

Titre: Fissuration thermomécanique des barrages en béton soumis aux variations saisonnières de température en régions nordiques
Title: variations saisonnières de température en régions nordiques

Auteur: Dolice Dontsi Maken
Author:

Date: 2012

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Dontsi Maken, D. (2012). Fissuration thermomécanique des barrages en béton soumis aux variations saisonnières de température en régions nordiques
Citation: [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
<https://publications.polymtl.ca/965/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/965/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Pierre Léger
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

FISSURATION THERMOMÉCANIQUE DES BARRAGES EN BÉTON
SOUMIS AUX VARIATIONS SAISONNIÈRES DE TEMPÉRATURE EN
RÉGIONS NORDIQUES

DOLICE DONTSI MAKEN

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

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

FISSURATION THERMOMÉCANIQUE DES BARRAGES EN BÉTON
SOUMIS AUX VARIATIONS SAISONNIÈRES DE TEMPÉRATURE EN
RÉGIONS NORDIQUES

présenté par : DONTSI MAKEN Dolice

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

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

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., président

M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. BOUAAANANI Najib, Ph. D., membre

DÉDICACE

*À mon père, ma mère et ma famille
pour leur soutien inconditionnel.*

REMERCIEMENTS

Mes remerciements s'adressent d'abord à mon directeur de recherche M. Pierre Léger, professeur titulaire à l'École Polytechnique de Montréal pour tout le soutien constant, les nombreux conseils, l'aide financière et la confiance qu'il m'a accordée tout au long de ce projet de recherche.

La deuxième partie de ce projet a été réalisée en collaboration avec Hydro-Québec – Production. Je tiens donc à remercier M. Douglas Sparks, chef de la division Études de sécurité, Direction Barrages et Infrastructures pour m'avoir permis d'accéder aux locaux d'Hydro-Québec et d'avoir accès aux informations, données et ressources nécessaires à la réalisation de cette partie du projet.

Je tiens également à remercier M. Simon-Nicolas Roth, ingénieur à Hydro-Québec – Production, division Études de sécurité pour son aide et ses nombreux conseils lors de la réalisation de l'étude thermomécanique du barrage Daniel Johnson. Je le remercie aussi pour toute l'aide qu'il m'a fournie pour la compréhension du logiciel ANSYS et pour sa participation à l'écriture et à la relecture de l'article publié. Il a également assuré le suivi pour Hydro-Québec.

Je tiens finalement à remercier toute ma famille, mes amis et mes collègues de bureau qui ont su m'encourager et m'offrir leur support tout au long de la réalisation de ce projet.

RÉSUMÉ

Au Québec, plusieurs barrages en béton sont soumis à des variations saisonnières de température pouvant aller jusque 75°C. Dans ces conditions, les changements volumétriques dans le barrage sont très souvent empêchés. Par conséquent des contraintes voire des déformations thermiques peuvent se développer dans le béton entraînant ainsi la dégradation de la rigidité et la résistance de ces barrages. De plus, les cycles saisonniers thermiques provoquent des mouvements amont-aval qui sont souvent à l'origine de la propagation des fissures horizontales et verticales au sein des barrages.

Dans cette étude, une procédure de modélisation thermomécanique utilisant la méthode des éléments finis est proposée afin de bien comprendre le comportement thermomécanique des ouvrages en béton incluant la fissuration. Des analyses structurales et de transfert de chaleur ont été réalisées pour un barrage-poids (La Tuque 31 m) et un barrage-voûte (voûte 3-4 du barrage Daniel Johnson 214 m). Les conditions initiales et aux frontières ainsi que les paramètres d'entrée sont définies pour les analyses effectuées. Les équations pour évaluer les propriétés mécaniques (module d'élasticité, résistances à la traction et à la compression, énergie de fissuration et coefficient de Poisson) du béton en fonction de la température sont définies. Les modèles constitutifs de fissuration du béton utilisés pour les analyses thermomécaniques ainsi que les hypothèses de calculs des logiciels d'éléments finis utilisés (ABAQUS et ANSYS) sont présentés.

Une étude a été menée pour examiner a) l'impact, de la variation des propriétés mécaniques d'un barrage-poids en fonction de la température et b) l'effet de la pénétration de l'eau dans les fissures (ou le long des joints de construction), sur les contraintes, les déplacements et la fissuration. Il est montré que la différence au niveau des contraintes entre l'analyse où l'on fait varier les propriétés mécaniques selon la température et celle où les propriétés demeurent constantes n'est pas significative (de l'ordre de 5%). Toutefois, cette différence augmente à 20% lorsqu'on regarde les déplacements résultants. L'effet de la désintégration du béton de surface des faces exposées à l'air ambiant sur les facteurs de sécurité (glissement, renversement et soulèvement) a été étudié pour le barrage-poids. Il est montré qu'en deçà de 2 m de profondeur de désintégration, tous ces facteurs de sécurité ne sont pas significativement affectés.

L'étude de la voûte 3-4 (89 m) du barrage Daniel Johnson a été réalisée afin de quantifier la flexibilité apportée par les fissures obliques d'origine thermique présentes sur la face aval. L'effet de la fissuration oblique sur la magnitude et la distribution des contraintes internes dans le béton au voisinage des fissures plongeantes a également été étudié. Pour ce faire, des analyses linéaires considérant un module d'élasticité constant (analyse a) et variable mais de façon isotropique (analyse b) sur le barrage-voûte ont été effectuées. Ensuite, une analyse non-linéaire (analyse c) utilisant l'élément de béton du programme ANSYS nommé « SOLID65 » (fissuration diffuse avec orientation fixe aux points de Gauss) a été réalisée. L'acier d'armature a été introduit au voisinage de la face aval (armature de peau) pour le barrage-voûte afin d'étudier son effet sur la distribution des contraintes dans la voûte étudiée (analyse d). Les contraintes majoritairement d'origine thermique et les déplacements aux différents pendules présents dans la voûte 3-4 et dans les contreforts ont été évalués. Les patrons de fissures calculés numériquement ont été comparés avec celui des fissures observées suite à des investigations par forages. Il est montré qu'il y'a une bonne concordance entre ces fissures calculées et celles mesurées. Aussi, l'introduction de l'acier d'armature n'apporte pas de variations significatives sur les contraintes et les déplacements calculés. Il est montré qu'il y'a une bonne corrélation au niveau des déplacements aux pendules pour les analyses a), b), c) et d).

ABSTRACT

In Quebec, many dams are subjected to seasonal temperature variations going up to 75°C. Under these conditions, concrete volumetric changes in the dam are often prevented. Therefore, thermal stresses or strains can develop in the concrete leading to the long term degradation of stiffness and strength of those dams. Moreover, seasonal thermal cycles lead to upstream-downstream movements that are often the source of horizontal and vertical crack propagation in dams.

In this study, a thermo-mechanical modeling procedure using the finite element method is proposed in order to assess the thermo-mechanical behavior of concrete structures including cracking. The computer programs ABAQUS and ANSYS are used in the study. Structural analyses and heat transfer were performed for a gravity dam (La Tuque 31 m) and an arch dam (arch 3-4 of the Daniel Johnson dam 214 m). The initial conditions and boundaries conditions as well as the input parameters are defined for the analyses. Equations to evaluate the mechanical properties (elastic modulus, tensile strength, compressive strength, fracture energy and Poisson's ratio) of concrete as a function of temperature are defined. The constitutive model of concrete used for thermo-mechanical analyses (fixed smeared crack model at Gauss points) and the assumptions of the finite element software used are presented.

A study was conducted to see a) the impact of varying the mechanical properties of a gravity dam with temperature and b) the effect of water penetration into cracks (seeping along lift joints), on computed stresses, displacements and cracking process. It is shown that the difference in stress between the analysis where mechanical properties vary with temperature and the one where properties remain constant is not significant (about 5%). However, this difference increases to 20% when looking at the computed displacements. The effect of the disintegration of the concrete surface exposed to ambient air on the safety factors (sliding, overturning and uplifting) has been studied for the gravity dam. It is shown that below a 2 m depth disintegration, all those safety factors are not significantly affected.

A study was performed on a section (arch 3-4, 89 m) of a multiple arch dam Daniel Johnson to quantify the flexibility provided by thermal oblique cracks located on the downstream face. The effect of cracking on stress distribution around the “plunging cracks” area has also been studied. To do this, linear analyzes considering a constant elastic modulus (analysis a) and a variable (isotropic) elastic modulus (analysis b) on the arch dam were made. Then, a nonlinear analysis

(analysis c) using the ANSYS's concrete element named "SOLID65"(fixed smeared crack for representative Gauss points concrete volume) was performed. The reinforcement steel was introduced near the downstream face of the arch dam to see its effect on the stress distribution (analysis d). Thermal stresses and displacements were evaluated at various pendulums present in the buttresses and the studied arch. Numerical cracks were compared with observed cracks obtained after drilling's investigations. It is shown that there is a good correlation between the computed numerical cracks and the observed experimental ones. Also, the introduction of the reinforcing steel does not bring significant changes on the computed stresses and displacements. It is shown that there's a good correlation between analyses a), b), c) and d) regarding pendulums' displacements.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ.....	v
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
LISTE DES FIGURES	xiv
LISTE DES ANNEXES.....	xx
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs	5
1.3 Méthodologie	6
1.4 Organisation du mémoire	7
1.5 Contexte et mise en garde	7
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE SUR LE COMPORTEMENT THERMOMÉCANIQUE DES OUVRAGES EN BÉTON	8
2.1 Introduction	8
2.2 Comportement des ouvrages sous variations saisonnières de température.....	8
2.3 Caractéristiques du béton de masse.....	12
2.3.1 Propriétés thermiques du béton	13
2.3.1.1 Diffusivité thermique	13
2.3.1.2 Conductivité thermique	14
2.3.1.3 Chaleur spécifique.....	15

2.3.2 Propriétés mécaniques du béton	15
2.3.2.1 Coefficient d'expansion thermique	15
2.3.2.2 Résistance à la compression et à la traction du béton	18
2.3.2.3 Module d'élasticité	22
2.3.2.4 Coefficient de Poisson	24
2.3.2.5 Énergie de fissuration et ténacité	25
2.4 Données climatiques	28
2.4.1 Température de l'air	29
2.4.2 Température du réservoir (Eau)	30
2.4.3 Température de la fondation	31
2.4.4 Radiations solaires	32
2.5 Analyse de transfert de chaleur	33
2.5.1 Phénomènes de transfert de chaleur	34
2.5.2 Équation générale de transfert de chaleur	36
2.5.3 Transfert de chaleur par convection	37
2.5.4 Transfert de chaleur par radiation thermique	38
2.5.5 Transfert de chaleur par conduction	39
2.5.6 Transfert de chaleur par radiation solaire	39
2.6 Contraintes thermiques et phénomène de relaxation des contraintes	40
2.7 Barrages présentant des fissures d'origine thermique	41
CHAPITRE 3 MODÈLES CONSTITUTIFS DE BÉTON POUR LA PROPAGATION DES FISSURES	47
3.1 Modèle basé sur les concepts de la résistance des matériaux	48
3.2 Modèle basé sur la mécanique des fractures	49
3.2.1 Mécanique linéaire élastique de rupture	50

3.2.2 Mécanique non linéaire de rupture.....	52
3.2.2.1 Modèle fictif de fissuration	52
3.2.2.2 Modèle de bande de fissuration.....	54
3.3 Conclusions	54
CHAPITRE 4 ARTICLE 1: SEASONAL THERMAL CRACKING OF CONCRETE DAMS IN NORTHERN REGIONS.....	56
4.1 Introduction	57
4.2 Seasonal thermal cracking of concrete dams	57
4.3 Constitutive model for thermo-mechanical analyses	59
4.3.1 Thermal stresses	59
4.3.2 Constitutive model: Strength based on criteria	60
4.3.3 Smeared crack constitutive model with fracture energy	60
4.3.4 ABAQUS and ANSYS concrete models assumptions.....	61
4.3.5 Thermo-mechanical coupling.....	62
4.4 Axial and Flexural Loading- A Beam Model.....	62
4.5 Case study I – A gravity dam – La Tuque.....	67
4.5.1 Heat transfer analysis of La Tuque gravity dam	67
4.5.2 Thermo-mechanical analysis of the dam: Evaluation of stresses and thermal displacements	69
4.5.3 Analysis of water penetration in the dam.....	70
4.6 Case study II – A multiple arch dam – Daniel Johnson dam	71
4.6.1 Thermal analysis	72
4.6.2 Thermo-mechanical analyses	73
4.6.3 Cracking and displacements response analysis	75
4.6.4 Stress response analysis	77

4.7	Summary and Conclusions.....	79
4.8	Acknowledgments	81
4.9	References	82
CHAPITRE 5 DISCUSSIONS ET RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES		84
5.1	Approfondissements sur l'étude thermomécanique du barrage La Tuque.....	84
5.1.1	Analyse des déplacements.....	84
5.1.2	Détermination de la bande d'éléments fissurés	86
5.1.3	Analyse de la pénétration de l'eau dans un joint du barrage.....	88
5.2	Effet de la détérioration du béton de surface sur les facteurs de sécurité : Barrage La Tuque	91
5.2.1	Modélisation.....	91
5.2.2	Résultats	92
5.3	Analyse de la fissuration d'une poutre en béton armé	94
5.3.1	Modélisation.....	95
5.3.2	Résultats et comparaisons	98
5.3.3	État de fissuration dans la poutre	99
5.4	Analyse des déplacements aux pendules : Barrage Daniel Johnson	101
5.5	Représentation des contraintes principales : Barrage Daniel Johnson.....	105
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		109
6.1	Sommaire de la recherche	109
6.2	Conclusions	109
6.3	Recommandations	115
BIBLIOGRAPHIE		117
ANNEXES		124

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Valeurs caractéristiques de la conductivité thermique du béton (adapté de Neville, 2000).....	14
Tableau 2.2 Propriétés du béton à basse température comparées avec celles à 20°C (adapté de Lee et al., 1988).....	24
Tableau 2.3 Coefficient de Poisson pour du béton de masse (adapté de Raphael, 1978)	24
Tableau 2.4 Valeurs de l'énergie de fissuration Gf (N/m) pour les tests effectués (adapté de Bažant & Prat, 1988)	27
Tableau 4.1 Material properties	63
Tableau 4.2 Mechanical properties of concrete at low temperature relative to +20°C temperature (adapted from Lee et al., 1988)	65
Tableau 4.3 Pendulums arch displacements values for each analysis.....	76
Tableau 5.1 Propriétés mécaniques des matériaux (Dahmani et al., 2010)	98
Tableau 5.2 Comparaison entre les valeurs obtenues pour chaque analyse.....	99

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Analyse thermomécanique des barrages en béton pour l'évaluation de la stabilité des fissures.....	2
Figure 1.2 Évaluation de la sécurité des barrages en béton (adapté de Bhattacharjee, 1993).....	3
Figure 1.3 Réhabilitation des systèmes barrages-fondations-réservoirs	4
Figure 2.1 Emplacement des barrages situés dans la province de Québec, illustration des indices de gel ($^{\circ}\text{C}$) et épicentre du séisme de Saguenay 1988 (Léger, Venturelli, & Bhattacharjee, 1993a).....	9
Figure 2.2 Restriction aux changements de volumes : (a) barrage-fondation; (b) monolithe (adapté de Léger et al., 1993a)	9
Figure 2.3 Sollicitations thermiques.....	10
Figure 2.4 Évolution de la température interne du béton de masse (adapté de U.S. Bureau of Reclamation, 1977)	11
Figure 2.5 Mécanismes de transfert de chaleur pour un barrage (adapté de Léger et al., 1993a)..	12
Figure 2.6 Influence du coefficient d'expansion thermique linéaire des granulats sur le coefficient d'expansion thermique du béton 1:6 (rapport ciment/sable) (Neville, 2000)	17
Figure 2.7 Variation du coefficient d'expansion thermique avec la teneur en humidité de la pâte de ciment (Mindess & Young, 1981)	17
Figure 2.8 Effet de l'âge et de la teneur en humidité sur le coefficient d'expansion thermique de la pâte (Emanuel & Hulsey, 1977)	18
Figure 2.9 Influence des températures de coulée et de cure sur la résistance du béton (Mehta & Monteiro, 1993).....	20
Figure 2.10 Relation entre la résistance calculée d'une pâte pure de ciment et le rapport ciment/eau (Neville, 2000)	21
Figure 2.11 Relation entre les résistances en compression, à la traction et de flexion du béton (Mindess & Young, 1981).....	22

Figure 2.12 Enveloppes de l'influence de l'exposition à la chaleur sur le module d'élasticité du béton (Lankard et al., 1971)	23
Figure 2.13 (a) Poutre en trois points de charges ; (b) Courbe force-déplacement pour l'évaluation de l'énergie de fissuration (Shah et al., 1995).....	25
Figure 2.14 Spécimens utilisés : (a) poutre en trois points de charges; (b) spécimen de compression excentrique (Bažant & Prat, 1988).....	26
Figure 2.15 Énergie de fissuration en fonction de la température pour des spécimens secs et humides (Bažant & Prat, 1988)	27
Figure 2.16 Température journalière moyenne et extrême pour l'aménagement La Tuque (Léger et al., 1993a)	30
Figure 2.17 Profils de température pour un réservoir : (a) réservoir avec faible apport en eau; (b) réservoir avec apport d'eau important (Léger et al., 1993a)	31
Figure 2.18 Profil de variation de température dans la fondation (Léger et al., 1993a)	32
Figure 2.19 Courbes de radiation solaire pour des latitudes de 45° à 50° (U.S. Bureau of Reclamation, 1981)	33
Figure 2.20 Évaluation des températures saisonnières et des contraintes thermiques dans les barrages en béton (Léger, 2009).....	34
Figure 2.21 Modes de transfert de chaleur : conduction, convection, radiation (Roberge, 2002) .	35
Figure 2.22 Solide soumis à des conditions de charges thermiques (Roberge, 2002)	36
Figure 2.23 Exemples de barrages fissurés : (a) barrage Ust-Ilim (URSS); (b) barrage du Pont du Roi (Zhang & Ma, 1991)	43
Figure 2.24 Barrage Daniel Johnson : (a) vue générale du barrage; (b) coupe montrant la présence de fissures, (c) fissures obliques sur la face aval dans le bas de la voûte, (d) patron de fissures dans la voûte 8-9 (Léger, 2009)	44
Figure 2.25 Détérioration du béton de surface : (a) barrage Shawinigan-2; (b) barrage Chute-à-Caron, (c) barrage Farmers (Léger, 2009).....	45
Figure 2.26 Relevé de fissuration barrage-poids La Tuque (Veilleux, 1992)	46

Figure 3.1 Comportements contraintes-déformations des matériaux en traction et leurs critères de rupture : (a) élastique fragile; (b) élastique-plastique; (c) élastique quasi fragile (Shah et al., 1995).....	47
Figure 3.2 Contraintes dans une plaque trouée : (a) concentration; (b) distribution (Dorlot, Baillon, & Masounave, 1986)	48
Figure 3.3 Modes de rupture de base : (a) Mode I de tension; (b) Mode II de cisaillement; (c) Mode III de cisaillement hors plan (Bhattacharjee, 1993)	49
Figure 3.4 Mécanismes de fissuration du béton pour le mode I (van Mier, 1997)	51
Figure 3.5 Zone d'élaboration de rupture (fracture process zone : FPZ) : (a) LEFM; (b) NLFM (adapté de Bhattacharjee & Léger, 1992).....	52
Figure 3.6 Fissuration dans une barre (modèle fictif de fissuration) : (a) diagramme contrainte-déformation pré-rupture; (b) diagramme contrainte-ouverture de fissure post-rupture (van Mier, 1997).....	53
Figure 3.7 Modèle de bande de fissuration du béton : (a) bande composée de microfissures; (b) courbe contraintes-déformations pour la bande de microfissures (Shah et al., 1995).....	54
Figure 4.1 Daniel Johnson dam: (a) dam's view and characteristics; (b) arch 3-4 section; (c),(d) crack pattern; (e) computed vs observed downstream face cracks	59
Figure 4.2 (a) Response of concrete to uniaxial loading in tension; (b) notched beam under three-point loading.....	62
Figure 4.3 Force – displacement response using temperature-dependent properties.....	65
Figure 4.4 Restrained notched concrete beam	66
Figure 4.5 Thermo-mechanical response: (a) cyclic response; (b) tensile reaction	67
Figure 4.6 Finite element model of La Tuque dam.....	68
Figure 4.7 Temperature distribution for section A: 136.46m	68
Figure 4.8 Heat transfer analysis: (a) 1 st January temperature (°C) distribution; (b) 1 st January displacements (m) based on properties with temperature variations	70

Figure 4.9 Maximal principal stress distribution (Pa): (a) mechanical properties based on temperature; (b) constant mechanical properties without temperature variations	70
Figure 4.10 Temperature (°C) distribution winter condition (21 th Feb): Arch 3-4	73
Figure 4.11 Temperature distribution (°C) (21 th Feb): (a) Z-S cut; (b) through section A-A.....	73
Figure 4.12 (a) Distribution of elastic modulus E over the arch for analysis b); (b) elements type modeling areas for analysis c) and d).....	74
Figure 4.13 Arch 3-4 pendulums' positions.....	76
Figure 4.14 Maximal principal stress (MPa): (a) Along section A-A; (b) Along section B-B	78
Figure 4.15 Distribution of tensile principal stresses projected on the downstream face: (a) Constant E; (b) Variable E; (c) Smeared crack; (d) Smeared crack with steel	79
Figure 5.1 Déplacement d'un barrage selon les variations saisonnières de température (adapté de Seydou, 2003).....	84
Figure 5.2 Déplacements (m) calculés selon : les propriétés en fonction de la température : (a) 1 ^{er} juillet; (b) 1 ^{er} janvier; les propriétés constantes : (c) 1 ^{er} juillet; (d) 1 ^{er} janvier	85
Figure 5.3 Bande d'éléments fissurés au 1 ^{er} janvier : (a) propriétés mécaniques variant avec la température; (b) propriétés mécaniques constantes	87
Figure 5.4 Contraintes maximales principales au 1 ^{er} janvier : (a) propriétés mécaniques variant avec la température; (b) propriétés mécaniques constantes	88
Figure 5.5 Distribution de température (°C) au sein du barrage (1 ^{er} janvier) : (a) joint 136.46 m avec écoulement jusque la mi-profondeur ; (b) joint 136.46 m avec écoulement sur toute la profondeur	89
Figure 5.6 Enveloppes de contraintes maximales principales en fonction de la profondeur de la section A.....	90
Figure 5.7 Bande d'éléments fissurés : (a) joint 136.46 m avec écoulement jusqu'à la mi-profondeur de la section; (b) joint 136.46 m avec écoulement sur toute la profondeur de la section.....	90

Figure 5.8 Contraintes maximales principales au 1 ^{er} janvier : (a) joint 136.46 m avec écoulement jusqu'à la mi-profondeur de la section; (b) joint 136.46 m avec écoulement sur toute la profondeur de la section	91
Figure 5.9 Modélisation du barrage La Tuque dans CADAM 2D	92
Figure 5.10 Facteurs de sécurité en fonction de la position du point de rotation aval	93
Figure 5.11 Contraintes amont/aval en fonction de la position du point de rotation aval (m).....	94
Figure 5.12 Géométrie de la poutre et des barres d'acier (dimensions en mètres)	95
Figure 5.13 Types d'introduction de l'acier : (a) sous formes de barres (rebar); (b) de façon diffuse (smeared) (Dahmani et al., 2010).....	95
Figure 5.14 Caractéristiques de l'élément de béton 3D SOLID65	96
Figure 5.15 Modèle 3D de la poutre	97
Figure 5.16 Modèle (Vue X-Y) utilisé pour l'analyse a) («rebar»)	97
Figure 5.17 Modèle (Vue X-Y) utilisé pour l'analyse b) («smeared»)	97
Figure 5.18 Courbe force-déplacement obtenue pour les analyses a) et b).....	99
Figure 5.19 Fissuration dans la poutre à $F = 42.2 \text{ kN}$ (premières fissures)	100
Figure 5.20 Vue 3D de la fissuration dans la poutre à $F = 42.2 \text{ kN}$ (première fissuration)	100
Figure 5.21 Fissuration dans la poutre à $F = 50 \text{ kN}$	101
Figure 5.22 Fissuration dans la poutre à $F = 60 \text{ kN}$	101
Figure 5.23 Positions des pendules aux contreforts 3 et 4 (élévations en mètres)	102
Figure 5.24 Positions des pendules dans la voûte 3-4.....	103
Figure 5.25 Déplacements aux pendules du contrefort 3 pour les analyses a), b) et c)	103
Figure 5.26 Déplacements aux pendules du contrefort 4 pour les analyses a), b) et c)	104
Figure 5.27 Déplacements aux pendules de voûtes pour les analyses a), b) et c).....	104
Figure 5.28 Profondeur des fissures dans la section Z-S de la voûte 3-4	105
Figure 5.29 Fissures obtenues numériquement vs fissures observées dans la voûte 3-4	106

Figure 5.30 Distribution des contraintes maximales principales à travers la section Z-S de la voûte 3-4 : (a) E constant; (b) E variable 107

Figure 5.31 Distribution des contraintes maximales principales à travers la section Z-S de la voûte 3-4 : (a) SOLID65 (fissuration diffuse); (b) SOLID65 avec acier 108

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 - Analyse non-linéaire de la poutre présentée à la section 5.3 (Macro d'exécution dans ANSYS)	124
ANNEXE 2 - Patron de fissures du barrage Daniel Johnson.....	126
ANNEXE 3 - Calculs de la force requise pour atteindre la limite élastique de l'acier, poutre section 5.3, chapitre 5.....	129

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

Des contraintes principalement d'origine thermique peuvent se développer dans les barrages en béton soumis aux variations de température. Ces contraintes contribuent souvent à la détérioration de la rigidité et de la résistance structurale et peuvent engendrer des problèmes structuraux nécessitant souvent d'importants travaux de réhabilitation. Les régions nordiques sont souvent le siège de variations thermiques allant de +35°C pendant la période estivale à -40°C pendant la période hivernale. Ces variations considérables ont un impact important sur le comportement structural des barrages en béton. On assiste donc souvent à l'initiation et la propagation de fissures dû aux mouvements amont-aval selon les cycles thermiques.

