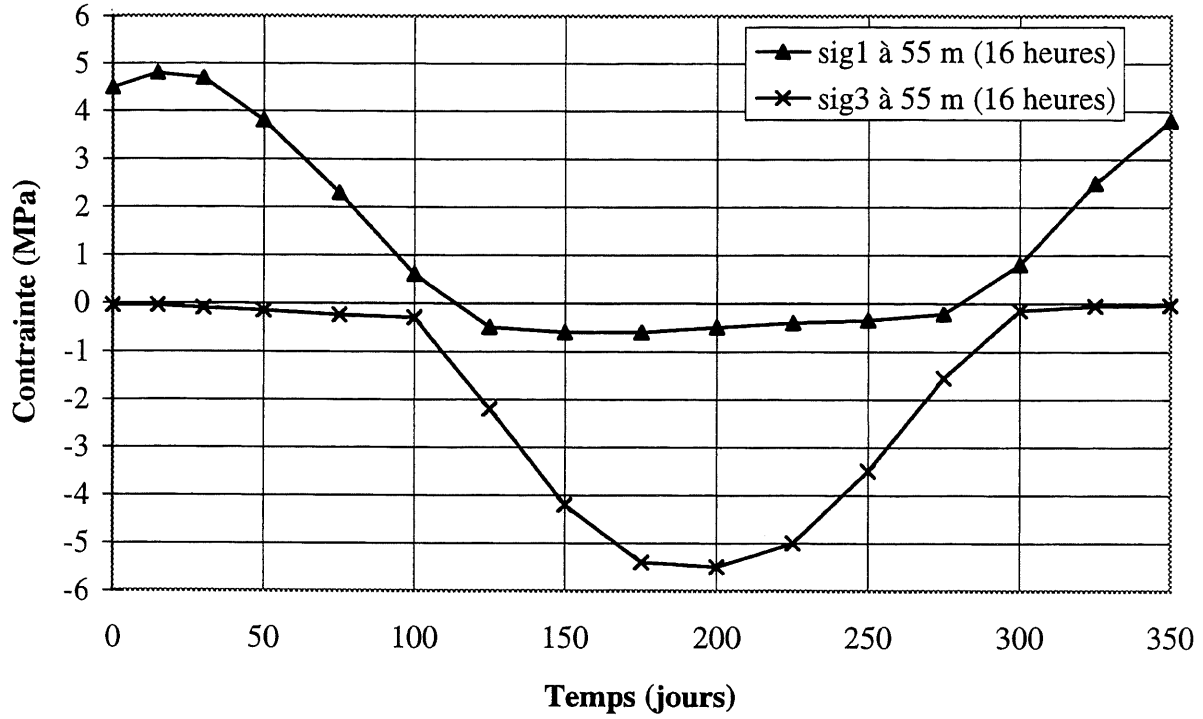


Figure 5.5 Variation des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  durant l'année à 16 heures (section à 55 m)

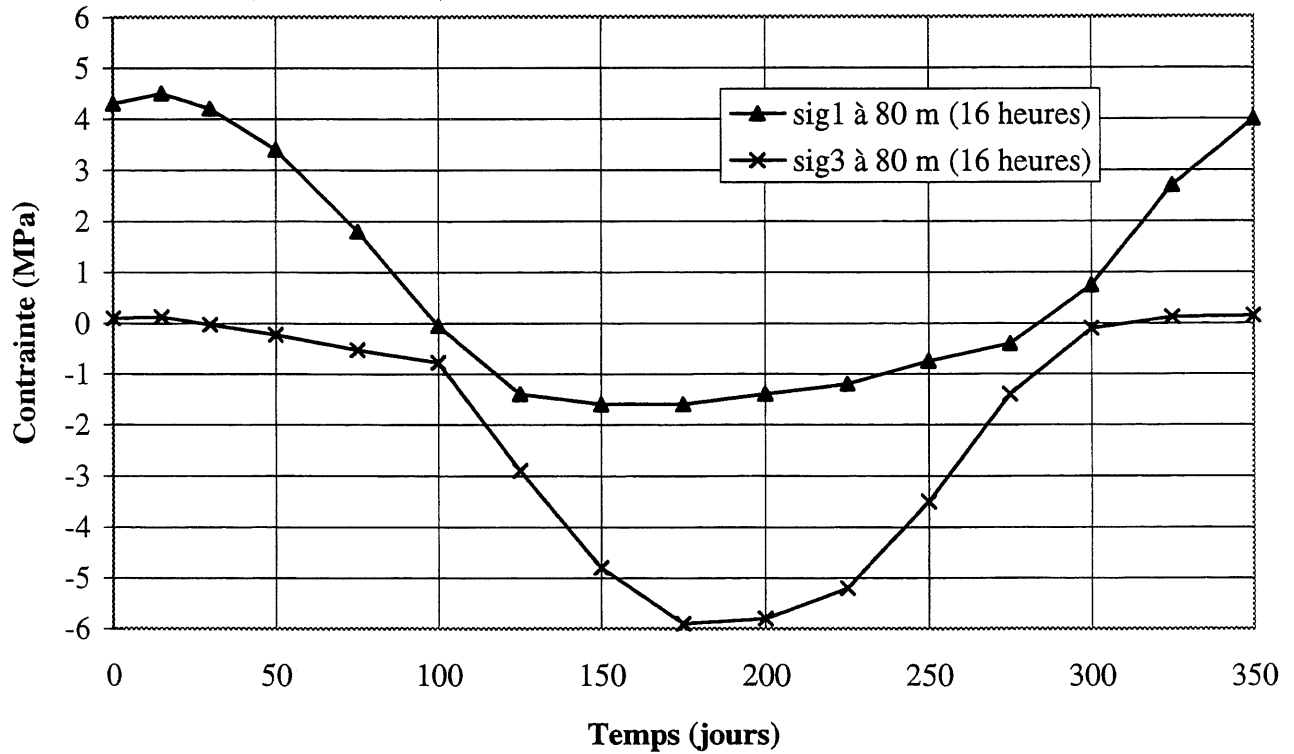


Figure 5.6 Variation des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  durant l'année à 16 heures (section à 80 m)

TABLEAU 5.2 : CONTRAINTES MAXIMALES À LA SURFACE DU BARRAGE

Section	Contrainte de traction à 8 heures (MPa)	Contrainte de traction à 16 heures (MPa)	Contrainte de compression à 8 heures (MPa)	Contrainte de compression à 16 heures (MPa)
55 m	5,1	4,8	-3,0	-5,5
80 m	5,0	4,5	-2,8	-5,9
120 m	4,1	3,7	-1,7	-4,4

Il est aussi à remarquer que c'est durant cette période de l'année que la température ambiante est la plus froide. La contrainte de traction maximale enregistrée se situe à la base du barrage du côté aval. Elle atteint 9 MPa à la surface.

Puisque la résistance à la traction du béton de masse est généralement autour de 3 MPa, il est important de suivre l'évolution de la position de la courbe isocontrainte de 3 MPa en fonction du temps. Cette courbe délimite la zone vulnérable à la fissuration thermique. La figure 5.9 montre l'évolution de la profondeur de la courbe isocontrainte de 3 MPa en fonction du temps (distance horizontale par rapport à la surface exposée) et ceci à deux altitudes différentes soit, 50 mètres qui correspond à la base du barrage et 80 mètres.

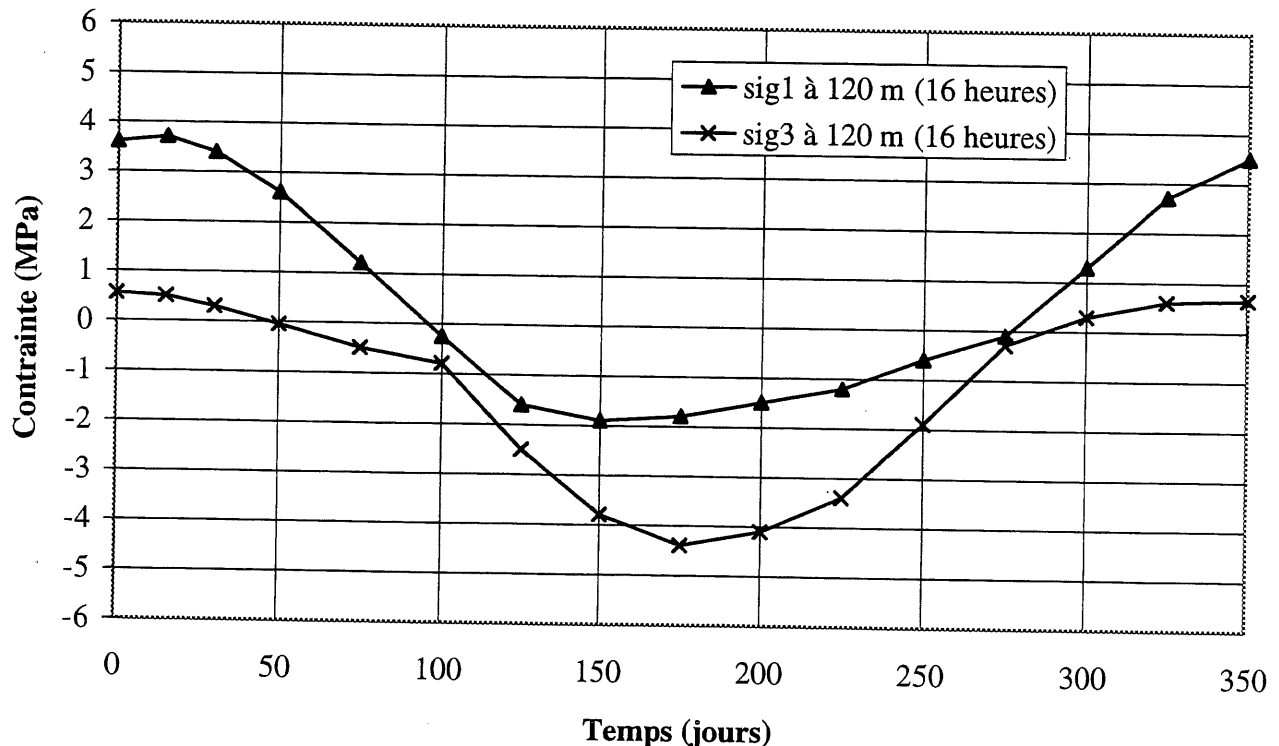


Figure 5.7 Variation des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  durant l'année à 16 heures (section à 120 m)

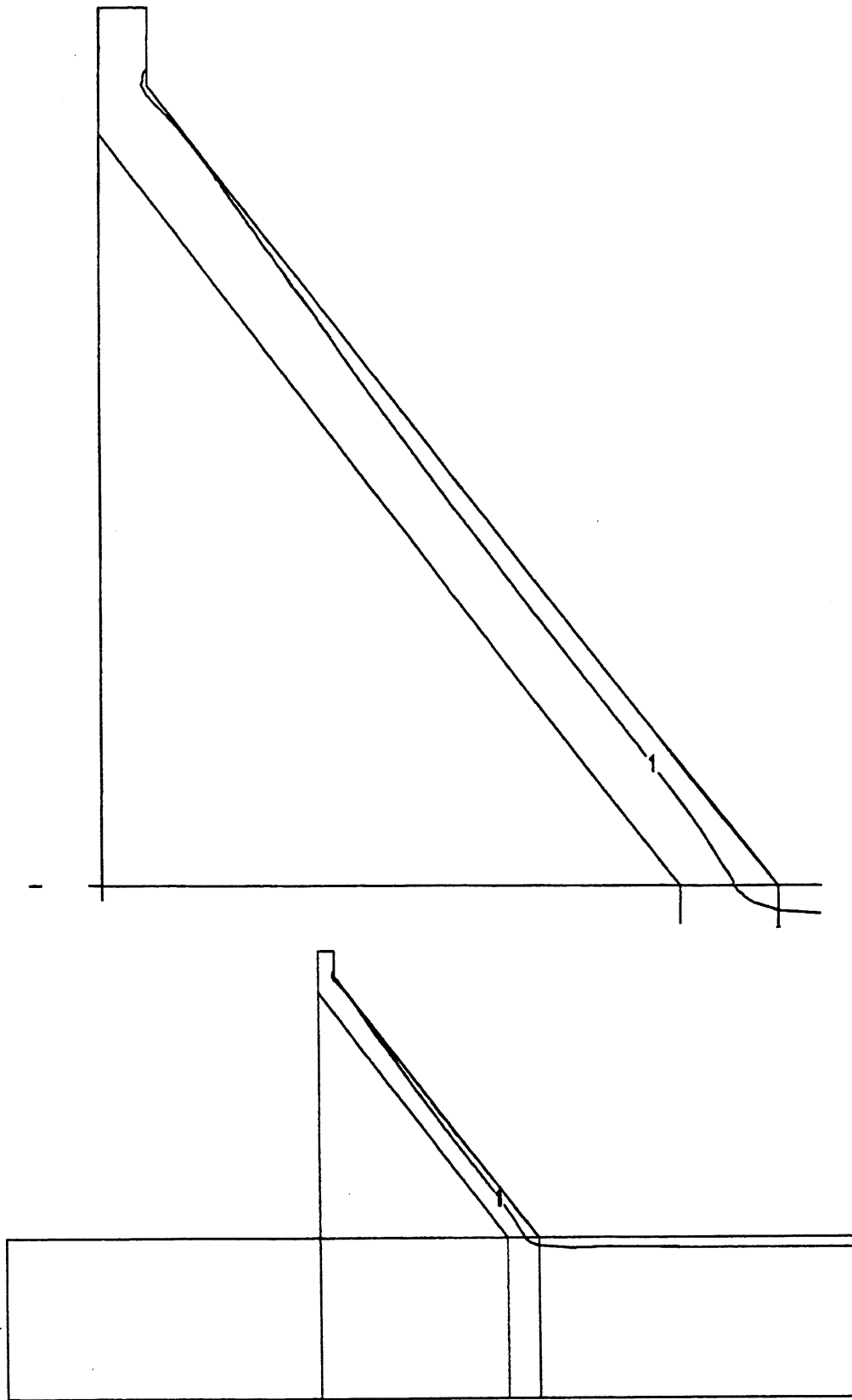


Figure 5.8 Distribution de la courbe isocontrainte 3 MPa dans le barrage pendant le 50<sup>e</sup> jour de l'année



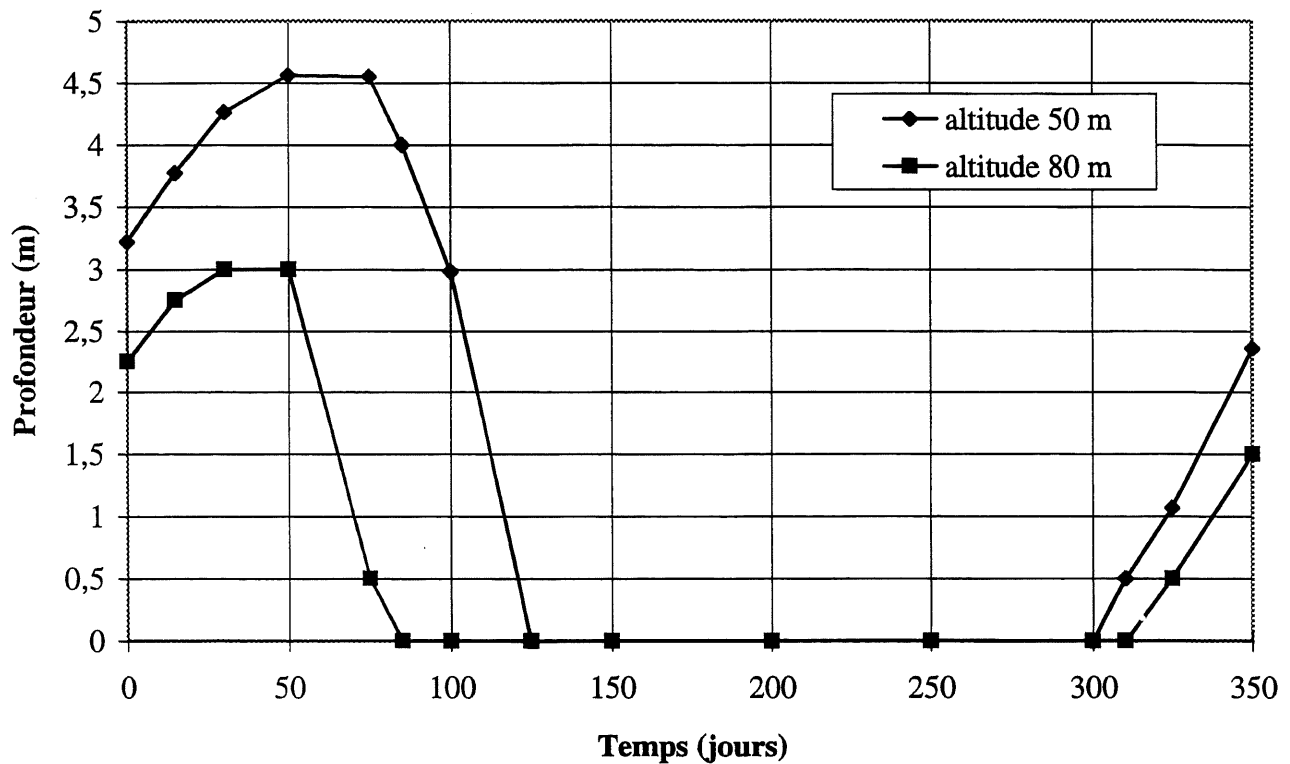


Figure 5.9 Profondeur de la courbe isocontrainte 3 MPa en fonction du temps

À la base du barrage, les contraintes de traction supérieures à 3 MPa couvrent une profondeur de 4,6 mètres alors que à l'altitude 80 m, cette profondeur est de 3 mètres.

### 5.5. Étude des déformations du barrage dues aux sollicitations thermiques

Les figures 5.10 et 5.11 montrent les déformées du barrage pour six jours de l'année soit : 1<sup>er</sup> janvier (1<sup>er</sup> jour de l'année), 19 février (50<sup>e</sup> jour de l'année), 10 avril (100<sup>e</sup> jour de l'année), 19 juillet (200<sup>e</sup> jour de l'année), 27 octobre (300<sup>e</sup> jour de l'année) et 16 décembre (350<sup>e</sup> jour de l'année). Il est à remarquer que l'interface barrage - fondation a bougé durant toute l'année par rapport à sa position initiale. Or, plusieurs études antérieures [BOUZOUBAA, 1995] supposent comme conditions aux limites pour l'étude mécanique que cette interface est fixe (déplacement horizontal = déplacement vertical = 0). Ceci confirme la validité de notre choix pour l'application des conditions aux limites sur les surfaces de la fondation. Le modèle utilisé dans la présente étude fixe des conditions aux limites au niveau de la fondation, donc sur des surfaces suffisamment loin du barrage en béton pour qu'elles n'engendrent aucune influence sur le comportement mécanique de celui-ci. La délimitation du domaine d'étude thermique est donc importante dans cette modélisation afin de simuler la réalité au maximum.

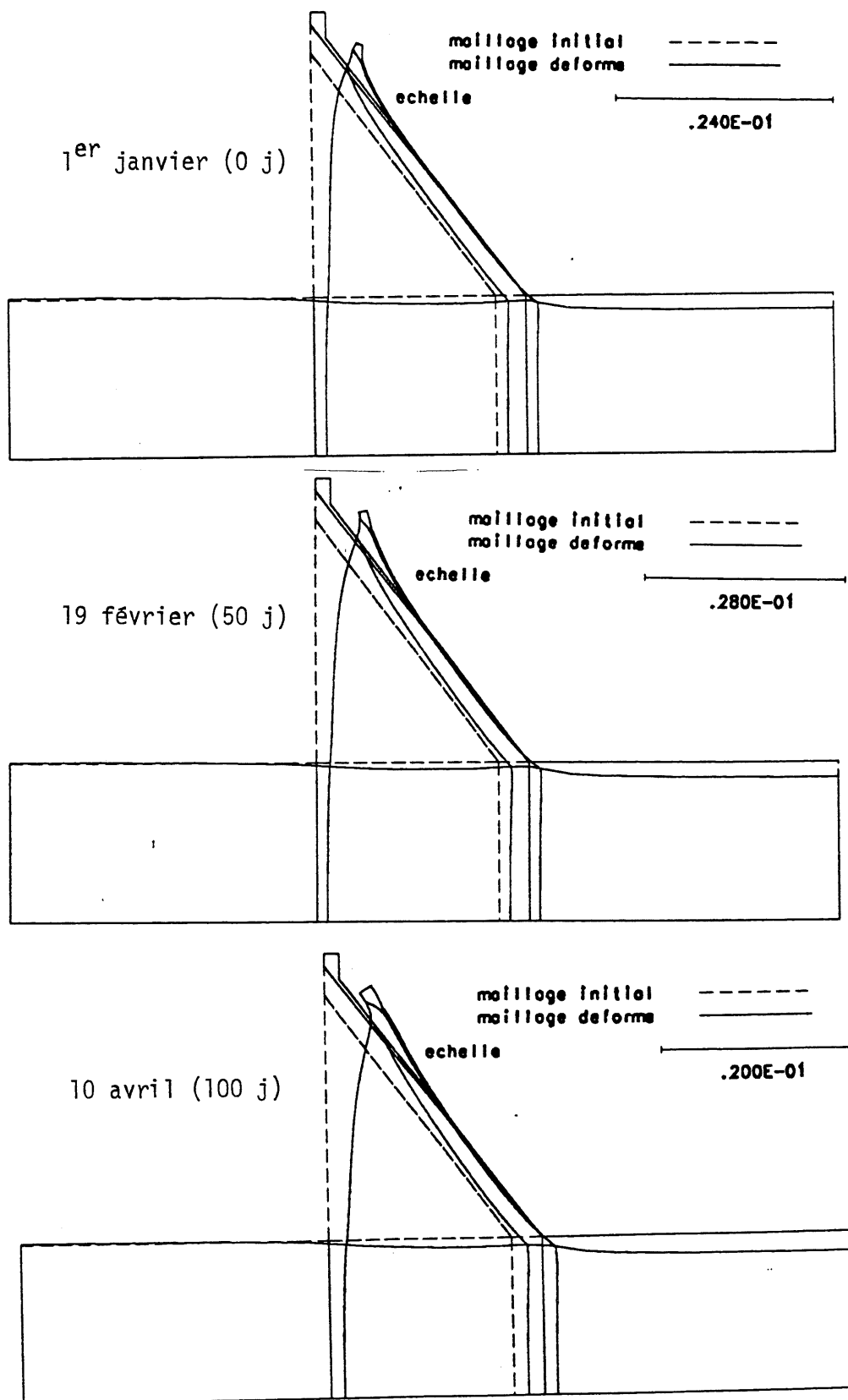


Figure 5.10 Les déformées du barrage aux jours : 1<sup>er</sup> janvier, 19 février et 10 avril

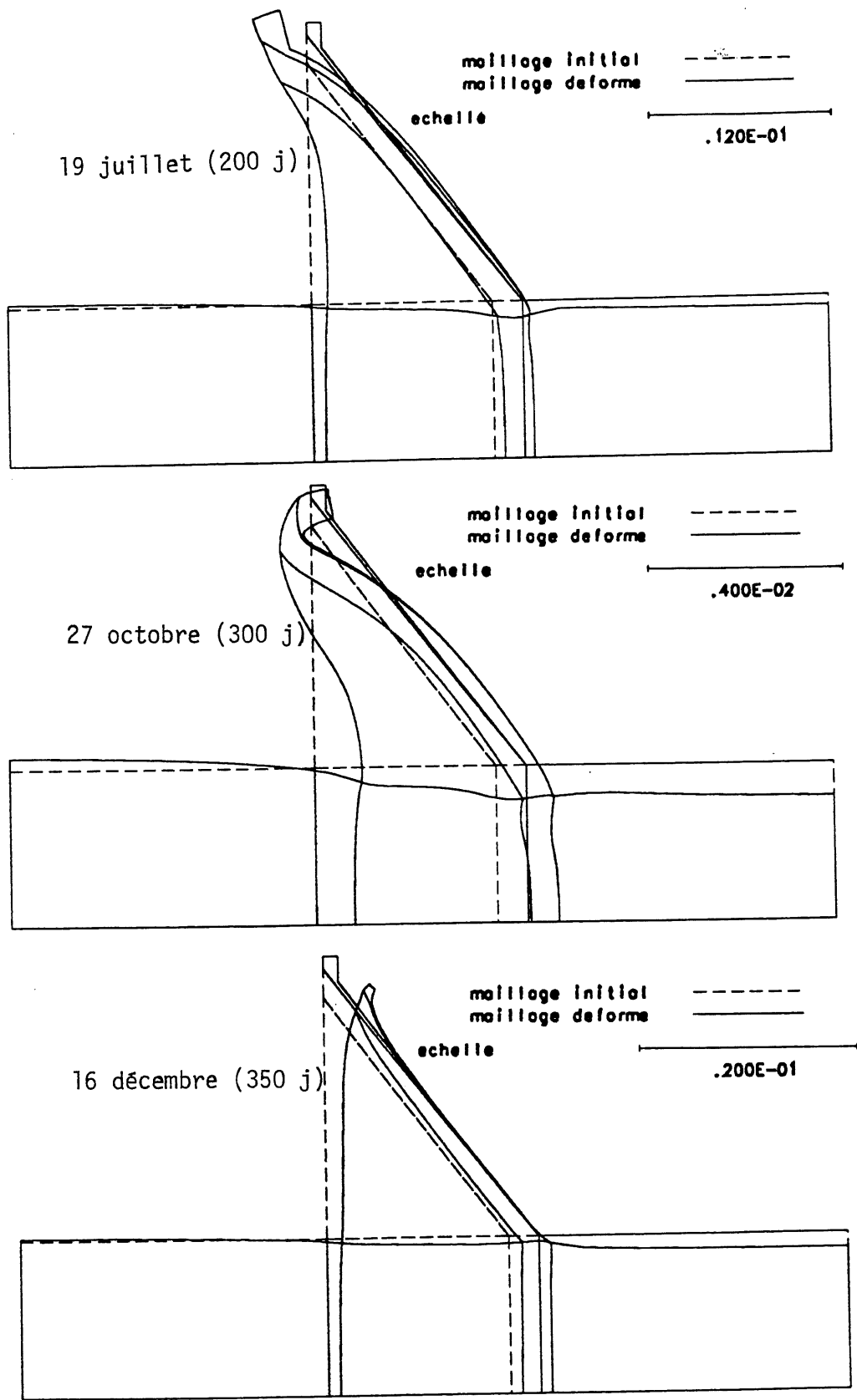


Figure 5.11 Les déformées du barrage aux jours : 19 juillet, 27 octobre et 16 décembre

La distribution des déplacements horizontaux, verticaux et totaux ( $u$ ,  $v$  et total ) selon les trois sections déjà montrées à la figure 5.1 a permis de calculer la valeur de ces déplacements à la surface du barrage exposée à l'air ambiant. Les figures 5.12 à 5.14 montrent la variation des déplacements  $u$ ,  $v$  et total durant l'année pour les trois sections étudiées et ceci à 8 heures. Plus l'altitude du point étudié est élevée, plus l'amplitude de son déplacement est importante. En effet, l'amplitude est d'environ 1 mm pour le point situé à l'altitude 55 m alors qu'elle est de 5 mm pour celle située à l'altitude 120 m. La crête du barrage présente un déplacement maximum de 10 mm. Ceci est en parfait accord avec les résultats présentés par VENTURELLI et coll. [1992] qui rapportent que le déplacement maximum de la crête du barrage étudié est de 10 mm.