L'action répétée des cycles gel/dégel (environ une centaine par an) conduit à la détérioration du béton de surface des faces exposées à la température ambiante et contribue par conséquent au processus de fissuration. Aussi, lorsque le béton fissure, l'eau s'infiltra dans les fissures et les joints et peut engendrer des sous-pressions considérables. En plus de l'eau, on note souvent une infiltration de sédiments qui, combinée au fait que les fissures ne se referment jamais suivant la géométrie de l'ouverture initiale, modifie le volume de la structure.

Il est donc essentiel d'étudier et de bien comprendre le comportement thermomécanique des barrages en béton. La figure 1.1 présente les principales étapes et le cheminement à suivre pour réaliser des analyses thermomécaniques sur les barrages en béton afin d'évaluer la stabilité des fissures présentes ou l'initiation de nouvelles fissures. Des outils de modélisations numériques sont souvent utilisés pour effectuer ce type d'analyse. Les propriétés thermiques et mécaniques des matériaux ainsi que les conditions climatiques de l'environnement sont fournies comme données d'entrée. Une analyse thermique (transfert de chaleur) est ensuite réalisée enfin de déterminer les champs de température au sein du barrage. Ces champs de température sont ensuite utilisés comme données d'entrée pour l'analyse structurale. Celle-ci permet d'évaluer les contraintes et le patron de fissures résultant du chargement thermique.

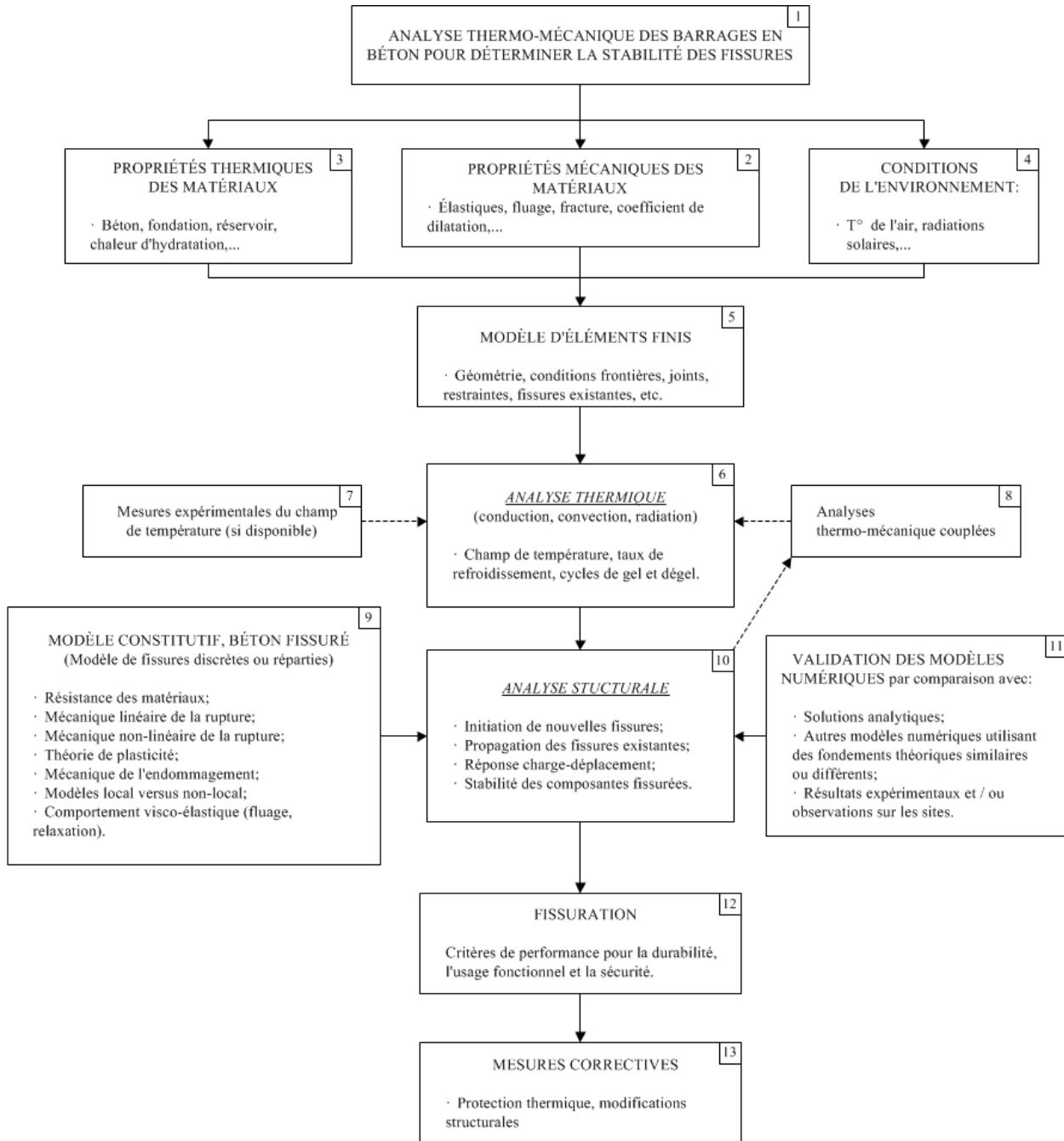


Figure 1.1 Analyse thermomécanique des barrages en béton pour l'évaluation de la stabilité des fissures

Après avoir obtenu le patron de fissuration suite à l'analyse structurale, l'étape suivante consiste à évaluer la sécurité du barrage. La figure 1.2 montre les étapes à suivre pour déterminer si le barrage demeure sécuritaire. La plupart des barrages possèdent des fissures et certaines de ces

fissures (microfissures) n'affectent pas la sécurité du barrage. Toutefois pour certains barrages, les fissures sont profondes et peuvent par conséquent altérer la résistance structurale. Une étude doit donc toujours être réalisée pour évaluer la stabilité et le degré d'importance des fissures.

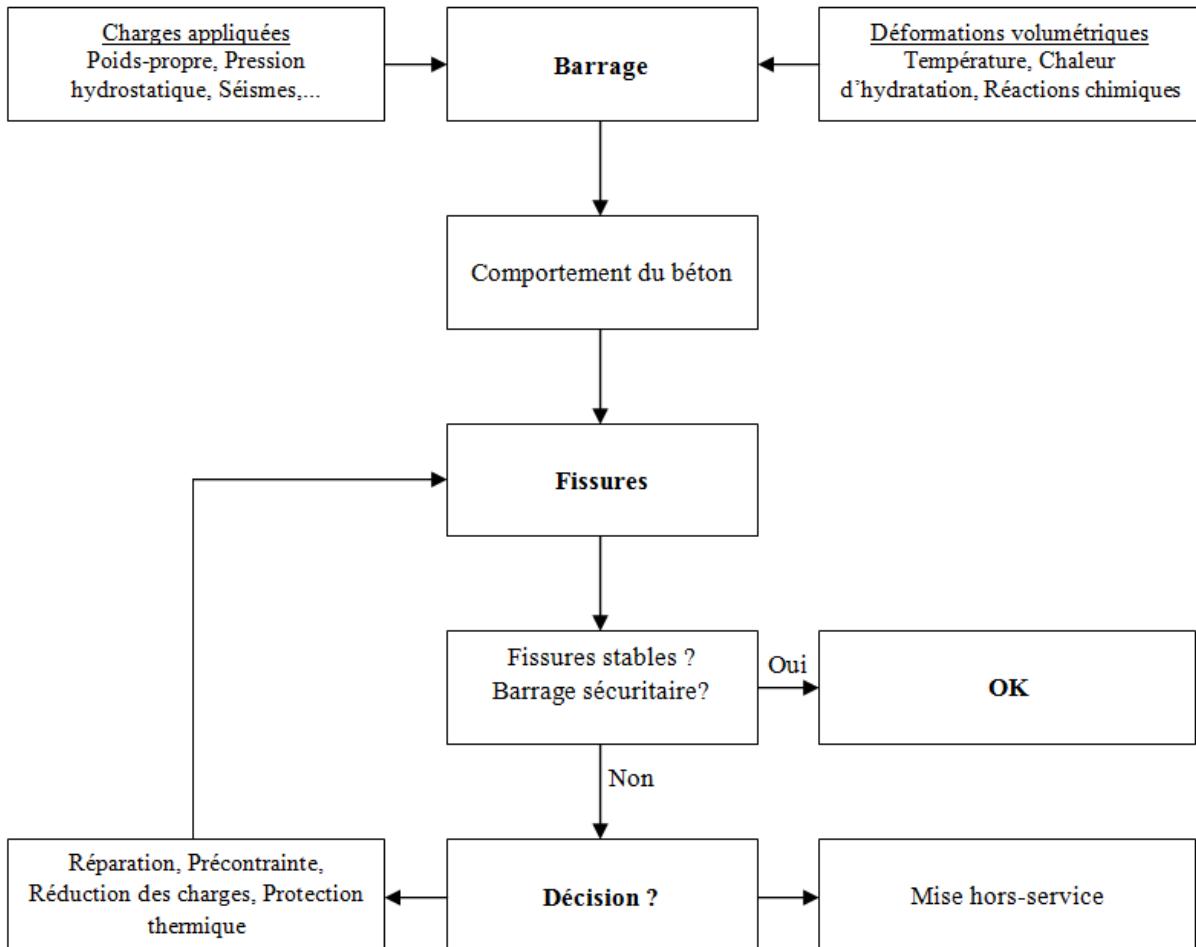


Figure 1.2 Évaluation de la sécurité des barrages en béton (adapté de Bhattacharjee, 1993)

Une fois l'état du barrage évalué, des réparations doivent être réalisées si nécessaire. La figure 1.3 présente le processus de réhabilitation utilisé pour les barrages endommagés. Les analyses thermomécaniques sont effectuées et les mesures de réfection prises dans le but ultime d'assurer la durabilité et la stabilité structurale des ouvrages en béton.

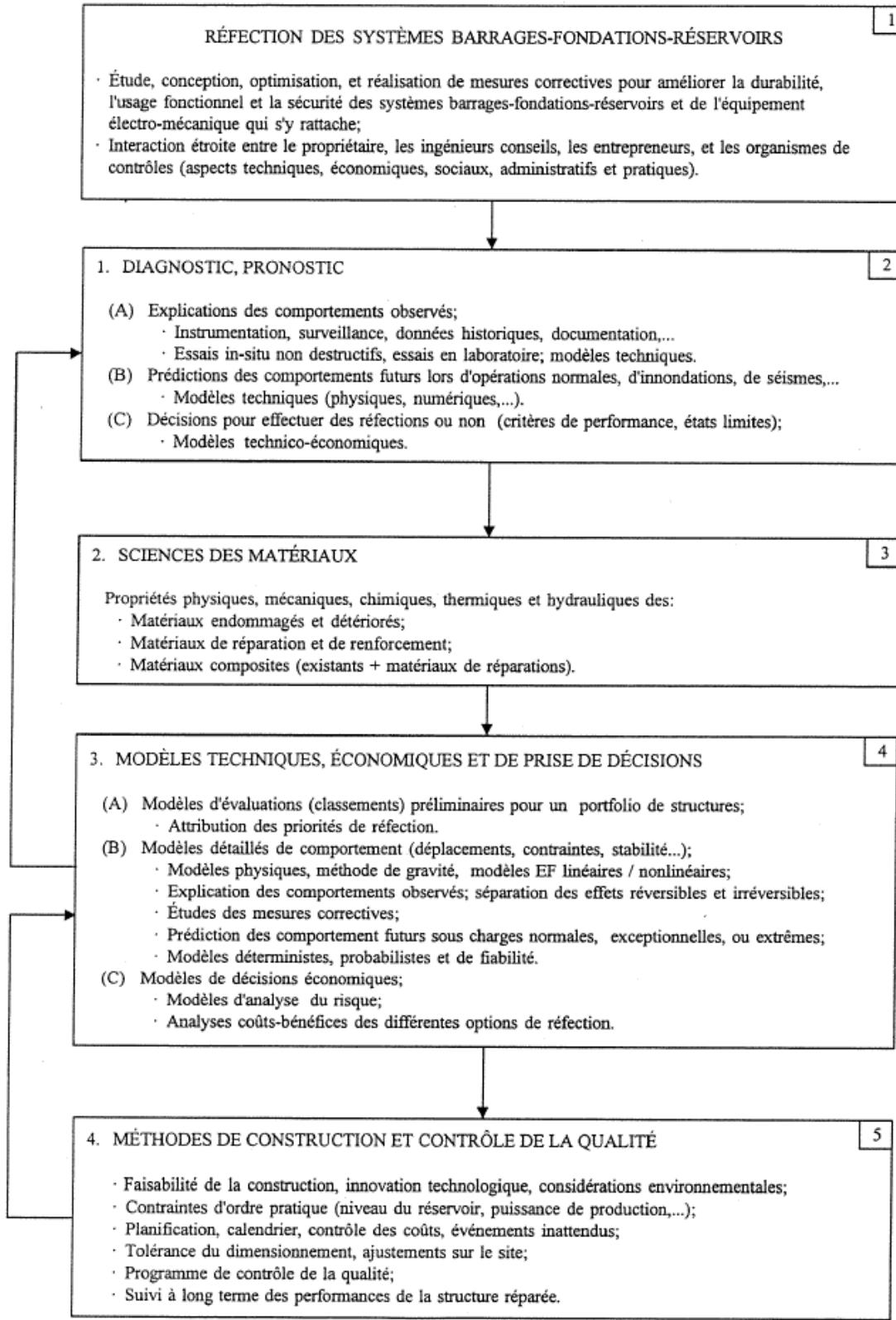


Figure 1.3 Réhabilitation des systèmes barrages-fondations-réservoirs

1.2 Objectifs

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'évaluer le comportement thermomécanique des barrages en béton, soit un barrage-poids et un barrage-vôûte, soumis aux variations saisonnières de température en développant une méthodologie d'analyse thermomécanique numérique appropriée.

Les objectifs spécifiques fixés sont :

- a) d'évaluer l'effet de la température sur les propriétés transitoires mécaniques du béton à savoir le module d'élasticité, la résistance à la traction, la résistance à la compression, le coefficient de Poisson et l'énergie de fissuration. Ces paramètres mécaniques ont été modifiés selon les variations saisonnières de température et l'effet de cette modification a été étudié en observant les contraintes et déplacements calculés numériquement;
- b) d'évaluer le rôle joué par la température ou par les effets thermiques cycliques dans l'initiation ou la propagation de fissures sur les barrages en régions nordiques. Les contraintes résultant des analyses thermomécaniques ont été comparées à la résistance à la traction du béton pour identifier les zones de fissuration (fissuration diffuse avec ou sans énergie de fissuration);
- c) de développer une procédure de modélisation thermomécanique couplée qui tient compte :
 - i. de la relaxation des contraintes;
 - ii. des modifications transitoires des propriétés mécaniques des matériaux;
 - iii. des modifications transitoires apportées par la fissuration sur les champs de température de l'ouvrage au voisinage des fissures;
 - iv. des modifications thermomécaniques apportées par la pénétration de l'eau dans les fissures;
- d) de développer une méthodologie numérique permettant de quantifier la flexibilité apportée par les fissures obliques d'origine thermique apparaissant sur la face aval pour le barrage-vôûte présenté;

- e) d'évaluer l'intensité et la distribution spatiale des contraintes et déformations thermiques afin de s'assurer de la durabilité et de la stabilité structurale des barrages en béton;
- f) d'émettre des recommandations sur l'utilisation de méthodes de simulations numériques servant à prédire la fissuration thermomécanique des barrages en béton.

1.3 Méthodologie

Afin d'atteindre les objectifs définis, la méthodologie par étapes suivante a été utilisée. Tout d'abord, une revue de littérature a été effectuée sur le comportement thermomécanique des barrages situés en régions nordiques. Cette étape a permis de s'informer des développements réalisés dans le domaine et a ainsi facilité le départ pour la réalisation du projet. Une recherche a ensuite été effectuée sur tous les logiciels éléments finis capables de réaliser des analyses de transfert de chaleur et des analyses thermomécaniques couplées. Le logiciel à choisir devait posséder un modèle de béton tenant en compte de la fissuration des éléments. Enfin, il devait être capable de faire varier les propriétés mécaniques d'un matériau en fonction de la température.

Une procédure de modélisation par éléments finis a été établie pour l'étude des ouvrages. Cette procédure définit les étapes à suivre dans le logiciel : définition de la géométrie et des conditions frontières, définition du maillage, application des charges, définition des pas de temps de calcul, analyse et interprétation des résultats. Afin de valider le logiciel sélectionné et de s'assurer de la cohérence des résultats, des éléments structuraux simples (barres, poutres...) ont été modélisés. Les résultats obtenus suite à ces analyses ont été validés par des calculs manuels ou des résultats expérimentaux.

Enfin, une analyse thermomécanique a été effectuée pour le barrage-poids La Tuque (31 m) et pour le barrage-voûte Daniel Johnson (214 m), tous les deux situés au Québec. Pour chacun de ces barrages, les propriétés thermiques et mécaniques du béton ainsi que les conditions climatiques ont tout d'abord été déterminés à partir de la littérature existante ou des relevés sur les sites correspondants. Ensuite une analyse thermique transitoire (transfert de chaleur) a été réalisée, suivie par une analyse structurale pour déterminer les contraintes thermiques et l'état du barrage (fissures ou non). Tout ceci pour s'assurer de l'usage fonctionnel et de la sécurité de l'ouvrage.

1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire présente les analyses qui ont été effectuées ainsi que les résultats obtenus pour comprendre le comportement thermomécanique des barrages en béton. À la suite du présent chapitre présentant la problématique, les objectifs et la méthodologie, le chapitre 2 présente une revue de littérature sur le comportement des barrages lorsqu'ils sont soumis aux variations de température. Ce chapitre présente les recherches ou analyses antérieures qui ont été effectuées dans ce domaine. Le chapitre 3 présente les différents modèles constitutifs de béton qui sont utilisés pour représenter ou décrire la fissuration du béton sous sollicitations thermiques. Le chapitre 4 présente l'article publié dans le cadre de la présente recherche proposant une méthodologie d'analyse numérique pour l'évaluation du comportement thermomécanique des barrages en béton situés en régions nordiques. Cet article présente les modélisations thermomécaniques effectuées ainsi que les résultats obtenus pour les barrages La Tuque et Daniel Johnson. Le chapitre 5 présente les discussions et les résultats complémentaires qui n'ont pas été abordés dans l'article publié. Le chapitre 6 présente des conclusions sur l'étude et propose des recommandations.

1.5 Contexte et mise en garde

Ce projet de maîtrise a été réalisé pour l'obtention du diplôme de maîtrise recherche ès sciences appliquées (M.Sc.A.). La présentation du mémoire de maîtrise est par articles. Le chapitre 4 est donc constitué de l'article : Seasonal Thermal Cracking of Concrete Dams in Northern Regions, qui a été soumis à la revue ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities.

Lors de la réalisation du projet, des études de cas ont fait intervenir des calculs de déplacements et d'efforts sur des sections de barrages en béton réels. Ces études de cas et les résultats numériques qui en découlent ont été réalisés dans un contexte académique d'apprentissage. Ils ne devraient donc pas être utilisés directement dans des études d'ingénierie sans vérification préalable de la représentativité des hypothèses de modélisation retenues et des valeurs numériques calculées.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE SUR LE COMPORTEMENT THERMOMÉCANIQUE DES OUVRAGES EN BÉTON

2.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de présenter une revue de littérature sur le comportement thermomécanique des barrages en béton. Les effets thermiques affectant les barrages sont principalement de deux natures : l'augmentation de la température du béton causée par la chaleur produite lors des réactions chimiques d'hydratation du ciment et les variations saisonnières de température de l'air pouvant atteindre plus de 75°C au Québec. Ces effets thermiques peuvent être considérables allant jusqu'à l'initiation et la propagation des fissures ainsi que la dégradation du béton de surface des parements exposés à l'air ambiant affectant ainsi le comportement structural des ouvrages situés dans les régions nordiques. Les contraintes/déformations d'origine thermique doivent donc être évaluées afin de déterminer la sécurité structurale et la durabilité des ouvrages dans les conditions normales d'exploitation et de définir les conditions initiales pour des conditions inhabituelles ou exceptionnelles (crues, séismes).

2.2 Comportement des ouvrages sous variations saisonnières de température

Dans les régions nordiques, plusieurs barrages sont soumis à des conditions climatiques très sévères. La figure 2.1 présente l'emplacement des principaux barrages en béton au Québec ayant une hauteur supérieure à 25 m ainsi que l'indice de gel exprimé en degré-jour. Cet indice de gel est défini comme étant un cumul de la différence entre les températures journalières moyennes et le point de congélation pour une année et pour un site donné. L'amplitude des variations de température peut atteindre plus de 75°C allant de +35°C pendant la période estivale à -40°C en hiver. Ces variations de température peuvent entraîner des déformations, ou changements volumétriques importants. Des contraintes, qui sont parfois supérieures aux limites imposées lors de la conception, pouvant mener à la fissuration, peuvent se développer si ces changements volumétriques sont empêchés. Les restrictions aux changements de volume sont de type : internes et externes. Les restrictions internes sont causées par des différences de température au sein du barrage. Les restrictions externes quant à elles sont causées par l'action réciproque tridimensionnelle des monolithes entre eux et la rigidité de la fondation et des appuis (figure 2.2).

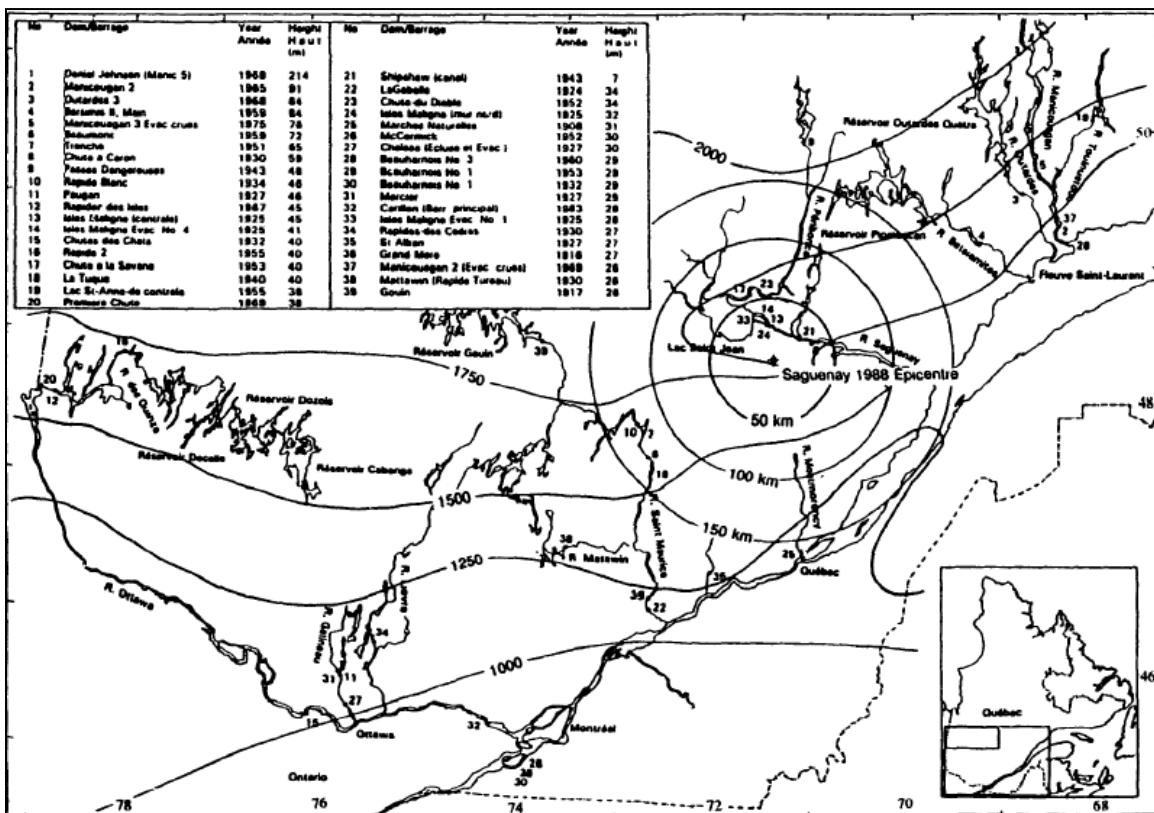


Figure 2.1 Emplacement des barrages situés dans la province de Québec, illustration des indices de gel ($^{\circ}\text{C}$) et épicentre du séisme de Saguenay 1988 (Léger, Venturelli, & Bhattacharjee, 1993a)

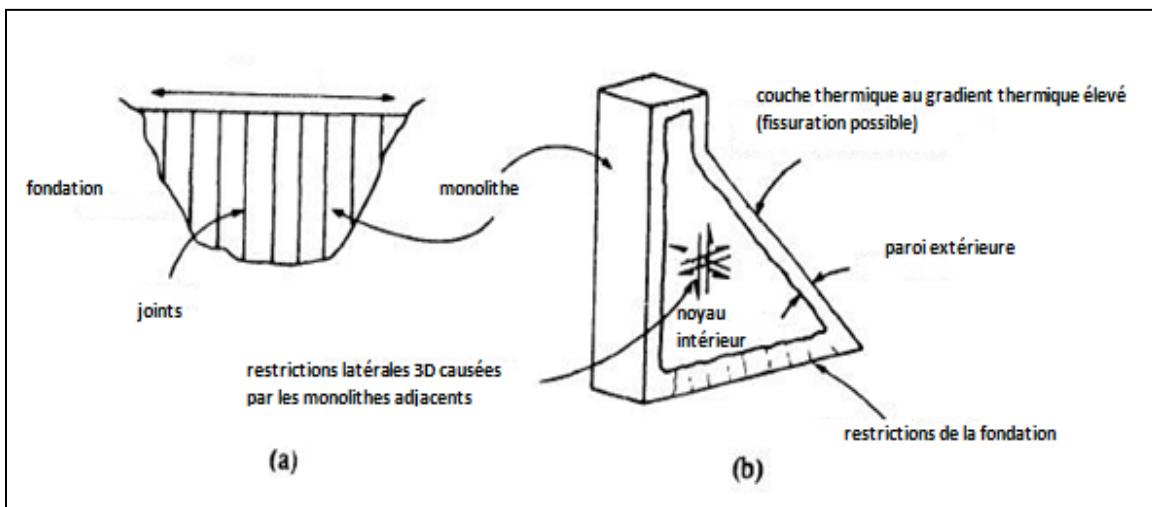


Figure 2.2 Restriction aux changements de volumes : (a) barrage-fondation; (b) monolithe (adapté de Léger et al., 1993a)

La figure 2.3 présente les chargements thermiques auxquels sont soumis les barrages. Ces chargements sont deux types : internes et externes. Les chargements thermiques internes consistent au dégagement de la chaleur d'hydratation. Les charges externes variant en fonction du temps sont engendrées par les variations de la température de l'air ambiant, de la fondation, du réservoir et du rayonnement solaire. Le chargement thermique le plus sévère affectant les barrages en béton se produit souvent pendant la phase de construction avec le dégagement de la chaleur d'hydratation produite lors de la réaction de l'eau et du ciment pour former une pâte dure. La chaleur d'hydratation se dissipe ensuite graduellement sur une période de 2 à 20 ans selon le cas. La figure 2.4 montre le changement de la température interne du béton de masse dans le temps. Ce changement varie en fonction de l'épaisseur de la section du barrage, du type de ciment et de la diffusivité du béton. Après quelques années, lorsque la chaleur d'hydratation est dissipée la durabilité et la sécurité à long terme du barrage sont influencés par les chargements thermiques externes.

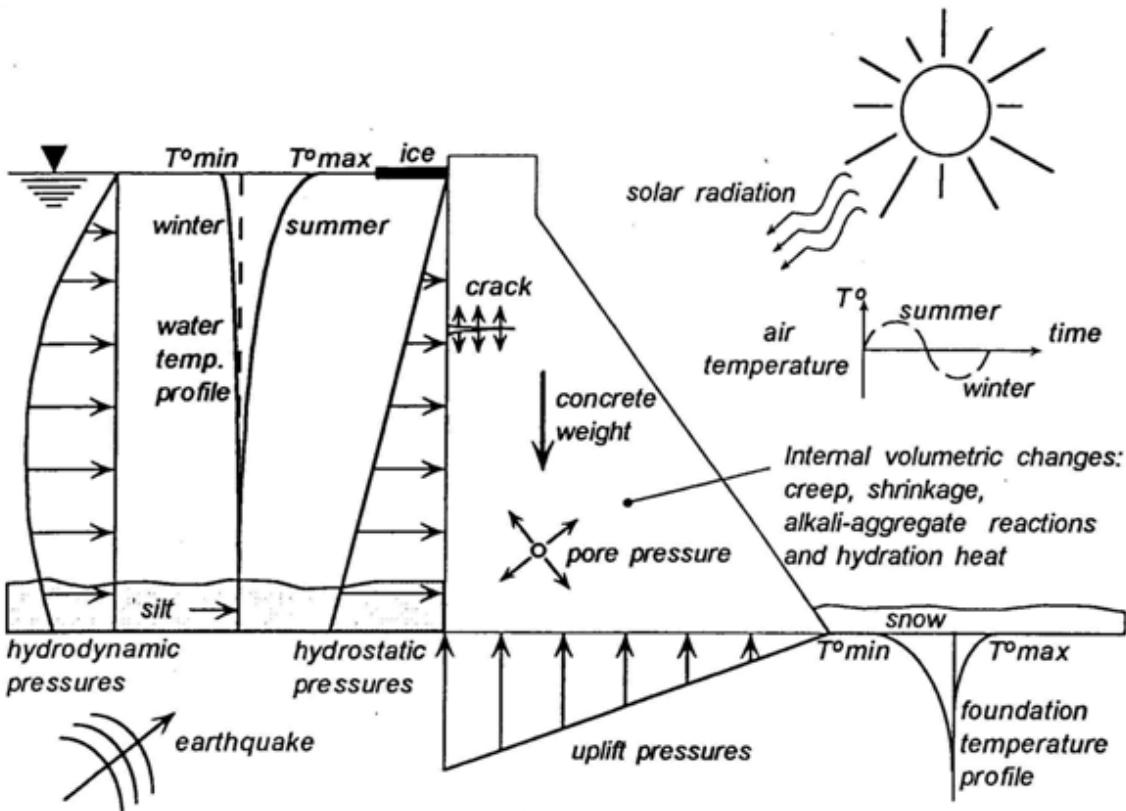


Figure 2.3 Sollicitations thermiques

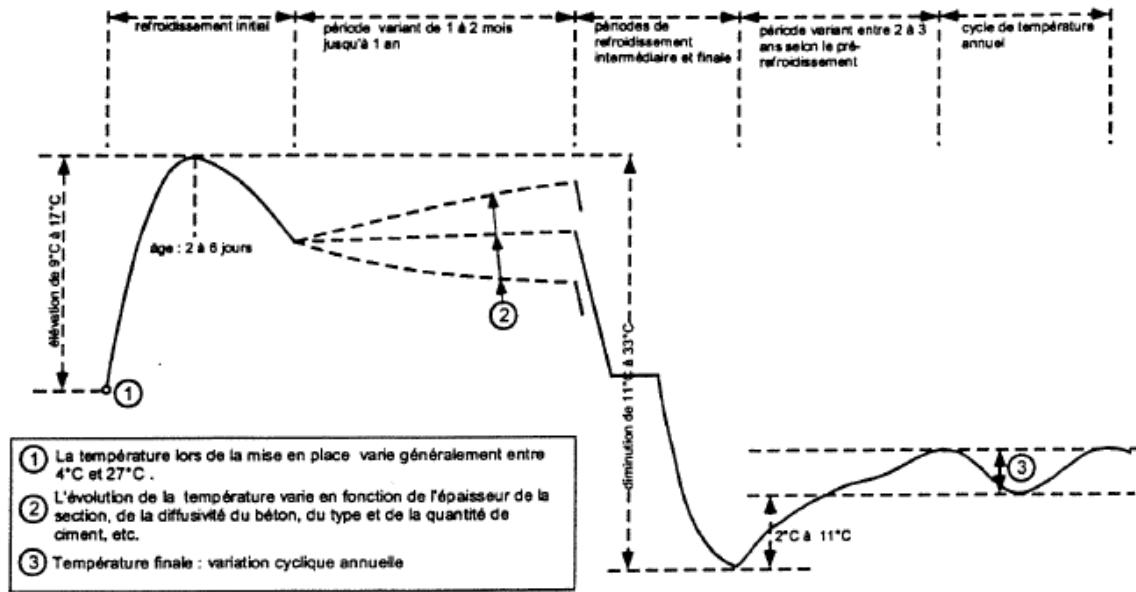


Figure 2.4 Évolution de la température interne du béton de masse (adapté de U.S. Bureau of Reclamation, 1977)

L'évaluation de la réponse thermique d'un barrage doit se faire en prenant en compte la température du barrage et les mécanismes de transfert de chaleur entre le barrage, l'air ambiant, la fondation et le réservoir (figure 2.5). Après plusieurs années, la température interne du barrage varie approximativement autour de la température moyenne ambiante (eau, air) durant l'année. Ces variations de température entraînant des contraintes sont souvent responsables de l'initiation et la propagation des fissures ainsi que de la dégradation du béton pour plusieurs barrages. En outre, des études ont montré sur certains aménagements que les mouvements amont-aval reliés aux cycles saisonniers thermiques pouvaient favoriser la propagation des fissures transversales et horizontales dans le barrage (Zhang & Ma, 1991). Les fissures horizontales se trouvent en majorité sur le côté aval soumis à de sévères conditions climatiques en plus des radiations solaires et les cycles de gel/dégel (Veilleux, 1992). Il arriverait que certaines fissures soient causées par l'action répétée des cycles de gel/dégel pouvant entraîner une désintégration du béton de surface (Côté, Léger, & Tinawi, 1994). Le jeu cyclique des chargements thermiques et hydrostatiques amplifie la fissuration thermique et entraîne un phénomène cyclique de fatigue thermique.

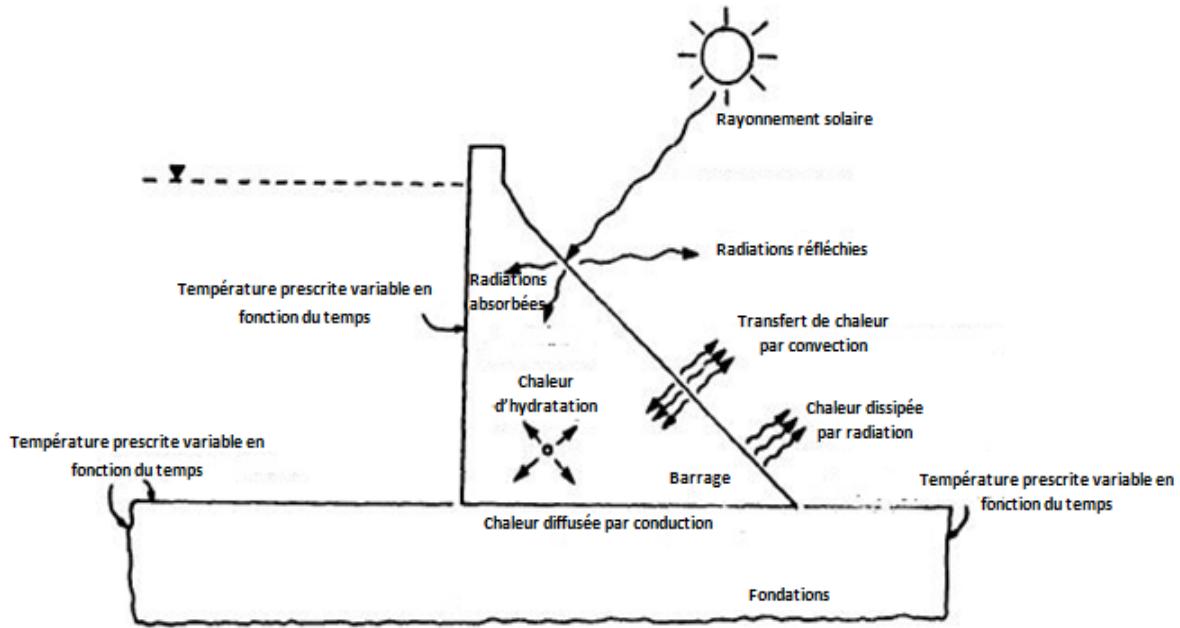


Figure 2.5 Mécanismes de transfert de chaleur pour un barrage (adapté de Léger et al., 1993a)

2.3 Caractéristiques du béton de masse

Le béton est un matériau poreux constitué d'un mélange de deux constituants : les granulats et la pâte. Les granulats sont composés de sable et de gravier (agrégats) et la pâte est composée de liants (ciment), de l'eau et d'un réseau d'air emprisonné ou entraîné. Le ciment et l'eau que contient la pâte réagissent pour former une masse qu'on appelle béton et dont la résistance est évaluée après 28 jours de cure pour le béton structural et le plus souvent 90 jours de cure pour le béton de masse.

Il existe plusieurs types de bétons parmi lesquels le béton de masse. Le béton de masse se définit comme étant : «tout volume important de béton coulé sur place dont les dimensions sont suffisamment imposantes pour exiger que des mesures soient prises pour faire face à la génération de chaleur et minimiser la formation de fissures lors du changement de volume» (ACI 318-95, 1996). Dans ce type de béton, l'élévation de la température est causée par la chaleur d'hydratation, lorsque la température à l'intérieur de la masse augmente, la surface peut se refroidir et se contracter causant ainsi des effets de tension et des fissures lorsque la différence de température est trop élevée. Toutefois, ce projet porte sur l'étude des barrages longtemps après la phase de construction et donc après la dissipation de la chaleur interne du béton. Il importe

cependant de connaître et de déterminer les propriétés thermiques et mécaniques de ce béton, suivant l'évolution de la température, avant de réaliser des analyses thermomécaniques.

2.3.1 Propriétés thermiques du béton

Pour réaliser une analyse de transfert de chaleur, trois paramètres importants doivent être définis : la diffusivité thermique (λ), la conductivité thermique (k) et la chaleur spécifique (c). Ces paramètres sont reliés par la relation :

$$\lambda = \frac{k}{\rho c} \quad (2.1)$$

Avec :

k : Conductivité thermique (W/m °C)

ρ : Masse volumique (kg/m³)

c : Chaleur spécifique (J/kg°C)

2.3.1.1 Diffusivité thermique

La diffusivité thermique est une grandeur physique caractérisant la vitesse avec laquelle la température se propage à l'intérieur d'un matériau. Elle représente donc l'indice de facilité ou difficulté avec laquelle les changements de température peuvent avoir lieu dans le béton. Cette propriété du béton, aussi bien que la conductivité thermique, est nécessaire pour le développement des gradients de température, des déformations thermiques et de la fissuration du béton. Les valeurs habituelles de la diffusivité pour le béton se situent entre 0.002 et 0.006 m²/h selon le type de granulat utilisé (Neville, 2000). Léger et al. (1993a) proposent des valeurs de diffusivité se situant entre 0.0024 et 0.007 m²/h pour le béton et de 0.004 à 0.0055 m²/h pour la fondation (roc).

Neville (2000) explique la mesure de la diffusivité comme consistant à déterminer la relation existante entre le temps et la différence de température entre l'intérieur et la surface d'une éprouvette de béton, initialement maintenu à la température constante, lorsqu'un changement de température est provoqué à sa surface.

2.3.1.2 Conductivité thermique

La conductivité thermique est la capacité avec laquelle un matériau transmet ou conduit de la chaleur. Elle se définit comme étant le rapport du flux de chaleur au gradient de température (Neville, 2000). La teneur en eau du béton, la densité du béton, le type de granulat et la température sont des paramètres qui influencent la conductivité. Chapelle (1953) montre que la conductivité varie le plus avec le type d'agrégats, augmentant pendant les premiers jours de vie du béton avant de se stabiliser quelques jours après le début de la prise à une valeur variant peu avec le temps.

Le degré de saturation est un facteur important qui influence la conductivité, ceci dû au fait que la conductivité de l'air est plus faible que celle de l'eau. Lorsque le béton est saturé, la valeur de la conductibilité thermique se situe entre 1.4 et 3.6 W/m°C. Le tableau 2.1 présente les valeurs de la conductivité thermique pour des types de granulat précis en fonction de la masse volumique humide du béton. La nature minéralogique du granulat influence donc beaucoup la conductivité du béton.

Tableau 2.1 Valeurs caractéristiques de la conductivité thermique du béton (adapté de Neville, 2000)

Type de granulat	Masse volumique humide du béton kg/m ³	Conductivité W/m°C
Quartzite	2440	3.5
Dolomite	2500	3.3
Calcaire	2450	3.2
Grès	2400	2.9
Granite	2420	2.6
Basalte	2520	2.0
Baryte	3040	2.0
Schiste expansé	1590	0.85

2.3.1.3 Chaleur spécifique

La chaleur spécifique est la quantité de chaleur requise pour accroître d'un degré la température d'une unité de masse. Elle représente aussi la capacité du béton d'emmagerer de la chaleur. Elle augmente lorsque la teneur en eau du béton et la température augmentent, et quand la masse volumique diminue (Neville, 2000). La valeur de la chaleur spécifique pour le béton se situe dans la plage 840 – 1170 J/kg.°C.

2.3.2 Propriétés mécaniques du béton

Plusieurs propriétés permettent de caractériser le comportement complexe du béton : le module d'élasticité, le coefficient d'expansion thermique, le coefficient de Poisson, la résistance en traction et en compression. La résistance en compression est souvent considérée comme la propriété la plus importante car elle projette une image entière de la qualité du béton étant directement liée à la structure de la pâte de ciment hydraté (Neville, 2000). Ces propriétés peuvent varier en fonction de la température et ces variations sont influencées par trois facteurs : La proportion des constituants du mélange, la nature du ciment et des granulats et surtout par la teneur en eau du matériau (Chantelais, Léger, & Tinawi, 1996).

2.3.2.1 Coefficient d'expansion thermique

Le coefficient d'expansion thermique α peut être défini comme étant le changement d'unité de longueur causé par une variation de température de un degré. La valeur du coefficient d'expansion dépend de la composition du béton (type de ciment, nature des granulats) et surtout de l'état hydrique du béton lors du changement de température. La figure 2.6 montre que le coefficient d'expansion thermique est une fonction de la teneur en granulats du béton et du coefficient de dilatation de ceux-ci. Plusieurs études scientifiques ont par ailleurs montré que le facteur principal affectant le coefficient d'expansion thermique du roc et par conséquent celui du béton serait la quantité de quartz présente. Le roc ayant une teneur élevée en quartz (quartzite, grès) aurait un coefficient α plus élevé d'environ 12×10^{-6} m/m/°C tandis que le roc contenant peu ou pas de quartz aura un coefficient α très bas de l'ordre de 5×10^{-6} m/m/°C en moyenne (Zoldners, 1971). La valeur du coefficient d'expansion thermique du béton se situe généralement entre 6×10^{-6} m/m/°C et 15×10^{-6} m/m/°C.

Mindess & Young (1981) montrent que le coefficient d'expansion thermique dépend aussi du degré d'humidité contenu dans la pâte (figure 2.7), du ratio eau/ciment et de l'âge de la pâte. La dépendance à la teneur en humidité serait telle que le coefficient d'expansion augmente considérablement à différents niveaux d'humidité. Ceci serait expliqué par le fait que le réarrangement interne de l'eau entre les pores capillaires et les pores de gel a lieu sans qu'il n'y ait un changement dans la teneur en eau totale de la pâte. Ce concept peut être défini comme étant l'expansion hygrométrique α_{hygro} . Le coefficient d'expansion thermique réel peut donc être obtenu par la relation suivante:

$$\alpha_{actual} = \alpha_{true} + \alpha_{hygro} \quad (2.2)$$

Avec :

α_{actual} : Coefficient d'expansion thermique mesuré;

α_{true} : Coefficient d'expansion thermique mesuré en l'absence du changement hygrothermique dépendant du mouvement moléculaire cinétique;

α_{hygro} : Coefficient d'expansion hygrométrique.

Emanuel & Hulsey (1977) montrent aussi que le principal facteur contribuant à la variation du coefficient d'expansion thermique est la teneur en eau (humidité) du spécimen du béton. Leurs études sur des spécimens de béton montrent que les spécimens saturés (100% de teneur en eau) ont un coefficient d'expansion thermique faible, la valeur maximale étant atteinte pour un spécimen partiellement sec lorsque le taux d'humidité est environ égal à 70%. Ce coefficient augmenterait avec la finesse du ciment, et la richesse du mélange, et diminuerait avec l'âge (figure 2.8).

Campbell-Allen & Roper (1991) montrent que la valeur du coefficient d'expansion thermique α pour la pâte de ciment dépend de la vitesse de chauffage ou de refroidissement et est plus faible lorsque les vitesses de changements de température sont faibles. Aussi, le coefficient d'expansion ou de contraction du ciment ne serait pas juste une fonction de la température mais aussi et surtout de la durée de l'exposition aux variations de température.

Le code du Comité Euro-International de Béton (CEB-FIP MODEL CODE, 1990) suggère d'utiliser une valeur fixe de 10×10^{-6} m/m/°C pour le coefficient d'expansion thermique dans les

analyses structurales. Chantelois, Léger, Tinawi, & Veilleux (1999) ont montré que le coefficient d'expansion thermique ne variait pas significativement pour des températures allant de +20°C à -30°C.

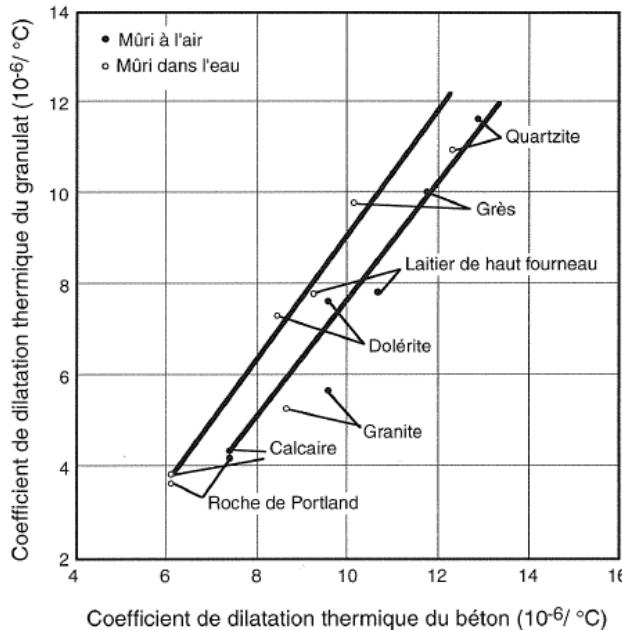


Figure 2.6 Influence du coefficient d'expansion thermique linéaire des granulats sur le coefficient d'expansion thermique du béton 1:6 (rapport ciment/sable) (Neville, 2000)

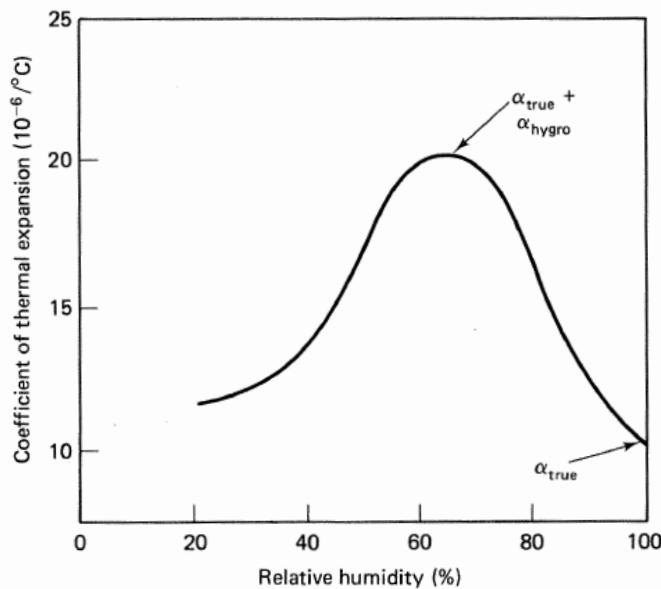


Figure 2.7 Variation du coefficient d'expansion thermique avec la teneur en humidité de la pâte de ciment (Mindess & Young, 1981)

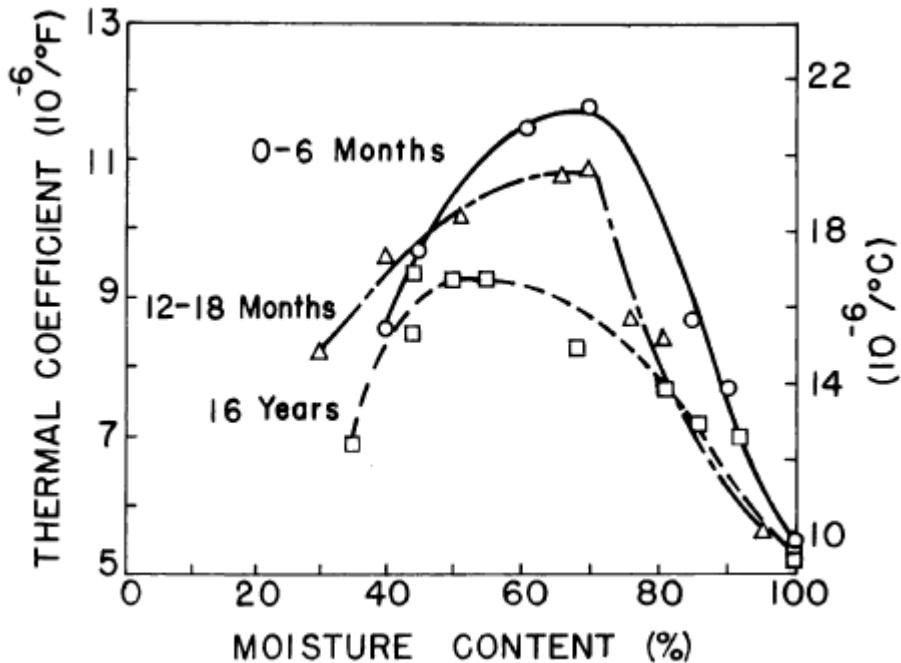


Figure 2.8 Effet de l'âge et de la teneur en humidité sur le coefficient d'expansion thermique de la pâte (Emanuel & Hulsey, 1977)

2.3.2.2 Résistance à la compression et à la traction du béton

Le rapport eau/ciment, le volume de vides contenu dans le béton (porosité) et la compacité sont des facteurs dont dépend essentiellement la résistance du béton à un certain âge. D'autres facteurs comme le type de ciment, le rapport massique entre le ciment et les granulats, la texture, la dimension, la forme et la résistance des granulats influencent aussi la résistance du béton. La figure 2.10 montre la relation entre la résistance calculée d'une pâte pure de ciment et le rapport ciment/eau, on note que la résistance augmente avec le rapport ciment/eau avec un taux d'augmentation décroissant progressivement.

Les températures lors de la coulée (température durant les deux premières heures après avoir fait le béton) et de la cure peuvent affecter la résistance à la compression. La figure 2.9 présente l'influence des températures de coulée et de cure sur la résistance du béton pour des spécimens définis. Ces spécimens ont été coulés à des températures allant de $40^\circ F$ ($4.4^\circ C$) à $115^\circ F$ ($46^\circ C$). On observe à la figure 2.9a que la résistance à 28 jours des spécimens coulés à $40^\circ F$ ($4.4^\circ C$) correspond à environ 80% de celle des spécimens coulés entre $70^\circ F$ ($21^\circ C$) et $115^\circ F$ ($46^\circ C$). La figure 2.9b montre que plus les températures de coulée et de cure sont élevées, plus la résistance à

la compression ultime sera faible. En effet, les spécimens ont été coulés à des températures variant de 50°F (10°C) à 115°F (46°C), ils ont ensuite été maintenus à température de cure de 70°F (21°C). Les résistances ultimes (180 jours) des spécimens coulés à 50°F (10°C) et 70°F (21°C) sont supérieures à celles de ceux coulés à des températures plus élevées. Ceci est expliqué par le fait que pour des températures de cure faibles, une microstructure relativement plus uniforme de la pâte de ciment hydratée conduit à une résistance plus élevée (Mehta & Monteiro, 1993). Enfin la figure 2.9c montre que la résistance à la compression à 28 jours est faible pour des températures de cure faibles.

(Lee, Shih, & Chang, 1988) ont étudié les propriétés mécaniques du béton pour des températures basses allant de 20°C à -70°C. Les spécimens utilisés étaient des cylindres 150 mm x 300 mm avec un rapport eau/ciment de 0.48. Ils ont montré que la résistance en compression aussi bien que la résistance en traction augmentent uniformément lorsque la température diminue.