Il est à remarquer aussi que les déplacements des différents points étudiés n'oscillent pas autour de zéro; ils ne passent même pas par zéro durant toute l'année bien que la température de chaque point dans le barrage à un certain moment de l'année ait une valeur de 4° C, valeur pour laquelle il n'y a aucune déformation en ce point. Puisque la température de tous les points du barrage ne peut jamais être égale à 4° C au même instant, il se crée donc toujours une déformation au sein du barrage qui engendre un déplacement des différents points du barrage.

## 5.6 Conclusions

Une analyse des contraintes et des déformations thermiques générées par la variation des températures saisonnières dans un barrage en béton a été modélisée à l'aide de la méthode des éléments finis. Le modèle de calcul utilisé est un modèle élastique linéaire et isotrope. Seules les contraintes thermiques qui sont développées par retenue interne ont été analysées.

À part les conséquences des améliorations apportées au calcul de la distribution de la température dans le barrage, les paramètres physico-mécaniques affectés à la zone complètement saturée sont différents de ceux de la zone partiellement saturée.

Les résultats obtenus des déformations au niveau de l'interface horizontale entre le béton et la fondation montrent qu'il est important de tenir compte de la fondation dans l'analyse des contraintes. Toutefois, les déformations maximales à la crête du barrage sont d'environ 10 mm.

La contrainte de traction maximale enregistrée durant l'année est de 9 MPa. Elle est localisée à la base du barrage du côté aval. De plus, des contraintes de traction supérieures à 3 MPa ont été enregistrées sur une bande autour de la surface exposée à l'air ambiant. Cette bande présente une épaisseur de 4,6 m à la base du barrage, elle s'amincit en allant plus haut dans le barrage.

L'étude a dégagé l'effet modérateur du rayonnement solaire qui génère une diminution d'environ 10% des contraintes de traction.

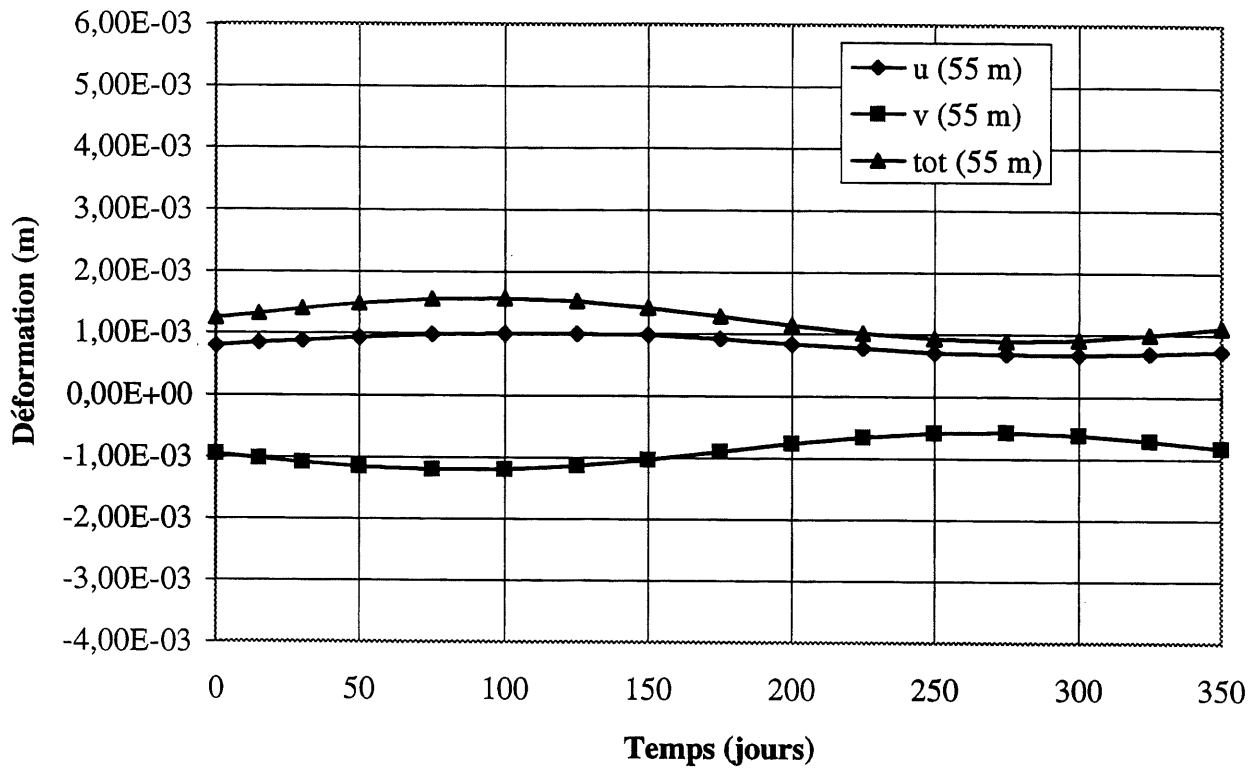


Figure 5.12 Variation des déformations u, v et totale en fonction du temps à 8 heures (section à 55 m)

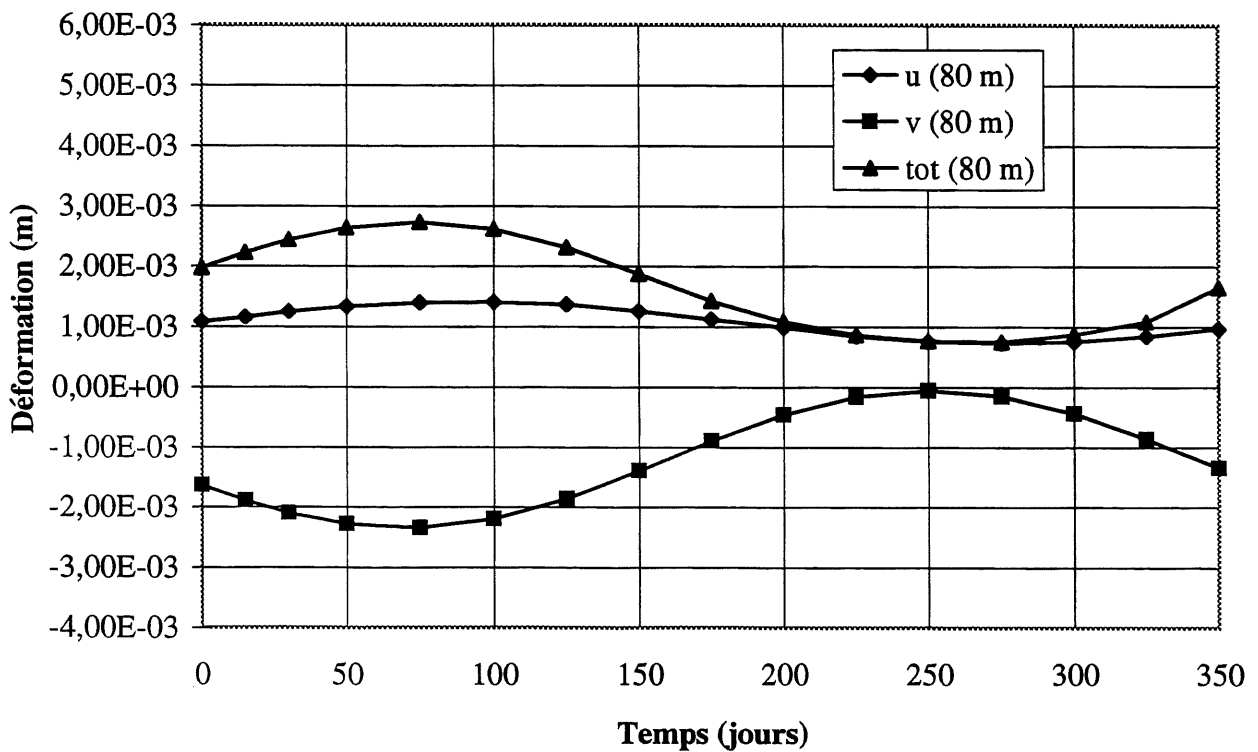


Figure 5.13 Variation des déformations u, v et totale en fonction du temps à 8 heures (section à 80 m)

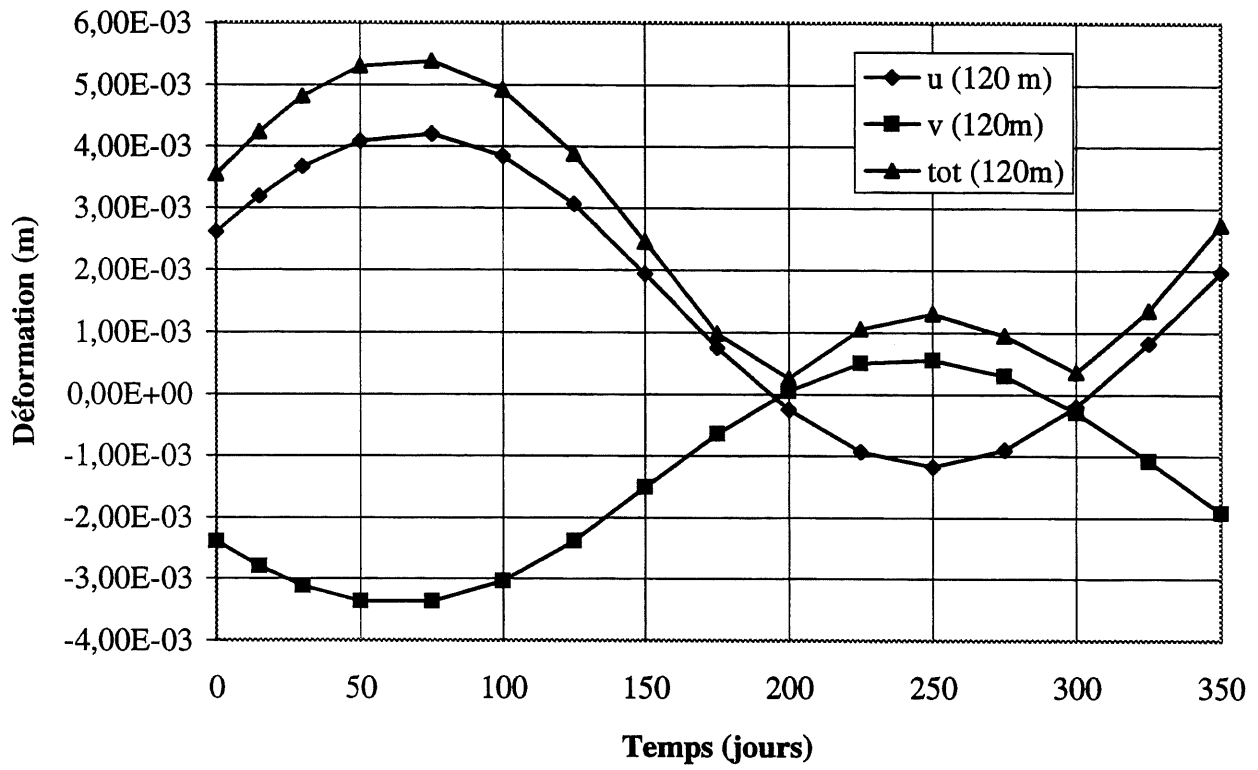


Figure 5.14 Variation des déformations u, v et totale en fonction du temps à 8 heures (section à 120 m)

## CHAPITRE 6

### ÉTUDE DU MOUVEMENT DU FRONT DE SATURATION DANS LE BARRAGE EN FONCTION DES CONDITIONS CLIMATIQUES

L'étude numérique effectuée aux chapitres 4 et 5 montrent l'effet de la variation de la température ambiante sur un barrage en béton crée des contraintes et des déformations néfastes surtout au niveau d'une faible épaisseur du béton entourant la surface exposée à l'air ambiant. Or, c'est cette zone qui est exposée aux phénomènes reliés à l'échange hydrique avec l'atmosphère tel que l'évaporation et la précipitation.

Dans ce chapitre, on essayera de voir si l'échange hydrique engendre des déformations qui peuvent s'ajouter aux déformations thermiques.

#### 6.1 Introduction

Les conditions atmosphériques (température, rayonnement solaire, humidité relative ambiante, précipitations) auxquelles le barrage est soumis du côté aval donnent lieu à un flux d'évaporation net à travers toute la surface exposée à l'air ambiant. Cette évaporation génère, à travers la surface aval du barrage, une perte d'eau interstitielle du béton sous forme de vapeur. D'autre part, de son côté amont, le barrage est en contact avec le réservoir d'eau (pression hydrostatique) qui est responsable de l'écoulement de l'eau à travers le barrage et la fondation. La combinaison de ces deux écoulements produit un front de saturation qui partage la structure en deux zones :

- une zone complètement saturée. Elle est plus influencée par son contact avec le réservoir d'eau. Cette zone constitue la majeure partie du barrage qui n'est pas exposée à l'air ambiant (Fig. 6.1);
- une zone partiellement saturée. Elle est plus influencée par son contact avec les conditions atmosphériques et donc par le flux d'évaporation. Cette zone constitue la bande de béton qui est en contact avec l'atmosphère (Fig. 6.1). Elle présente une stratification décroissante du degré de saturation de l'intérieur du barrage vers la face aval.

La zone partiellement saturée est soumise à une déformation hygrométrique qui peut être appelée aussi retrait de séchage dû à la variation du degré de saturation du béton. Ce phénomène peut contribuer d'une façon significative à la dégradation de la zone non saturée du barrage. En plus, c'est cette zone qui est la plus affectée par les dégradations thermiques.

Plusieurs études numériques et expérimentales ont traité de l'écoulement de l'eau dans les milieux poreux et plus précisément dans les bétons et les mortiers [HUMBERT, 1984; DUNGAR, 1988]. Ces études ont été effectuées essentiellement dans le cadre de la diffusion des contaminants ainsi que dans les études hydrogéologiques des nappes d'eau. La dégradation des structures en béton n'a, à notre connaissance, jamais été associée à la variation du degré de saturation dans le béton sous l'effet des conditions climatiques. Seuls les effets thermiques ont été considérés et évalués.

Plusieurs études ont été élaborées pour calculer la pression de l'eau dans les pores des milieux poreux soumis à un écoulement d'eau. Ces travaux concernent, dans la majorité des cas, des études agronomiques ou hydrogéologiques et rarement géotechniques. WILSON [1990] a montré que la pression de l'eau dans les pores d'un sol peut atteindre des valeurs négatives extrêmement élevées très près de la surface du sol, comme indiqué à la figure 6.2. Ceci est dû essentiellement à la perte de l'eau par évaporation. L'écoulement de l'eau dans le sol peut s'effectuer sous forme liquide ou vapeur, mais, à la surface du sol, l'eau d'évaporation se dégage seulement sous forme vapeur.

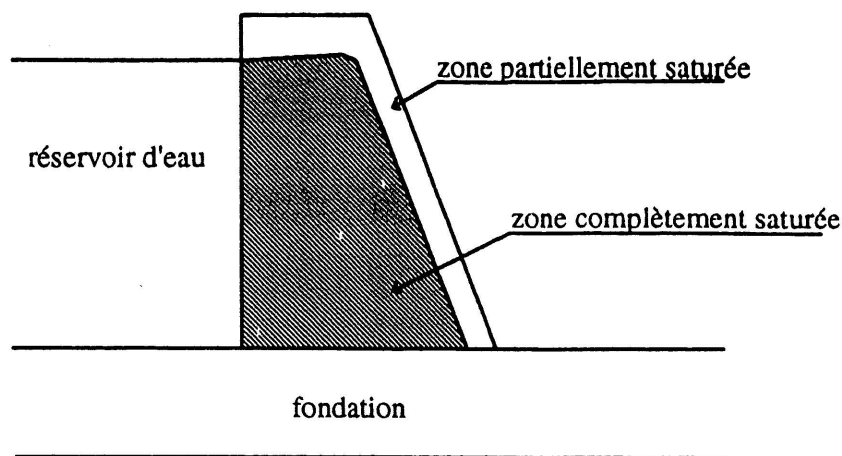


Figure 6.1. Distribution schématique des zones de saturation dans le barrage

## 6.2. Méthode d'analyse

La figure 6.3 montre une section en deux dimensions du barrage étudié, de la fondation et du réservoir sur lesquels les différentes dimensions sont indiquées. On suppose que, dans le cadre de cette étude, la charge hydraulique du réservoir est constante dans le temps.

La méthode numérique adoptée pour l'étude des écoulements dans le barrage est la méthode des éléments finis. L'étude numérique, qui consiste en un écoulement en régime permanent dans un milieu saturé et non saturé, a été réalisée grâce au logiciel appelé SEEP/W qui a été développé au GEO-SLOPE INTERNATIONAL en Alberta, Canada.

Les données nécessaires à l'étude sont divisées en deux parties :

- données propres au béton :
  - la variation de succion du béton en fonction de sa teneur en eau;
  - la variation de la conductivité hydraulique du béton en fonction de sa succion;



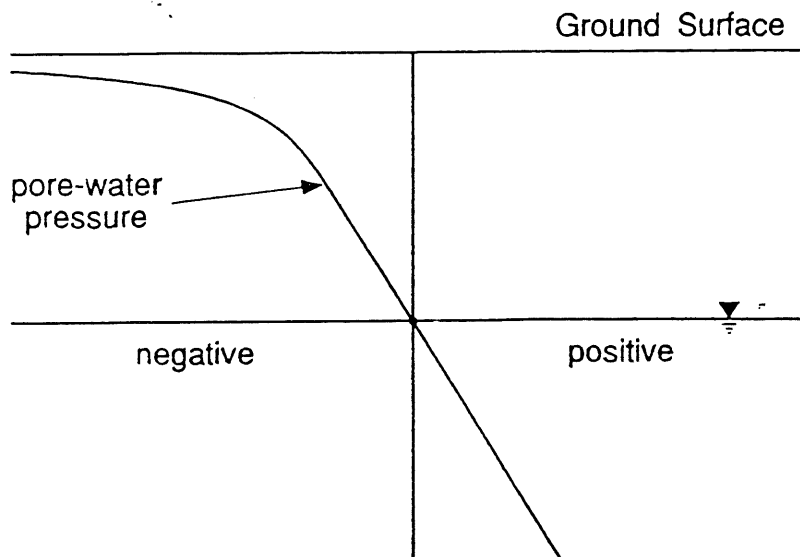


Figure 6.2. Distribution schématique de la pression de l'eau dans un sol (d'après[WILSON, 1990])

- données propres aux conditions atmosphériques :
  - la variation de la température ambiante en fonction du temps;
  - la variation du rayonnement solaire en fonction du temps;
  - le taux d'évaporation de la surface du barrage et de la fondation exposée à l'air ambiant.

Le programme permet de déterminer des profils de pression de l'eau dans les pores du barrage, ce qui peut se traduire en degré de saturation. Ainsi, le front de saturation sera déterminé.

### 6.3 Modélisation du problème

Le maillage de la structure modélisée (Fig. 6.3) comporte 3575 éléments à quatre noeuds pour le barrage et 92 éléments à quatre noeuds pour la fondation. Dans le barrage, le maillage utilisé est très fin. Par contre, dans la fondation, le maillage est assez grand.