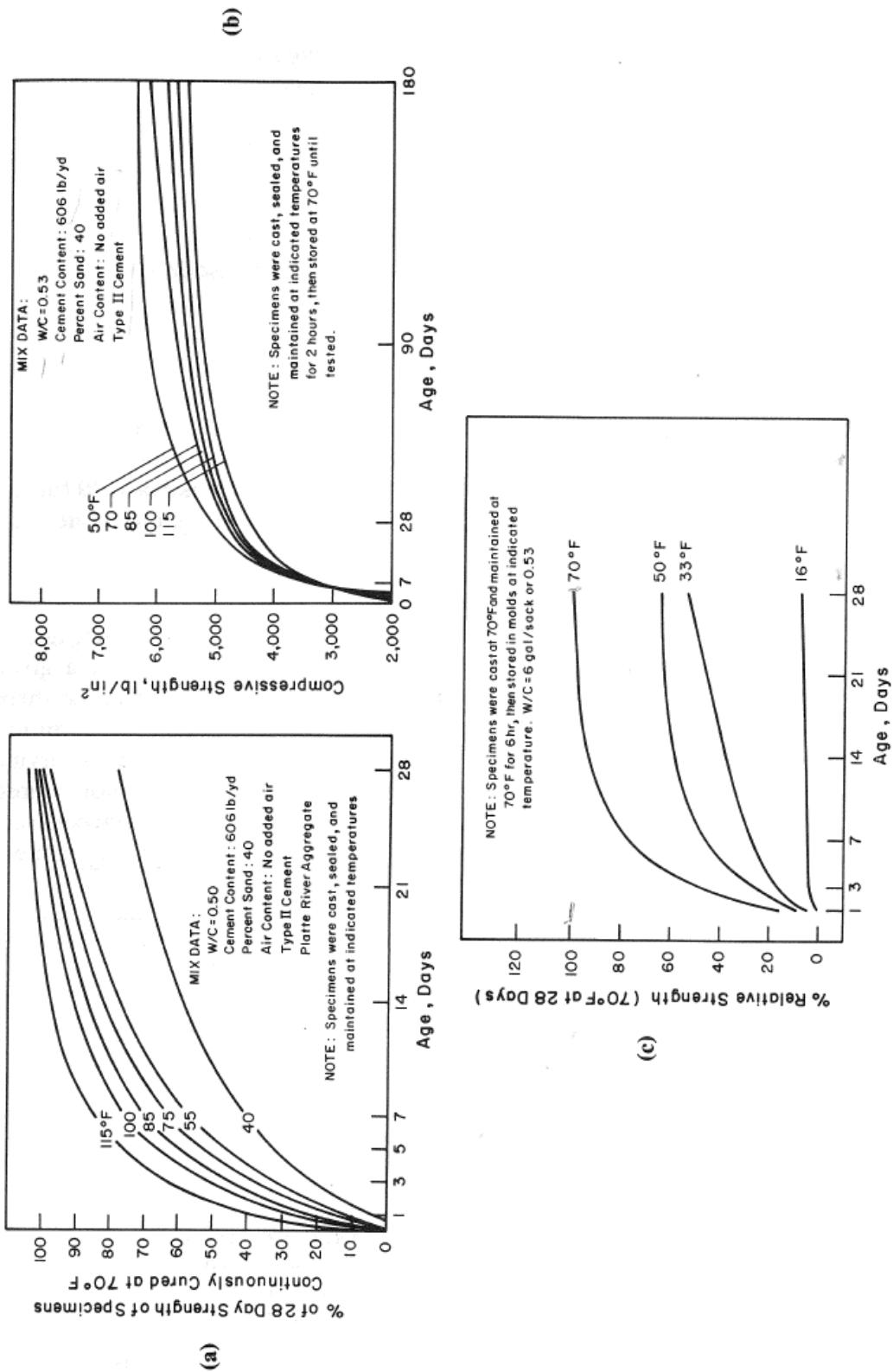


Figure 2.9 Influence des températures de coulée et de cure sur la résistance du béton (Mehta & Monteiro, 1993)

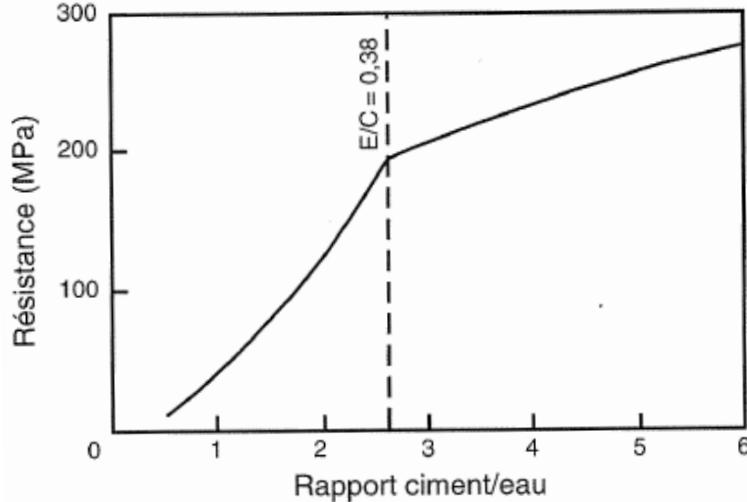


Figure 2.10 Relation entre la résistance calculée d'une pâte pure de ciment et le rapport ciment/eau (Neville, 2000)

En général, la résistance à la traction du béton est inférieure à la résistance en compression, ceci dû au fait que les fissures se propagent rapidement sous des charges en traction. La relation entre la résistance à la traction et la résistance en compression dépend de l'âge, du type de cure, du type d'agrégats, de la quantité d'air entraîné et de la façon dont la résistance à la traction a été mesurée (traction directe, cisaillement, flexion) (Mindess & Young, 1981). La figure 2.11 montre la relation entre la résistance en compression et la résistance à la traction, on note que plus l'âge (ou le degré de résistance) augmente, plus le rapport résistance traction/compression diminue. Ce rapport dépend aussi du type d'agrégats utilisé.

Le rapport résistance à la traction/compression varie entre 0.07 et 0.11 (Mindess & Young, 1981). Plusieurs formules ont été développées pour relier la résistance à la traction σ_t à la résistance en compression σ_c , l'ACI utilise la relation suivante entre la résistance en flexion σ_f et la résistance en compression :

$$\sigma_f = 0.62 \sqrt{\sigma_c} \text{ MPa} \quad (2.3)$$

Raphael (1984) suggère la relation suivante qui semble être la meilleure:

$$\sigma_t = 0.3 (\sigma_c)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} \quad (2.4)$$

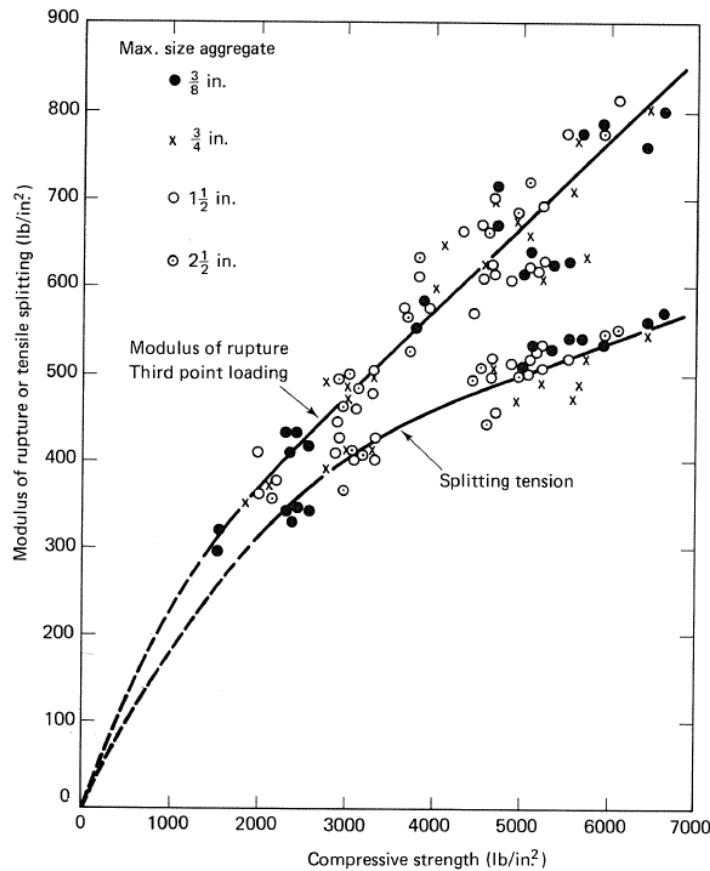


Figure 2.11 Relation entre les résistances en compression, à la traction et de flexion du béton (Mindess & Young, 1981)

2.3.2.3 Module d'élasticité

Le module d'élasticité du béton dépend du module d'élasticité du granulat et du volume qu'occupent les granulats dans le béton. Il augmente lorsque la résistance à la compression du béton augmente. Il existe plusieurs équations permettant de calculer le module d'élasticité sécant du béton en fonction de la résistance à la compression. L'une d'elles donnée par (ACI 318-95, 1996) pour des masses volumiques du béton ρ se situant entre 2325 kg/m³ et 2485 kg/m³ est :

$$E_c = 43 \rho^{1.5} f'c^{0.5} * 10^{-6} \quad (2.5)$$

Avec :

E_c : Module d'élasticité sécant (MPa)

ρ : Masse volumique du béton (kg/m^3)

$f'c$: Résistance à la compression (Pa)

Plusieurs études ont été réalisées sur le comportement du module d'élasticité pour un béton soumis à des variations de température. Lankard, Birkimer, Fondriest, & Snyder (1971) ont étudié l'effet de la teneur en humidité sur les propriétés du béton exposé à des températures allant jusqu'à 500°F (260°C), ils ont montré que le module d'élasticité ainsi que la résistance à la compression diminuaient lorsque les spécimens étaient exposés aux températures élevées (figure 2.12). La diminution observée pour le module d'élasticité serait due à la perte de l'eau confinée dans le béton lors du chauffage.

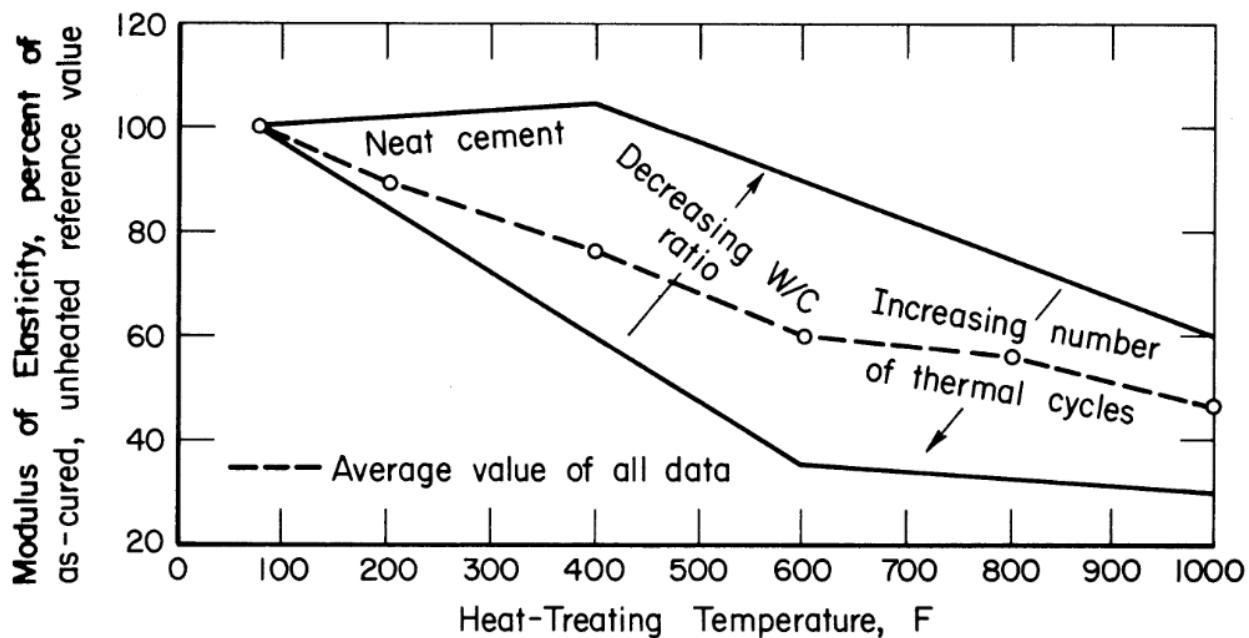


Figure 2.12 Enveloppes de l'influence de l'exposition à la chaleur sur le module d'élasticité du béton (Lankard et al., 1971)

Lee et al. (1988) montrent que le module d'élasticité augmente lorsque le béton est soumis à des températures basses (+20°C à -70°C). Le taux d'augmentation pour le module d'élasticité serait toutefois plus faible que celui obtenu pour la résistance en compression. Les résultats qu'ils ont obtenus sont présentés dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 Propriétés du béton à basse température comparées avec celles à 20°C (adapté de Lee et al., 1988)

Température à l'essai (°C)	Résistance à la compression		Essai brésilien		Module d'élasticité		Coefficient de Poisson	
	MPa	%	MPa	%	GPa	%		%
20	39.6	100	3.0	100	26.0	100	0.197	100
-10	51.1	129	4	134	27.8	107	0.214	109
-30	61	154	4.8	159	32.5	125	0.236	120
-50	63.4	160	5.9	198	35.4	136	0.271	138
-70	79.6	201	6.2	207	40.6	156	0.289	147

2.3.2.4 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson se définit comme étant le ratio entre la déformation latérale et la déformation axiale pour un matériau soumis à une charge axiale simple. Sa valeur varie entre 0.15 et 0.25 selon la résistance à la compression, l'humidité, le granulat et l'âge du béton. (Lee et al., 1988) ont montré que le coefficient de Poisson augmente lorsque la résistance à la compression augmente avec la baisse de température (Tableau 2.2). (Raphael, 1978) propose d'autres valeurs et montre qu'en moyenne, le coefficient de Poisson pour le béton de masse augmente avec l'âge (Tableau 2.3).

Tableau 2.3 Coefficient de Poisson pour du béton de masse (adapté de Raphael, 1978)

Âge (jours)	Coefficient de Poisson		
	Maximum	Minimum	Moyenne
28	0.26	0.11	0.17
90	0.25	0.15	0.19
180	0.27	0.14	0.20
365	0.28	0.16	0.22

2.3.2.5 Énergie de fissuration et ténacité

L'énergie de fissuration (G_f) peut être définie comme étant l'énergie nécessaire pour provoquer l'initiation de fissures dans un spécimen infiniment grand (Bažant & Kazemi, 1990). Cette propriété du béton est reliée à la ténacité du béton (K_{IC}) et au module d'élasticité E par la relation :

$$K_{IC}^2 = G_f \times E \quad (2.6)$$

La ténacité et l'énergie de fissuration dépendent fortement de la taille du spécimen étudié. Elles peuvent être déterminées de façon expérimentale. Le comité RILEM Committee 50-FMC on Fracture Mechanics of Concrete - Test Methods (1985) a proposé de mesurer l'énergie de fissuration en faisant des essais sur des poutres en trois points de charge (figure 2.13a). La méthode qu'ils proposent est basée sur le modèle fictif de fissuration de Hillerborg, Modéer, & Petersson (1976). La taille de la poutre dépend de la taille maximale des agrégats. La profondeur de l'entaille est égale à la moitié de la profondeur de la poutre ± 5 mm, et la largeur de l'entaille à la pointe doit être inférieure à 10 mm. La température ambiante doit être de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ pendant la période de cure. Une courbe force-déplacement doit être tracée pendant le test. L'énergie de fissuration peut donc être calculée et correspond à l'aire sous la courbe force-déplacement (figure 2.13b). Il existe deux autres propositions d'essai sur poutres recommandées par RILEM : celle basée sur modèle de fracture suivant deux paramètres de Jeng & Shah (1985) et celle basé sur le modèle de l'effet de taille de Bažant & Kazemi (1990) et Bažant & Pfeiffer (1987). Shah, Swartz, & Ouyang (1995) présentent plusieurs autres types d'essais expérimentaux pour déterminer l'énergie de fissuration et la ténacité du béton.

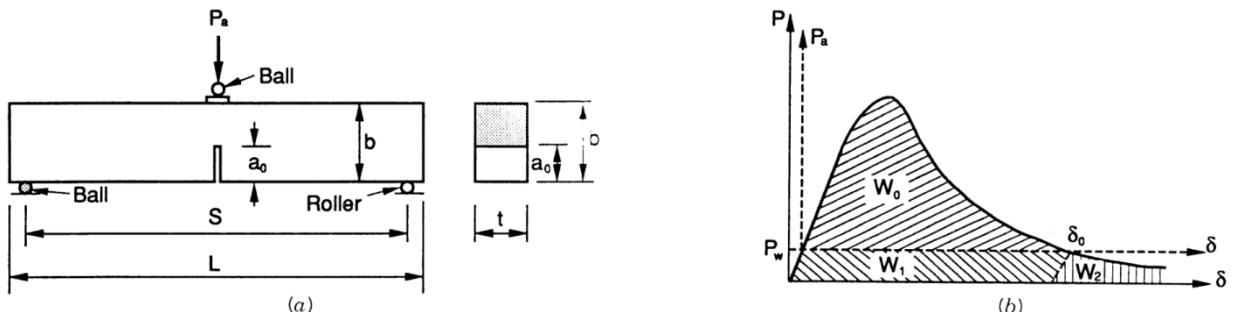


Figure 2.13 (a) Poutre en trois points de charges ; (b) Courbe force-déplacement pour l'évaluation de l'énergie de fissuration (Shah et al., 1995)

Bažant & Prat (1988) ont effectué des tests sur des spécimens pour des températures allant de 20 à 200°C afin d'évaluer l'influence de la température et de teneur en eau sur l'énergie de fissuration. Deux types de spécimens dont des poutres chargées en trois points (figure 2.14a) et des spécimens de compression excentriques (figure 2.14b) ont été testés dans les conditions d'humidité i) sec, ii) humide. La figure 2.15 présente les résultats expérimentaux qu'ils ont obtenus montrant la variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température pour des spécimens sec et humide. Il est montré que l'énergie de fissuration dépend fortement de la température. Elle diminue de façon monotone lorsque la température augmente. Cette diminution est plus prononcée dans le cas du spécimen humide. Le tableau 2.4 présente les valeurs de l'énergie de fissuration qu'ils ont obtenues pour tous les tests effectués sur les deux spécimens selon la température et l'âge du béton.

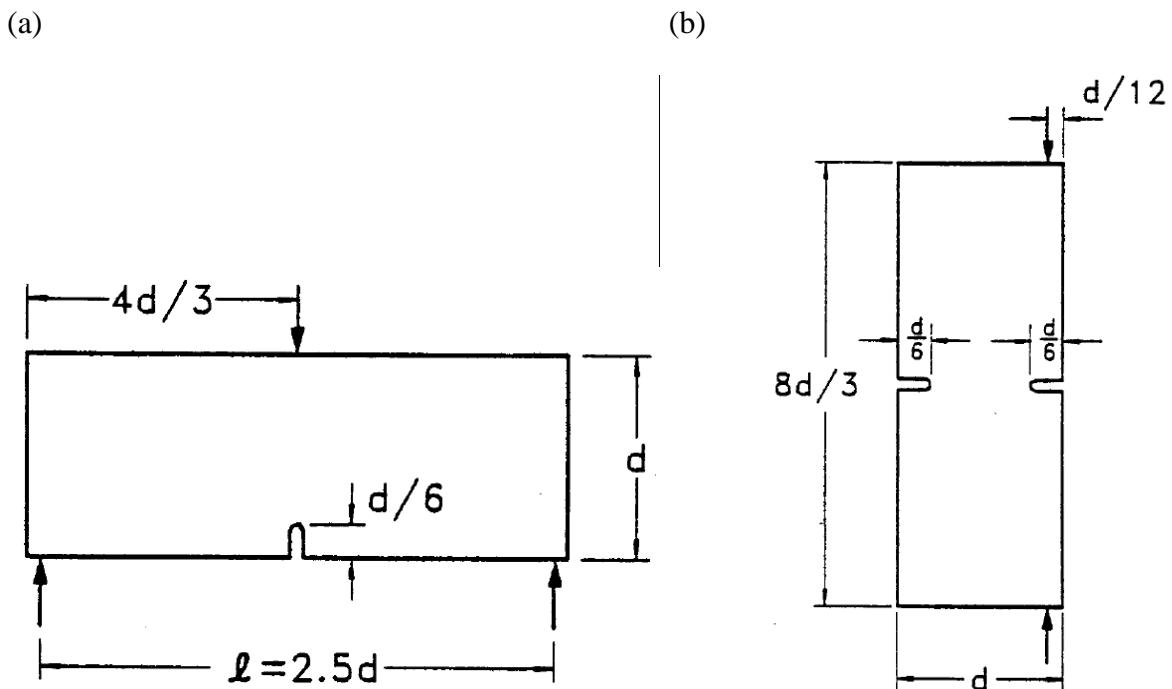


Figure 2.14 Spécimens utilisés : (a) poutre en trois points de charges; (b) spécimen de compression excentrique (Bažant & Prat, 1988)

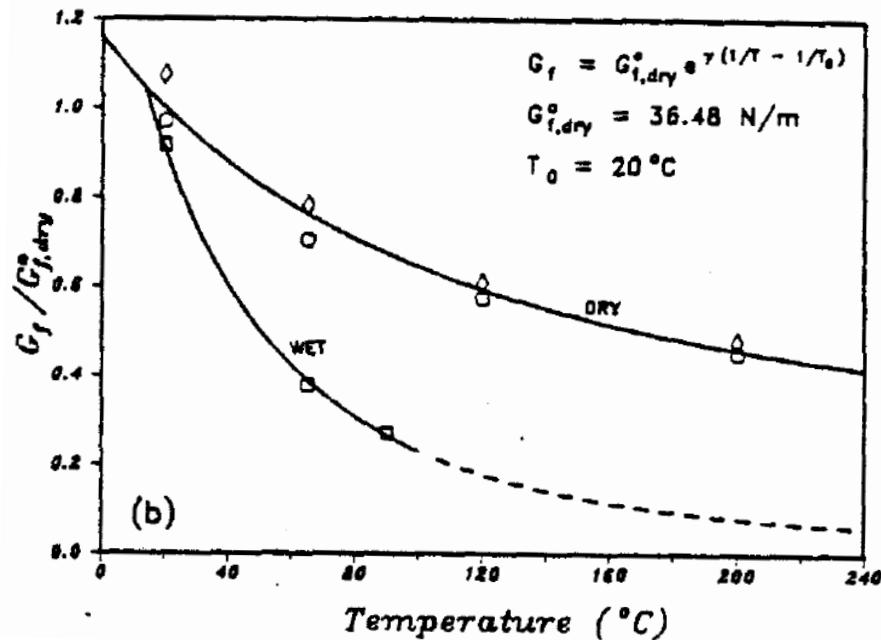


Figure 2.15 Énergie de fissuration en fonction de la température pour des spécimens secs et humides (Bažant & Prat, 1988)

Tableau 2.4 Valeurs de l'énergie de fissuration G_f (N/m) pour les tests effectués (adapté de Bažant & Prat, 1988)

Tests effectués	Âge (jours)	20°C (68°F)	65°C (149°F)	90°C (194°F)	120°C (248°F)	200°C (392°F)
Poutre en trois points de charge, sec	28	35.2	25.6	—	20.9	16.4
Compression excentrique, sec	28	39.	28.4	—	22	17.4
Poutre en trois points de charge, humide	28	33.3	13.7	9.8	—	—
Poutre en trois points de charge, humide	41	—	14.6	10.4	—	—

Le code CEB-FIP MODEL CODE (1990) propose des équations pour évaluer l'énergie de fissuration en fonction de la taille des agrégats du béton pour des bétons sec et humide.

$$G_f(20) = \alpha_f \left(\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{0.7}$$

$$G_f(T) = G_f(20) * (1.14 - 0.006 \frac{T}{T_0}) \text{ Béton humide} \quad (2.7)$$

$$G_f(T) = G_f(20) * (1.07 - 0.003 \frac{T}{T_0}) \text{ Béton sec} \quad (2.8)$$

Où

G_f : Énergie de fissuration (N/m)

$f_{cm} = f_c + \Delta_f$

f_c : Résistance à la compression (MPa)

Δ_f : 8 MPa

f_{cmo} : 10 MPa

T : Température (°C)

T_0 : 1°C

α_f = 0.02 (N/mm) pour des agrégats de 8 mm, 0.03 (N/mm) pour des agrégats de 16 mm, 0.05 (N/mm) pour des agrégats de 32 mm.

2.4 Données climatiques

Les variations saisonnières cycliques de température peuvent entraîner des déplacements/déformations voire des contraintes pouvant causer la fissuration, ceci dû à la différence de température entre la surface et l'intérieur du barrage. Avant de faire une analyse de transfert de chaleur pour obtenir la distribution de températures au sein du barrage, il est nécessaire de définir les données climatiques qui serviront de données d'entrée.

2.4.1 Température de l'air

La température de l'air ambiant est nécessaire pour pouvoir tracer la courbe des moyennes journalières pour une année donnée (365 jours). La variation de la température de l'air peut être obtenue à partir des données climatiques disponibles pour la région concernée. Ces données sont disponibles à partir des statistiques d'Environnement Canada (Environment Canada, 1985) sous forme de températures moyennes mensuelles. La figure 2.16 montre par exemple les variations de la température moyenne journalière et de la température extrême journalière entre les années 1950 et 1977 pour le barrage-poids La Tuque. Les températures moyennes minimale et maximale sont respectivement de -15°C et de 19°C. Les températures extrêmes minimale et maximale sont respectivement de -31°C et de 26°C.

Lorsqu'on ne possède pas de données climatiques disponibles pour une région donnée, la variation de la température de l'air peut être approximée par la relation sinusoïdale N/mm (Venturelli, 1992) suivante :

$$T_a(t) = A \sin \frac{2\pi(t - \xi)}{P} + B \quad (2.9)$$

Où:

$$A = 0.5 * (|T_{max} - T_{moy}| + |T_{min} - T_{moy}|) \quad (2.10)$$

Avec :

A : Amplitude en °C

t : Temps en jours ou en heures

P : Période de la fonction (365 jours ou 8760 heures)

T_{max} : Température moyenne mensuelle maximale (°C)

T_{min} : Température moyenne mensuelle minimale (°C)

T_{moy} : Température moyenne annuelle (°C)

ξ : Déphasage (jours et heures)

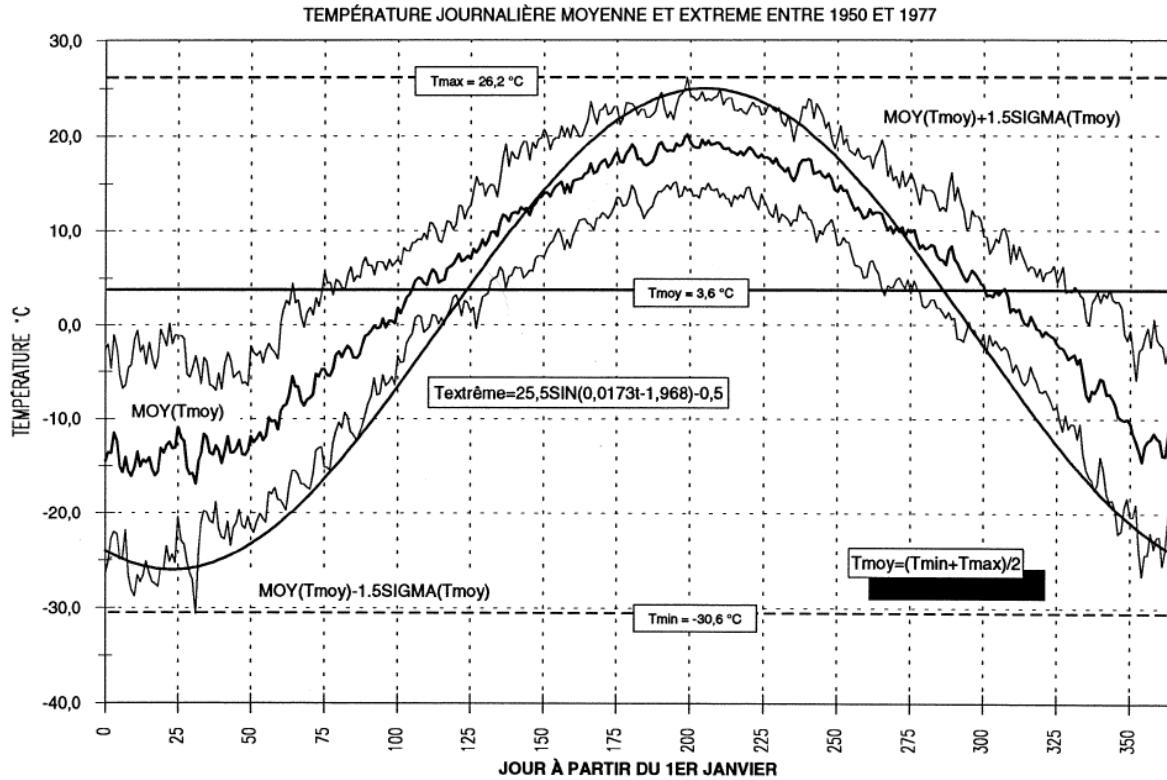


Figure 2.16 Température journalière moyenne et extrême pour l'aménagement La Tuque (Léger et al., 1993a)

2.4.2 Température du réservoir (Eau)

La variation de la température de l'eau des réservoirs est rarement mesurée. En effet, les mesures sont souvent difficiles à obtenir et par conséquent ne sont pas effectuées (Paul & Tarbox, 1991). Les conditions d'opération du réservoir, l'apport d'eau, la forme géométrique et les conditions environnementales touchant la surface (vent, couvert de glace, température) affectent la température du réservoir (Léger & Seydou, 2009). Des études ont été effectuées afin d'établir les variations de température des réservoirs. Deux types de profil de température sont généralement utilisés pour les réservoirs (Léger et al., 1993a):

- (i) profil pour un réservoir avec un faible apport d'eau par rapport à son volume total (figure 2.17a);
- (ii) profil pour un réservoir avec un apport d'eau important par rapport à son volume total (figure 2.17b).

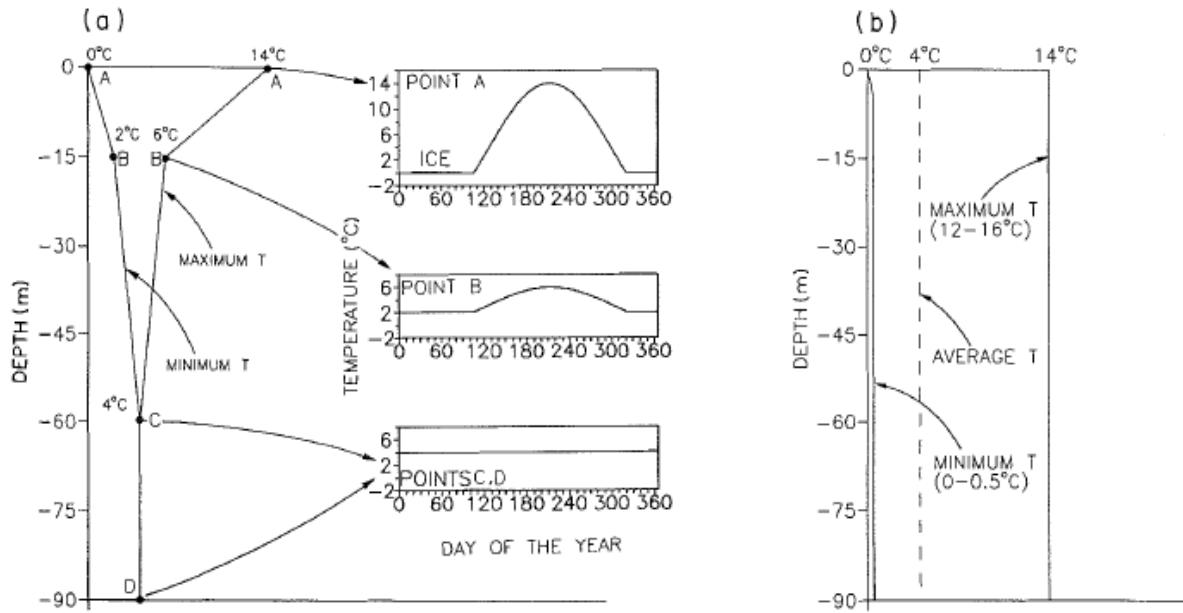


Figure 2.17 Profils de température pour un réservoir : (a) réservoir avec faible apport en eau; (b) réservoir avec apport d'eau important (Léger et al., 1993a)

Le profil de température présenté à la figure 2.17a sera utilisé pour notre étude. On suppose que la température maximale est atteinte entre la fin du mois de juillet et le début du mois d'août. On suppose également que le couvert de glace à la surface du réservoir est présent du 15 novembre au 15 avril, période pendant laquelle l'hypothèse que la glace agit comme isolant est considérée et que par conséquent il n'y a pas de fluctuation importante de la température de l'eau du réservoir. Toutefois, pendant la période du 15 avril au 15 novembre, les conditions de surface entraînent une variation de la température de l'eau du réservoir et cette variation est représentée par une courbe sinusoïdale dans le temps.

2.4.3 Température de la fondation

Les variations saisonnières de l'air influencent la fondation jusqu'à une profondeur de 10 m (ASHRAE, 1982). En dessous de cette profondeur, la température de la fondation augmente d'environ 3°C par 100 m de profondeur, ceci dû au gradient géothermique. Le profil montrant la variation de la température de la fondation en fonction de la profondeur peut être obtenu après

interpolation des mesures d'Environnement Canada. La figure 2.18 présente un profil de variation de température dans la fondation.

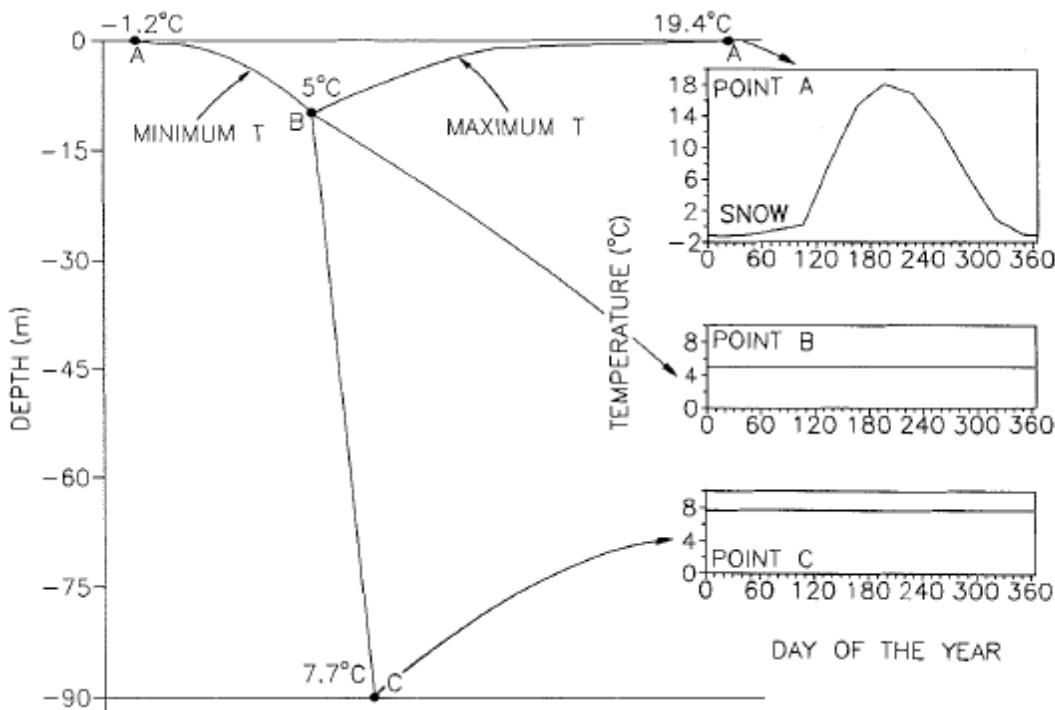


Figure 2.18 Profil de variation de température dans la fondation (Léger et al., 1993a)

2.4.4 Radiations solaires

La température moyenne de l'air ambiant doit être ajustée (augmentée) d'une certaine valeur afin de tenir compte de l'effet des radiations solaires sur la surface du barrage. En effet, la face aval et la portion de la face amont qui n'est pas recouverte d'eau reçoivent une quantité de chaleur importante du soleil. Cela entraîne un réchauffement de la surface du béton au dessus de la température de l'air ambiant. La quantité de rayonnement solaire atteignant une surface suit une variation saisonnière cyclique. Cette variation est fonction de la latitude du site, de l'orientation et de la pente des faces exposées, de la topographie du terrain environnant, du temps de la journée et enfin du jour de l'année (Léger et al., 1993a). Tarbox (1977) propose donc d'augmenter la température de l'air d'une certaine valeur en utilisant les courbes de radiation solaire établies par le USBR (United States Bureau of Reclamation). La figure montre un exemple de courbes de radiation solaire pour des sites situés entre les latitudes 45° et 50° (barrage La Tuque latitude 47°) dans la portion ouest des États-Unis.

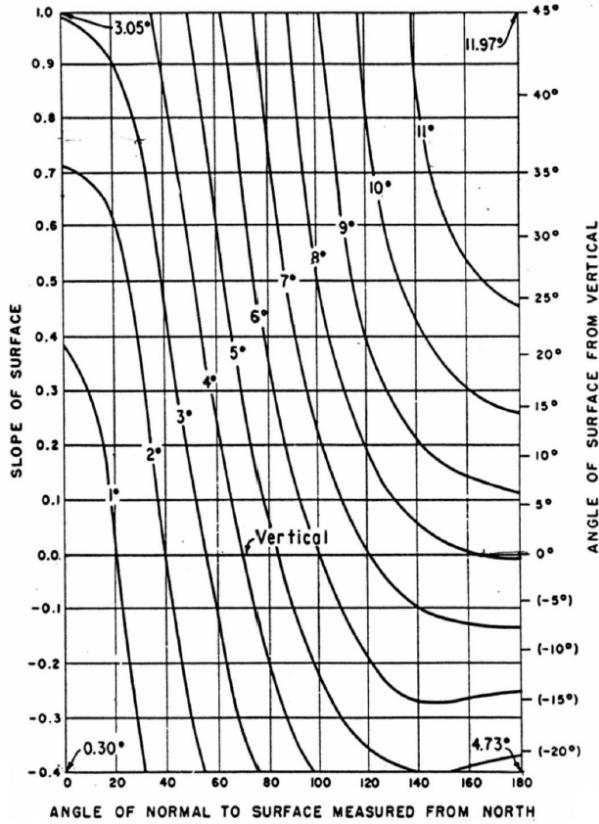


Figure 2.19 Courbes de radiation solaire pour des latitudes de 45° à 50° (U.S. Bureau of Reclamation, 1981)

2.5 Analyse de transfert de chaleur

Pour bien évaluer la réponse thermomécanique d'un barrage, il est nécessaire d'estimer l'évolution temporelle et spatiale des champs de température lors d'une année donnée. Lorsqu'on ne possède pas des mesures directes de température, on doit procéder à une analyse de transfert de chaleur. Les informations requises pour effectuer une analyse thermique sont (Chantelois et al., 1996) :

- les données climatiques qui décrivent les variations de température de l'air, des radiations solaires et de la vitesse du vent;
- la distribution spatiale et l'évolution temporelle des températures dans la fondation;
- la distribution spatiale et l'évolution temporelle des températures dans le réservoir;
- les propriétés thermiques des matériaux du système barrage-fondation-réservoir.

La figure 2.20 présente la méthodologie à adopter pour une analyse thermique afin d'évaluer les températures saisonnières et les contraintes thermiques dans les barrages.

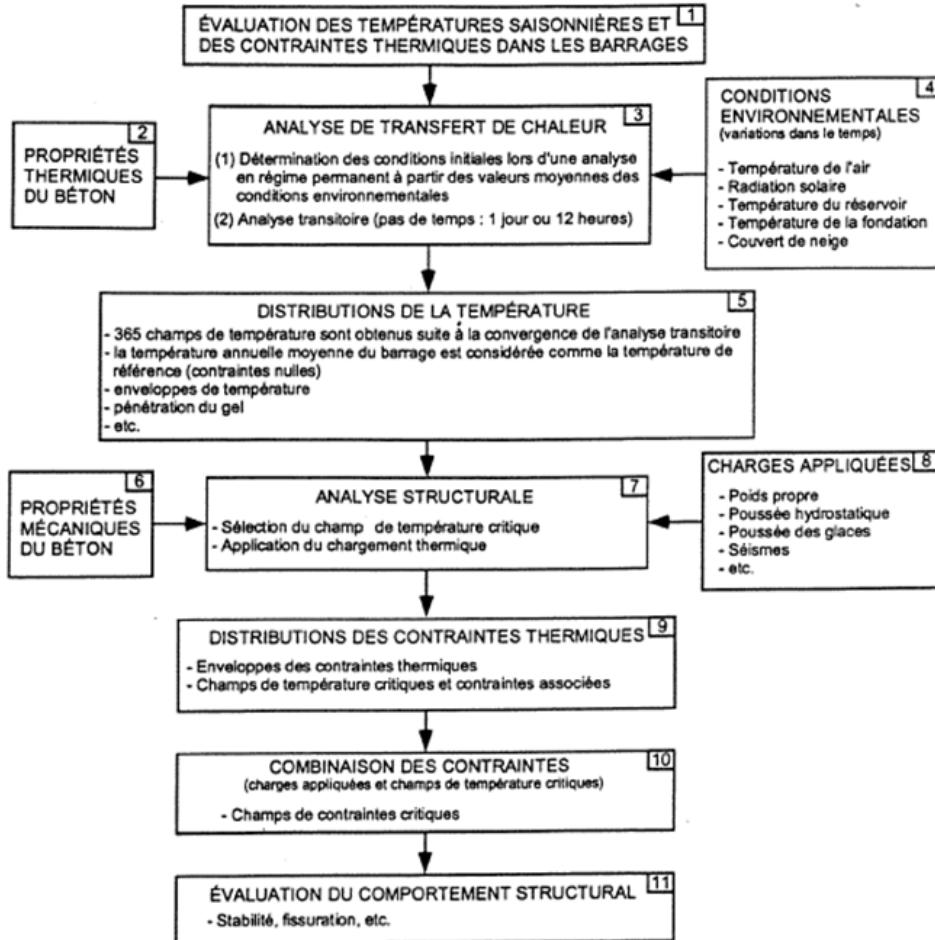


Figure 2.20 Évaluation des températures saisonnières et des contraintes thermiques dans les barrages en béton (Léger, 2009)

2.5.1 Phénomènes de transfert de chaleur

Le transfert de chaleur est l'énergie thermique en transit causée par une différence de température (Incropera, DeWitt, Bergman, & Lavine, 2007). La figure 2.21 illustre 3 modes différents de transfert de chaleur pouvant se produire :

- le terme « conduction » est utilisé pour un échange de chaleur se produisant à travers un milieu lorsqu'un gradient thermique existe dans ce milieu;

- le terme « convection » est utilisé pour un échange de chaleur entre une surface et un fluide en mouvement lorsqu'ils sont à des températures différentes;
- le terme « radiation thermique » est utilisé lorsqu'il se produit un échange de chaleur entre deux surfaces étant à des températures différentes en l'absence d'un milieu entre elles car toute surface émet de l'énergie sous forme d'ondes électromagnétiques.

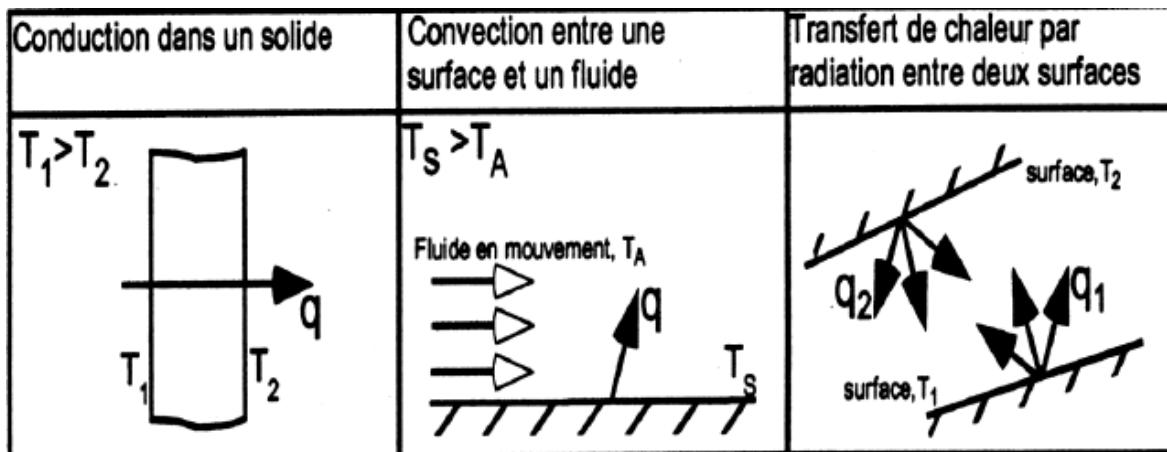


Figure 2.21 Modes de transfert de chaleur : conduction, convection, radiation (Roberge, 2002)

La figure 2.22 montre un solide soumis à des charges thermiques différentes : la chaleur d'hydratation qui se produit lors des réactions d'hydratation du ciment entraînant la génération d'une chaleur interne dans le béton, la chaleur transférée par radiation thermique et par convection sur les surfaces frontales, et enfin la chaleur absorbée due à la radiation solaire. Les températures peuvent être imposées sur des parties de la surface du solide. Lorsqu'aucune température n'est imposée et qu'aucun transfert de chaleur n'est présent sur la surface, celle-ci est considérée comme étant adiabatique (Seydou, 2003).

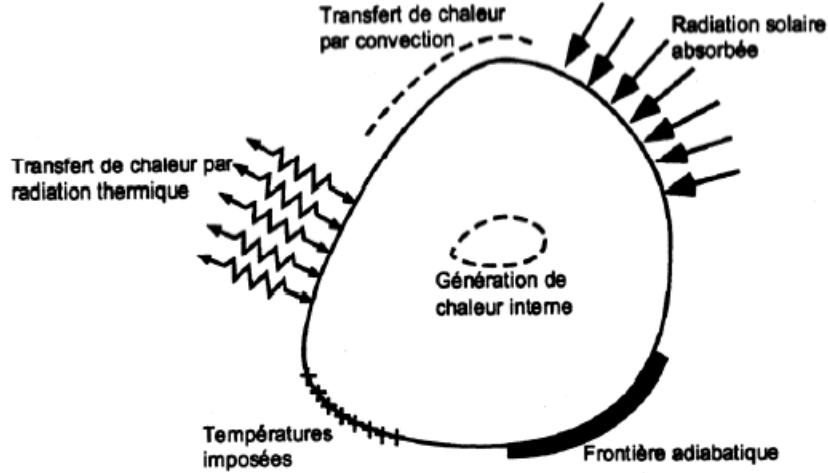


Figure 2.22 Solide soumis à des conditions de charges thermiques (Roberge, 2002)

2.5.2 Équation générale de transfert de chaleur

Incropera et al. (2007) définit l'équation de Fourier à laquelle obéit la transmission de chaleur :

$$\rho \cdot c \frac{\partial T}{\partial t} = \left(k_x \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + Q \quad (2.11)$$

Avec :

t : temps

T : température en °C, en un point et instant donnés

x, y, z : coordonnées du point considéré

k_x, k_y, k_z : conductivité thermique selon les directions x, y, z (W/m-°C)

c : chaleur spécifique (J/kg-°C)

ρ : masse volumique (kg/m³)

Q : quantité de chaleur interne générée par unité de volume (W/m³)

Pour un matériau isotrope $k_x = k_y = k$ et l'équation prend la forme suivante lorsque définie dans un système x-y :

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{Q}{k} = \frac{\rho c}{k} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2.12)$$

Sous forme matricielle, l'équation est donnée par (Venturelli et al, 1993) :

$$[C] \{\dot{T}(t)\} + [K] \{T(t)\} = \{Q(t)\} \quad (2.13)$$

Où :

$$\{Q(t)\} = \{Q(t)\}_e + \{Q(t)\}_c + \{Q(t)\}_r + \{Q(t)\}_i \quad (2.14)$$

Avec :

$\{Q(t)\}_e$: Flux de chaleur fourni par l'extérieur

$\{Q(t)\}_c$: Transfert de chaleur par convection sur les surfaces

$\{Q(t)\}_r$: Transfert de chaleur radiatif à la surface

$\{Q(t)\}_i$: Chaleur interne générée(due à l'hydratation)

La distribution de température dépend des paramètres k , c , et ρ mais aussi des conditions frontières aux interfaces béton-air, béton-eau et béton-fondation.

2.5.3 Transfert de chaleur par convection

La chaleur gagnée ou rejetée à l'air ambiant en raison des différences de température entre la surface du barrage et l'air est due à la convection et est donnée par la loi de Newton sur le refroidissement :

$$q_c = h_c(T - T_a) \quad (2.15)$$

Avec :

q_c : Transfert de chaleur dû à la convection (W/m^2)

h_c : Coefficient de convection ($\text{W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)

T : Température à la surface ($^\circ\text{C}$)

T_a : Température de l'air ambiant en ($^\circ\text{C}$)

- lorsque la valeur de q_c est négative, il y'a gain de chaleur pour la surface du béton par rapport à l'air ambiant;
- lorsque la valeur de q_c est positive, il y'a perte de chaleur du béton par rapport à l'air ambiant.

Le coefficient de convection h_c est influencé par la vitesse du vent v (m/s) et peut être relié à cette dernière par la relation (Agullo, Mirambell, & Aguado, 1996) :

$$h_c = 3.83v + 4.67 \quad (2.16)$$

Falkner & Euro-International Committee for Concrete (1985) approximent le coefficient de convection par la relation suivante :

$$\begin{aligned} h_c &= 4v + 5.6 \text{ pour } v \leq 5 \text{ m/s} \\ h_c &= 7.15v^{0.78} \text{ pour } v > 5 \text{ m/s} \end{aligned} \quad (2.17)$$

2.5.4 Transfert de chaleur par radiation thermique

La quantité de chaleur émise ou absorbée par radiation thermique entre une surface et le milieu environnant est donnée par la relation (Incropora et al., 2007) :

$$q_{rad} = \varepsilon\sigma(T_s^4 - T_a^4) \quad (2.18)$$

Avec :

q_{rad} : Flux de chaleur transmis par radiation thermique (W/m²)

ε : Coefficient d'émission de la surface

σ : Constante de Stephan-Boltzmann ($\sigma = 5.67 \times 10^{-8} W/m^2 \cdot K^4$)

T_s : Température à la surface (°C)

T_a : Température de l'air (°C)

L'équation (2.18) s'exprime aussi sous forme quasi-linéaire (Mirambell & Aguado, 1990) :

$$q_{rad} = h_r(T_s - T_a) \quad (2.19)$$

Le coefficient de radiation thermique h_r (W/m²-°C) est donné par la relation :

$$h_r = \varepsilon\sigma(T_s + T_a)(T_s^2 + T_a^2) \quad (2.20)$$

Les effets de la radiation thermique peuvent donc être considérés en rajoutant la valeur du coefficient de radiation thermique h_r à la valeur du coefficient de convection h_c pour ainsi avoir un coefficient global de transmission de chaleur qui sera utilisé au contact air-béton.

2.5.5 Transfert de chaleur par conduction

La conduction est le transport de l'énergie dans un milieu dû au gradient de température. Pour un problème de conduction unidimensionnelle, l'équation de transfert de chaleur est donnée par la loi de Fourier pour la conduction (Incropera et al., 2007) :

$$q = -k \frac{dT}{dx} \quad (2.21)$$

Avec :

q : Flux de chaleur par unité de surface (W/m^2)

k : Coefficient de conductivité thermique ($\text{W/m}\cdot^\circ\text{C}$)

$\frac{dT}{dx}$: Gradient de température dans la direction x

Le signe négatif (-) dans l'équation (2.21) est une conséquence du fait que la chaleur est transférée dans la direction où la température diminue.