Le programme utilisé (SEEP/W) est formulé pour des applications géotechniques. Il permet la résolution des problèmes de l'écoulement en milieu saturé et non saturé ainsi que l'analyse de la dissipation des pressions dans les pores. Il utilise la loi de Darcy pour la modélisation de l'écoulement aussi bien en milieu saturé qu'en milieu non saturé. L'équation différentielle qui gouverne le modèle est la suivante :

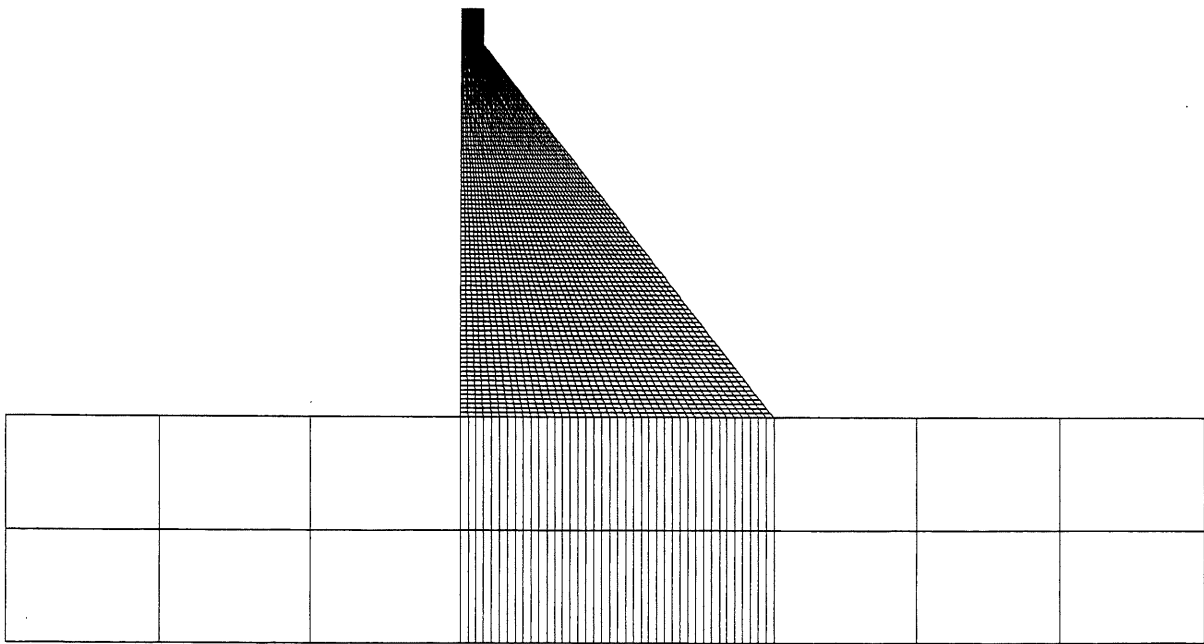
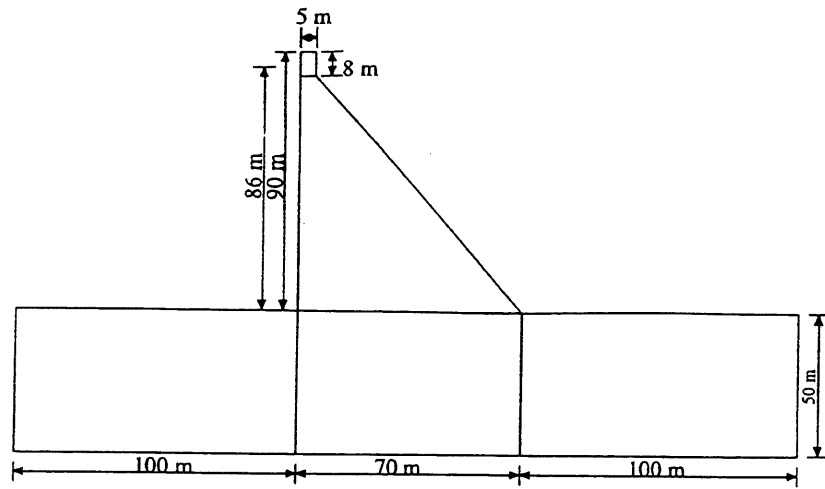


Figure 6.3. Domaine d'étude

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \cdot \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \cdot \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (6-1)$$

où :

- H : charge hydraulique ( $H = (u_w/\gamma_w) + y$ )
- $u_w$  : pression de l'eau dans les pores
- $\gamma_w$  : masse volumique de l'eau
- y : élévation
- $K_x$  : conductivité hydraulique dans la direction horizontale (x)
- $K_y$  : conductivité hydraulique dans la direction verticale (y)
- Q : flux appliqué
- $\theta$  : teneur en eau volumétrique
- t : temps

Tout changement de la teneur en eau volumétrique ( $\theta$ ) est relié à un changement de la pression de l'eau dans les pores suivant l'équation 6-2 où  $m_w$  est la pente de la courbe d'emmagasinement.

$$\partial \theta = m_w \cdot \partial u_w = m_w \cdot \gamma_w \cdot \partial H \quad (6-2)$$

En substituant l'équation 6-2 dans 6-1, on obtient 6-3.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \cdot \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \cdot \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w \cdot \gamma_w \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \quad (6-3)$$

La différence majeure entre un écoulement en milieu saturé et celui non saturé réside dans le fait que, dans le milieu saturé, la conductivité hydraulique est invariable ou presque aux variations de la pression de l'eau dans les pores. Par contre, dans le milieu non saturé, la conductivité hydraulique varie considérablement avec toute variation de la pression de l'eau dans les pores.

## 6.4 Les propriétés hydrauliques du béton

### 6.4.1 La fonction d'emmagasinement

Lorsqu'un écoulement s'effectue dans un barrage en béton, une certaine quantité d'eau est emmagasinée dans l'espace poreux de cette structure. La quantité d'eau emmagasinée dépend de la pression de l'eau dans les pores ainsi que des caractéristiques porosimétriques du béton. Pour une étude de l'écoulement, il est nécessaire de savoir la proportion de l'eau emmagasinée durant l'écoulement par rapport au volume total de la structure. Ce rapport exprime la teneur en eau volumétrique exprimée dans l'équation 6-4.

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (6-4)$$

où :

$V_w$  : volume de l'eau

$V$  : volume total

La figure 6.4 illustre la relation type entre la teneur en eau volumétrique et la pression de l'eau dans les pores.

#### 6.4.2 La fonction de la conductivité hydraulique

La majorité des études sur l'écoulement de l'eau dans les structures en béton négligent la partie non saturée et donc utilisent la conductivité hydraulique à la saturation. En effet, à la saturation, les forces capillaires sont absentes et l'écoulement s'effectue juste sous l'effet d'un gradient extérieur de pression ou de poids. Par contre, pour les bétons partiellement saturés, l'action des forces capillaires générées par le gradient de succion est généralement la cause dominante de l'écoulement de l'eau dans le béton. C'est pour cette raison qu'il est important de bien maîtriser la théorie de l'écoulement dans les milieux non saturés en plus d'avoir des données fiables sur les propriétés hydrauliques nécessaires [KELHAM, 1988; HALL, 1989; WALTON, 1991, ROBINET et coll., 1995].

L'eau sous forme liquide s'écoule à travers un patron de pores qui peut être assimilé à des tubes interconnectés et continus. En diminuant la teneur en eau dans les pores, on obtient le même effet que si on diminue la taille ou le nombre de ces tubes. Par conséquent, on réduit la capacité de la conductivité de l'eau dans le béton. Donc, si on examine les cas limites, on peut déduire qu'un béton sec perd sa capacité d'assurer un écoulement continu tout le long de ses pores. Par contre, pour un béton complètement saturé, tous les tubes sont exploités et sa conductivité hydraulique est au maximum. La capacité d'un béton à écouler l'eau peut donc être évaluée en termes de conductivité hydraulique qui est fonction de la pression de l'eau dans les pores.

D'un côté, la teneur en eau est fonction de la pression de l'eau dans les pores et, de l'autre côté, la conductivité hydraulique est fonction de la teneur en eau. On peut donc conclure que la conductivité hydraulique est aussi fonction de la pression de l'eau dans les pores qu'on appelle la fonction de la conductivité hydraulique.

Dans les problèmes où on a des zones non saturées, la fonction de la conductivité hydraulique doit être spécifiée pour tous les matériaux utilisés. Bien que ces données soient généralement très difficilement disponibles, une approximation de cette fonction donnera des résultats plus réalistes que si on n'en tient pas compte.

D'une façon générale, un milieu poreux formé de grains relativement gros ne peut pas développer des pressions capillaires importantes. Donc, ce milieu est désaturé complètement sous l'effet d'une faible pression négative. La pente de sa fonction de conductivité hydraulique est donc très raide et vice versa.

La figure 6.5 illustre la relation type entre la conductivité hydraulique et la pression de l'eau dans les pores.

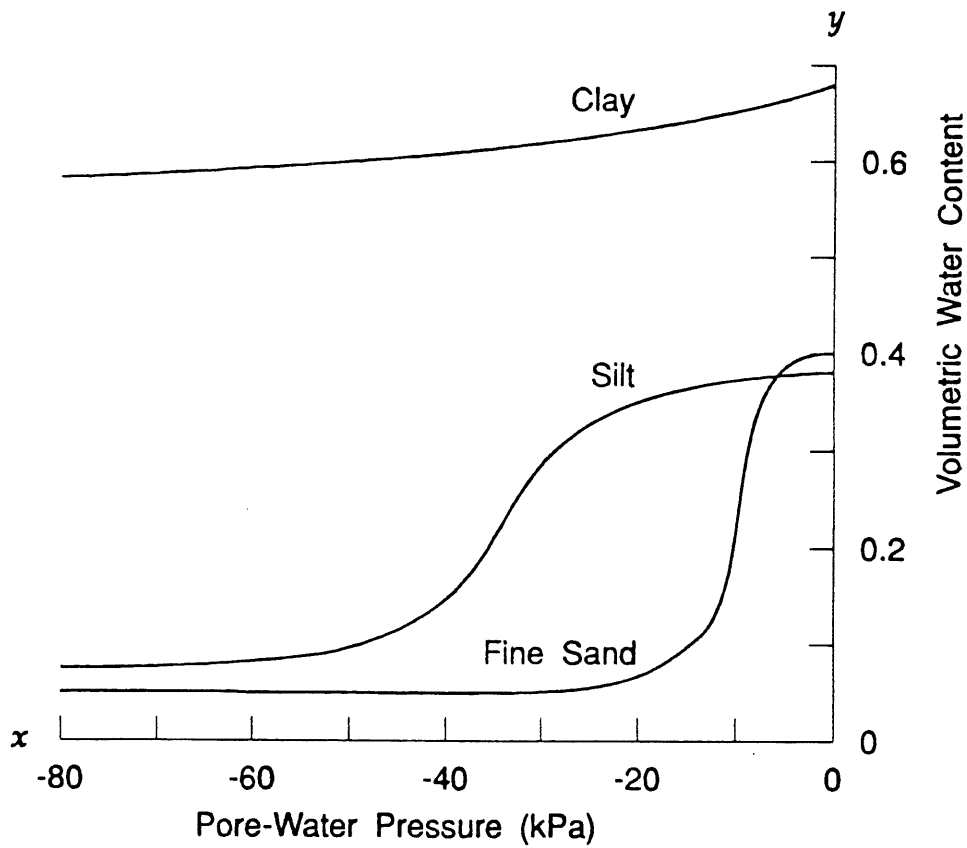


Figure 6.4 Relation type entre la teneur en eau volumétrique et la pression de l'eau dans les pores (d'après [HO, 1979])

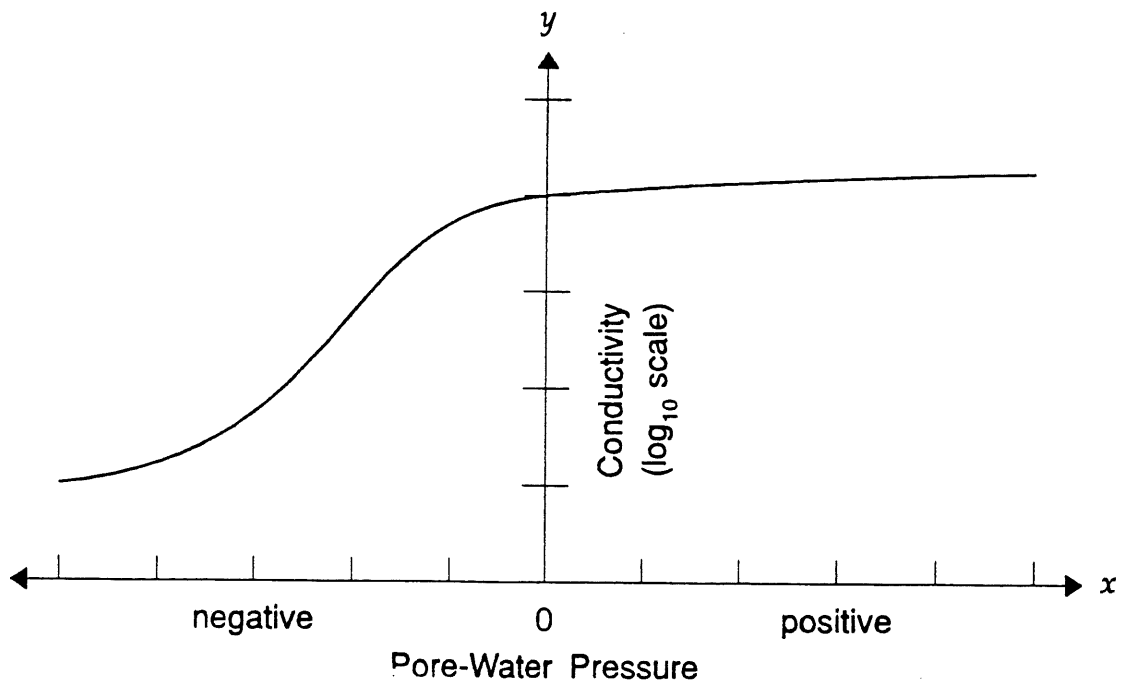


Figure 6.5 Relation type entre la conductivité hydraulique et la pression de l'eau dans les pores (d'après [HO, 1979])

## 6.5 Évaluation du taux d'évaporation de la surface du barrage et de la fondation exposée à l'air ambiant

Les études antérieures qui traitent ce phénomène touchent essentiellement des études hydrogéologiques. C'est pour cela que, dans ce qui suit, la surface évaporante considérée est la surface d'un sol. Tous les mécanismes qui seront cités sont aussi bien valables pour d'autres types de surfaces d'un matériau poreux.

Les hydrologues définissent l'évaporation comme étant l'ensemble des phénomènes suivants qui transforment l'eau en vapeur par une procédure spécifiquement physique [RÉMÉNIÉRAS, 1976]. Ces phénomènes sont :

- l'évaporation se fait à partir de l'eau de pluie qui recouvre toutes les feuilles et les branches des plantes et qui ruisselle à la surface du sol avant de s'infiltrer dans le sol;
- la neige alimente l'évaporation pendant le temps, souvent très long, où elle demeure sur le sol;
- l'eau s'évapore des surfaces d'eau stagnante ou courante de toute dimension;
- l'eau qui imprègne les couches superficielles du terrain (humidité du sol), qu'elle provienne des pluies récentes infiltrées à faible profondeur, ou qu'elle remonte par capillarité de la nappe phréatique, constitue une source importante pour l'évaporation.

En raison de son rôle essentiel dans plusieurs disciplines, l'évaporation a suscité de très nombreux travaux qui sont loin d'avoir abouti à une formulation unanimement acceptée; ces études sont peu homogènes et très dispersées en raison des préoccupations différentes de leurs auteurs : physiciens, météorologues, ingénieurs, agronomes, etc.

Les facteurs qui conditionnent le taux d'évaporation peuvent être groupés en deux catégories selon qu'ils sont propres à l'atmosphère ambiante ou à la surface évaporante :

- les facteurs caractérisant l'état de l'atmosphère au voisinage de la surface évaporante et son aptitude à provoquer l'évaporation; ces paramètres régissent le pouvoir évaporant de l'atmosphère;
- les paramètres caractérisant la nature et l'état de la surface évaporante (surface d'eau libre, neige, glace, sol nu, végétation, etc.) ainsi que son aptitude à alimenter l'évaporation et à répondre plus ou moins rapidement aux variations du pouvoir évaporant de l'atmosphère.

Diverses tentatives ont été faites pour relier le pouvoir évaporant de l'atmosphère à divers facteurs tels que la température de l'air et de l'eau, l'insolation, le déficit hygrométrique, l'altitude, etc. Il est à remarquer que, dans la réalité, la plupart de ces paramètres sont en corrélation étroite. Ceci permet de se contenter d'utiliser ceux qui sont les plus facilement mesurables dans des formules simplifiées utilisées dans la pratique.

Les principaux facteurs qui influencent le pouvoir évaporant sont les suivants par ordre d'importance :

- le déficit hygrométrique ou déficit de saturation de l'atmosphère;
- la température de l'air;
- l'insolation;
- la vitesse et la turbulence du vent;
- la pression barométrique.

#### 6.5.1 Formules empiriques permettant le calcul du pouvoir évaporant de l'atmosphère à partir de quelques données météorologiques

Diverses formules empiriques ont été élaborées afin de calculer les moyennes annuelles ou mensuelles du pouvoir évaporant à partir des données météorologiques couramment disponibles. Les résultats obtenus sont suffisamment précis pour des études climatologiques ou hydrologiques générales. Parmi ceux-ci, on peut citer [RÉMÉNIÉRAS, 1976] :

- formule de Lugeon;
- formule de Meyer, etc.

RICHARDS et coll. [1975] ont effectué une étude climatologique de plusieurs lacs au nord de l'Ontario. Ils ont élaboré une formule empirique pour estimer l'évaporation moyenne mensuelle de chaque lac qui est la suivante :

$$E = 0.0024(e_s - e_{ae})V \quad (6-5)$$

où :

- E : évaporation (pouces/jours)
- $e_s$  : pression de saturation (pouce de mercure)
- $e_{as}$  : pression de la vapeur d'air (pouce de mercure)
- V : vitesse du vent (miles / jour)

DEN HARTOG et coll., [1978] ont élaboré une étude du flux d'évaporation totale des lacs à l'échelle de tout le Canada. Ils ont trouvé que l'évaporation totale annuelle moyenne varie de 250 à 400 mm à 60° N et elle est inférieure à 100 mm plus au nord.

La figure 6.6 montre la distribution des courbes d'égales évaporation totale des lacs à travers le territoire du Canada.

#### 6.5.2. Mécanisme de l'évaporation à partir d'un sol nu

D'une façon générale, l'évaporation ne peut avoir lieu qu'à partir de la surface d'un sol saturé ou voisin de la saturation. L'évaporation tend à diminuer le degré de saturation de la couche superficielle du sol et provoque (corrélativement) un mouvement ascendant de l'eau pour réapprovisionner la couche superficielle et alimenter l'évaporation. En l'absence de réalimentation soit par l'eau des couches plus profondes, soit par l'eau des précipitations, l'évaporation provoque la diminution progressive du degré de saturation dans les couches superficielles et enfin leur assèchement à peu près total; à ce moment l'évaporation s'arrête. En fait, il reste toujours dans le sol une certaine quantité d'eau (2 à 5% du volume du sol) dite eau hygroscopique. Elle se trouve en équilibre avec l'humidité atmosphérique et ne peut être extraite par l'évaporation.

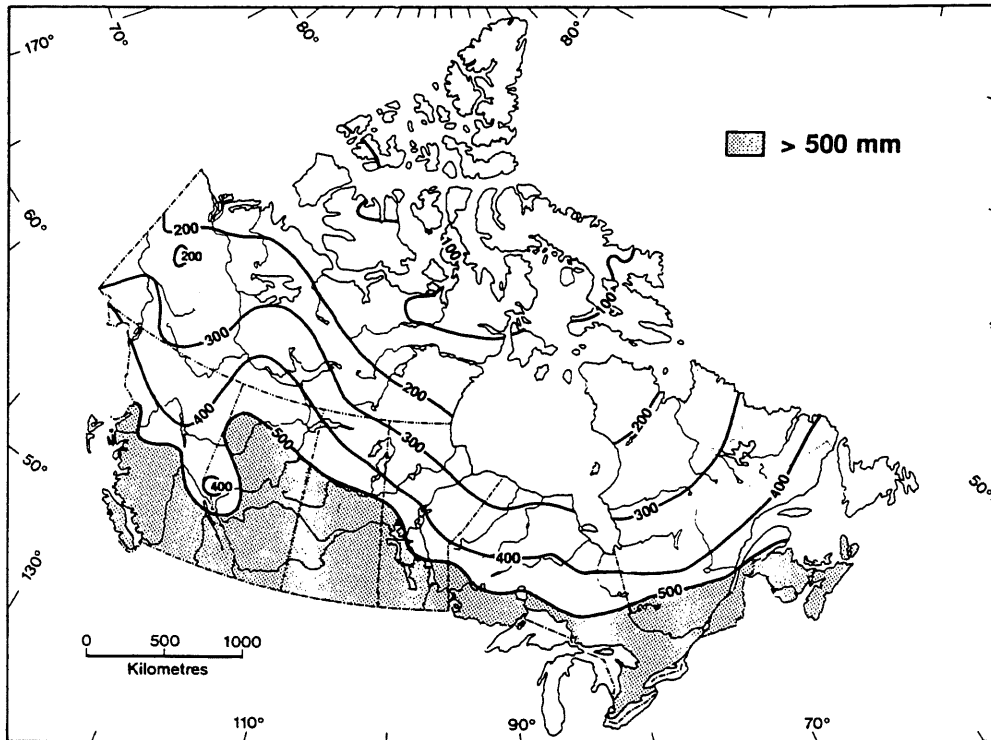


Figure 6.6 Distribution des courbes d'égales évaporation totale des lacs à travers le territoire du Canada

Pour une valeur bien déterminée du pouvoir évaporant de l'atmosphère, le taux d'évaporation d'un sol est fonction du degré de saturation de la couche superficielle et de la facilité de remplacement de l'eau interstitielle par l'eau provenant des couches plus profondes. On distingue deux cas dans la pratique.

*a- le terrain comporte une nappe phréatique voisine de la surface du sol*

Si la zone de saturation atteint la surface du sol, le taux d'évaporation prend sa valeur maximale déterminée par le pouvoir évaporant de l'atmosphère; le mouvement ascendant de l'eau de la nappe phréatique vers la surface du sol à travers la frange capillaire est toujours suffisant pour maintenir la saturation de la surface.

Si la nappe phréatique s'abaisse, le taux d'évaporation ne peut plus atteindre sa valeur maximale. Dans ce cas, le taux d'humidité à la surface diminue et le mouvement ascendant de l'eau à partir de la nappe est ralenti au voisinage de la surface du sol par l'air qui remplit, dans cette zone, la majeure partie des espaces interstitiels du terrain.



Si la nappe phréatique s'abaisse encore, le taux d'évaporation devient extrêmement faible (à moins que la couche superficielle ne soit humidifiée par les précipitations); il devient nul lorsque le sol atteint son point d'hygroscopicité.

*b- le terrain ne comporte pas de nappe phréatique voisine de la surface du sol*

L'évaporation du sol ne peut être alimentée que par les eaux de pluie infiltrées à faible profondeur. Dans ce cas, la saturation est rarement atteinte, sauf immédiatement après certaines précipitations très abondantes. L'évaporation est donc toujours limitée à la quantité de pluie retenue dans les couches superficielles du terrain.

### 6.5.3. Formules empiriques de calcul de l'évaporation d'un sol

Il existe plusieurs procédés de mesure de l'évaporation d'un sol. Le dispositif le plus utilisé est le lysimètre [RÉMÉNIÉRAS, 1976]. D'innombrables mesures de l'évaporation ont été effectuées sur différents types de sol, dans diverses conditions d'humidification et sous des climats extrêmement variés. Ces mesures ont été exploitées afin d'élaborer des formules empiriques pour calculer l'évaporation. On distingue trois cas :

*a- Taux d'évaporation à partir des sols continuellement saturés*

On a pris l'habitude de comparer l'évaporation d'un sol saturé à celle d'une surface d'eau libre soumise aux mêmes conditions atmosphériques. Si l'on considère des valeurs moyennes calculées sur des intervalles de temps assez longs, les rapports des taux d'évaporation des sols nus saturés à ceux d'une surface d'eau libre sont les suivants [RÉMÉNIÉRAS, 1976]:

- sable fin : 100%;
- marnes : 90%;
- argiles : 75 à 85 %.

Donc, pour déterminer approximativement le taux d'évaporation d'un sol nu saturé, on calcule le taux d'évaporation d'une surface d'eau libre par l'une des formules empiriques connues, puis on multiplie le résultat obtenu par le coefficient correspondant à la nature du sol.

La figure 6.7 montre une comparaison entre les taux d'évaporation moyens mensuels mesurés sur des surfaces d'eau et de terre noire. Ces mesures ont été effectuées à la station d'essai d'Oudewetering aux Pays-Bas.

*b- taux d'évaporation à partir des sols non saturés qui ne comportent pas de nappe phréatique voisine de la surface du sol*

Pour un même pouvoir évaporant de l'atmosphère, le taux d'évaporation d'un sol non saturé est inférieur à celui du même sol saturé.

Si, pour un terrain, la couche superficielle n'est humidifiée que par les précipitations, le taux d'évaporation est maximum immédiatement après les précipitations et décroît ensuite avec l'humidité du sol en surface. Dans ce cas, l'évaporation d'un sol nu est fonction croissante du pouvoir évaporant de l'atmosphère et des précipitations. Il varie assez peu avec les caractéristiques du sol. C'est ce qui permet d'attribuer un caractère de généralité aux différents résultats obtenus et aux formules empiriques proposées.

TURC [RÉMÉNIÉRAS, 1976] a proposé une formule empirique qui rend compte de façon satisfaisante des résultats expérimentaux des mesures d'évaporation de sols nus dans différentes installations lysimétriques à travers le globe.