2.5.6 Transfert de chaleur par radiation solaire

La quantité d'énergie solaire non réfléchie, q_s (W/m^2), absorbée par le barrage est donnée par la relation (Léger et al., 1993a) :

$$q_s = a I_t \quad (2.22)$$

Avec :

a : Coefficient d'absorption des radiations solaires (fraction de I_t absorbée par les surfaces de la structure)

I_t : Quantité totale d'énergie solaire atteignant les surfaces (W/m^2)

L'influence de la radiation solaire absorbée peut être pris en compte en augmentant la température de l'air d'une valeur équivalente à ΔTs . (Léger, Venturelli, & Bhattacharjee, 1993b) proposent d'estimer cette valeur par la relation :

$$\Delta Ts = q_s / (h_c + h_r) \quad (2.23)$$

Avec :

q_s : Quantité de chaleur absorbée par radiation solaire (W/m^2)

h_c : Coefficient de convection ($\text{W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)

h_r : Coefficient de radiation linéarisé ($\text{W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)

2.6 Contraintes thermiques et phénomène de relaxation des contraintes

Les variations de température à l'intérieur d'une structure entraînent souvent des déformations ou des changements volumétriques. Lorsque les déformations au sein de la structure sont libres de se produire et que le chargement thermique est linéaire, aucune contrainte n'est induite. Toutefois, lorsque les changements sont restreints, des contraintes thermiques se développent au sein de la structure. La déformation due à la variation de température au sein d'une structure est donnée par l'équation :

$$\varepsilon = \alpha(T - T_r) \quad (2.24)$$

Avec :

ε : Déformation unitaire

α : Coefficient d'expansion thermique

T : Température appliquée

T_r : Température de référence

À partir de l'équation (2.24) et de la loi de Hooke, les contraintes thermiques σ^T peuvent être exprimées par la relation suivante :

$$\sigma^T = E' \alpha(T - T_r) \quad (2.25)$$

Avec :

E' : E , module d'élasticité en contraintes planaires

E' : $E/(1 - \nu^2)$, module d'élasticité en déformations planaires

ν : Coefficient de Poisson

L'utilisation de l'équation (2.25) est adéquate uniquement lorsque la charge thermique est appliquée instantanément. À plus long terme, la relaxation entraîne une réduction des contraintes induites par la température. On tient donc compte de la relaxation des contraintes en utilisant la notion de module d'élasticité soutenu E_s dans la relation suivante pour le calcul des contraintes thermiques :

$$\sigma^T = K_r E_s \alpha(T - T_r) \quad (2.26)$$

Où $E_s = E'(1 - \psi) = E'/(1 + \phi)$

Avec :

K_r : Coefficient de retenue de la structure

ψ : Coefficient de relaxation

ϕ : Coefficient de fluage

Le coefficient de retenue de la structure est nul ($K_r = 0$) lorsque la structure est libre de bouger, il n'y a donc pas de développement de contraintes dans ce cas. Toutefois, dans la pratique les déformations dans la structure sont souvent empêchées que ce soit de façon interne ou externe. Dans ce cas et en considérant une fondation rigide, le coefficient de retenue devient $K_r = 1$. Le coefficient de relaxation de contraintes ψ peut être déterminé par des essais expérimentaux, sa valeur varierait entre 0.3 et 0.5 (USBR, 1977).

2.7 Barrages présentant des fissures d'origine thermique

Plusieurs barrages présentant des fissures d'origine thermique sont répertoriés dans la littérature. Ce sont généralement des ouvrages structuraux minces comme les barrages-vôûtes, les barrages à

contreforts, et les piliers d'évacuateurs de crues. Les fissures commencent généralement à apparaître lors de la phase de construction du barrage, ceci dû aux effets de la chaleur interne du béton (chaleur d'hydratation). Mais, bien après cette phase, plusieurs facteurs parmi lesquels les conditions climatiques de la région, la pression de l'eau, les réactions chimiques, les séismes et les restrictions des déformations entraînent la propagation des fissures.

Chanteloirs et al. (1996) mentionnent qu'après la fissuration d'un barrage, on doit déterminer a) la cause de la fissuration, b) si les fissures sont stables ou si elles peuvent se propager et c) si le barrage demeure sécuritaire ou non dans son état fissuré.

Zhang & Ma (1991) ont étudié la relation entre le vieillissement des barrages en béton et leur exposition aux variations de la température ambiante. Ils ont montré des exemples de barrages où des fissures sont graduellement apparues sur les faces amont et aval. Parmi ces exemples figure le barrage-poids Ust-Ilim en Russie (URSS) dont les fissures, qui sont plus sévères sur la face aval sont présentées à la figure 2.23a. Ils montrent que pour les barrages-poids, les fissures sont généralement horizontales et verticales. Ces fissures surviennent généralement sur la face aval et sur la partie de la face amont qui est exposée à l'air ambiant. Les fissures horizontales surviennent particulièrement sur les sections d'épaisseur moyenne à faible. La figure 2.23b montre le barrage Pont du Roi localisé en France qui présente une fissure horizontale sur le parement aval. Cette fissure qui traverse 6 plots est apparue après la mise en eau.

Veilleux (1992) a étudié le barrage La Tuque situé au Québec qui présente une fissuration importante à la jonction de la prise d'eau et du barrage-poids rive gauche. Cette fissuration serait due aux mouvements cycliques causés par le chargement thermique et surtout au gonflement chimique du béton causé par les réactions alcalis-granulats. La figure 2.26 présente un relevé de fissuration qui a été effectué dans le puits de transfert pour estimer l'ampleur des problèmes structuraux à la jonction. Pour réduire les désordres structuraux, une coupure du barrage-poids rive gauche a été effectuée pour introduire un joint d'expansion effectif de façon à permettre les mouvements cycliques saisonniers et à absorber l'expansion volumétrique du béton.

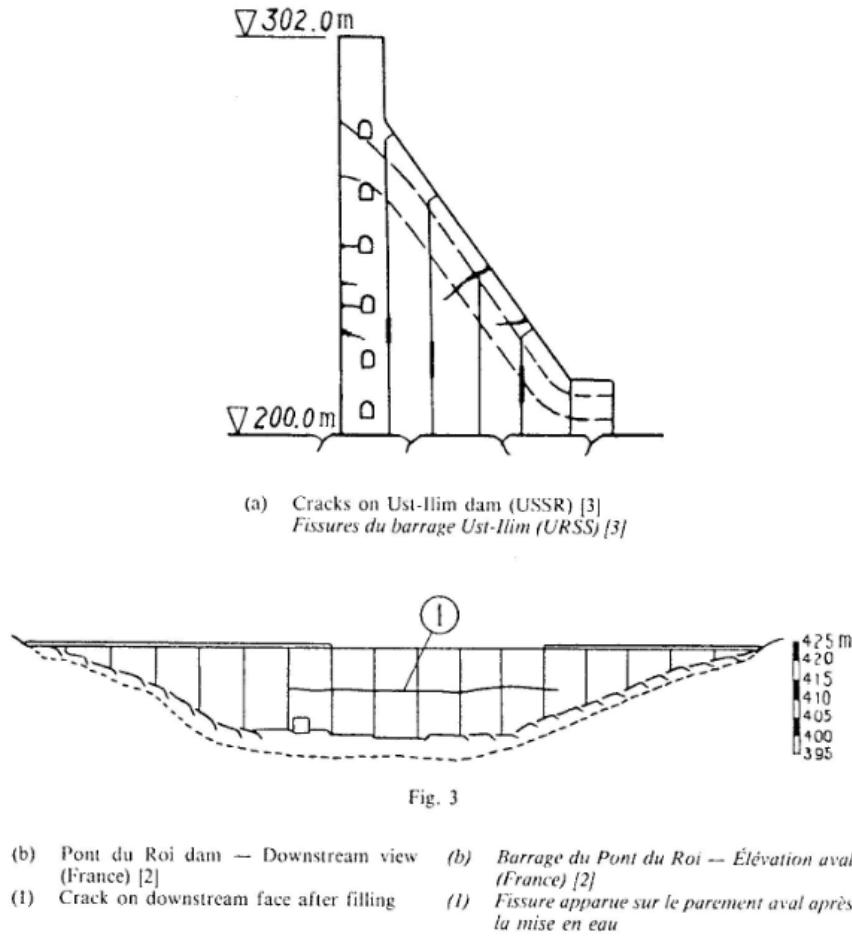


Figure 2.23 Exemples de barrages fissurés : (a) barrage Ust-Ilim (URSS); (b) barrage du Pont du Roi (Zhang & Ma, 1991)

Veltrop, Yeh, & Paul (1990), Bulota, Im, & Larivière (1991a), Tahmazian, Yeh, & Paul (1989) ont étudié le barrage à voûtes multiples Daniel-Johnson situé au Québec (figure 2.24). Peu après la phase de construction du barrage, des fissures nommées « fissures plongeantes » sont apparues sur la face amont. Ces fissures auraient été causées par des concentrations de contraintes dues aux discontinuités géométriques. Un deuxième système de fissures nommées « fissures obliques » fut observé sur la partie inférieure de la face aval de plusieurs voûtes constituant le barrage. Celles-ci résulteraient des températures sévères qui surviennent dans cette région. Plusieurs analyses numériques sur des modèles tridimensionnels ont été effectuées pour l'étude de ce barrage. Pour ralentir le processus de fissuration, des abris thermiques ont été installés dans le bas des voûtes.

Plusieurs barrages exposés à des conditions climatiques sévères subissent aussi une détérioration du béton de surface des faces exposées. Cette détérioration est souvent causée par les cycles répétés de gel/dégel. Elle affecte surtout les vieux barrages qui n'ont pas été construits avec du béton avec air entraîné. La figure 2.25 présente des exemples de détérioration du béton de surface des barrages Shawinigan-2, Chute-à-Caron et Farmers situés au Québec. Après l'étude des mécanismes causant la détérioration, plusieurs mesures sont souvent prises pour réhabiliter les ouvrages endommagés. La couche de béton détériorée, variant souvent entre 0.05 et 1 m, est enlevée et remplacée par une couche de béton avec air entraîné qui est résistante aux cycles de gel/dégel (Léger, Côté, & Tinawi, 1995). Des membranes isolantes pour les parois endommagés et des remblais de matériau granulaire sont d'autres types mesures prises pour assurer la durabilité thermique des ouvrages.

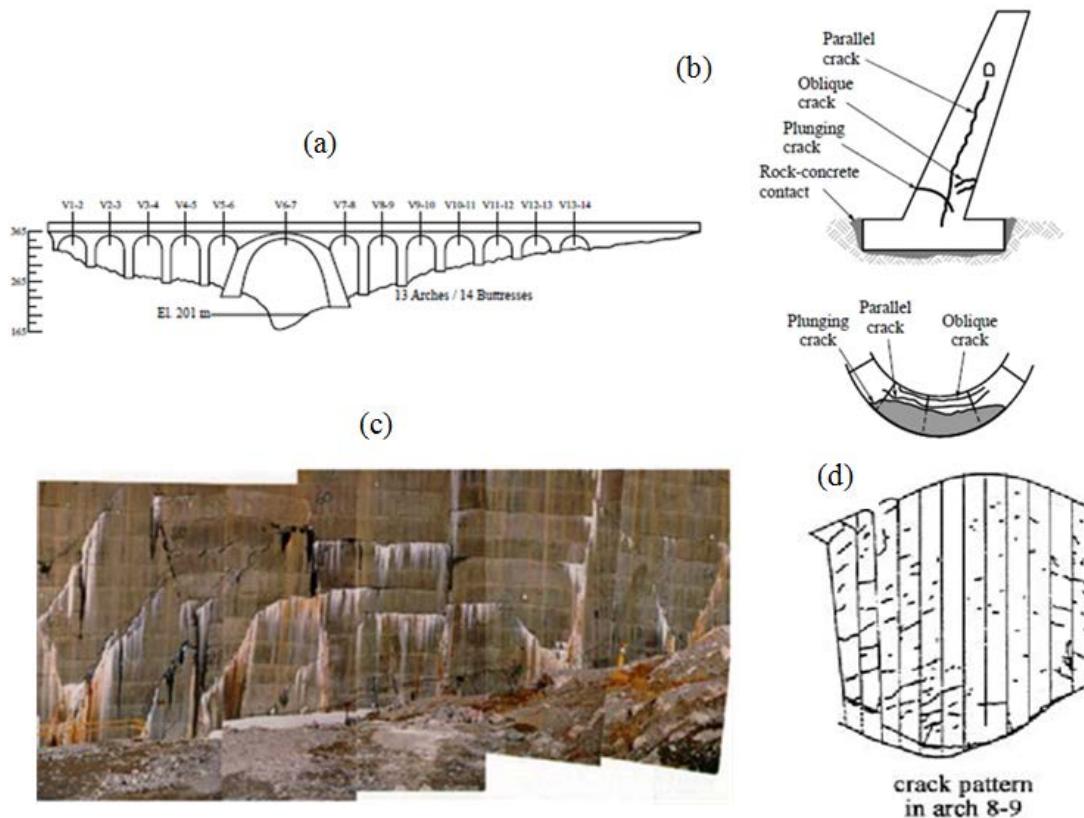


Figure 2.24 Barrage Daniel Johnson : (a) vue générale du barrage; (b) coupe montrant la présence de fissures, (c) fissures obliques sur la face aval dans le bas de la voûte, (d) patron de fissures dans la voûte 8-9 (Léger, 2009)

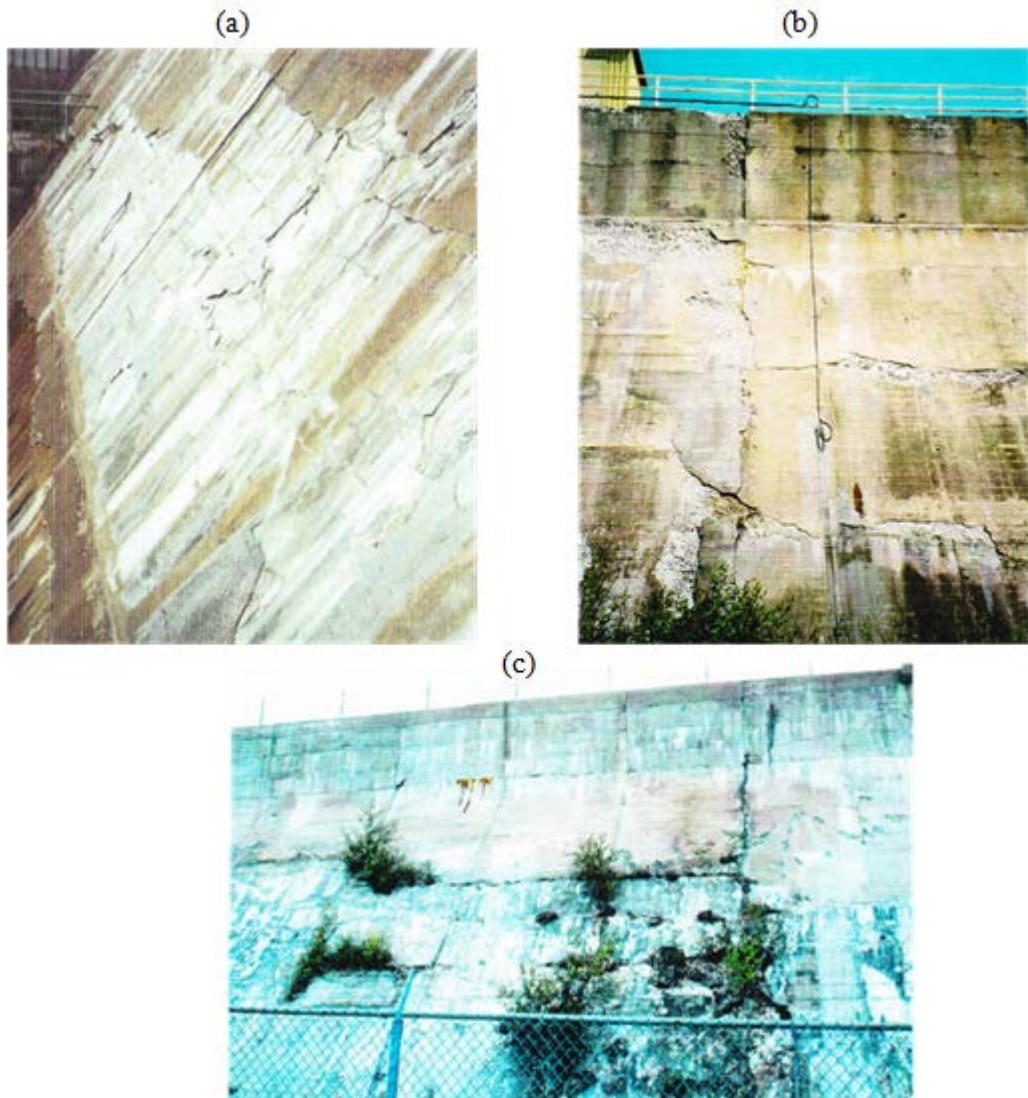


Figure 2.25 Détérioration du béton de surface : (a) barrage Shawinigan-2; (b) barrage Chute-à-Caron, (c) barrage Farmers (Léger, 2009)

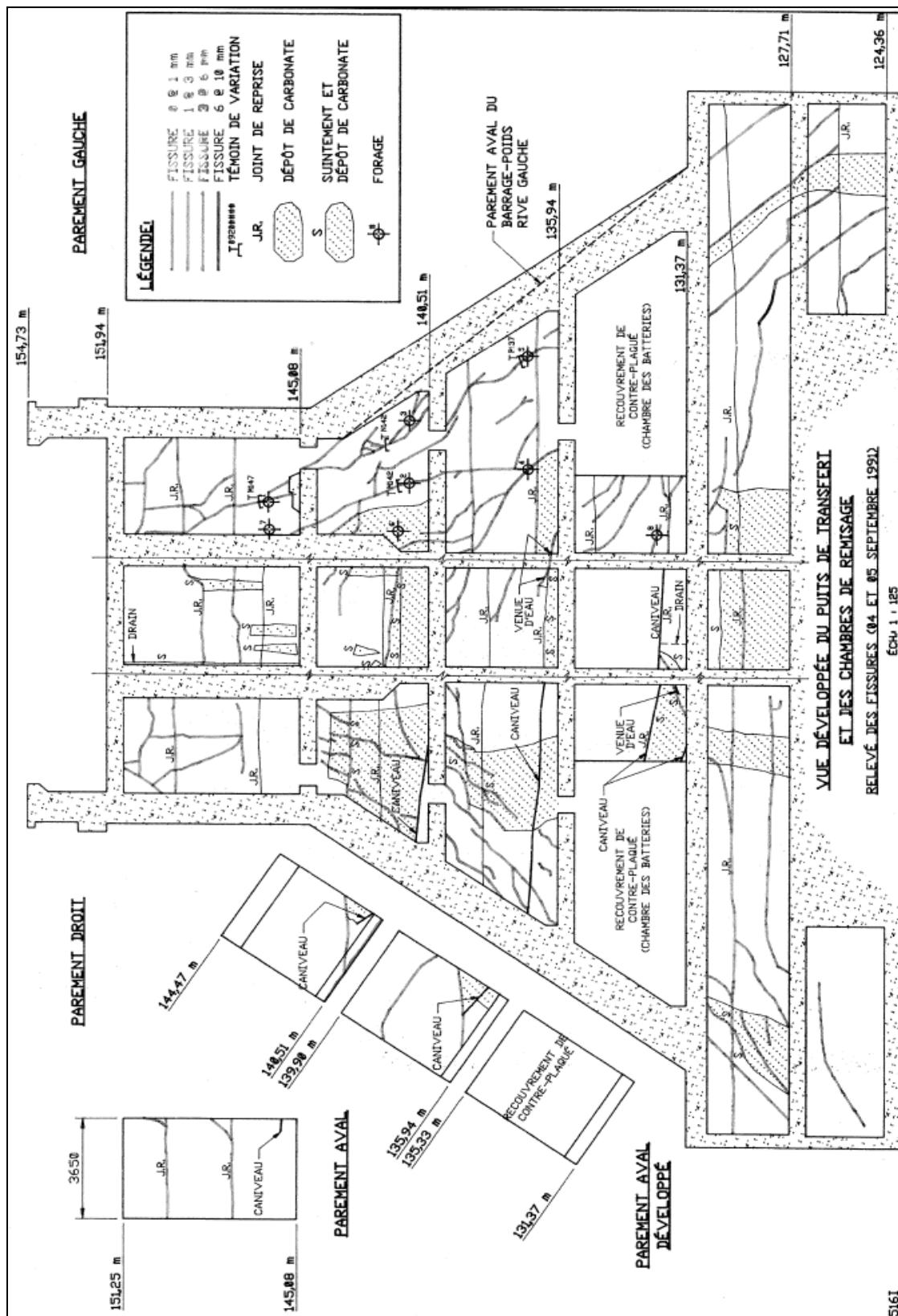


Figure 2.26 Relevé de fissuration barrage-poids La Tuque (Veilleux, 1992)

CHAPITRE 3 MODÈLES CONSTITUTIFS DE BÉTON POUR LA PROPAGATION DES FISSURES

Le type de matériau utilisé pour la construction influence grandement le comportement mécanique des structures. On retrouve généralement trois types de matériaux : fragile, quasi-fragile et ductile (figure 3.1). Un matériau fragile n'a plus aucune résistance après qu'il y ait eu rupture tandis que le matériau quasi-fragile se caractérise par une diminution des contraintes et un accroissement des déformations après l'atteinte de la contrainte maximale en traction. Pour le matériau ductile, les contraintes demeurent constantes avec un accroissement des déformations jusqu'à l'atteinte de la contrainte de rupture.

Afin d'analyser le phénomène de fissuration des structures en béton, des logiciels numériques modélisant la distribution des efforts sont utilisés. Ces outils utilisant pour la majorité la méthode des éléments finis, proposent divers modèles d'analyse de fissures. Un bon modèle constitutif pour la propagation des fissures doit décrire a) le comportement contraintes-déformations du matériau avant la fissure, b) le critère d'initiation de la fissure, c) le critère de propagation de la fissure, d) la fermeture et l'ouverture des fissures dans le cas d'une analyse avec des chargements cycliques (Bhattacharjee, 1993). Les sections suivantes présentent les différentes théories utilisées pour la modélisation numérique de la fissuration du béton. Une attention particulière est portée sur la fissuration thermomécanique des ouvrages.

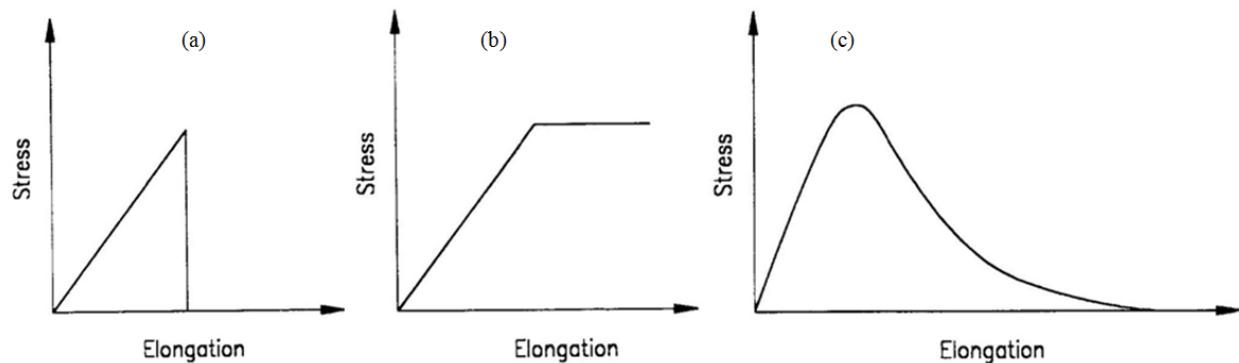


Figure 3.1 Comportements contraintes-déformations des matériaux en traction et leurs critères de rupture : (a) élastique fragile; (b) élastique-plastique; (c) élastique quasi fragile (Shah et al., 1995)

3.1 Modèle basé sur les concepts de la résistance des matériaux

Ce modèle est basé sur la théorie de la résistance des matériaux, on assume que la fissuration se produit lorsque la contrainte principale dans le matériau excède la résistance en traction (f_t) permise. Ce critère a souvent été utilisé auparavant lors des études portant sur la fissuration des ouvrages en béton. Cependant, l'utilisation de ce critère n'est pas toujours adéquate. On peut obtenir de résultats erronés dépendamment de la taille des éléments finis présents autour de la fissure. En effet, certains matériaux fragiles ou quasi-fragiles comme le béton possèdent des imperfections qui peuvent être de nature géométrique à savoir les fissures. L'évaluation des contraintes au droit de ces imperfections est difficile car le champ de contraintes est dévié entraînant ainsi des concentrations de contraintes. (figure 3.2).

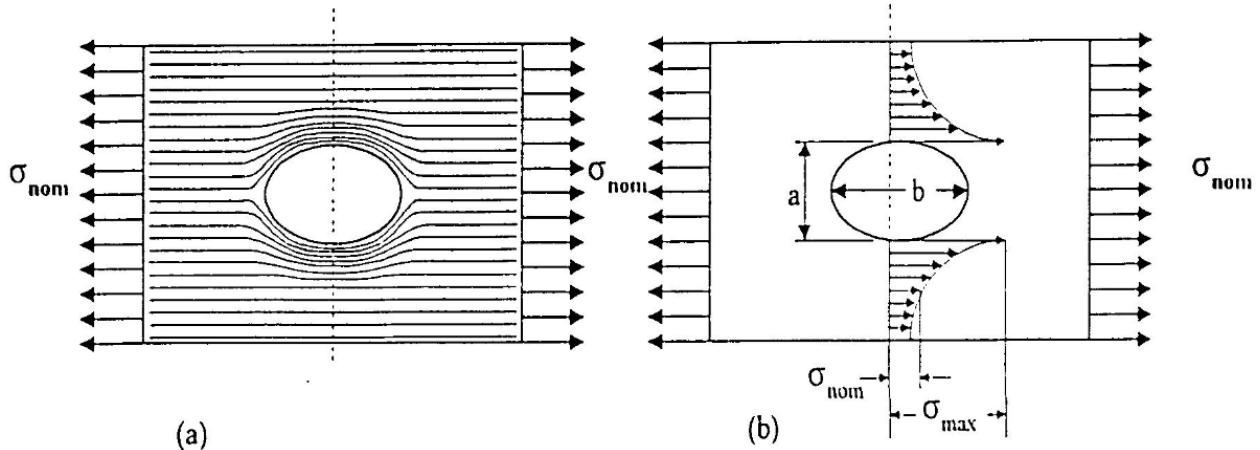


Figure 3.2 Contraintes dans une plaque trouée : (a) concentration; (b) distribution (Dorlot, Baillon, & Masounave, 1986)

Il existe cependant quelques méthodes permettant de déterminer la valeur de ces contraintes. Les modèles d'éléments finis permettent le calcul de contraintes dans une structure. Toutefois, l'intensité des contraintes calculée dépend fortement de la taille des éléments du maillage utilisé. Par conséquent, le critère de fissuration basé sur l'intensité des contraintes principales sera aussi fonction du maillage utilisé. La valeur des concentrations de contraintes peut être aussi déterminée en utilisant le facteur de concentration de contrainte K_t qui se définit comme le rapport entre la contrainte maximale située près de la fissure σ_{max} et la contrainte nominale à la

section réduite σ_{nom} (Chantelois et al., 1996). La valeur du facteur K_t est généralement déterminée de façons théorique et expérimentale pour diverses géométries.

Le critère basé sur la résistance des matériaux est donc généralement insuffisant et limité pour l'étude de la propagation des fissures dans les structures en béton. Il faut donc se tourner vers d'autres modèles.

3.2 Modèle basé sur la mécanique des fractures

L'approche de la mécanique des fractures permet de contourner les problèmes ou limitations auxquels le modèle basé sur la résistance des matériaux fait face. En effet, cette approche reconnaît que la présence d'imperfections dans un matériau a un effet sur la résistance du matériau. Griffith (1920) est le premier à analyser la rupture des matériaux fragiles en développant une théorie basée sur la propagation de la fissure en considérant la dissipation de l'énergie lorsqu'un matériau se fissure.

La théorie de la mécanique de fracture reconnaît trois modes de rupture possibles : (a) le mode I de tension, (b) le mode II de cisaillement, (c) le mode III de cisaillement hors plan (figure 3.3). Le mode I domine souvent pour la fissuration du béton, il est souvent considéré avec le mode II pour les analyses 2D. Le mode III est considéré pour des analyses 3D de propagation de fissures. Le modèle basé sur la mécanique des fractures peut être divisé en deux catégories : le modèle basé sur la mécanique linéaire élastique de rupture (LEFM) et le modèle basé sur la mécanique non linéaire de rupture (NLFM).

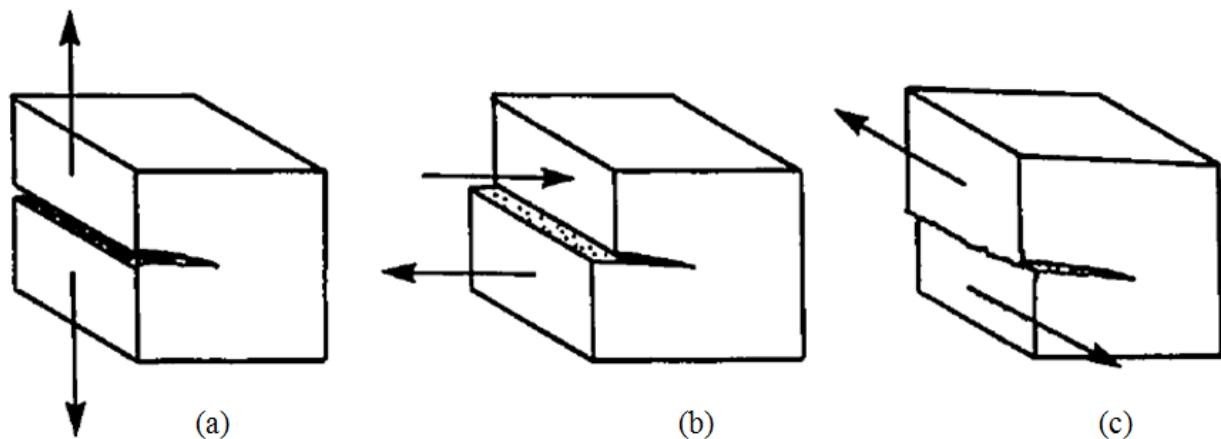


Figure 3.3 Modes de rupture de base : (a) Mode I de tension; (b) Mode II de cisaillement; (c) Mode III de cisaillement hors plan (Bhattacharjee, 1993)

3.2.1 Mécanique linéaire élastique de rupture.

Le modèle basé sur la mécanique linéaire élastique de rupture tient compte des imperfections présentes dans un matériau en introduisant un facteur d'intensité de contrainte K_I associé au mode I étant donné que ce mode prédomine pour la fissuration du béton. Ce facteur dépend la longueur de la fissure, de la géométrie de la structure et de la charge appliquée. Il est défini par la relation :

$$K_I = \sigma F \sqrt{\pi a} \quad (3.1)$$

Avec :

σ : Contrainte nominale appliquée

F : Fonction corrective pour la géométrie

a : Longueur de l'entaille

La contrainte maximale σ_f s'associe à la longueur de l'entaille a et au facteur critique d'intensité de contrainte K_{IC} . Ce facteur est une propriété du matériau nommée ténacité. Ce facteur peut être déterminé de façon expérimentale en réalisant des essais de traction ou des essais sur poutres en trois points de charges. Pour différents types de béton, la valeur de K_{IC} varierait entre $1.31 \text{ MPa}\sqrt{m}$ et $2.21 \text{ MPa}\sqrt{m}$ (van Mier, 1997). La propagation de fissure se produit lorsque K_I dépasse le facteur de critique d'intensité de contrainte K_{IC} . La rupture s'explique par le fait que l'énergie élastique contenue dans le matériau se dissipe lors de la fissuration (Chantelot et al., 1996). Le facteur critique d'intensité de contrainte K_{IC} peut être relié à l'énergie de fissuration lors de la propagation de la fissure G_f par la relation :

$$G_f = \frac{K_{IC}^2}{E'} \quad (3.2)$$

Avec :

E' : E, module d'élasticité en contraintes planaires

$E' : E/(1 - \nu^2)$, module d'élasticité en déformations planaires,

ν : Coefficient de Poisson

Le modèle basé sur la mécanique linéaire élastique de rupture possède cependant des limites. En effet, avec le béton, une fissure qui se propage sera toujours accompagnée de microfissures, de fissures ramifiées et de fissures de transition (figure 3.4). Or, la mécanique linéaire élastique de rupture ne s'applique pas pour des petites fissures. En effet lorsque la longueur de la fissure a est inférieure à la longueur critique de la fissure a_c , la contrainte maximale est proche de l'infini et aucun matériau ne peut supporter une contrainte infinie en un point. Une zone d'élaboration de rupture (fracture process zone : FPZ) existe à la pointe de la fissure d'un matériau et aide ainsi à dissiper l'énergie élastique. Le modèle basé sur la mécanique linéaire élastique de rupture se limite donc à être utilisé lorsque la zone inélastique est d'une taille négligeable par rapport à la taille de la structure étudiée.

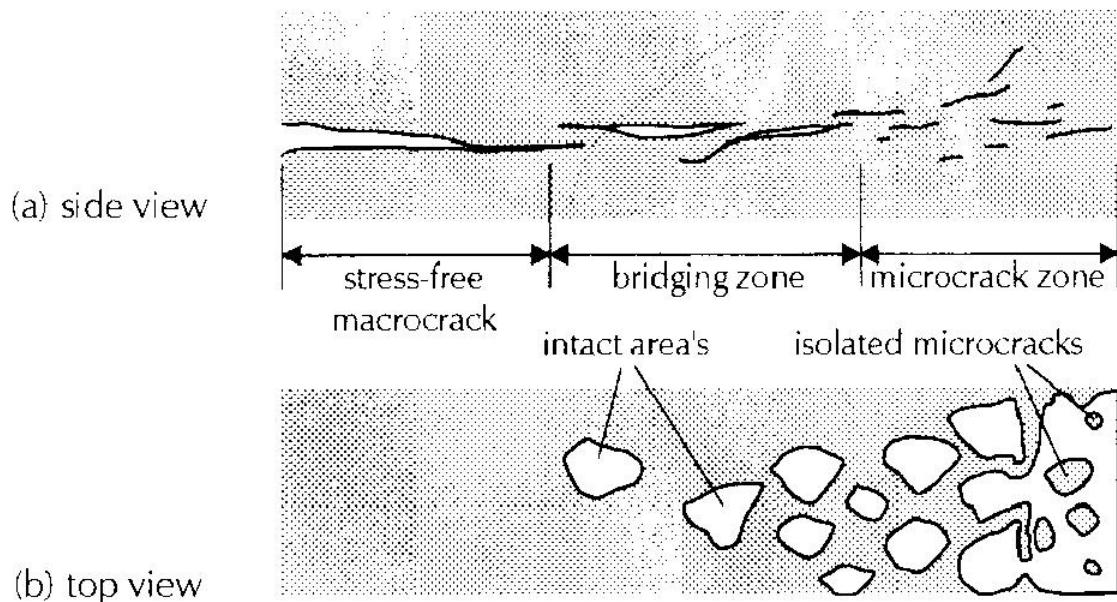


Figure 3.4 Mécanismes de fissuration du béton pour le mode I (van Mier, 1997)

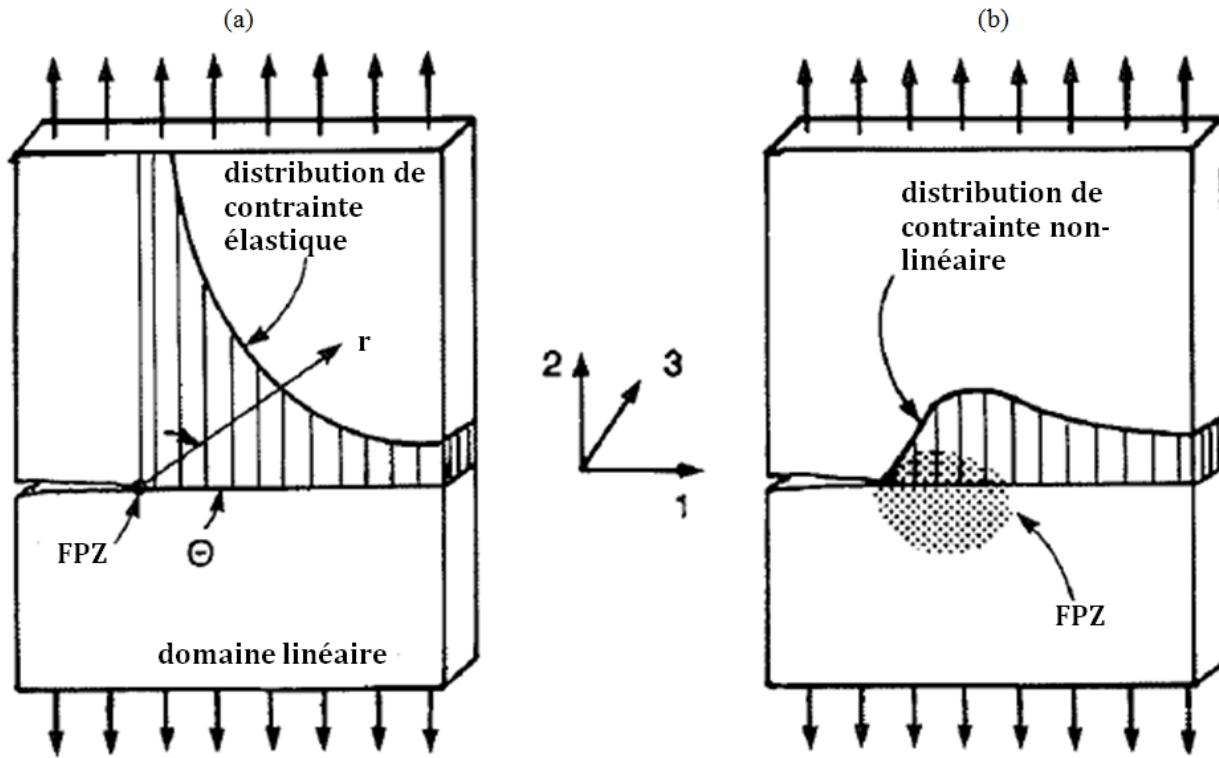


Figure 3.5 Zone d'élaboration de rupture (fracture process zone : FPZ) : (a) LEFM; (b) NLFM (adapté de Bhattacharjee & Léger, 1992)

3.2.2 Mécanique non linéaire de rupture.

Le modèle basé sur la mécanique non linéaire de rupture reconnaît la dissipation de l'énergie dans la zone d'élaboration de rupture. Ce modèle a donc été utilisé dans cette étude. Il existe plusieurs modèles non-linéaires qui peuvent être classés en deux catégories : les modèles basés sur une approche cohésive de fissuration et les modèles basés sur un modèle effectif de fissuration. Les modèles basés sur une approche cohésive de fissuration peuvent être divisés en deux types de modèles : le modèle fictif de fissuration (Hillerborg et al., 1976) et le modèle de bande de fissuration (Bažant & Oh, 1983).

3.2.2.1 Modèle fictif de fissuration

Le modèle fictif de fissuration a été développé par Hillerborg et al. (1976). Ce modèle suppose que la courbe contraintes-déformations du béton se caractérise par une courbe descendante après que la résistance en traction du béton soit atteinte. En effet, lorsque la fissure se forme, la zone fissurée peut encore reprendre une certaine quantité d'efforts dans la direction perpendiculaire à

la fissure. Cette approche propose aussi que le comportement après la rupture doit être représenté par une courbe contraintes-ouverture de fissure w (figure 3.6b) et non par une courbe contrainte-déformations. L'aire sous la courbe contraintes-ouverture de fissure ($\sigma(w)$) donne l'énergie de fissuration G_f qui s'exprime comme suit :

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma(w) dw \quad (3.3)$$

Où w_c est la valeur de l'ouverture de fisures quand $\sigma = 0$.

Ce modèle utilise donc les paramètres suivants pour décrire le comportement du béton lors du processus de fissuration : la résistance en traction f'_t , le module d'élasticité en traction E_t , la forme de la courbe d'adoucissement et l'énergie de fissuration G_f . À partir de ces paramètres, la longueur caractéristique l_{ch} peut être déterminée par la relation suivante :

$$l_{ch} = \frac{EG_f}{f_t^2} \quad (3.4)$$

La longueur caractéristique est une propriété du matériau, elle est une mesure de la fragilité du matériau. Elle dépend aussi de la taille de la structure étudiée ainsi que de la longueur de la zone d'élaboration de rupture.

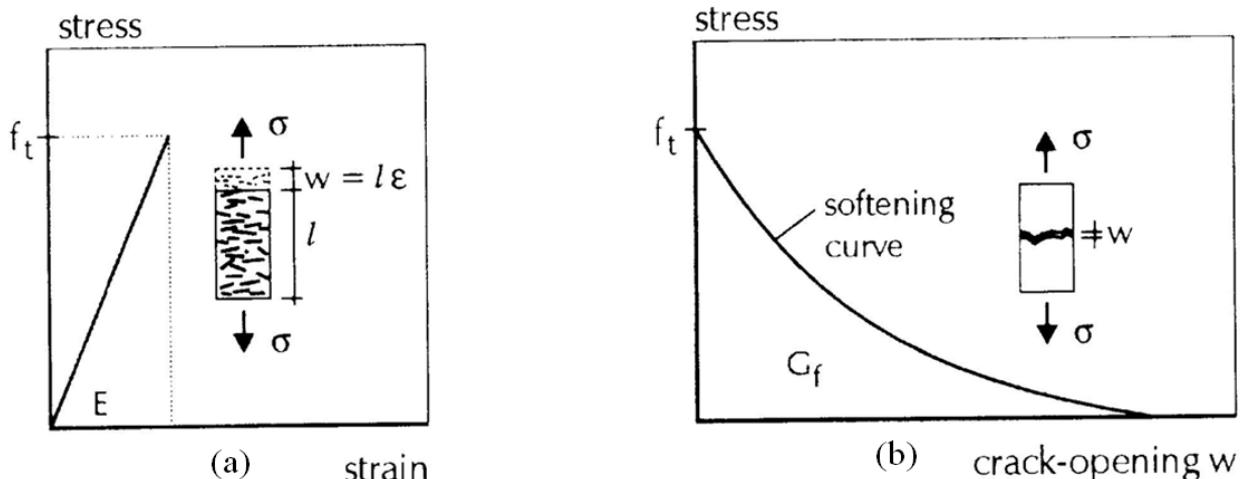


Figure 3.6 Fissuration dans une barre (modèle fictif de fissuration) : (a) diagramme contrainte-déformation pré-rupture; (b) diagramme contrainte-ouverture de fissure post-rupture (van Mier, 1997)

3.2.2.2 Modèle de bande de fissuration.

Le modèle de bande de fissuration a été développé par Bažant & Oh (1983). Ce modèle utilise une bande uniforme de largeur fixe h_c , dans laquelle sont distribuées des microfissures de façon uniforme (figure 3.7a), pour représenter la zone d'élaboration de rupture (FPZ). Cette bande de largeur est donc considérée comme une constante du matériau directement reliée à la microstructure du béton. Le développement de la propagation de fissures est décrit par la relation contrainte-déformation présentée à la figure 3.7b. L'énergie dissipée par unité de surface de fissuration G_f correspond donc au produit de la largeur de la bande h_c et l'aire sous la courbe présentée à la figure 3.7b :

$$G_f = h_c \left(1 + \frac{E}{E_t}\right) \frac{f_t^2}{2E} \quad (3.5)$$

Ce modèle utilise ainsi les paramètres suivants pour l'analyse de la fissuration du béton : la résistance à la traction f'_t , la largeur de la bande de fissuration h_c , le module d'élasticité E , le module d'adoucissement E_t et la loi d'adoucissement en tension.

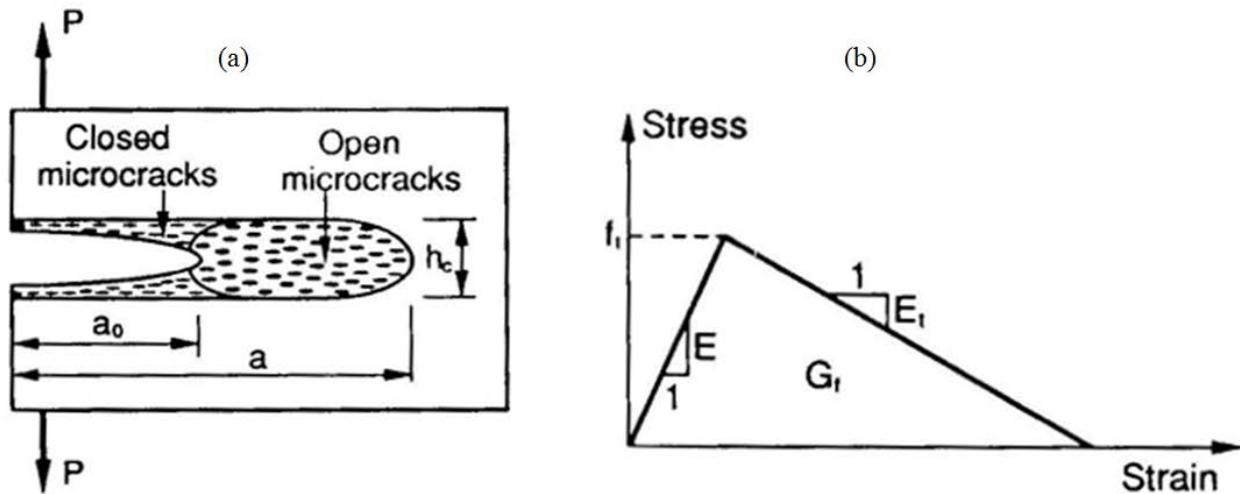


Figure 3.7 Modèle de bande de fissuration du béton : (a) bande composée de microfissures; (b) courbe contraintes-déformations pour la bande de microfissures (Shah et al., 1995)

3.3 Conclusions

En conclusion, il existe 3 modèles principaux qui décrivent le comportement quasi-fragile du béton. Le premier modèle de rupture est basé sur la résistance des matériaux et compare la

contrainte maximale principale à la résistance en traction du béton. Il a été montré que l'utilisation de ce modèle n'est pas toujours adéquate car on peut obtenir des résultats erronés selon le maillage utilisé. Le second modèle basé sur la mécanique linéaire de rupture (LEFM) permet de tenir compte des imperfections (fissures) présentes dans le matériau et représente bien le comportement du béton lors de la fissuration en introduisant le concept de dissipation d'énergie. Toutefois, l'utilisation de la LEFM se limite à des structures de tailles importantes possédant une zone d'élaboration de rupture (FPZ) de taille négligeable. Enfin, le troisième modèle basé sur la mécanique non linéaire de rupture permet la dissipation de l'énergie dans la zone d'élaboration de rupture (FPZ) et son utilisation pour l'étude de la fissuration du béton est donc appropriée pour toutes les tailles de structures.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: SEASONAL THERMAL CRACKING OF CONCRETE DAMS IN NORTHERN REGIONS

Article soumis à: ASCE Journal of Performance of constructed Facilities

Auteurs: Dolice Dontsi Maken¹, Pierre Léger², M.ASCE and Simon-Nicolas Roth³

In several northern regions around the world, concrete dams are subjected to severe seasonal temperature variations reaching up to 75°C from summer to winter. Those variations contribute to the degradation of the stiffness, strength, and durability of concrete dams. Thermal stresses, and related concrete cracking, have also to be evaluated to ensure the dam structural stability and to define initial conditions for unusual or extreme load combinations such as floods and earthquakes. This paper presents finite element modeling procedures to assess the thermo-mechanical behavior of concrete dams. Stress relaxation and mechanical properties depending on the temperature of concrete are first investigated considering the thermo-mechanical response of simple notched beam models. Heat transfer and thermo-mechanical analyses are then presented for a 31 m concrete gravity dam and a 214 m multiple arch dam located in Canada. It is shown that temperature dependent material properties do not affect significantly the dam structural response. Oblique cracks present in the downstream face of the multiple arch dam are successfully reproduced by the proposed numerical model. The quantification of the anisotropic arch flexibility provided by these cracks is discussed.

CE Database subject headings: Gravity dam, Arch dam, Mass concrete, Thermal analysis, Finite Elements, Smeared crack model, Thermo-mechanical coupling, Thermal stresses, Temperature variations.

¹M.Sc.A Candidate, Dept. of Civil, Geological, and Mining Engineering, École Polytechnique, P.O. Box 6079, Station CV, Montréal, Québec, Canada, H3C 3A7. E-mail: dolice.dontsi-maken@polymtl.ca

²Professor, Dept. of Civil, Geological, and Mining Engineering, École Polytechnique, P.O. Box 6079, Station CV, Montréal, Québec, Canada, H3C 3A7 (corresponding author). E-mail: pierre.leger@polymtl.ca pierre.legerpierre.leger@polymtl.ca, Phone: (514) 340-4711 (ext.3712), Fax: (514) 340-5881

³Ing. Jr, M.Ing, Hydro-Québec, Études de sécurité, Direction Barrages et Infrastructures, Groupe Production, P.O.Box 75, boul. René-Lévesque, 3^e étage, Montréal, Québec, Canada, H2Z 1A4. E-mail : roth.simon-nicolas@hydro.qc.ca, Phone : (514) 289-2211(ext.2718)

4.1 Introduction

Thermal stresses have been shown to play a significant role in the degradation of the stiffness, the strength, and durability of concrete dams in Canadian northern regions (Veltrop et al., 1990). Seasonal temperatures variations may range from 35°C in summer to -40°C in winter. When those variations occur and volumetric changes are restrained, thermal stresses develop in dams. Those thermal effects lead to initiation and propagation of cracks in mass concrete and to the disintegration of concrete surfaces exposed to ambient air. This paper presents finite element (FE) numerical analysis procedures to evaluate the thermo-mechanical behavior of concrete dams subjected to seasonal temperature variations. Transient heat transfer analysis and thermo-mechanical coupled analysis are performed for simple beam models and two dam case studies. Smeared crack types of concrete constitutive models are used with or without the consideration of near surface temperature steel reinforcement. The objectives are (a) to investigate the effect of mass concrete temperature-dependent material properties (tensile strength, modulus of elasticity) on crack initiation and propagation, and (b) to assess the ability of FE models to reproduce the observed crack pattern at the upstream face of a multiple arch dam. Stresses distributions, crack patterns and computed displacements are presented for a 2D model of La Tuque gravity dam (31m) using the computer program ABAQUS using a fixed smeared crack model with tensile fracture energy (G_f) conservation. The computer program ANSYS with a fixed smeared crack model and a strength of material crack initiation and propagation criteria is used for the thermo-mechanical study of a 3D model of an arch of the multiple arch dam Daniel Johnson (214m high). It is shown that the effect of temperature on material properties is not significant, and that the proposed FE procedure is able to reproduce the crack pattern observed at the downstream face of the Daniel Johnson dam.

4.2 Seasonal thermal cracking of concrete dams

Dams are subjected to internal temperature changes due to heat of hydration, which dissipates after a while, and external temperature changes. External thermal loads varying with time are caused by temperature variations of ambient air, foundation, reservoir water and solar radiations. Those loads cause deformations and significant volumetric changes. Stresses which often exceed the tensile strength of concrete can develop and lead to cracking if the volumetric changes are prevented. Moreover, the dam deflections in the upstream direction during summer and

downstream direction during winter, as well as in the longitudinal direction, promote the spread of horizontal and vertical cracks in dams. Horizontal cracks mostly occur in the middle and upper parts of the downstream face of gravity dams which is submitted to severe climatic conditions and solar radiations. Vertical cracks occur on the middle of the upstream and downstream faces of gravity dams (Zhang & Ma, 1991).