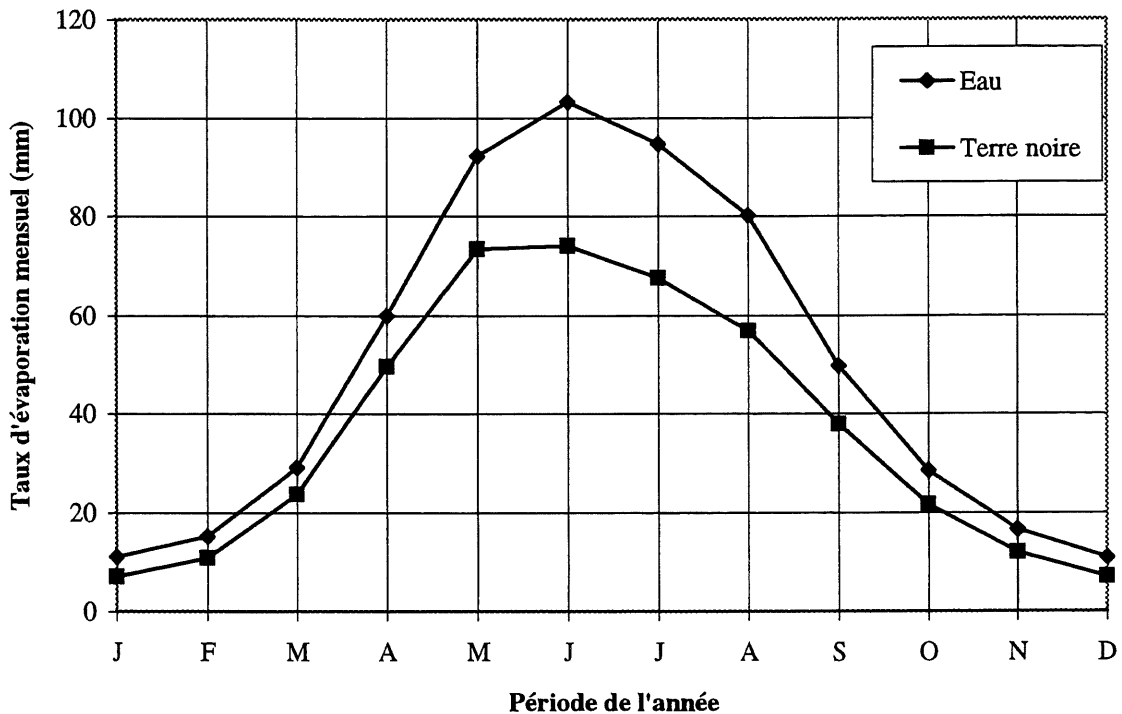


Figure 6.7 Comparaison des taux d'évaporation moyens mensuels à partir d'une surface d'eau et de terre noire à Oudewetering aux Pays-Bas (d'après [RÉMÉNIÉRAS, 1976]).

$$E = \frac{P + a}{1 + \left[ \frac{P + a}{L} \right]^2} \quad (6-6)$$

où :

- E : évaporation de la décade (mm/10 jours)
- P : précipitation de la décade (mm/10 jours)
- a : quantité d'eau maximum (provenant de l'humidité du sol) susceptible de s'évaporer en 10 jours en sus des précipitations; a varie de 10 mm (sol humide) à 1 mm (sol sec)
- L : facteur héliothermique ayant pour expression où

$$L = \frac{1}{16}(T + 2\sqrt{I_g}) \quad (6-7)$$

où :

- T : température moyenne de l'air (° C)
- I<sub>g</sub> : radiation solaire globale (cal./cm<sup>2</sup>/jour)

c- *taux d'évaporation à partir des sols non saturés qui comportent une nappe phréatique voisine de la surface du sol*

Si le terrain comporte une nappe phréatique voisine de la surface du sol, celle-ci est humidifiée à la fois par les précipitations et, le cas échéant, par l'eau capillaire provenant de la nappe phréatique. Le taux d'évaporation du sol est donc fonction du pouvoir évaporant de l'atmosphère, du régime des précipitations et du niveau de la nappe. Si le niveau de saturation atteint la surface du sol, le taux d'évaporation appliqué est celui du terrain saturé. Par contre, si la nappe phréatique est trop basse pour maintenir une certaine humidité dans la couche superficielle, tout se passe comme s'il n'y avait pas de nappe phréatique. Enfin, dans le cas intermédiaire, on utilise un taux d'évaporation compris entre le taux maximum correspondant à la saturation et le taux minimum correspondant au sol sans nappe phréatique.

#### 6.5.4 Le front de saturation

Le front de saturation est défini comme une surface qui délimite la zone complètement saturée de la zone partiellement saturée. En hydrogéologie, il correspond au niveau de la nappe phréatique.

La délimitation du front de saturation au niveau des nappes phréatiques est assez facile à déterminer en s'appuyant sur quelques mesures sur le terrain à travers des puits de forage. Par contre, en génie civil, le front de saturation dans les ouvrages en béton soumis à un écoulement d'eau n'est pas aussi facile à déterminer surtout quand ils sont soumis à un flux d'évaporation. En effet, en prélevant des carottes de forage dans un barrage par exemple, il est très difficile de déterminer l'emplacement du front de saturation parce que la zone capillaire est confondue avec la zone complètement saturée. Ceci introduit une erreur considérable sur le positionnement du front de saturation puisque la zone capillaire dans les matériaux de construction peut s'étendre sur une longueur importante due à l'abondance des pores fins dans ces matériaux.

Plusieurs études expérimentales ont été élaborées afin de pouvoir instrumenter les ouvrages avec des capteurs d'humidité qui mesurent le degré d'humidité dans les pores des matériaux de construction et ainsi trouver le degré de saturation ponctuel. Ces études ont été confrontées à plusieurs difficultés d'ordre technique telles que l'emplacement du capteur, la signification physique de la valeur lue par le capteur etc...

Des études numériques ont tenté de trouver par le calcul l'emplacement du front de saturation. Les travaux les plus concluants concernent surtout le domaine hydrogéologique. Ils consistent à résoudre l'équation différentielle de l'écoulement (éq. 6-1.).

La théorie de DUPUIT [HARR, 1965] permet de calculer d'une façon très simple la surface d'une nappe phréatique. Cette théorie s'appuie sur les deux approximations suivantes afin de résoudre l'équation de Laplace qui n'est que l'équation 6-1 dans le cas d'un milieu homogène et isotrope à l'état permanent :

- quand l'écoulement se fait sur une faible pente, on peut supposer que les lignes d'écoulement sont horizontales et donc les lignes équipotentiels s'approchent de la verticale;
- le gradient hydraulique est égal à la pente de la surface libre et il est invariant avec la profondeur.

Bien que la nature de ces approximations paraisse paradoxale, dans plusieurs problèmes hydrogéologiques, la solution basée sur les approximations de DUPUIT est favorablement comparable avec celle trouvée par des théories plus rigoureuses.

Pour une nappe phréatique qui n'est pas soumise à un flux d'évaporation, la surface libre est donnée par une parabole ayant une forme convexe (eq. 6-8). La figure 6.8 montre une comparaison entre la surface libre calculée et celle mesurée sur terrain.

$$h = \sqrt{h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2) \cdot \frac{x}{L}} \quad (6-8)$$

où :

- h : élévation d'un point quelconque de la surface libre
- $h_1$  et  $h_2$  : élévation de deux points 1 et 2 connus de la surface libre
- x : abscisse
- L : distance horizontale entre les deux points 1 et 2

Si cette nappe phréatique est soumise à un flux d'évaporation, la surface libre est donnée par une parabole ayant une forme concave (eq. 6-9). La figure 6.9 montre une comparaison entre la surface libre avec et sans évaporation.

$$h = \sqrt{h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2) \cdot \frac{x}{L} + \frac{e}{k} (L - x) \cdot x} \quad (6-9)$$

où :

- e : taux d'évaporation
- k : la conductivité hydraulique

## 6.6 Les conditions aux limites du domaine d'étude

### 6.6.1 Le côté amont du barrage

Du côté amont du barrage, la charge hydraulique appliquée sur tous les noeuds situés sur la limite verticale réservoir - barrage ainsi que sur la limite horizontale fondation - réservoir est égale à la tête d'eau du réservoir (141 mètres).

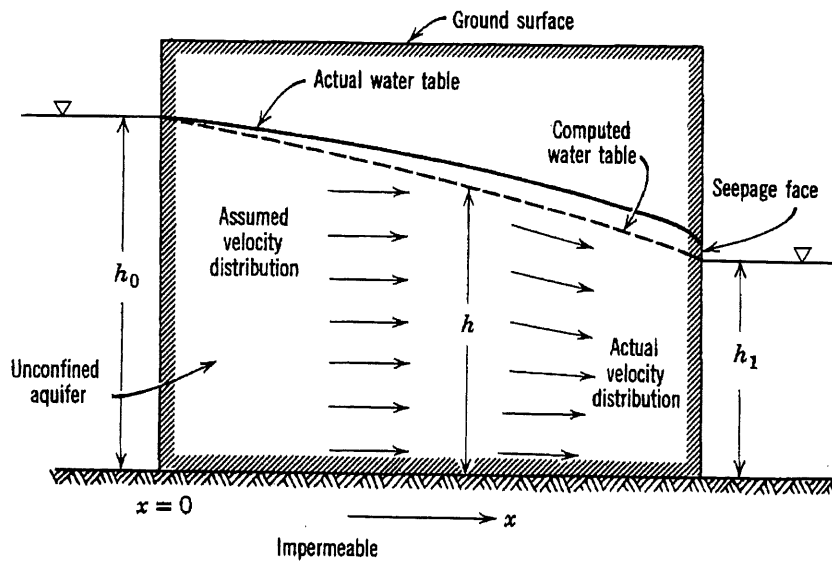


Figure 6.8 Comparaison entre la surface libre calculée et celle mesurée sur le terrain

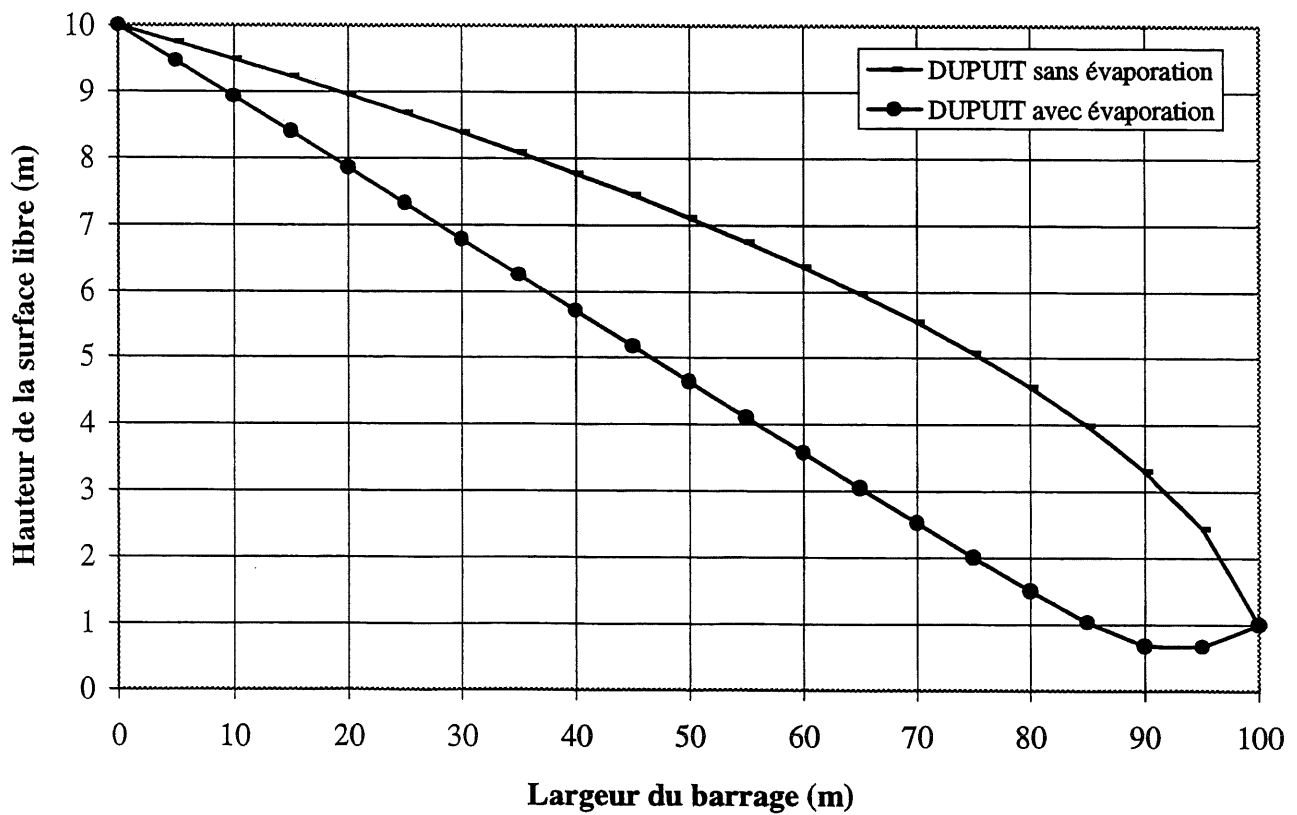


Figure 6.9 Comparaison entre la surface libre calculée avec et sans évaporation

### 6.6.2 Les surfaces du barrage et de la fondation du côté aval en contact avec l'atmosphère

Un flux d'évaporation net est appliqué sur cette surface. Ce flux est négatif et constant (sens : de la surface vers l'atmosphère) et représente une moyenne annuelle de l'évaporation nette régionale.

Cette condition aux limites est appliquée sur toute la surface évaporante du barrage et de la fondation. Le flux d'évaporation net passant à travers ces surfaces est gouverné par des interactions assez complexes entre les conditions atmosphériques, le type de la surface ainsi que sa couverture [SHÉRIF, 1996; ELAGIB, 1996].

### 6.6.3 Les surfaces verticales latérales ainsi que la surface horizontale inférieure de la fondation

Ces surfaces sont supposées être situées suffisamment loin du barrage pour ne pas influencer l'écoulement au voisinage de celui-ci. Donc, un flux nul est appliqué sur ces surfaces.

## 6.7 **Solution, résultat et interprétation**

### 6.7.1 Fonction de l'emmagasinement

La fonction d'emmagasinement relative à un matériau de construction tel que le béton ou le mortier est introuvable dans la littérature. Dans le cadre de cette étude, la fonction d'emmagasinement utilisée a été approximée en s'inspirant de celles disponibles pour différents types de sol. Pour ce faire, le paramètre le plus important à vérifier est la distribution poreuse. En effet, le sol qui présenterait le comportement hydrique le plus proche d'un béton devrait avoir un pourcentage important de pores très fins. Ceci est le cas d'un sable argileux ou d'une argile sablonneuse par exemple. La figure 6.10 montre la fonction d'emmagasinement d'un aquifère formé par un sable argileux faisant l'objet d'une étude de la dissipation de la pression d'eau dans les pores [VAUCLIN et coll., 1979]. Des données ponctuelles sont introduites au programme SEEP/W : ce dernier construit une courbe par interpolation et lissage.

### 6.7.2 Fonction de la conductivité hydraulique

Le même raisonnement qui a été fait pour choisir la fonction d'emmagasinement est valable pour la fonction de la conductivité hydraulique. La figure 6.11 montre donc la fonction de la conductivité hydraulique utilisée dans le cadre de cette étude [VAUCLIN et coll., 1979]. Des données ponctuelles sont introduites au programme SEEP/W : ce dernier construit une courbe par interpolation et lissage.

### 6.7.3 Détermination du flux d'évaporation net

Le flux d'évaporation net a été évalué en utilisant des mesures de terrain dans douze stations réparties au Canada. Ces mesures ont été effectuées par la commission du bassin SASKATCHEWAN - NELSON [Canada, Alberta, Saskatchewan et Manitoba] publié en 1972.

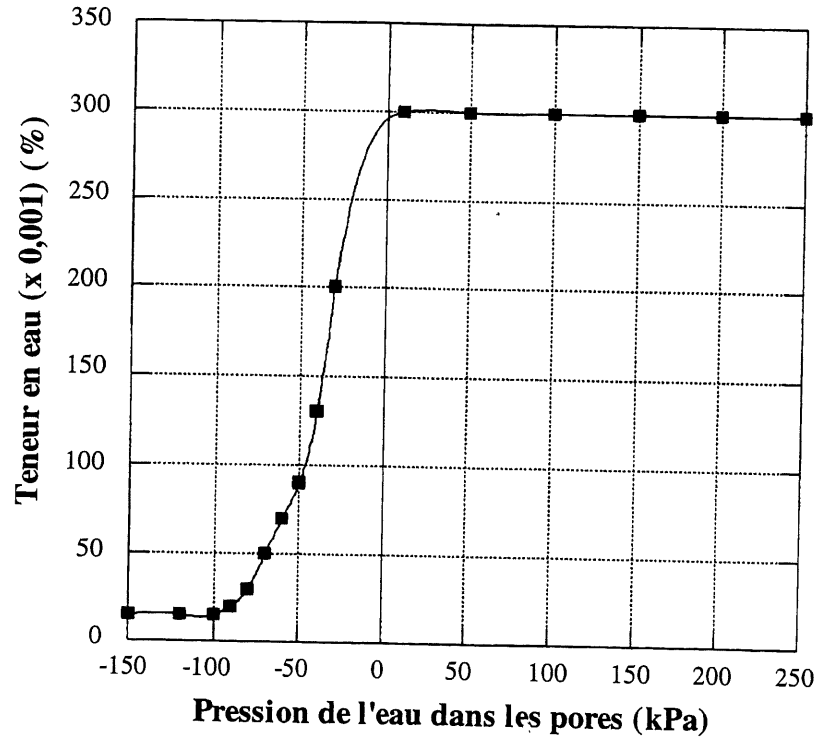


Figure 6.10 Fonction d'emmagasinement

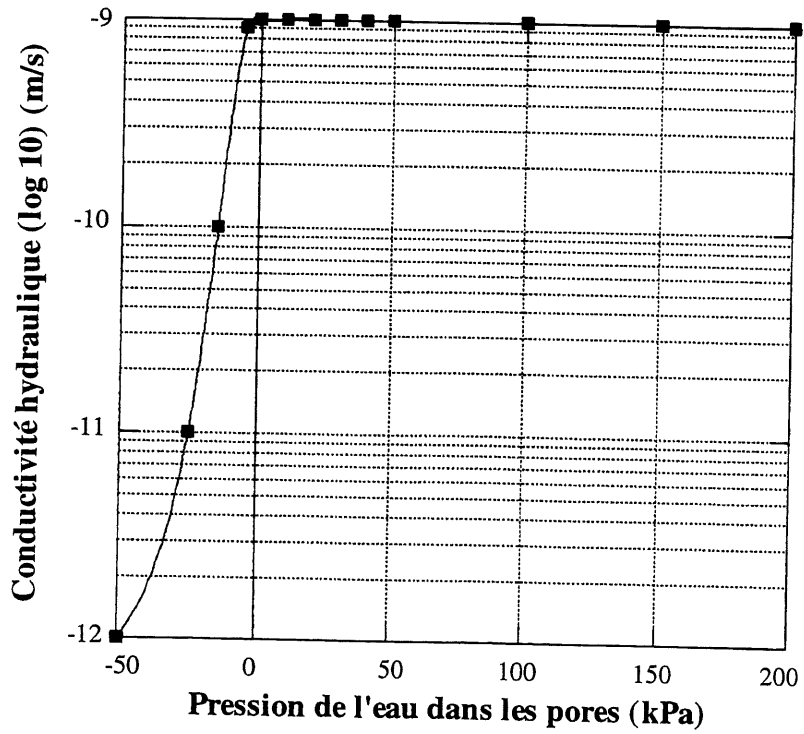


Figure 6.11 Fonction de la conductivité hydraulique

Ces mesures s'étalent sur 55 années, soit de 1912 à 1967. Les stations sont situées dans les 14 régions indiquées dans le tableau 6.1. Cette étude donne, pour chaque année d'étude, les moyennes mensuelles ainsi que les moyennes annuelles du flux d'évaporation total et de la précipitation totale. Le flux d'évaporation net étant égal au flux d'évaporation total moins la précipitation totale. La figure 6.12 montre la variation du flux d'évaporation total, de la précipitation totale ainsi que du flux d'évaporation net dans les différentes régions d'étude.

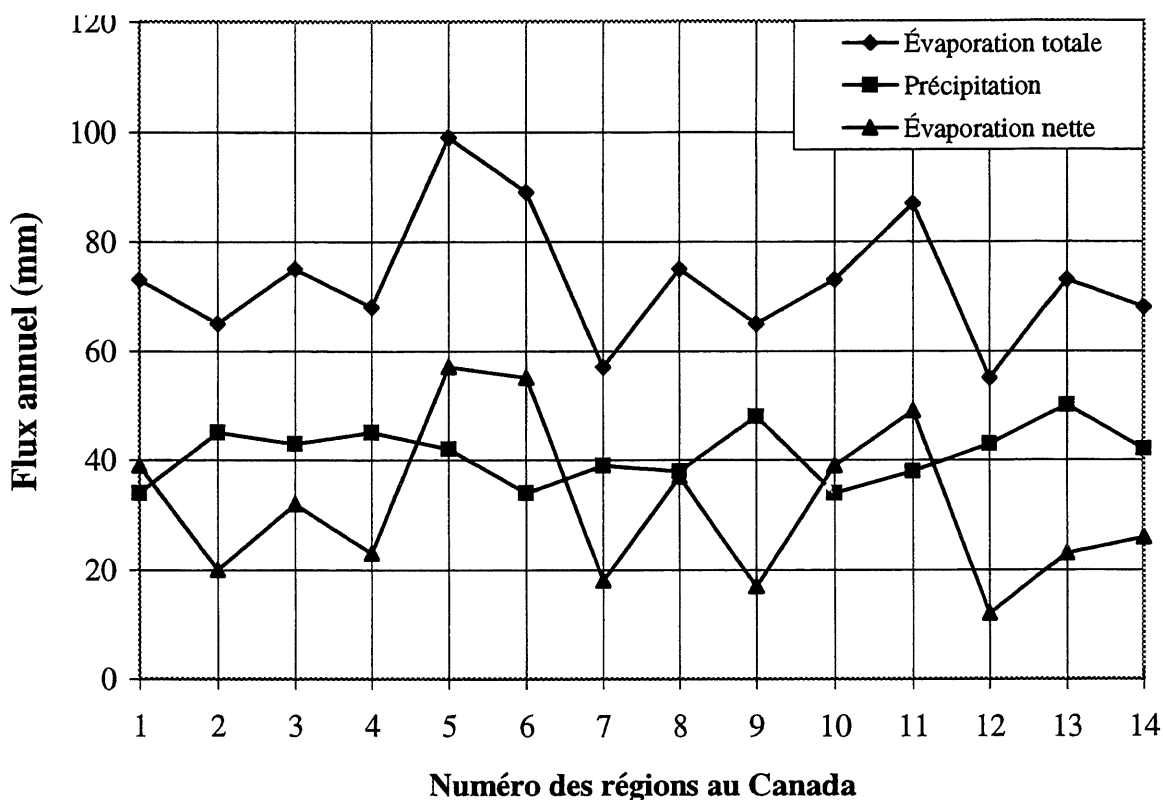


Figure 6.12 Variations de l'évaporation totale, la précipitation totale ainsi que l'évaporation nette dans les différentes régions du Canada

Le flux d'évaporation net moyen annuel de toutes les régions est donc de 32 mm /année ( $10^{-9}$  m/s). Il peut atteindre un maximum de 57 mm/année dans quelques régions ( $1,8 \cdot 10^{-9}$  m/s).

La figure 6.13 montre la variation type du flux d'évaporation total mensuel ainsi que de la précipitation totale mensuelle pour une année type ayant un flux d'évaporation net annuel égal à la moyenne (32 mm/année).

D'autre part, un calcul du flux d'évaporation net pour le domaine d'étude a été effectué en utilisant la formule empirique de Turc (éq. 6-6 et 6-7). Les paramètres utilisés pour ce calcul correspondent à la région nordique du Québec et touchent les huit mois de l'année entre avril et décembre. Elles sont les suivantes :



TABLEAU 6.1 : DONNÉES STATISTIQUES DE L'ÉVAPORATION DE QUELQUES RÉGIONS DU CANADA

Région	Numéro de la région	Évaporation totale (mm/an)	Précipitation totale (mm/an)	Évaporation nette (mm/an)
Highgate site	1	73	34	39
Victor site	2	65	45	20
Ardley site	3	75	43	32
Buffalo lake	4	68	45	23
St. Mary Reservoir	5	99	42	57
Meridian site	6	89	34	55
Weldon Ferry site	7	57	39	18
Regina site	8	75	38	37
Rivers Reservoir	9	65	48	17
St. Louis site	10	73	34	39
Diefen Baker Reservoir	11	87	38	49
Grand Rapids reservoir	12	55	43	12
Winnipeg	13	73	50	23
Shellmouth reservoir	14	68	42	26
<b>Moyenne</b>		<b>73</b>	<b>41</b>	<b>32</b>
<b>Écart type</b>		<b>12</b>	<b>5</b>	<b>14</b>

- P : 1,6 mm/jour
- a : 4
- T : 20° C
- I<sub>g</sub> : 31,4

Le flux d'évaporation net calculé est de  $0,2 \cdot 10^{-9}$  m/s.

#### 6.7.4 Présentation et interprétation des résultats

L'utilisation de SEEP/W a permis de calculer le champ des pressions de l'eau dans les pores du barrage à l'état permanent et ceci en appliquant différentes valeurs du flux d'évaporation net sur le domaine d'étude. Les valeurs du flux d'évaporation net choisies pour la simulation sont :  $10^{-9}$  m/s,  $1,5 \cdot 10^{-9}$  m/s et  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s.

Pour chaque simulation utilisant une valeur du flux d'évaporation net, les résultats obtenus montrent une courbe de pression nulle qui délimite la zone complètement saturée de la zone partiellement saturée, des courbes d'isopressions positives dans la zone complètement saturée et des courbes d'isopressions négatives dans la zone partiellement saturée.

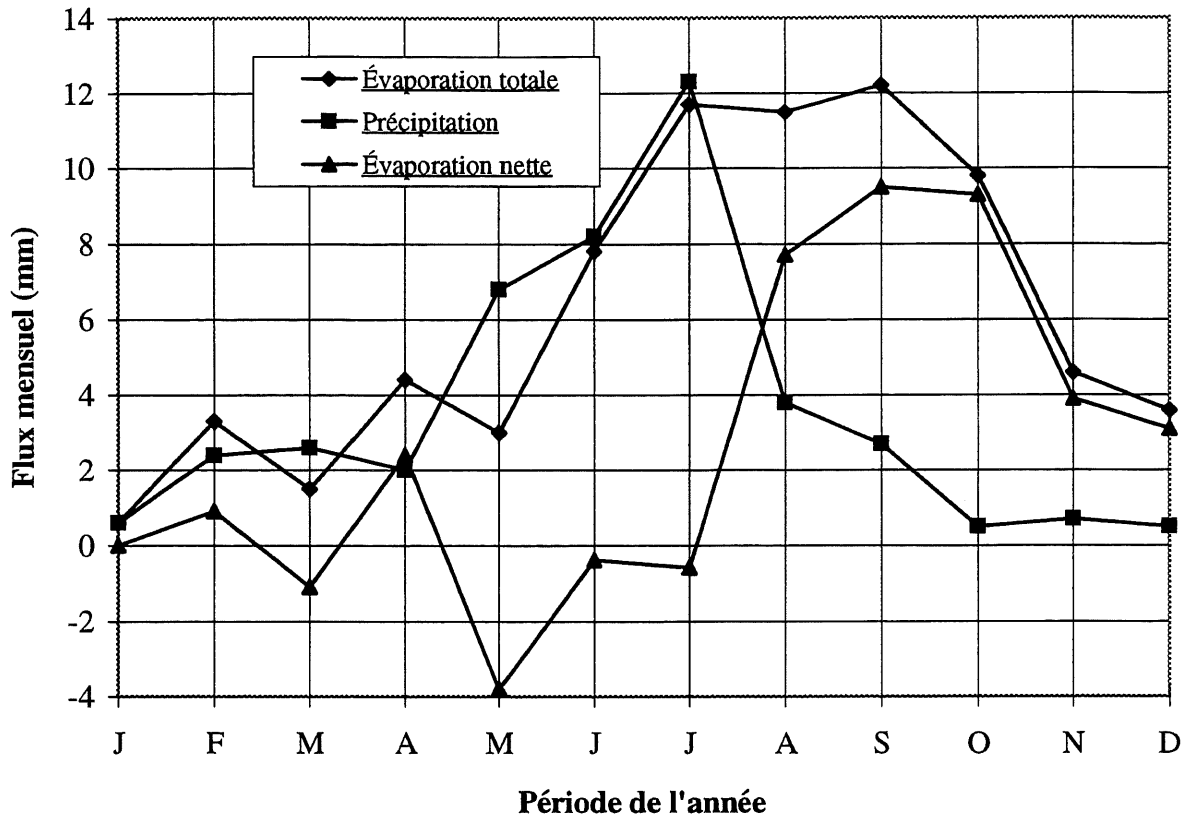


Figure 6.13 Variation type de l'évaporation totale mensuelle et nette ainsi que la précipitation totale mensuelle pour une année type ayant un flux d'évaporation net annuel de 32 mm/an

Les figures 6.14 et 6.15 montrent respectivement la répartition des courbes des charges hydrauliques et des pressions négative et ceci pour un flux d'évaporation net de  $10^{-9}$  m/s. Ces deux figures prouvent qu'il existe deux systèmes d'écoulement qui sont en compétition : Le premier concerne la zone complètement saturée où les courbes d'égales pressions montrent un écoulement de l'eau de l'amont du barrage vers l'aval. le deuxième touche toute la surface évaporante (barrage et fondation) qui est en contact avec l'atmosphère sur laquelle est appliqué un flux d'évaporation. Ce flux d'évaporation crée un écoulement de l'eau vers l'atmosphère sous forme vapeur. Il se crée donc un gradient de succion au niveau de la surface évaporante qui va pomper par capillarité l'eau de la partie saturée du béton. Ceci permet de former une zone capillaire autour de la surface évaporante dont l'épaisseur croît avec l'augmentation du flux d'évaporation.

Les figures 6.16 et 6.17 correspondant respectivement à la répartition des courbes de la charge hydraulique et ceci pour les flux d'évaporation net de  $1,5 \cdot 10^{-9}$  m/s et  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s. Les figures 6.18 et 6.19 correspondant respectivement à la répartition des courbes d'isopressions négatives et ceci pour les flux d'évaporation net de  $1,5 \cdot 10^{-9}$  m/s et  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s . Ces courbes montrent que plus le flux d'évaporation augmente, plus la zone partiellement saturée s'épaissit.

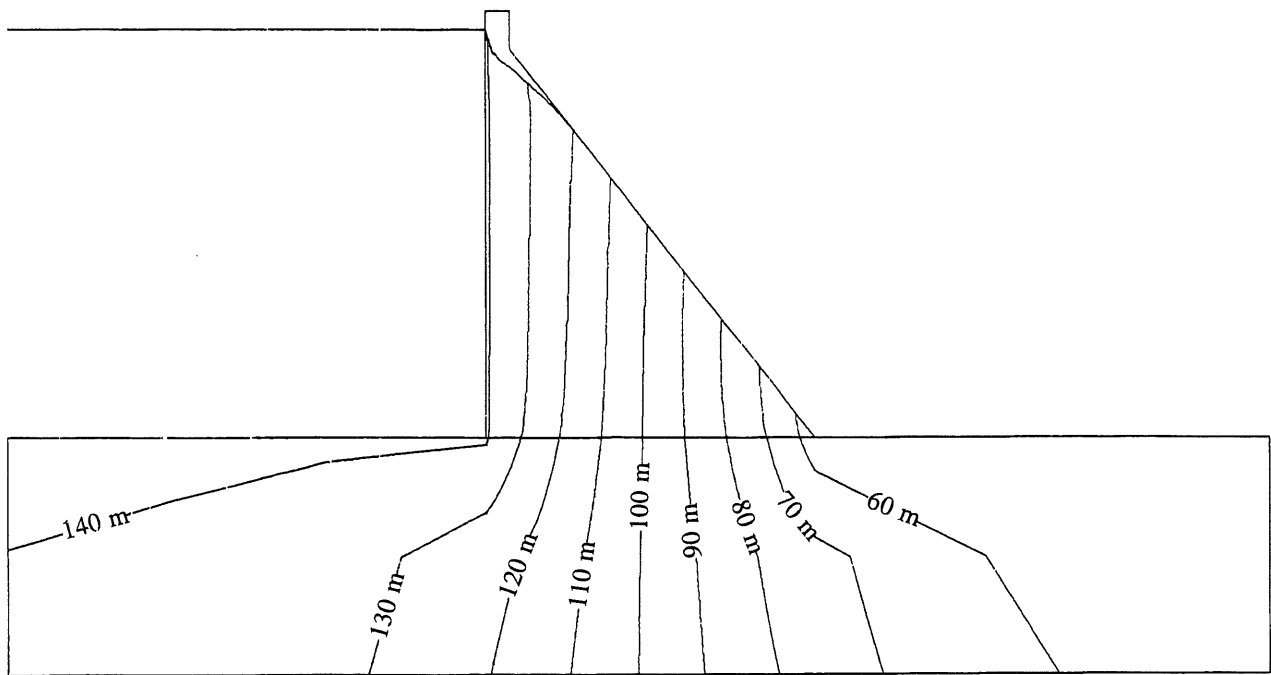


Figure 6.14 Répartition des courbes d'égalité de charges hydrauliques  
(flux d'évaporation net de  $10^{-9}$  m/s)

Les figures 6.14 à 6.19 montrent que des fronts de saturation (courbe de pression nulle) présentent une forme concave. Cette concavité est due à l'introduction du flux d'évaporation. Ces résultats sont en concordance avec les résultats obtenus en appliquant la théorie de DUPUIT pour une surface libre dans une nappe phréatique libre, quand le matériau poreux est soumis à un flux d'évaporation.

La profondeur du front de saturation augmente avec l'intensité du flux d'évaporation net. En effet, quand celui-ci est de  $10^{-9}$  m/s (Fig. 6.14), la zone partiellement saturée est très mince et est située seulement dans la partie supérieure du barrage. Dans ce cas, la réalimentation en eau par capillarité provenant de l'intérieur du barrage qui est aussi aidée par l'écoulement sous l'effet de la tête d'eau située en amont du barrage dépasse les pertes d'eau évaporées. Ceci permet de garder presque tout le barrage à l'état complètement saturé.

Quand le flux d'évaporation est de  $1,5 \cdot 10^{-9}$  m/s (Fig. 6.16), le front de saturation a reculé de façon significative. En effet, toute la surface aval du barrage est asséchée et une zone capillaire s'est installée autour de toute la surface évaporante du barrage. Dans ce cas, le flux d'évaporation net a dépassé la réalimentation d'eau provenant de l'intérieur du barrage. Le front de saturation s'est stabilisé à une profondeur de 2 à 3 mètres à partir de la surface évaporante. On remarque aussi que la surface du sol en aval est toujours complètement saturée. Ceci est expliqué par l'écoulement d'eau qui s'effectue de la zone amont à travers la fondation. En effet, vu que le gradient de charge hydraulique entre l'amont et l'aval est de 86 mètres, l'écoulement devrait être suffisamment important pour vaincre le flux d'évaporation net à travers la surface évaporante du sol.

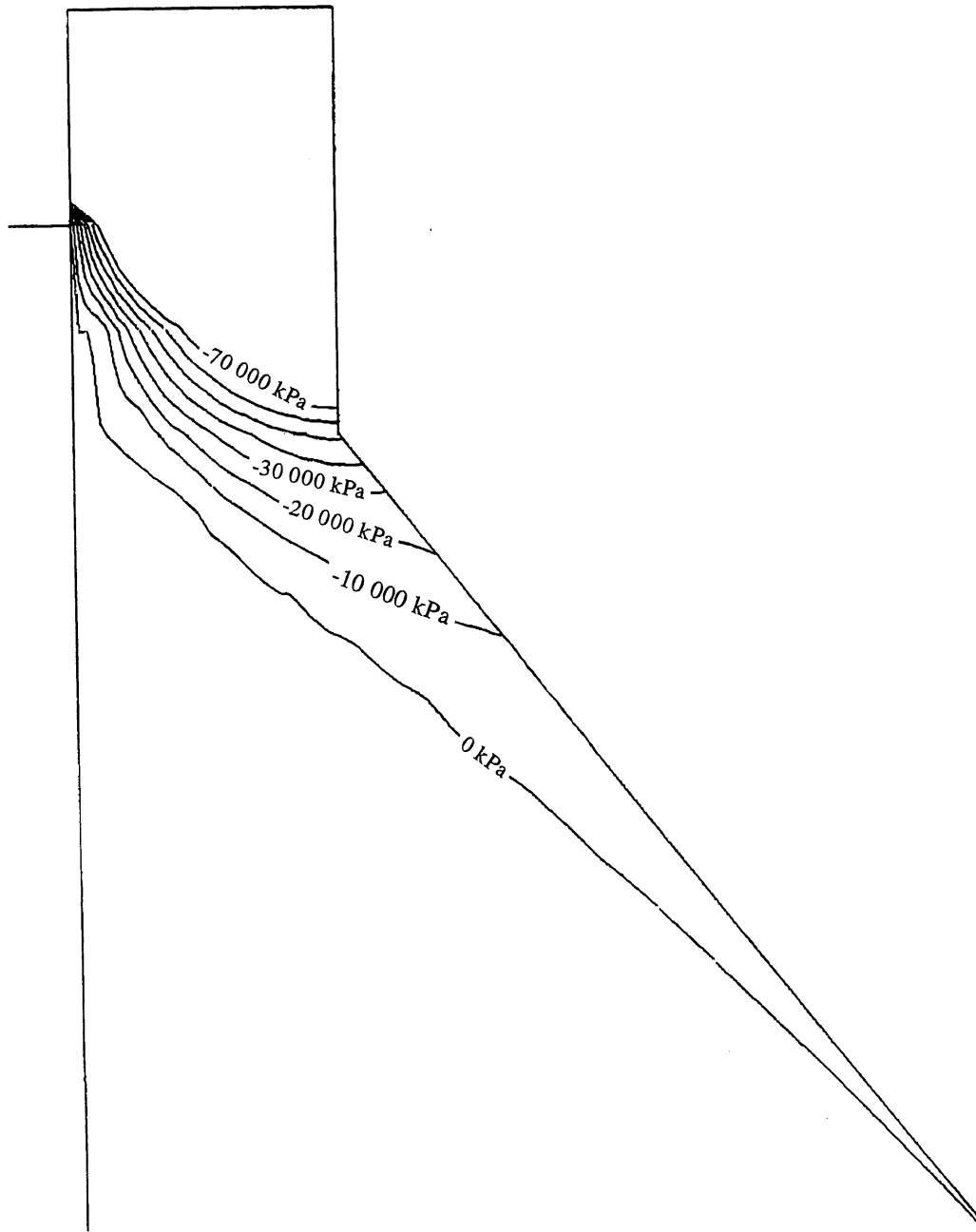


Figure 6.15 Répartition des courbes d'égales pressions négatives  
(flux d'évaporation net de  $10^{-9}$  m/s)

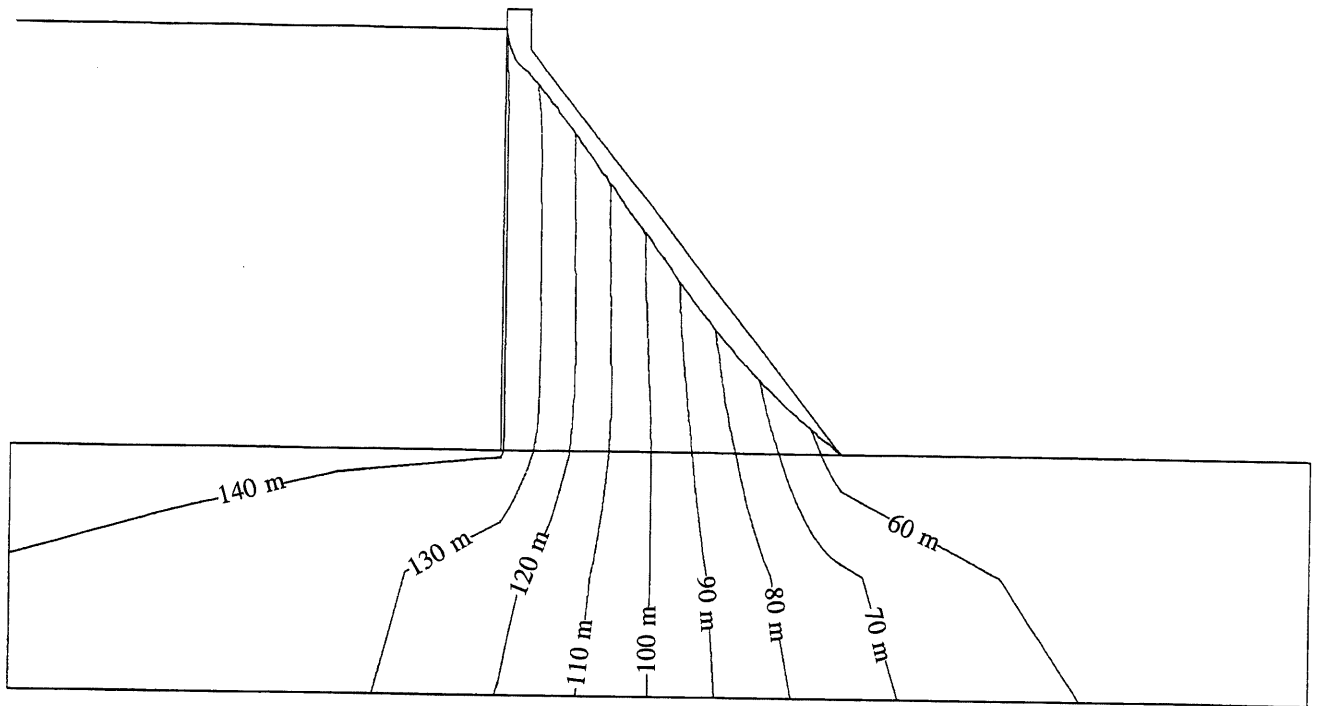


Figure 6.16 Répartition des courbes d'égales charges hydrauliques (flux d'évaporation net de  $1,5 \cdot 10^{-9}$  m/s)

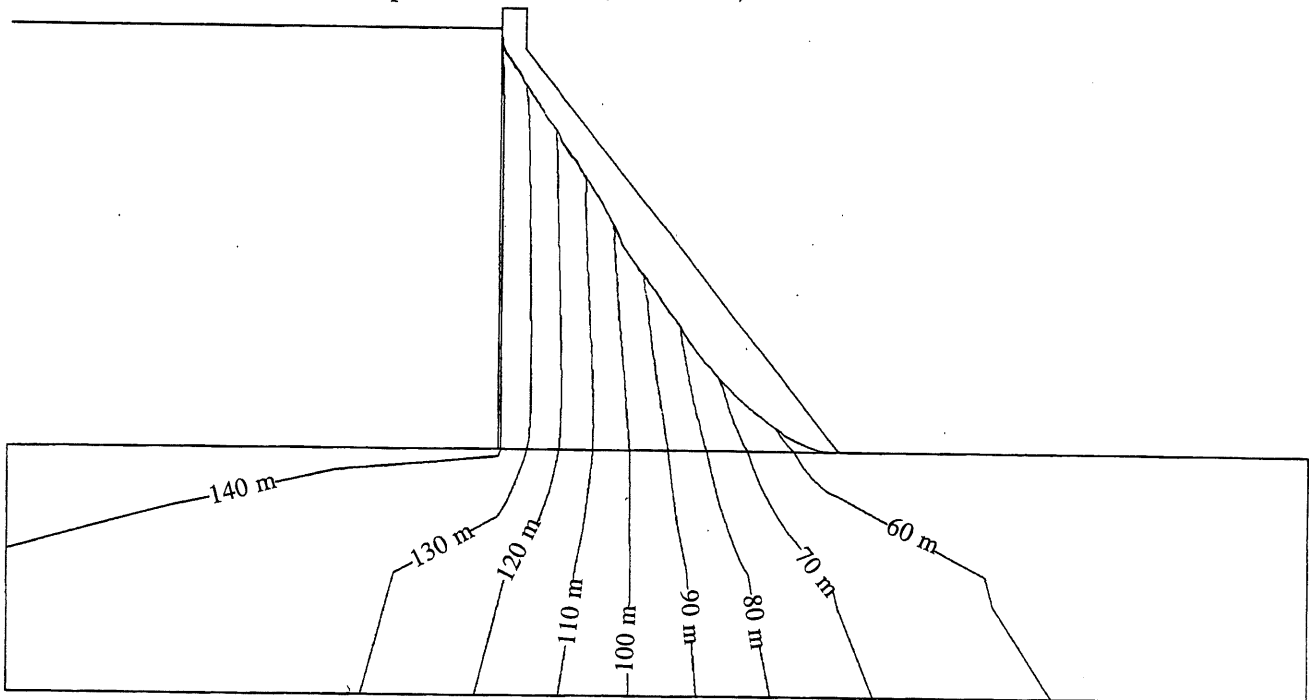


Figure 6.17 Répartition des courbes d'égales charges hydrauliques (flux d'évaporation net de  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s)

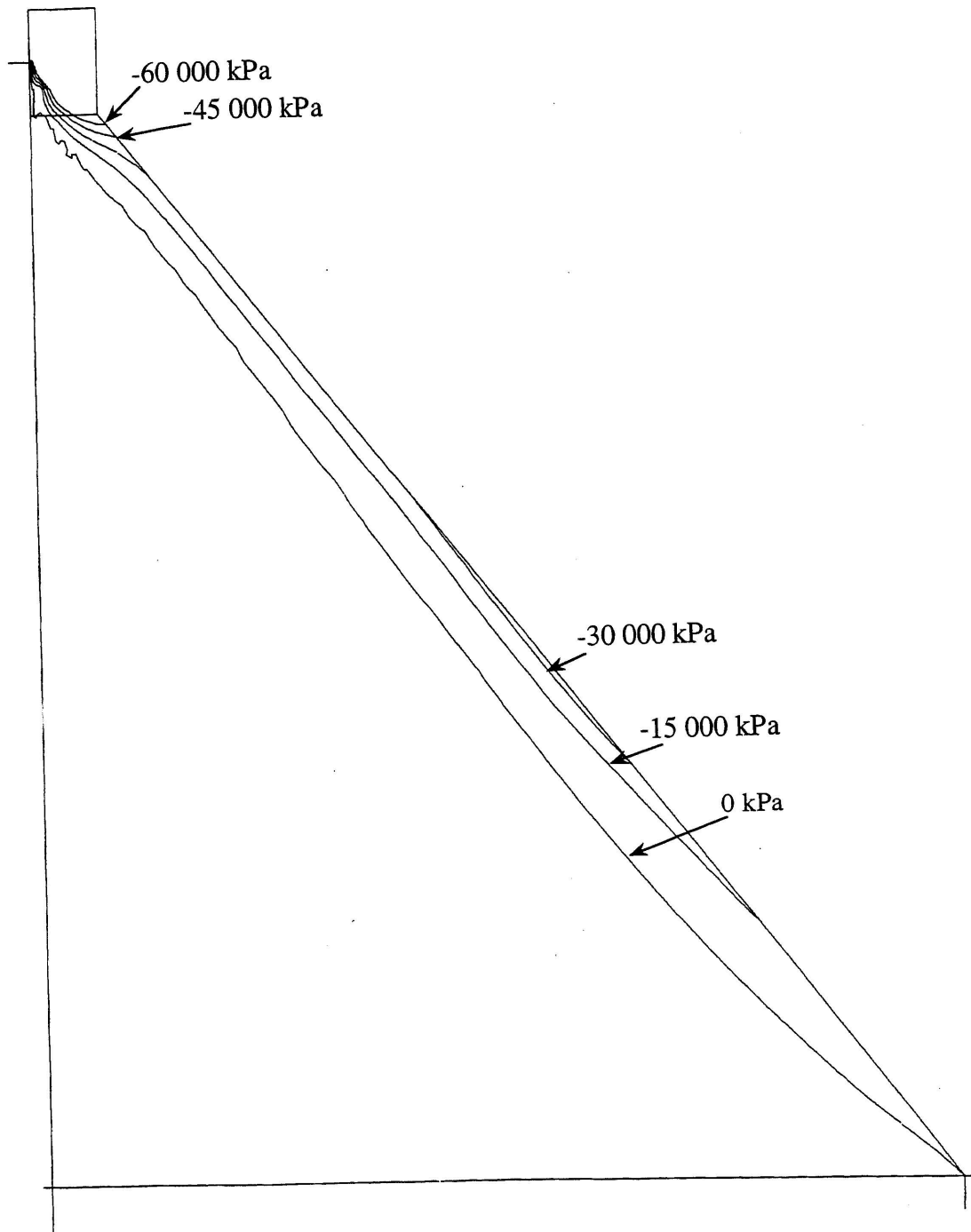


Figure 6.18 Répartition des courbes d'égales pressions négatives  
(flux d'évaporation net de  $1,5 \cdot 10^{-9}$  m/s)

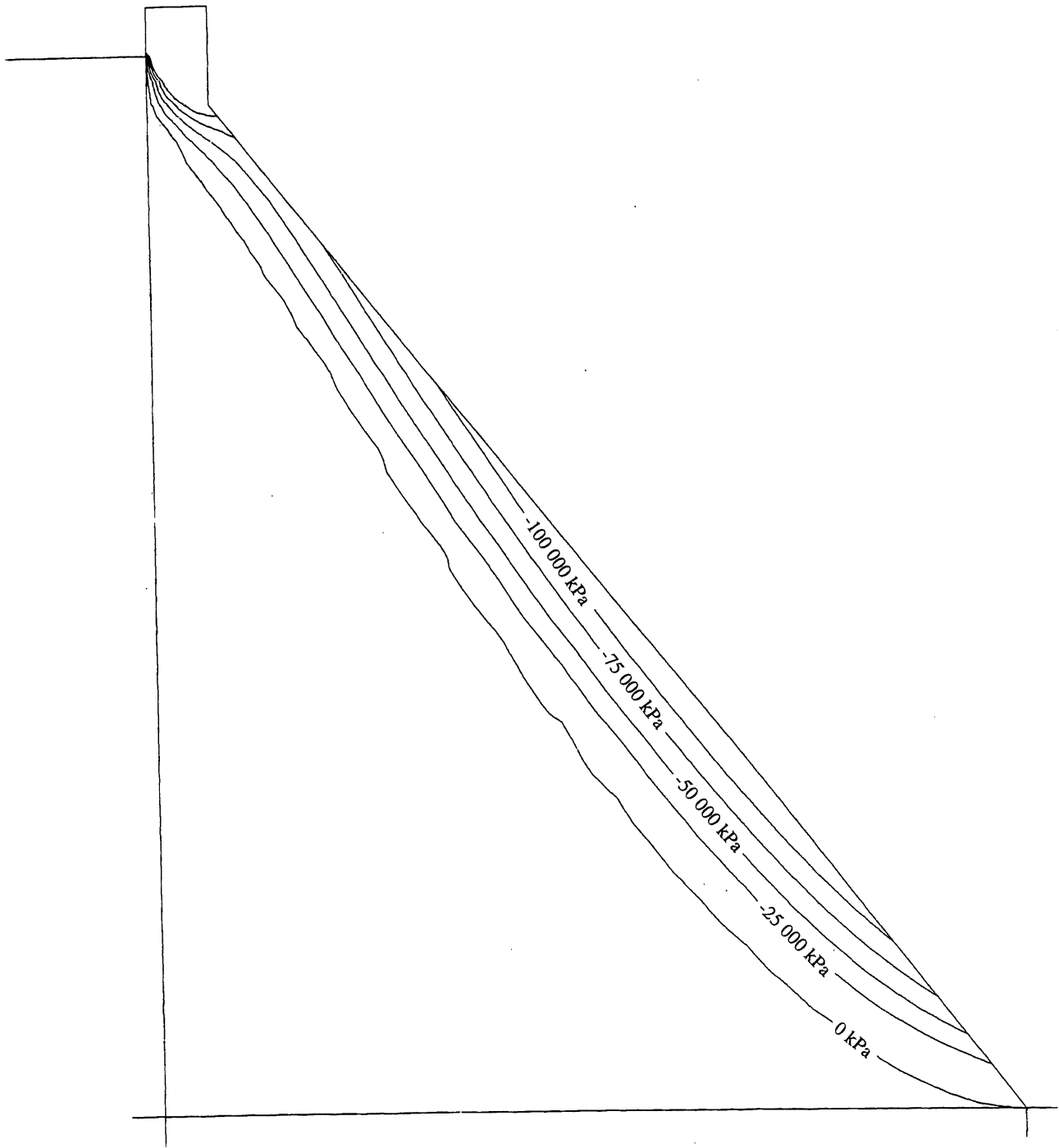


Figure 6.19 Répartition des courbes d'égaies pressions négatives  
(flux d'évaporation net de  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s)

Quand le flux d'évaporation est de  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s (Fig. 6.18), le front de saturation a reculé davantage par rapport aux deux cas précédents. Le pouvoir évaporant de l'atmosphère est tellement important que la zone non saturée autour de la surface évaporante présente une épaisseur variant de 3 à 7 mètres. Même en augmentant le flux d'évaporation à  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s, la surface de la fondation en aval est toujours complètement saturée. Ceci nous conduit donc à penser que c'est plutôt la grande dimension du maillage utilisé dans la fondation qui serait à l'origine de ceci. En effet, dans la fondation, la dimension de la maille suivant le sens de la profondeur est tellement importante (25 mètres) qu'il est impossible de distinguer la zone non saturée dans la fondation. Donc, le fait que la fondation en aval soit toujours à l'état complètement saturée est attribuable plutôt à un problème de maillage de la fondation.

Les pressions négatives dans la zone non saturée varient de 0 à  $-10^5$  m ce qui correspond à une pression négative de 0 à  $-10^6$  kPa. Cet ordre de grandeur a été obtenu dans plusieurs autres travaux [WILSON, 1990].

FAUCONNIER, 1982 a présenté des courbes de succion pour différents matériaux de construction y compris un béton cellulaire (Fig. 6.20). Ces courbes permettent de lire, pour chaque état hydrique du matériau, sa pression de succion ainsi que son degré de saturation. Pour un flux d'évaporation de  $1.5 \cdot 10^{-9}$  m/s, la figure 6.17 montre que les pressions négatives dans la majeure partie de la zone non saturée varient de 0 à 20000 m (0 à  $-2 \cdot 10^5$  kPa). Ceci correspond, d'après Fauconnier, à un degré de saturation qui varie de 100% à 5%. L'évaporation peut donc créer une couche très pauvre en eau à la surface du barrage. Plus on rentre en profondeur, plus le degré de saturation augmente jusqu'à la saturation complète.

#### 6.7.5 Influence de la variation du degré de saturation sur la déformation du béton

La variation du degré de saturation dans un milieu poreux en général et plus particulièrement dans un béton génère des déformations internes qui sont appelées aussi retrait par séchage. En effet, plusieurs études expérimentales ont mesuré les déformations dans des blocs de béton ainsi que dans des éprouvettes de roches qui étaient exposés à différents degrés d'humidité ambiantes [NEVILLE, 1995; DAOUD, 1992; BALLIVY, 1991]. Les résultats obtenus montrent que la variation du degré de saturation du béton ou de la roche sous l'effet du séchage induit un retrait interne dont la valeur varie en fonction de l'épaisseur du bloc étudié.

NEVILLE [1995] a montré que pour de gros blocs formés d'un vieux béton, le retrait par séchage varie de 100 à  $200 \cdot 10^{-6}$  mm/mm. De plus, ACI [1992] a rapporté les résultats d'une étude effectuée sur 11 structures en béton qui montrent que le retrait par séchage varie de 270 à  $498 \cdot 10^{-6}$  mm<sup>3</sup>/mm<sup>3</sup> (Tabl. 3.5).

En faisant un parallèle avec les contractions thermiques du béton, on remarque que le coefficient de dilatation thermique moyen d'un béton de masse varie de 6 à  $10 \cdot 10^{-6}$  C. Donc les déformations générées dans un bloc de béton soumis à une variation de 20° C est d'environ  $200 \cdot 10^{-6}$  [ACI, 1992]. Cette valeur de déformation est supposée être la limite de déformation en traction du béton qui détermine la résistance à la traction d'un béton sous une charge statique [NEVILLE, 1995].



Il est à remarquer donc que la déformation thermique sous les conditions exposées est du même ordre de grandeur que la déformation causée par le séchage. Il est donc important de tenir compte de la déformation par séchage dans l'évaluation de la dégradation du béton par les conditions climatiques. À notre connaissance, toutes les analyses de dégradation des barrages en béton sous l'effet des conditions climatiques ne tiennent compte que de l'effet thermique, le séchage par évaporation étant toujours ignoré. En plus, dans la pratique, les solutions proposées pour palier aux problèmes de dégradation du béton causés par les conditions climatiques s'intéressent juste au contrôle de la température à la surface du barrage, mais jamais au contrôle du flux d'évaporation ou bien du degré d'humidité ambiante.

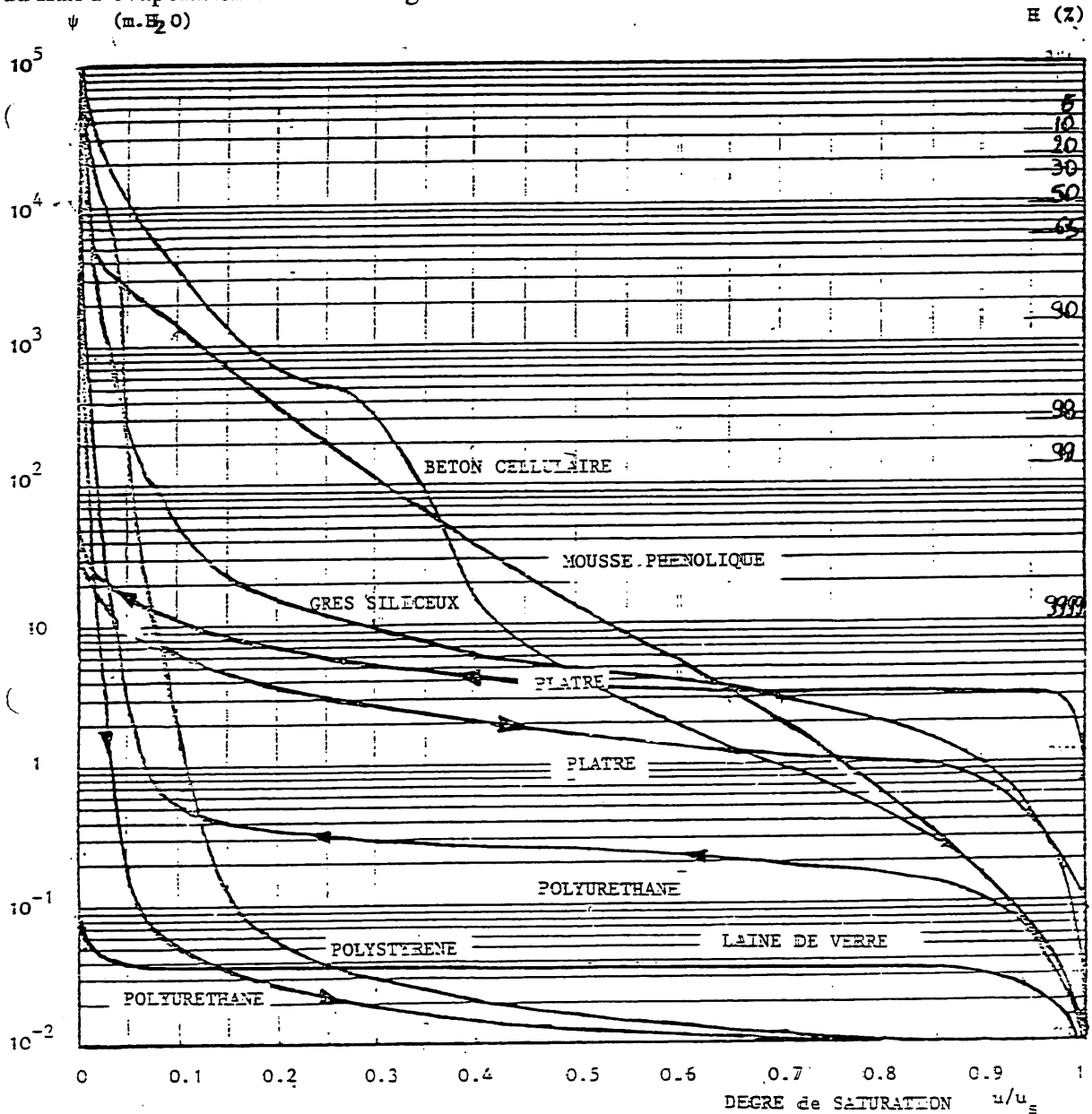


Figure 6.20 Courbes de succion de différents matériaux de construction (d'après [Fauconnier, 1982])

## 6.8 Conclusions

L'écoulement dans un barrage en béton a été modélisé et résolu à l'aide de la méthode des éléments finis. Cette étude touche l'écoulement de l'eau en régime permanent aussi bien en milieu complètement saturé qu'en milieu partiellement saturé.

Une attention particulière a été prêté à l'évaluation du flux net d'évaporation appliqué au barrage à partir des données météorologiques ainsi que de formules empiriques existant dans la littérature.

Le modèle montre la présence de deux écoulements au niveau du barrage. Le premier est généré par la présence de la tête d'eau en amont du barrage et concerne la zone complètement saturée. Le deuxième est généré par le flux d'évaporation net du barrage vers l'atmosphère et concerne la zone capillaire qui est d'ailleurs créée par ce phénomène.

Les résultats obtenus montrent la répartition de la pression de l'eau dans les pores du barrage en béton. Dans la zone partiellement saturée, les pressions capillaires peuvent atteindre des valeurs négatives assez importantes d'environ  $-10^6$  kPa (-100000 m d'eau). Ceci témoigne de la présence d'une teneur en eau très faible dans cette zone du barrage.

Ces pressions capillaires négatives génèrent des déformations assez importantes qui peuvent atteindre le même ordre de grandeur des déformations thermiques sur la zone aval exposée à l'air ambiant. Il est donc important de tenir compte de la déformation par séchage dans l'évaluation de la dégradation du béton par les conditions climatiques.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Les effets des conditions climatiques sur le béton de masse d'un barrage poids en béton ont été modélisés et évalués numériquement à l'aide de la méthode des éléments finis. L'étude a été effectuée sur une section bidimensionnelle d'un barrage incluant sa fondation. L'étude a touché les trois volets suivants :

- calcul de la distribution de la température dans le barrage sous l'effet de la température saisonnière ambiante (chapitre 4);
- calcul des contraintes et des déformations thermiques générées par la variation des températures saisonnières ambiantes (chapitre 5);
- calcul des pressions de l'eau dans les pores sous l'effet de l'écoulement en milieu saturé et non saturé dans le barrage (chapitre 6).

En ce qui concerne l'étude de la distribution de la température dans le barrage sous l'effet de la température saisonnière ambiante, plusieurs améliorations considérables par rapport aux études antérieures ont été apportées à savoir:

- l'introduction de la fondation dans le domaine d'étude;
- la différenciation entre la zone complètement saturée et la zone partiellement saturée dans le choix des conductivités thermiques;
- un traitement rigoureux des conditions aux limites et spécialement le calcul de la distribution de la température dans le réservoir d'eau;
- le choix d'un pas de temps de 8 heures.

Le calcul de la distribution de la température dans le réservoir d'eau tient compte de l'éventuelle formation d'une couche de glace à la surface du barrage dont l'épaisseur varie avec le temps durant l'hiver. Il donne une distribution de température plus réaliste sur l'interface eau - béton du barrage que celle des études antérieures. Les distributions de température ainsi que l'épaisseur de glace calculées dans la présente étude se comparent très bien avec les valeurs mesurées retrouvées dans la documentation, ce qui prouve la validité du modèle. Ceci constitue une originalité considérable dans ce domaine puisque, dans toutes les études antérieures, la distribution de température du réservoir se base sur des approximations introduisant des discontinuités aux conditions aux limites.

La distribution de la température calculée dans le barrage montre une variation considérable du gradient thermique à l'interface entre la zone complètement saturée et la zone partiellement saturée bien que leurs conductivités thermiques ne diffèrent que de 8%. À notre connaissance, aucune étude antérieure n'a considéré ce paramètre dans l'étude thermique des barrages. Ce paramètre semble avoir une influence considérable dans le transfert thermique dans un barrage. Il est donc important d'effectuer des analyses plus poussées de ce paramètre surtout en ce qui concerne le calcul des contraintes thermiques pour confirmer son importance dans l'analyse thermique.

Les résultats montrent que les gradients de température dans le barrage sont élevés sur une bande d'environ 20 mètres autour de la surface aval exposée à l'air ambiant ainsi que sur les 15 premiers mètres autour de la surface amont au contact du réservoir.

La profondeur de gel peut atteindre 11 mètres. Cette valeur concorde bien avec des mesures de terrain effectuées sur des barrages en béton dans le nord du Québec contrairement à plusieurs études numériques antérieures qui trouvent que la profondeur de gel ne dépasse pas 6 mètres. Ce résultat vient confirmer l'importance de considérer un petit pas de temps (8 heures) qui introduit une précision intéressante sur les résultats numériques.

La dégradation thermique est restreinte sur une épaisseur de 1 mètre autour de la surface aval exposée à l'air ambiant. Ce résultat est en parfait accord avec les études antérieures.

En ce qui concerne l'étude des contraintes et des déformations thermiques générées par la variation des températures saisonnières ambiantes, l'affectation de paramètres physico-mécaniques différents pour la zone complètement saturée et celle partiellement saturée constitue une amélioration considérable au modèle.

Les résultats obtenus des déformations à l'interface horizontale entre le béton et la fondation montrent qu'il est important de tenir compte de la fondation dans l'analyse des contraintes. Toutefois, les déformations maximales à la crête du barrage sont d'environ 10 mm.

La contrainte de traction maximale enregistrée durant l'année est de 9 MPa. Elle est localisée à la base du barrage du côté aval. En plus, des contraintes de traction supérieures à 3 MPa ont été enregistrées sur une bande autour de la surface exposée à l'air ambiant. Cette bande présente une épaisseur de 4,6 m à la base du barrage, et s'amincit en allant plus haut dans le barrage.

L'étude a dégagé l'effet modérateur du rayonnement solaire qui génère une diminution d'environ 10% des contraintes de traction.

Finalement, en ce qui concerne le calcul des pressions de l'eau dans les pores en milieu saturé et non saturé dans le barrage, les résultats obtenus montrent que, dans la zone partiellement saturée, les pressions capillaires peuvent atteindre des valeurs négatives assez grandes d'environ  $-10^5$  kPa (-10 000 m d'eau). Ce qui témoigne de la présence d'une teneur en eau très faible dans cette zone du barrage.

Ces pressions capillaires négatives génèrent des déformations qui peuvent atteindre le même ordre de grandeur que celles des déformations thermiques sur la zone aval exposée à l'air ambiant. Il est donc essentiel de tenir compte de la déformation par séchage dans l'évaluation de la dégradation du béton par les conditions climatiques.

Quelques recommandations pour des recherches futures peuvent être dégagées à la suite de la présente étude :

- effectuer une étude thermique plus approfondie permettant de montrer l'influence de la séparation de la zone saturée et non saturée sur les contraintes et déformations thermiques et introduisant le couplage entre les échanges de chaleur et de masse;
- effectuer une étude de sensibilité des conductivités thermiques des deux zones;
- effectuer une étude expérimentale permettant de formuler une relation directe entre les pressions négatives, le degré de saturation et le retrait par séchage. Ceci est très intéressant puisque le calcul des pressions capillaires par un modèle d'écoulement comme utilisé dans le cadre de la présente étude pourra se traduire directement en déformations.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ABRAHAM, T., SLOAN, R. (1978) TVA cuts deep slot in a dam, end cracking problem, Civil Engineering ASCE, vol. 48, n° 1, p. 66-70.
- ACI 207.1 R-87 (1992) *Mass concrete*, ACI manual of concrete practice.
- ACI. Committee 207, (1987) *Mass concrete*, ACI Manuel of concrete practice, Part 1., Detroit, Michigan, 44p.
- ALEXANDERSSON, J. (1972) *Strength losses in heat cured concrete*, Swedish Cement and Concrete research Institute, Handl, n° 43, 135p.
- ALLEN, W. T. R. (1977) *Freeze up, break-up and ice thickness in Canada*. Fisheries and Environment Canada, N° CLI-1-77, Downsview, Ontario, Canada.
- ASHRAE. (1985) *ASHRAE Handbook, Fundamentals*, American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineering, Inc., Atlanta, Chap 26.
- BALLIVY, G., BENMOKRANE, B., CHAALLAL, O. (1991) *Déformations générées dans les bétons sous l'influence des conditions climatiques*, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 18, p. 1088-1092.
- BAROGHEL-BOUNTY, V., CHAUSSADENT, T. (1993) *Caractérisation de la texture d'un béton durci à partir des isothermes de sorption de vapeur d'eau*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, vol. 187, p. 69-75
- BAZANT (1964)
- BONNEL, D.G.R., HARPER, F.C. (1951) *The thermal expansion of concrete*, Building research station, Paper n° 7.
- BOUZOUBAA, N. 1995. *Contribution à l'étude de l'endommagement thermique des bétons de barrage*, Sherbrooke, Thèse de Doctorat, Université de Sherbrooke, Québec, Canada, 139p.
- BOUZOUBAA, N. (1991) *Coefficient de dilatation thermique du béton : Influence de la nature des granulats*, Sherbrooke, Mémoire de maîtrise Sciences Appliquées, Université de Sherbrooke, Québec, Canada, 103p.
- BUIL, M. (1979) *Contribution à l'étude du retrait de la pâte de ciment durcissante*, rapport de recherche, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Paris, n° 92.

- CRABOL, J. (1989) *Transfert de chaleur*, Masson, Paris, 216p.
- DAKE, J.M.K., HARLEMAN, D.R.F. 1969. *Thermal stratification in lakes : Analytical and laboratory studies*, Water resource Research, vol. 5, n° 2, p. 484-495.
- DAOUD, M. (1992) *Influence de l'humidité relative ambiante sur les paramètres physico-mécaniques des roches*, Sherbrooke, Mémoire de maîtrise Sciences Appliquées, Université de Sherbrooke, Québec, Canada, 131p.
- DEN HARTOG, G., FERGUSON, H.L. (1978) *Mean annual lake evaporation*. Plate 17, Hydrological Atlas of Canada, Ottawa, Department of Fisheries and Environment, Ottawa, Ontario, map 1.
- DETLING, H. (1962) *La dilatation thermique de la pâte de ciment durcie, des granulats et des bétons*. Otto-Graf-Institut, Amtliche Forschungs - und Material Prüfungsanstalt für das Bauwesen, Technische Hochschule Stuttgart.
- DROST - HANSEN, W. (1971) *Structure of water near interfaces*, Chemistry and physics of interfaces, American chemical Society, Washington, D. C., vol. 2, p. 204 - 241.
- DUNGAR, R. (1988) *Evaluating pore pressures in embankment dams*, International water power and dam construction, vol. 40, n° 1, p. 26-29.
- DUNN, J. R., HUDEC, P. P. (1965) *The influence of clays on water and ice in rock pores*, Physical Research report, State of New York, Dept. Public Works, 138 p.
- ELAGIB, N.A. (1996) *Study of hydrology and drought in central Sudan*, Proceedings of the Second International Conference in Civil Engineering on Computer Applications, Research and practice, p. 653-659.
- EDWIN, O., WIIG, E. O., JUHOLA, A. J. (1949) *The adsorption of water vapor on activated charcoal*, Journal of American Chemistry Society, vol. 71, p. 561 - 568.
- FAUCONNIER, R. (1982) *Influence de l'humidité sur la consommation énergétique d'un bâtiment en chauffage discontinu (modélisation et couplage des phénomènes)*, Séminaire organisée par la coopération l'UNESCO, collège international des sciences de la construction, France, 57 p.
- FLOOD, E. A., HEYDING, R. D. (1954) *Stresses and strains in adsorbent-adsorbate systems*, Canadian journal of chemistry, vol. 32, n° 7, p. 660 - 682.
- GUEYMARD, C., DETUNQ, B. Et GALANIS, N. (1982) *Données de base pour le design simplifié des systèmes à énergie solaire au Québec*, Rapport technique MEC/82/2, Département de mécanique, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

- GRANGER, R.J., GRAY, D.M. (1989) *Evaporation from natural nonsaturated surfaces*, Journal of Hydrology, vol. 111, n° 1-4, p. 21-29.
- GUPTA, A. 1980. *Geothermal resources*, Elsevier Scientific publishing Company, Amsterdam, The Netherlands.
- HALL, C. (1989) *Water sorptivity of mortars and concretes : a review*, Magazine of concrete research, vol. 41, n° 147, p. 51-60.
- HARLEMAN, D.R.F. (1982) *Hydrothermal analysis of lakes and reservoirs*, Journal of hydraulic division, vol. 108, n° HY3, p. 302-325.
- HARR, M.E. (1965) *Groundwater and seepage*, McGraw-Hill Book compagny
- HO, P.G. (1979) *The prediction of hydraulic conductivity from soil moisture suction Relationship*, Saskatchewan, B. Sc. Thesis, Universitu of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- HOLMAN, J.P. (1986) *Heat transfert*, 6<sup>eme</sup> édition, Mac Graw-Hill, New Work.
- HONDZO, M., STEFAN, H.G. (1993) Lake water temperature simulation model, Journal os Hydraulic Engineering, vol. 119, n° 11, p. 1251-1273.
- HSIEH, C. H., RAMEY, H. J. (1983) *Vapor-pressure lowering in geothermal systems*, Society of petroleum Engineering Journal, vol. 23, n° 5, p. 157 - 167.
- HUMBERT, P. (1984) *Application de la méthode des éléments finis aux écoulements en milieu poreux*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, vol. 132, p. 21-37.
- ICOLD (1984) *Détérioration des barrages et réservoirs, Recueil de cas et analyse*, A.A. Belkema publishers, Boorkfield, Vermont, USA.
- JACK H. E., LEROY H. (1977) *Prediction of the thermal coefficient of expansion of concrete*, J. of the American Concrete Institute, vol. 74, n° 4.
- KALLEL, F. (1991) *Dynamique des phénomènes couplés de transfert de masse et de chaleur dans les matériaux poreux non saturés*, Thèse de Doctorat, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
- KELHAM, S. (1988) *A water sorption test for concrete*, Magazine of concrete research, vol. 40, n° 143, p. 106-110.
- LAPLANTE, P. (1993) *Propriétés mécaniques des bétons durcissants : Analyse comparée des bétons classiques et à très haute performance*, Paris, Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, France, 262p.



- LARIVIÈRE, R. 1987. *Barrage DANIEL-JOHNSON : Étude de la protection thermique Décembre 1985 à Septembre 1987*, Hydro-Québec : Direction équipements de protection, Service structure et mécanique, division génie civil, Rapport N° 07460-RA-87-51.
- LÉGER, P., TINAWI, R., COTE, M., MOUNZER, N. (1994) *Protection thermique et RAG dans les barrages en béton : Application des éléments finis lors des études de réfection*, 4eme colloque de réfection des infrastructures de béton en service, critères et méthodes de réfection, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton, p. 26-61.
- LÉGER, P., VENTURELLI, J. , BHATTACHARJEE, S.S. 1993a. *Seasonal temperature and stress distributions in concrete gravity dams. Part 1: modeling*, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 20, n° 6, p. 999-1017.
- LÉGER, P., VENTURELLI, J. , BHATTACHARJEE, S.S. 1993b. *Seasonal temperature and stress distributions in concrete gravity dams. Part 2: behavior*, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 20, n° 6, p. 1018-1029.
- LERCH, W. (1957) *ASTM Bulletin*, n° 219, p. 36.
- LO, K.Y., WAI, R.S.C. (1982) *Thermal expansion diffusivity and cracking of rock cores from Darlington Ontario*, Canadian Geotechnical Journal, vol. 19, n° 2, p. 154-166.
- MEYERS, S.L. (1950) *Thermal expansion characteristics of hardened cement paste and of concrete*, Proceeding. highway Research. Board, vol. 30, p. 193-203.
- MORRISSON, J. A., MCINTOSH, R. (1946) *The pore structure and adsorptive properties of some activated charcoals*, Canadian journal of research, vol. 24, p. 137 - 149.
- NEHDI, M. (1993) *Mécanismes de transfert de masse dans le béton comme critère de durabilité : Application in situ aux bétons de barrage*, Sherbrooke, Mémoire de maîtrise en Sciences Appliquées, Université de Sherbrooke, Québec, Canada, 127p.
- NEVILLE, A.M. (1995) *Properties of concrete*, 4<sup>th</sup> edition. London: Longman.
- NILSON, N.O. (1980) *Hygroscopic moisture in concrete-drying, measurements and related material properties*, Lund Institute of Technology, n° TVBM-1003, 162p.
- PARKS, G. A. (1984) *Surface and interfacial free energies of quartz*, Journal of geophysical research, vol. 89, n° B6, p. 3997 - 4008.
- PATTERSON, J.C., HAMBLIN, P.F. (1988) *Thermal simulation of a lake with winter ice cover*, Limnology and Oceanography, vol. 33, n° 3, p. 323-338.
- PAUL, J.W., TARBOX, G.S. (1991) *Definition of critical thermal states in arch dams a prerequisite for cracking analysis*, Dam fracture proceedings from the international conference, Boulder, Colorado, USA, p. 643-657.

- PHILIPS, D.W., ASTON, D. (1980) *Canadian solar radiation data: Normals, Abstracts, Charts and other specialized information*, Environment Canada, N<sup>o</sup> UDC 551.521.12 (710), Ottawa, Ontario, Canada.
- POTTER, J.G. (1965) *Snow cover, Climatological studies N<sup>o</sup> 3*, Report N<sup>o</sup> UDC 551.578.46, Department of Transport, Canada.
- PROWSE, T.D., OMMANNEY, C.S.L. (1990) *Northern hydrology : Canadian perspectives*, National Hydrology Research Institute, Environment Canada, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, 306 p.
- RÉMÉNIÉRAS, G. (1976) *L'hydrologie de l'ingénieur, 2<sup>ème</sup> édition*, Colléction de la Direction des Études et Recherches d'Électricité de France, Édition Eyrolles Paris.
- RICHARDS, T.L., WEBB, M.S. (1975) *Water temperature and evaporation regimes and freeze-up characteristics of selected lakes in northern ontario*, climatological studies n<sup>o</sup> 18, Environment Canada, Atmospheric Environment Service, UDC.551 579 (713), Toronto, Canada.
- ROBINET, J.C., RHATTAS, M. (1995) *Détermination de la perméabilité non saturée des matériaux argileux à faible porosité*, Canadian Geotechnical Journal, vol. 32, p. 1035-1043.
- SHERIF, M.M. (1996) *Climate change and groundwater*, Proceedings of the Second International Conference in Civil Engineering on Computer Applications, Research and practice, p. 679-688.
- Société D'Énergie de la Baie James. 1976. *Soil Mechanics Technical Committee*, Report N<sup>o</sup> 2, Montréal, Quebec, Canada.
- VAUCLIN, M., KHANJI, D., VACHAUD, D. (1979) *Experimental and numerical study , Two-Dimensionnal Unsaturated-Saturated water table recharge problem*, Water Resources Research, vol. 15, n<sup>o</sup> 5, p. 1089-1101.
- VELTROP, J.A., YEH, C.H., and PAUL, W.J. (1990) *Evaluation of cracks in a multiple arch dam*, Dam engineering, vol. 1, n<sup>o</sup> 1, p. 5-12.
- VENTURELLI, J. et LÉGER, P. (1992) *Seasonal temperature and stress distribution in concrete gravity dams*, Report n<sup>o</sup> EPM/GCS-1992-08, Department of Civil Engineering, Ecole Polytechnique de Montréal, 93p.
- WALTON, J.C. (1991) *Fluid flow and placement of concrete vaults in the saturated or unsaturated zone*, Waste management, vol. 11, p. 3-10.

Water supply for the Saskatchewan - Nelson basin. (1972) *Report of the Saskatchewan -Nelson basin board Canada, Alberta, Saskatchewan, Manitoba, Appendix 4 : Hydrology*, vol. 1, Section B : Évaporation, p. 153-235.

WHITAKER, S. (1977) *Fundamental principles of heat transfert*, Pergamon Press, New York, 676p.

WILSON, G.W. (1990) *Soil evaporative fluxes for geotechnical engineering problems*, Saskatchewan, Thèse de Doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon, Canada,

WYLEN, V. and SONTAG (1978) *Thermodynamique appliquée*, John Wiley and sons inc, 2<sup>ème</sup> édition, 736 p.

## **ANNEXE A**

**Courbes de variation de la température en fonction du temps  
au niveau des noeuds des 15 premiers mètres  
du réservoir d'eau du barrage**

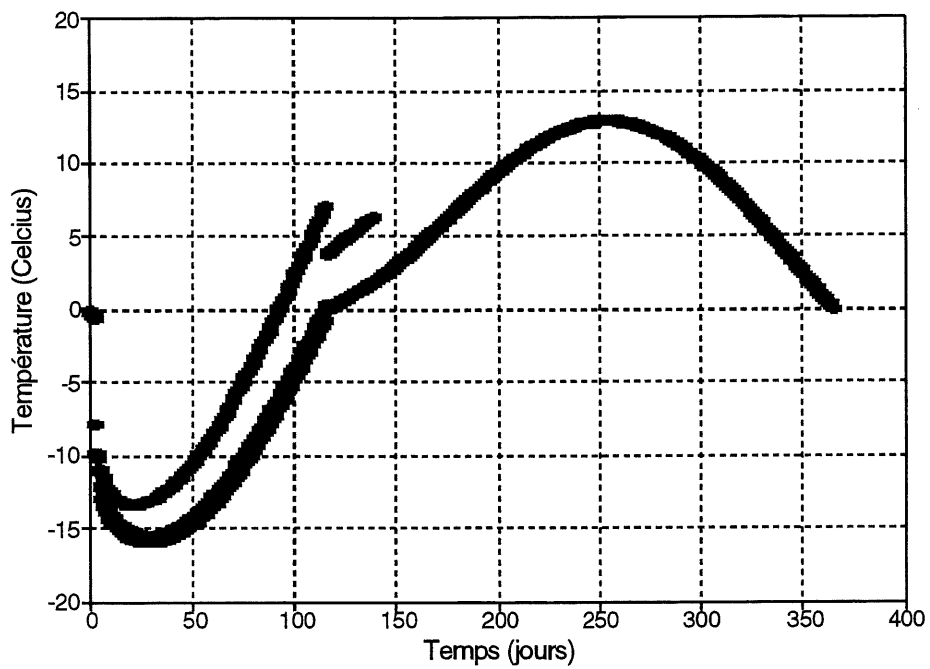


Figure A1. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 0,0 m.

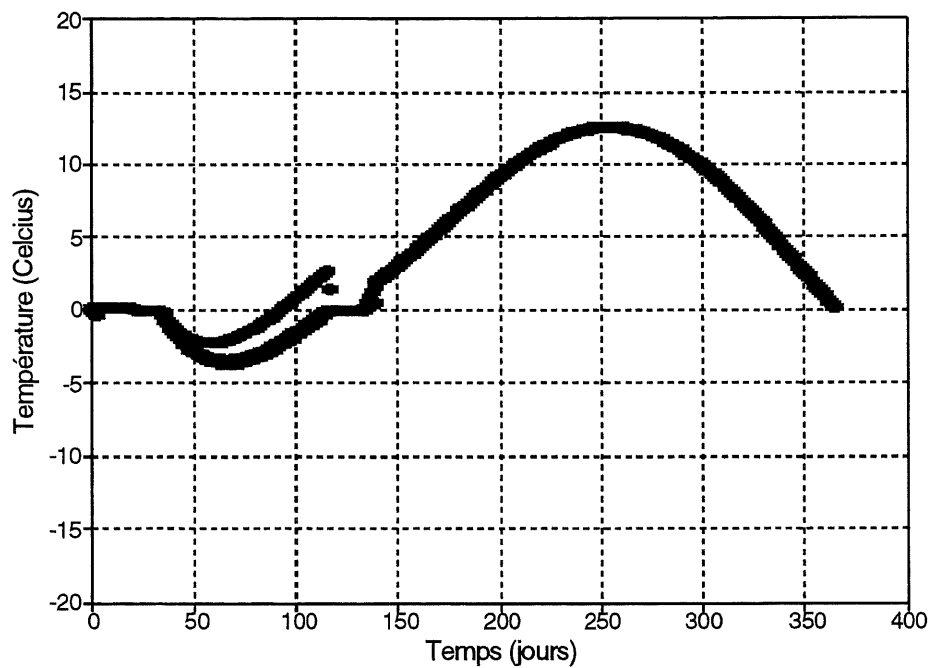


Figure A2. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 0,5 m.

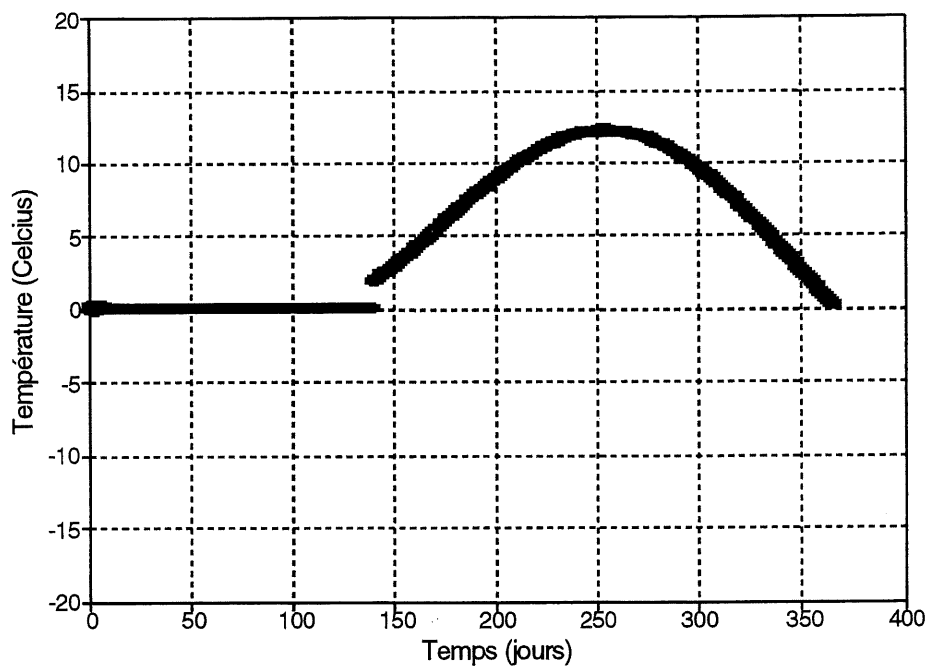


Figure A3. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 1,0 m.

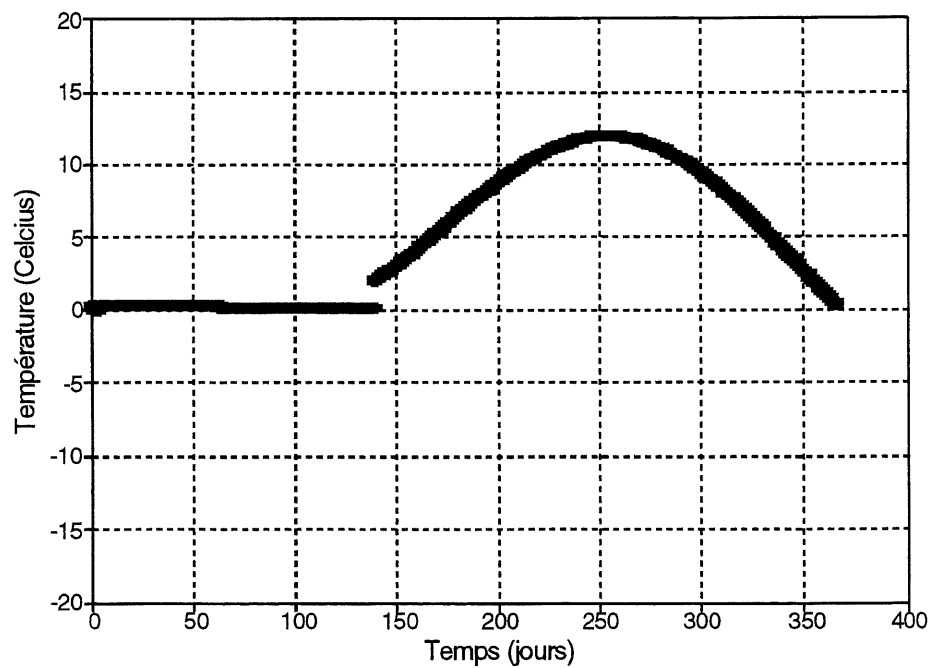


Figure A4. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 1,5 m.

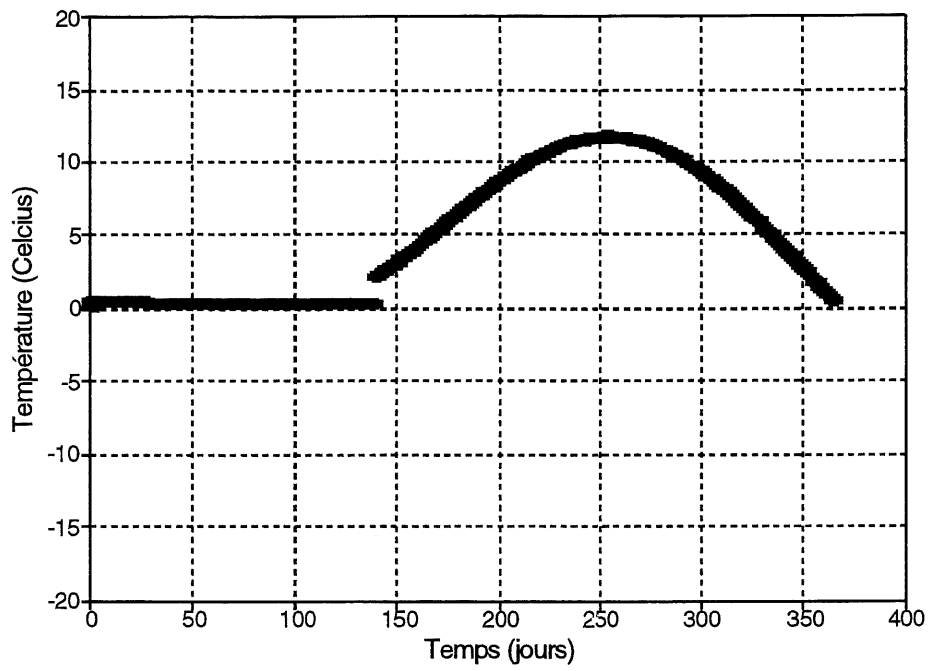


Figure A5. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 2,0 m.

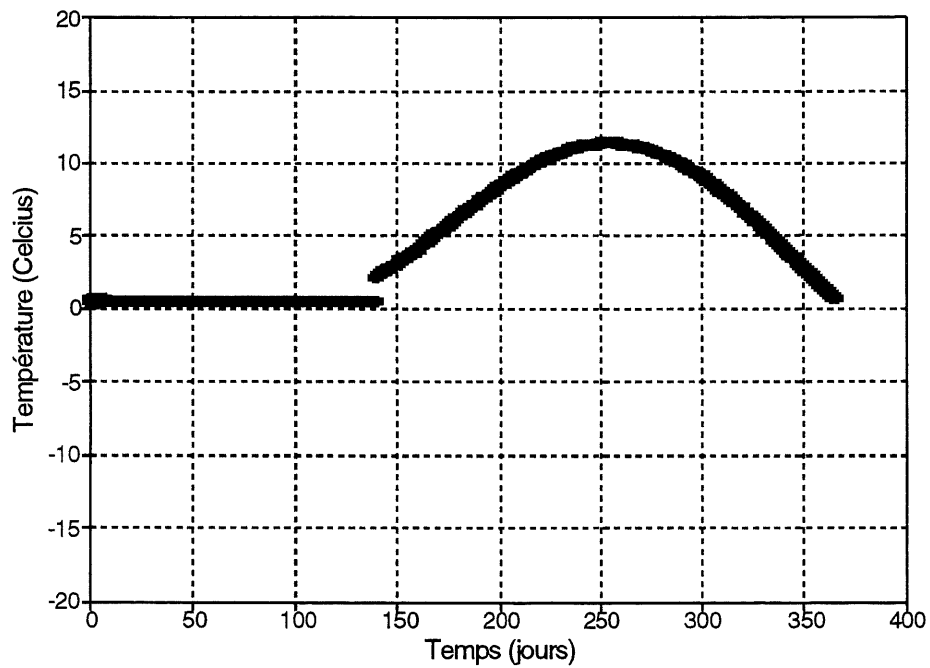


Figure A6. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 2,5 m.

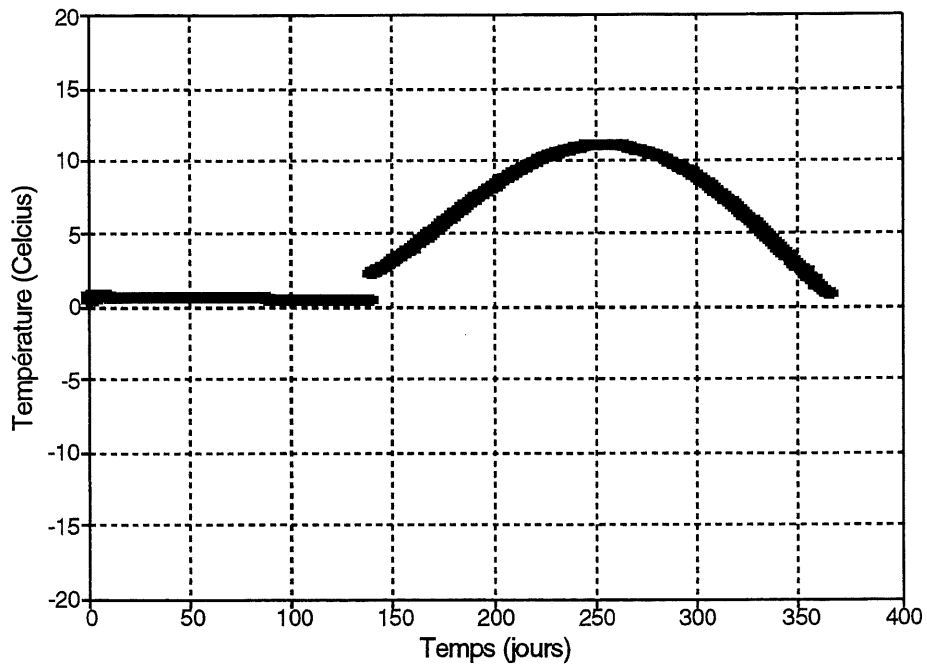


Figure A7. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 3,0 m.

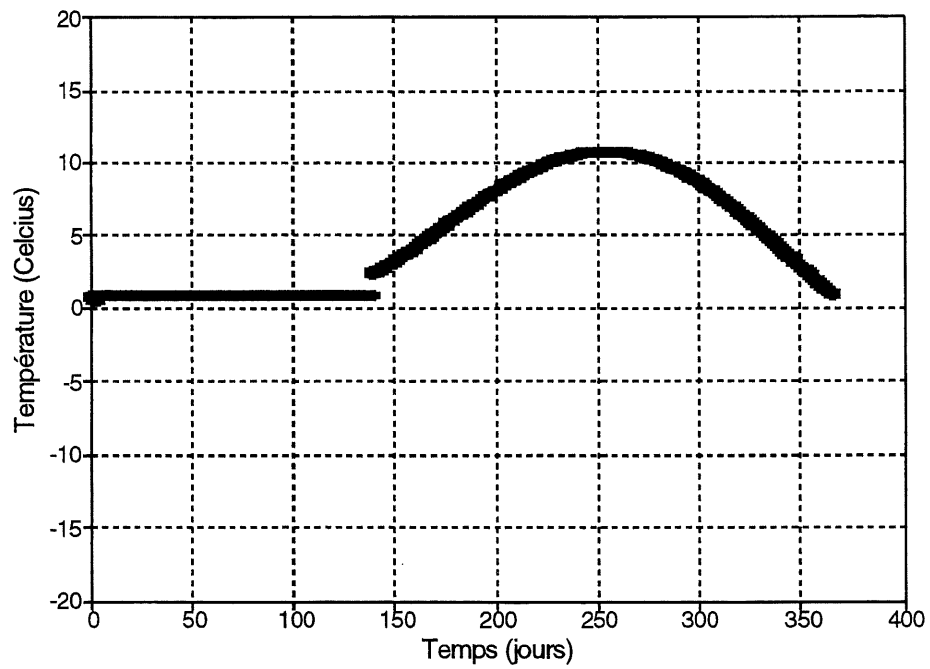


Figure A8. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 3,5 m.



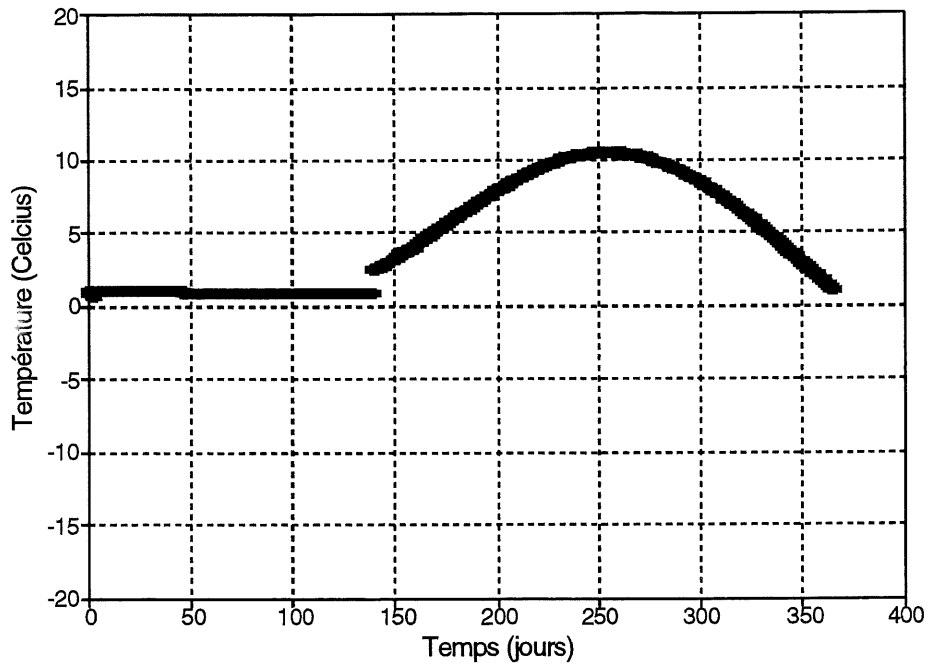


Figure A9. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 4,0 m.

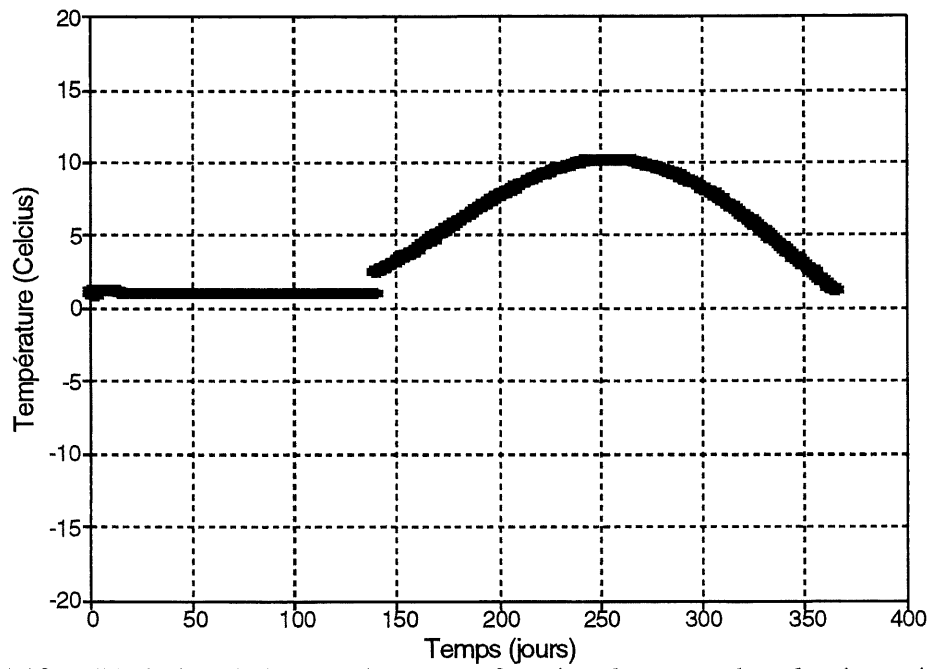


Figure A10. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 4,5 m.

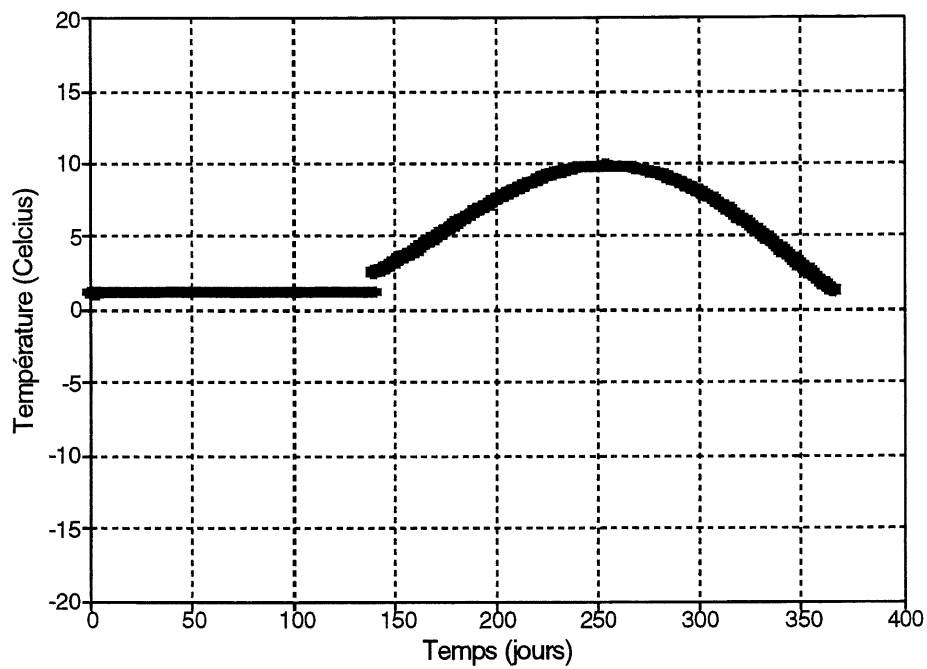


Figure A11. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 5,0 m.

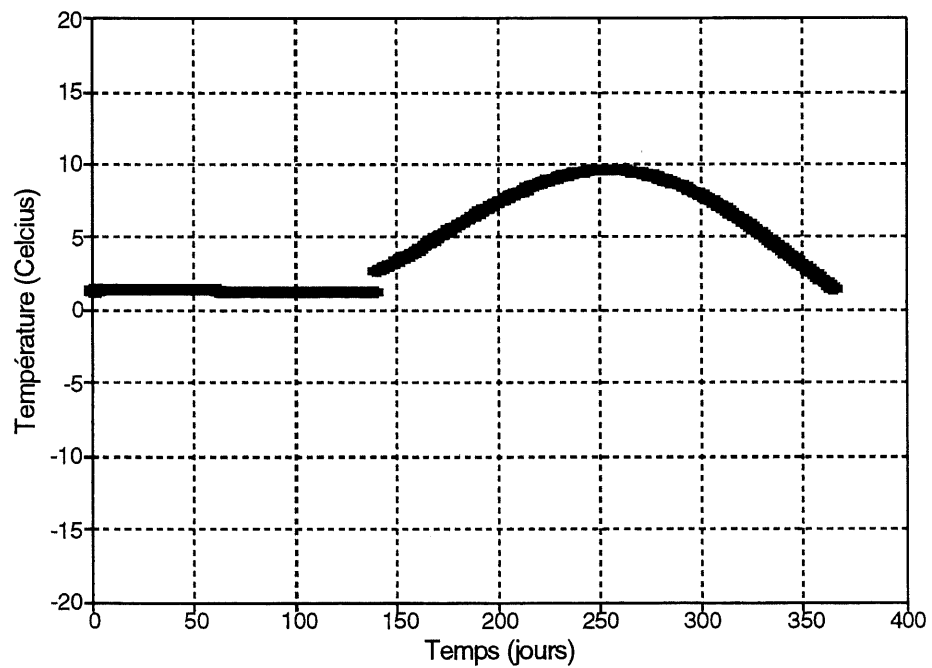


Figure A12. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 5,5 m.

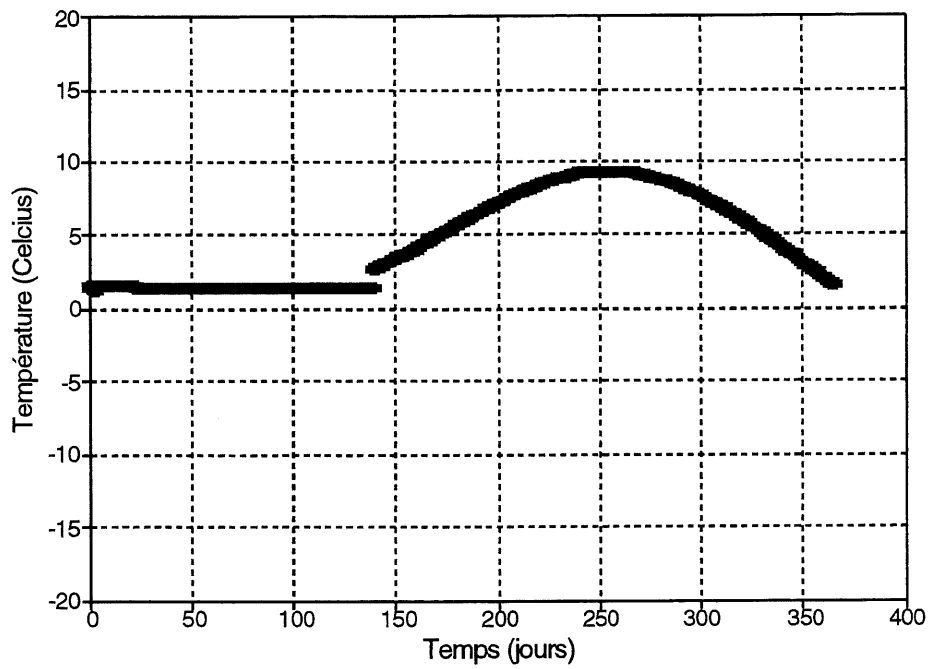


Figure A13. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 6,0 m.

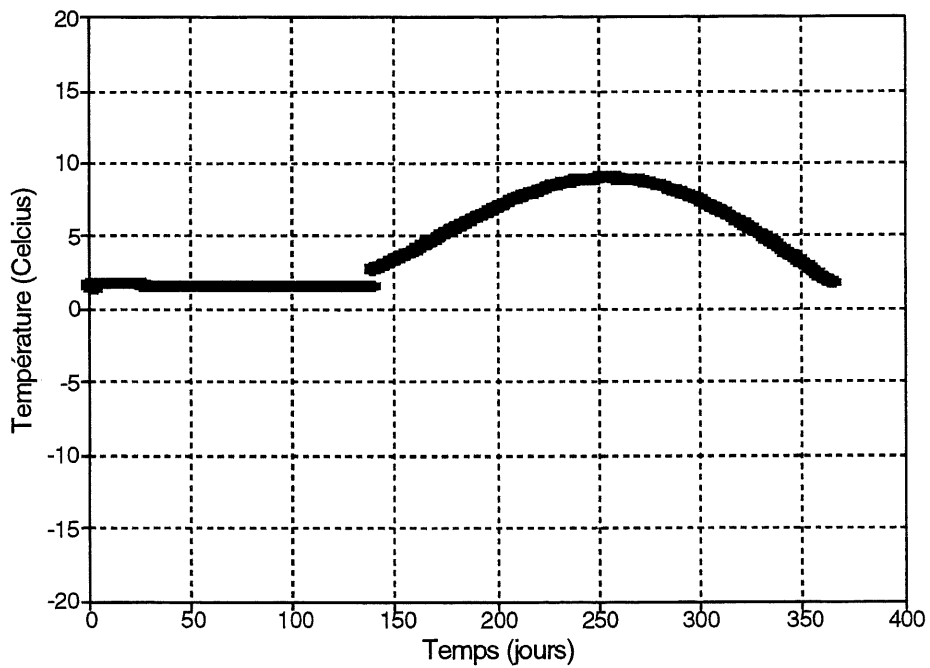


Figure A14. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 6,5 m.

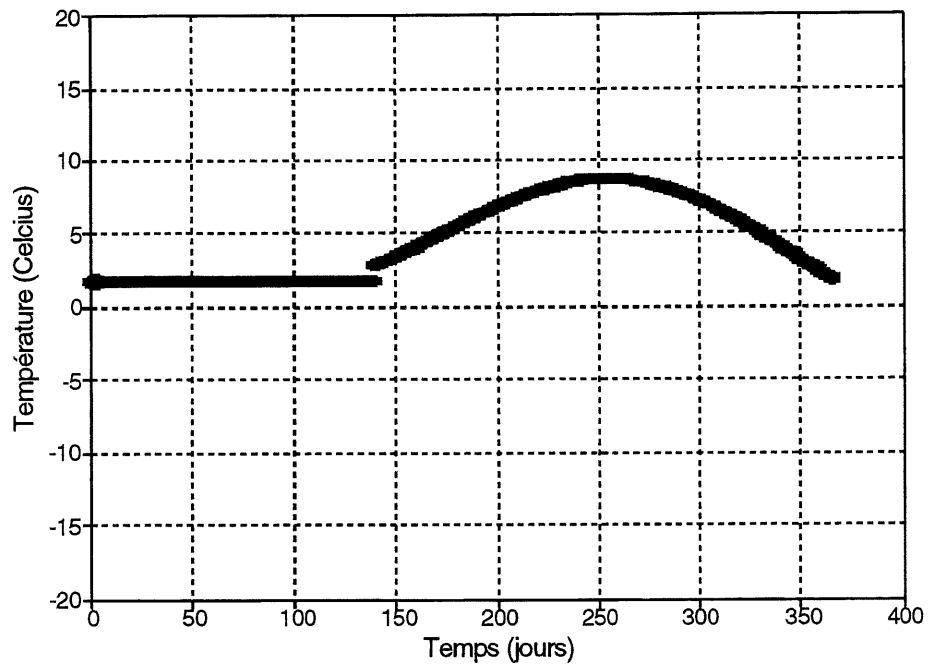


Figure A15. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 7,0 m.

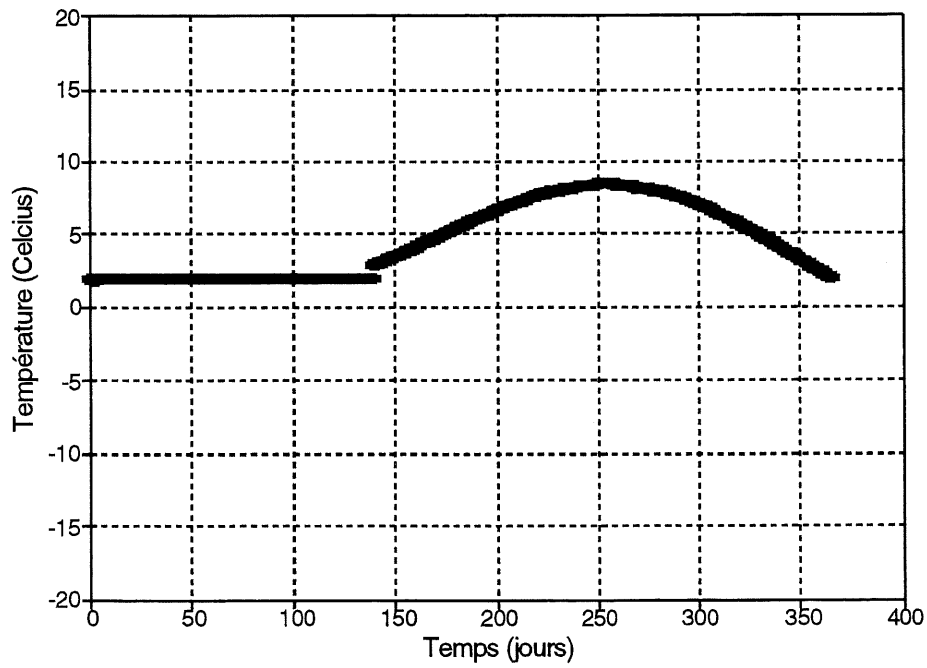


Figure A16. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 7,5 m.

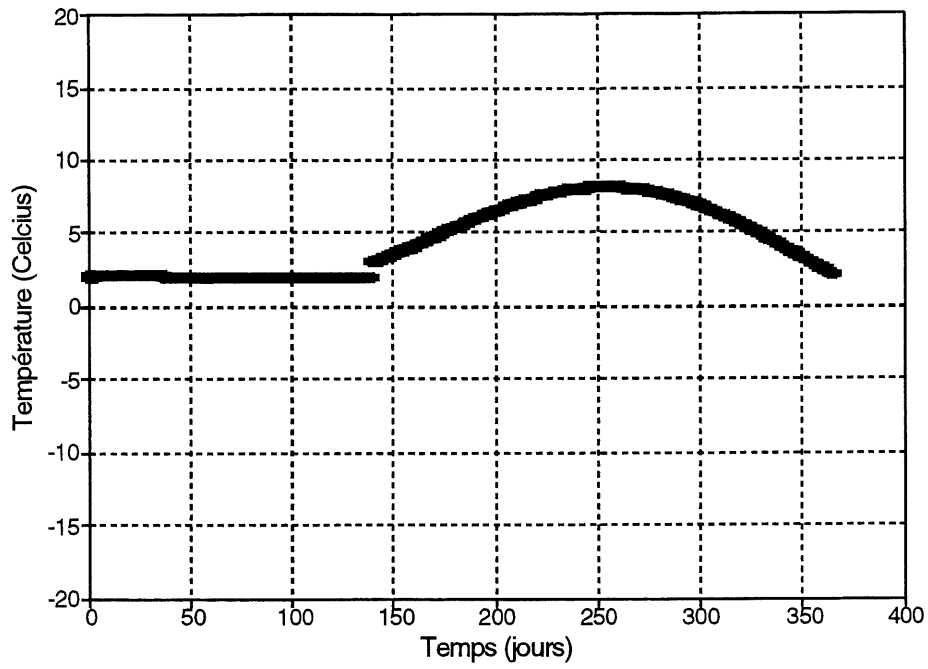


Figure 17. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 8,0 m.

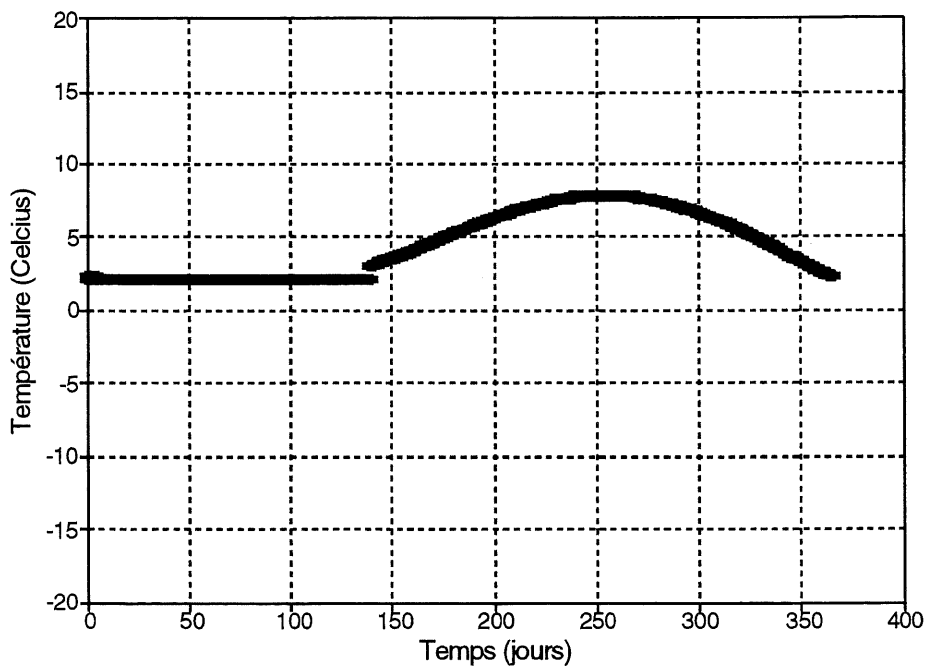


Figure 18. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 8,5 m.

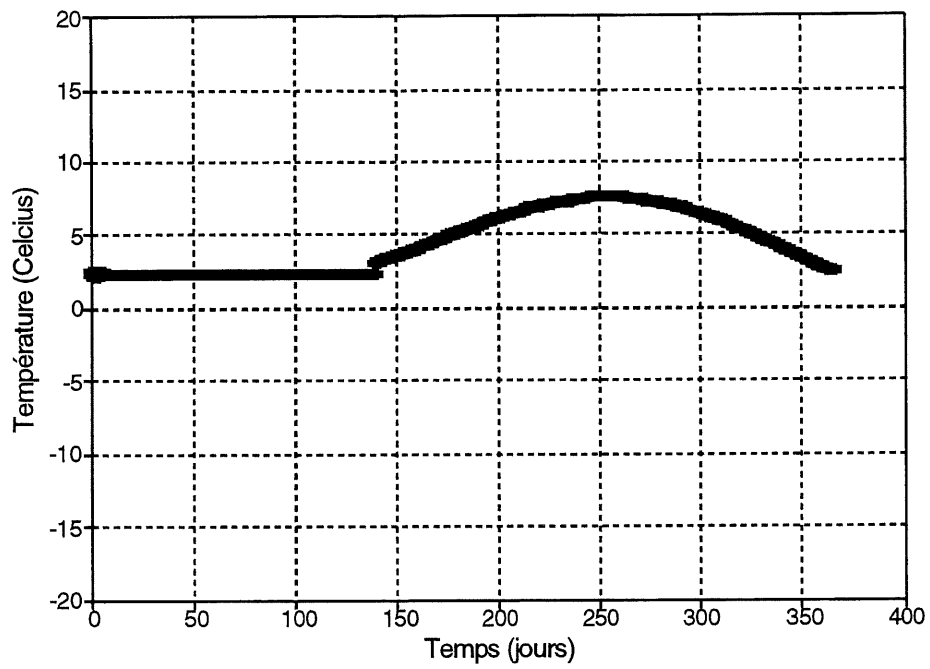


Figure A19. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 9,0 m.

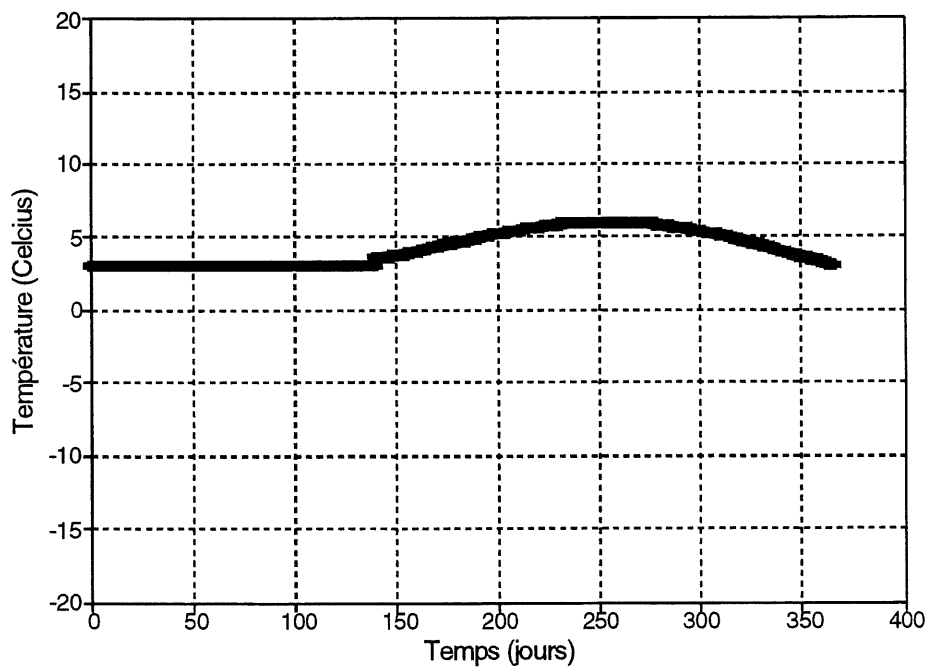


Figure A20. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 11,5 m.

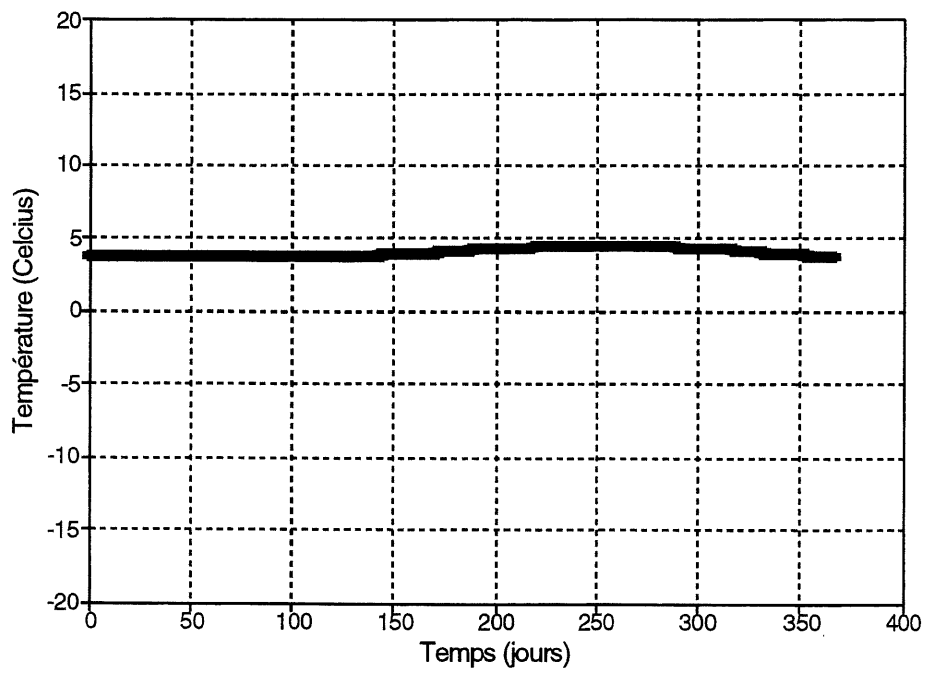


Figure A22. Variation de la température en fonction du temps dans le réservoir d'eau à la profondeur 14,5 m.