The type of cracks and the causes of cracking vary for different types of dams (Malm & Anders, 2011). After the completion of the Storfinnhorsen buttress dam (40 m) in Sweden horizontal cracks have been detected in the lower part of the frontplates, leading to the leakage of water from the reservoir (Malm & Anders, 2011). Inclined cracks from the frontplates to the foundation and vertical cracks from the foundation have been also identified. A 3D analysis was made using the finite element software ABAQUS (Dassault Systemes, 2011). Results showed that seasonal temperature variations cause high tensile stresses and lead to the initiation of cracks at least in four locations in the dam. Cracks were observed at the heel of the Daniel Johnson arch dam located in Quebec after its construction. These cracks named “plunging cracks” were found to have been caused by stress concentrations due to geometric discontinuities (Veltrop et al., 1990). For the same dam, “oblique cracks”, as shown in figure 4.1c,e were observed in the lower part of the downstream face of many arches (Bulota, Im, & Larivière, 1991b). Those cracks result from severe winter temperatures. Finite element models have been made to evaluate temperature and stress distributions in the dam. Manual iterations to relieve excessive tensile stresses by reducing the elastic modulus in incremental concrete volume were used to reproduce the displacements, observed crack patterns and to compute related stresses (Veltrop et al., 1990). However the manual iterative FE method used is an ad hoc procedure that is cumbersome and delicate to use. Some arches have been thermally protected on the base of the downstream face to avoid degradation of the cracked concrete. The Buffalo Bill gravity arch dam (107 m) located in northwest Wyoming showed long vertical cracks on the downstream face due to extreme thermal gradients with monthly temperatures varying from -3°C to 21°C (Boggs, 1985). In previous studies, cracking and permanent irreversible displacements have been noted at the junction of the intake and the gravity dam La Tuque located in Quebec (Caron, Léger, Tinawi, & Veilleux, 2003). It was shown that the cracking was due to alkali-aggregate reaction and thermal effects which promote cracking due to longitudinal geometric discontinuities of the dam. An expansion joint was made by making a cut of the left part of the gravity dam. The purpose of the joint was

to allow the free movement of the cyclic seasonal displacements caused by thermal effects and to absorb the volumetric expansion of concrete.

Volynchikov, Mgalobelov, and Deineko (2011) analysed the Boguchany concrete gravity dam (79 m) located in Russia that undergoes severe climatic conditions. They suggested steel structural reinforcement of the downstream face of the dead-end section, the downstream face of the dam at the butt joint and the stepped spillway face of dam to assure protection of these surfaces and to provide stability and strength of the structure when contraction joints open.

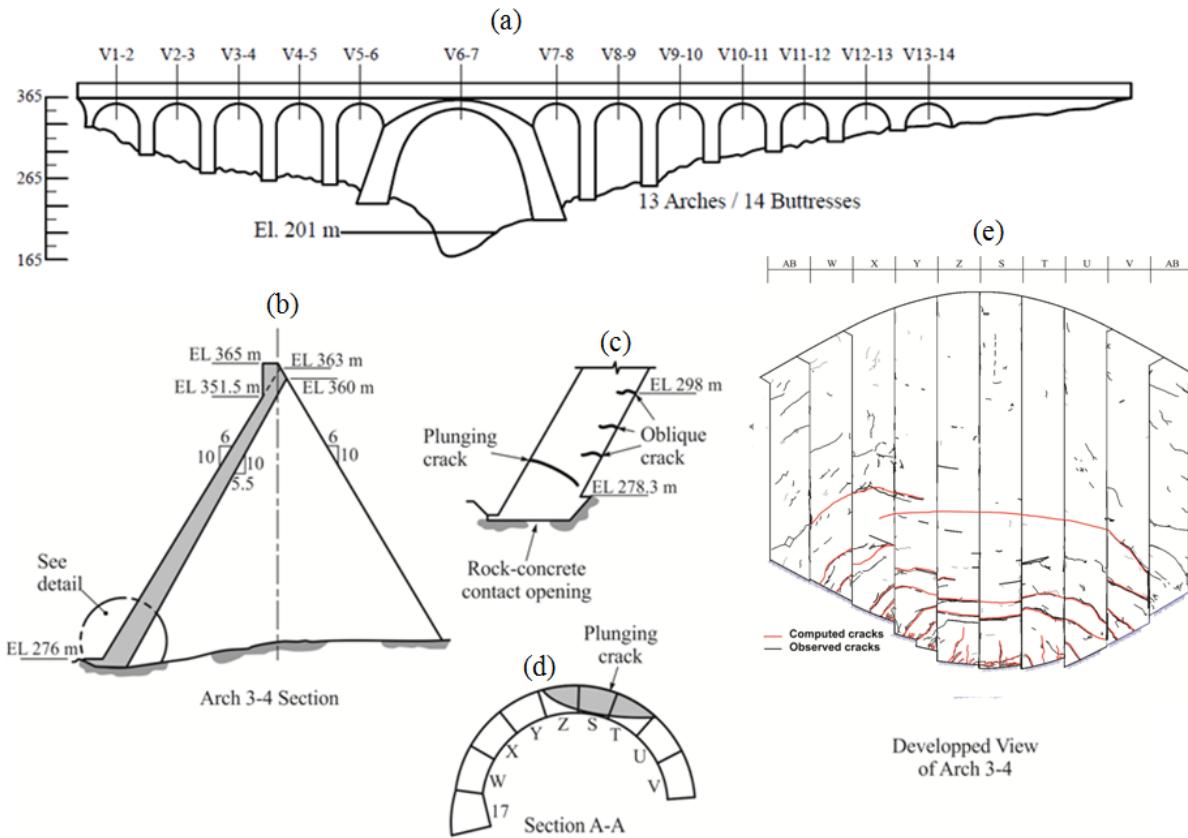


Figure 4.1 Daniel Johnson dam: (a) dam's view and characteristics; (b) arch 3-4 section; (c),(d) crack pattern; (e) computed vs observed downstream face cracks

4.3 Constitutive model for thermo-mechanical analyses

4.3.1 Thermal stresses

Thermal stresses can be evaluated with the following relation:

$$\sigma^T = K_r E \alpha (T - T_r) \quad (4.1)$$

$$\text{with } E_s = E(1 - \psi) = E/(1 + \phi) \quad (4.2)$$

Where K_r is the restraining coefficient of the structure, E is the short-term elastic modulus, α is the coefficient of thermal expansion, T is the applied temperature, T_r is the reference temperature (at zero stress) often corresponding to the mean annual air temperature after a long operational time (Paul and Tarbox 1991), ϕ is the creep coefficient, and ψ is the stress relaxation coefficient. If the concrete structure is free to move, $K_r = 0$. On the other hand, if the structure is restrained either externally or internally while assuming a rigid foundation, the restraining factor is $K_r = 1$. Stress relaxation is considered using the long-term modulus of elasticity E_s defined by equation (4.2). The stress relaxation factor ψ is assumed to vary between 0.3 and 0.5 (USBR, 1977).

4.3.2 Constitutive model: Strength based on criteria

Very often, a tensile strength criterion based on the concept of strength of material (SOM) is used for the crack initiation and propagation in concrete structures. When the stress or strain at the crack-tip occurs and exceeds the tensile strength of the material, a crack is assumed to propagate. Also, a sudden stress-drop is assumed upon fracture initiation or either upon reaching the tensile strength of the material. Bažant and Cedolin (1979) criticized this strength criterion for its non-objectiveness in that it strongly depends on the choice of the finite element mesh. Moreover, comparing the computed tensile stress with tensile strength of the material is often inadequate in a cracked structure because spurious results may be obtained depending on the size of the finite element ahead of the propagating crack (Bhattacharjee & Léger, 1992). However, as indicated in the Daniel Johnson case study, it is also possible to obtain good results using SOM model.

4.3.3 Smeared crack constitutive model with fracture energy

An alternative in (FE) analysis is to use a criterion based on the concept of energy dissipation by the structure undergoing a fracture process (Bhattacharjee & Léger, 1992). This theory requires three tensile softening parameters: the fracture energy, G_f , defined as the amount of energy required to create a crack growth (Bažant & Prat, 1988), the direct tensile strength f_{ct} , and the shape of the tensile softening diagram (Rots & de Borst, 1987). We herein restrict the fracture

process to the tensile mode (mode I) that recognizes the strain softening behavior of concrete in the fracture process zone (FPZ). Thermal cracks tend to be distributed (or smeared) over a significant concrete volume (figure 4.1d). A smeared crack propagation model (SCM) that propagates cracks as a front smeared over a representative volume associated with the Gauss points of elements is used herein. SCMs can be catalogued into fixed and rotating cracks models. The fixed smeared crack model (FSCM), is used in this study. In the FSCM, after the initiation of cracking, the isotropic stress-strain law is changed to an orthotropic law with fixed principal n, s, t-axes of orthotropy where “n” refers to the direction normal to the crack and “s, t” refer to the directions tangential to the crack.

4.3.4 ABAQUS and ANSYS concrete models assumptions

The ABAQUS FE computer program (Dassault Systemes, 2011) assumes that the tensile response of concrete is characterized by a stress-strain relationship as shown in figure 4.2a using a FSCM. The compressive strength, the inelastic strain, the tensile strength, the fracture energy and the exponential shape of the tensile softening diagram are the parameters defining the concrete model. All those parameters can be temperature-dependent. In 2D applications, 4-node FE with incompatibles modes are used to prevent shear locking.

In ANSYS FE software (ANSYS Inc, 2007), concrete is modeled through the 3-D reinforced concrete FSCM solid element. This element “SOLID65” takes into account both the cracking and crushing failure modes. This element is defined by 8 nodes having 3 degrees of freedom per node and can be used with reinforcing bars (embedded smeared steel layers). The compressive strength and the tensile strength (each of which can be temperature dependent) are needed to define the concrete failure surface. The concrete is considered initially as an isotropic material. After cracking, the material properties are adjusted using smeared band of cracks. The failure criterion of concrete is expressed by the relation:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (4.3)$$

Where F is a function of the principal stress state, S is the failure surface expressed in terms of input parameters and principal stresses, and f_c is the uniaxial crushing strength. When equation

(4.3) is satisfied, the material cracks or crushes depending if the principal stress is tensile or compressive.

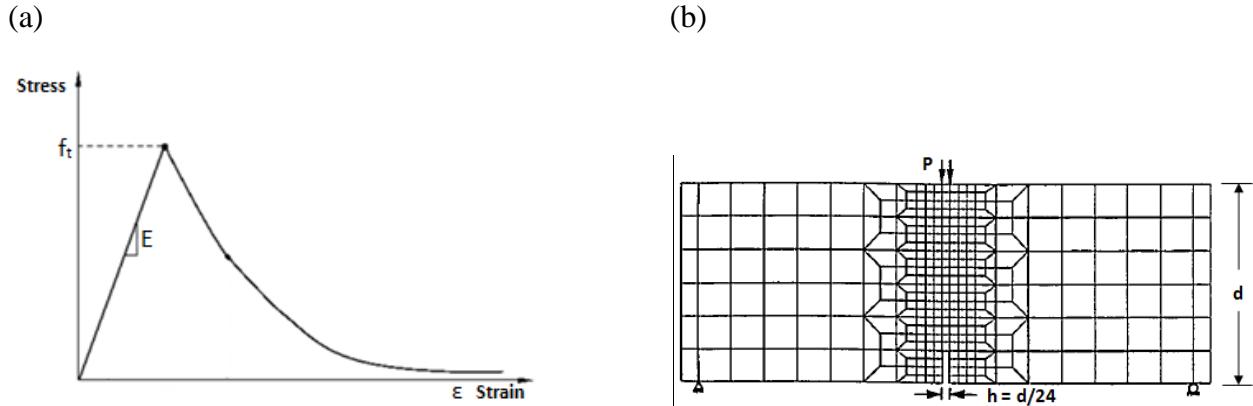


Figure 4.2 (a) Response of concrete to uniaxial loading in tension; (b) notched beam under three-point loading

4.3.5 Thermo-mechanical coupling

There are three categories of thermo-mechanical models for concrete structures. In an uncoupled model the transient heat flow analysis is performed only once irrespective of cracks likely to develop. Thermal strains and stresses, and related cracking, are then evaluated by applying the computed temperature field distribution and concrete temperature independent mechanical properties. The thermal and mechanical analyses are therefore independent of each other. In a weakly coupled model the mechanical (cracking) analysis is made using temperature dependent material properties. Finally in a strongly coupled thermo-mechanical analysis the transient heat flow analysis is repeated between each mechanical analysis step to evaluate an updated thermal field while considering cracking effects on temperature intensity and distribution (ex. reservoir water penetration in a crack).

4.4 Axial and Flexural Loading- A Beam Model

To assess the thermo-mechanical capabilities of ABAQUS (version 11, 2011) one of the statically determinate concrete beams tested by Bažant and Pfeiffer (1987) is first studied. A variation in temperature induces no stress in this beam. Thus, the effect of temperature dependent material properties on the peak failure load could be investigated. The model is a notched beam under three-point loading, 304.8 mm deep, 38.1 mm thick, 762 mm long and made with a

maximum aggregate size of 12.7 mm (figure 4.2b). Table 4.1 presents the material properties used (Bažant & Pfeiffer, 1987).

Tableau 4.1 Material properties

Material properties	Notched beam	La Tuque Gravity Dam		Daniel Johnson Dam	
		Concrete	Foundation	Concrete	Foundation
Elastic modulus E (MPa)	27413	24500	10000	32000	32000
Sustained modulus E_s (MPa)	N/A	12250	N/A	20700	20700
Volumetric mass, ρ (kg/m ³)	2450	2450	2650	2400	2600 / 0*
Tensile strength f'_t (MPa)	2.87	2.7	N/A	2.0	N/A
Compressive strength f'_c (MPa)	33.5	22.0	N/A	40.0	N/A
Fracture energy G_f (N/m)	40.3	175.4	N/A	N/A	N/A
Poisson's ratio ν	0.18	0.15	0.24	0.2	0.25
Th. conductivity, k (kJ/j.m.°C)	N/A	240.2	216.0	129.6	216.0
Specific heat c (kJ/kg.°C)	N/A	0.9	0.9	0.91	0.8
Th. exp. coefficient α (m/m/°C)	N/A	10*10 ⁻⁶	10*10 ⁻⁶	8*10 ⁻⁶	4*10 ⁻⁶

*2600 in heat transfer study, 0 in structural study

The compressive strength of concrete has been determined from laboratory tests, the fracture energy value was calibrated by Bažant and Pfeiffer (1987) to provide a good prediction of the peak load resistance as seen in the laboratory test. The beam is analysed using displacement control increment of 10⁻⁶ m with a maximum displacement of 1.5*10⁻⁴ m at the two surface nodes in the line above the notch (figure 4.2b).

Laboratory test showed the ultimate load to be $P_u = 7.78 \text{ kN}$ corresponding to the average response of three specimens of the same size. The curve at temperature 20°C in figure 4.3 is taken as the reference numerical force-displacement response of the notched beam. The ultimate load causing a stress equal to $\sigma_t = 2.89 \text{ MPa}$ at the center of the beam is $P = 6.63 \text{ kN}$. This

give a ratio (P_u/P) of 1.17 which is about 15 % less than the laboratory test result. The difference between the two values may be due to aleatory uncertainties related to the material properties that are not known precisely.

The same notched beam (figure 4.2b) is analysed while applying a series of uniform temperature fields in the range -30°C to 30°C. Materials properties of concrete E, σ_t , $f'c$, G_f and v have been modified depending on the temperature applied on the beam. CEB-FIP MODEL CODE (1990) gives equations to evaluate the material properties of concrete for temperature values going from 0°C to 80°C:

$$E_c(T) = E_c(1.06 - 0.003 T/T_0) \quad (4.4)$$

$$f_{ct}(T) = f_{ct}(1.1 - 0.005 T/T_0) \quad (4.5)$$

$$f_{cm}(T) = f_{cm}(1.06 - 0.003 T/T_0) \quad (4.6)$$

$$G_f(T) = G_f(1.14 - 0.006 T/T_0) \quad (4.7)$$

Where,

$E_c(T)$, $f_{ct}(T)$, $f_{cm}(T)$, $G_f(T)$ are respectively, the modulus of elasticity, tensile strength, compressive strength, fracture energy at the temperature T, and E_c , f_{ct} , f_{cm} , G_f are the modulus of elasticity, tensile strength, compressive strength, fracture energy at 20°C, while T is the temperature in °C, and $T_0 = 1^\circ\text{C}$.

Lee et al. (1988) tested several concrete specimens under monotonic and cyclic loadings in the temperature range of 20°C to -70°C. They analysed the concrete compressive strength, splitting tensile strength, modulus of elasticity, Poisson's ratio and found that those properties value increase as temperature decreases. The value of mechanical properties at a specified temperature is expressed as a percentage ratio of the value at 20°C (Table 4.2). Those percentage ratios have been used to evaluate the mechanical properties of concrete in a temperature range of -30°C to 0°C in this study. Chantelouis et al. (1999) also showed similar variations of the mechanical properties of concrete over a temperature range varying from 20°C to -40°C.

Tableau 4.2 Mechanical properties of concrete at low temperature relative to +20°C temperature
(adapted from Lee et al., 1988)

Temperature	E		f'_c		f_t^*		ν	
	GPa	%	MPa	%	MPa	%	Value	%
+20°C	26	100	39.6	100	3	100	0.20	100
-10°C	27.8	107	51.1	129	4	134	0.21	109
-30°C	32.5	125	61	154	4.8	159	0.24	120

* f_t^* : Splitting tensile strength

Figure 4.3 shows the force – displacement responses as a function of temperatures. The peak load increases as the temperature decreases for a temperature range of +30°C to -30°C. From +20°C to -30°C, the peak load increases reaching a ratio of 1.3 with respect to the reference value 6.63 kN (at 20°C). The ultimate load variation is basically explained by the increase in concrete tensile strength as the temperature decreases.

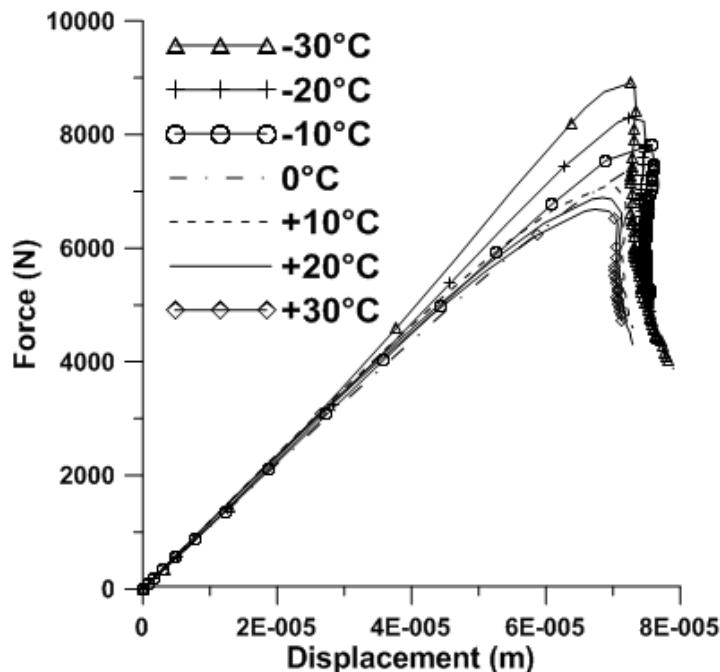


Figure 4.3 Force – displacement response using temperature-dependent properties

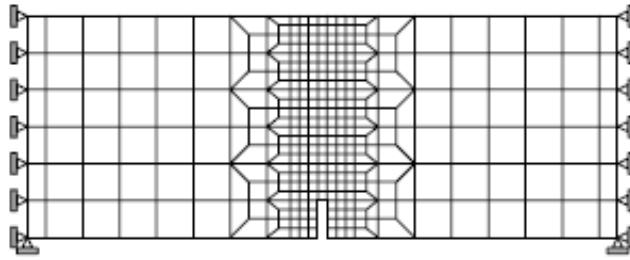


Figure 4.4 Restrained notched concrete beam

A uniform cyclic temperature variation field with a period of 365 days and amplitude of 30°C is applied to the notched concrete beam shown in figure 4.4 which is now restrained in the horizontal direction. The effects of temperature on concrete material properties $E=31.4$ GPa, $f'_t = 3.09$ MPa, $f'_c = 44$ MPa, $G_f = 40.29$ N/m and $\nu = 0.18$ have been considered (eqs (4.4), (4.5), (4.6), (4.7)) while the thermal expansion coefficient ($\alpha = 10 \times 10^{-6}$ m/m/°C) is constant (only a slight variation with temperature was reported by Chantelouis et al., 1999). Figure 4.5a, b indicate the computed thermo-mechanical response. The horizontal reactions, R , can be obtained from $R = A * E * \alpha * \Delta T$, where ΔT is the applied temperature variation from the reference value (0°C). The complete cracking temperature (ΔT) using the short term elastic modulus E (elastic crack) is -6.7°C. When using the sustained elastic modulus $E_s = 0.58 E$ ($\psi = 0.42$ in eq (4.2)), the complete cracking temperature increases to $\Delta T = -12^\circ\text{C}$ (creep crack) because the stress relaxes. These two applications examples illustrate that for simple laboratory type of specimens, the use of temperature dependent material properties and the use of a sustained modulus of elasticity are significant to predict adequately the thermo-mechanical response.

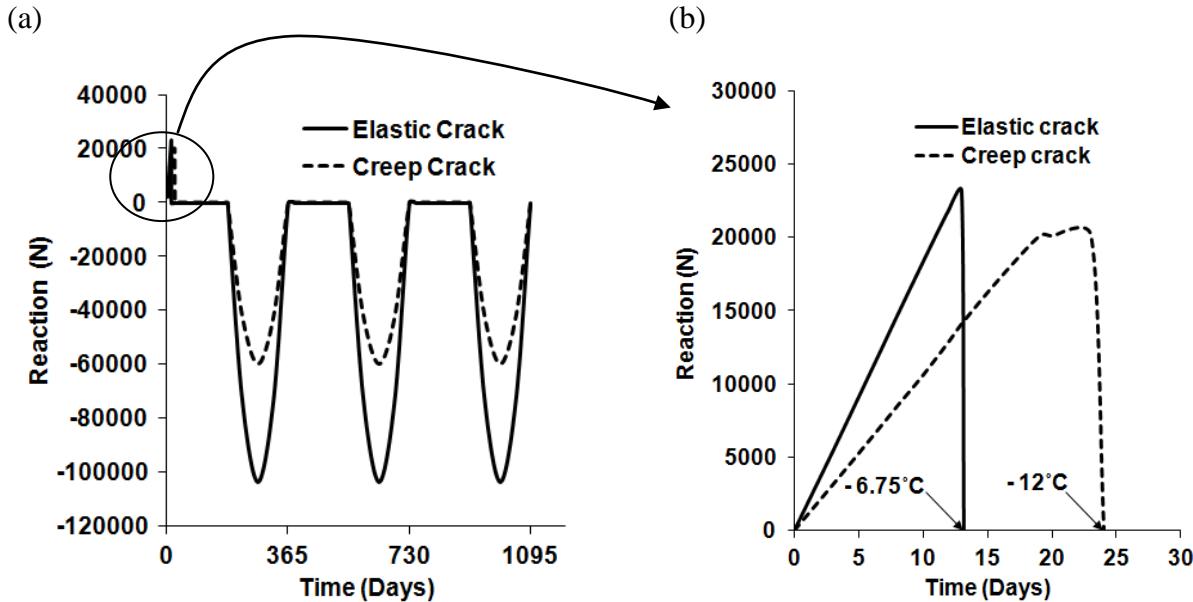


Figure 4.5 Thermo-mechanical response: (a) cyclic response; (b) tensile reaction

4.5 Case study I – A gravity dam – La Tuque

4.5.1 Heat transfer analysis of La Tuque gravity dam

Seasonal thermal analysis has been performed on the 31 m La Tuque gravity dam. Figure 4.6 shows the FE model used and the climatic temperature conditions for the air, the reservoir, and the foundation that was actually 84.14 m x 31 m in the model. The effect of solar radiations have been considered by adding a value of 5°C to the air temperature (Tarbox, 1977). An assumption of adiabatic boundary conditions excluding the dam-foundation contact was made at the foundation boundaries. Table 4.1 shows thermal and mechanical properties of concrete and foundation used for the model (Léger & Seydou, 2009). Thermal properties were considered constant with the temperature. The initial temperature distribution was set to 4°C which represents the yearly average concrete temperature. The transient heat transfer analysis was carried out for 4.5 years using a step of one day to reach a yearly steady-state temperature response. Figure 4.7 shows the January and July temperature distribution across section A of the dam. Figure 4.8a shows the temperature distribution for January 1st where temperatures vary from 6.9°C to -10°C.

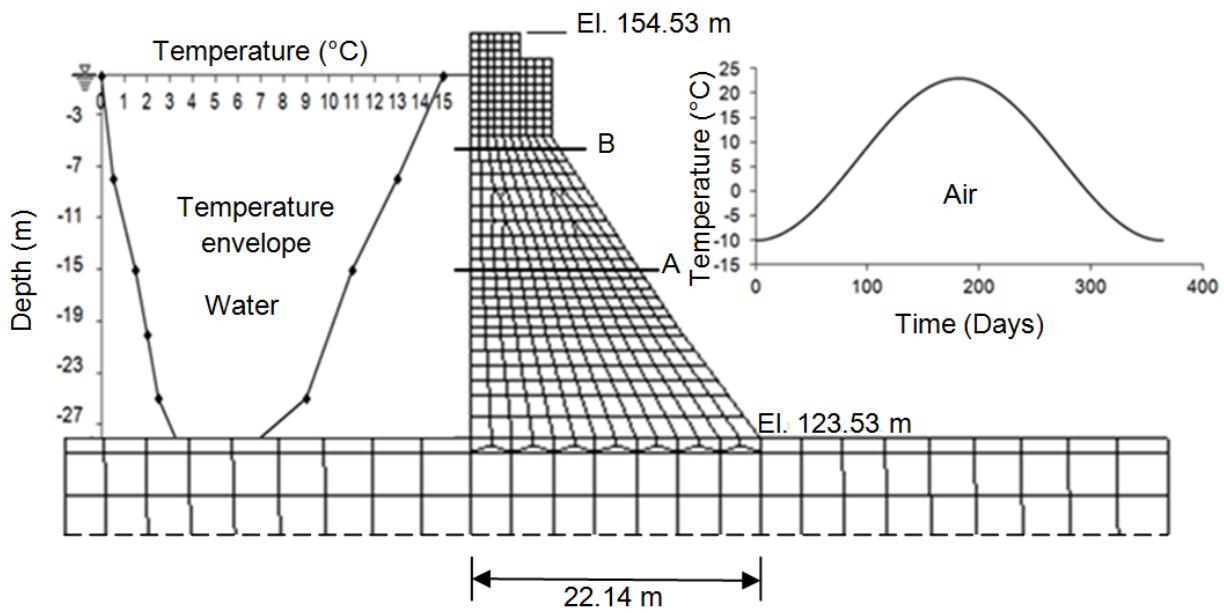


Figure 4.6 Finite element model of La Tuque dam

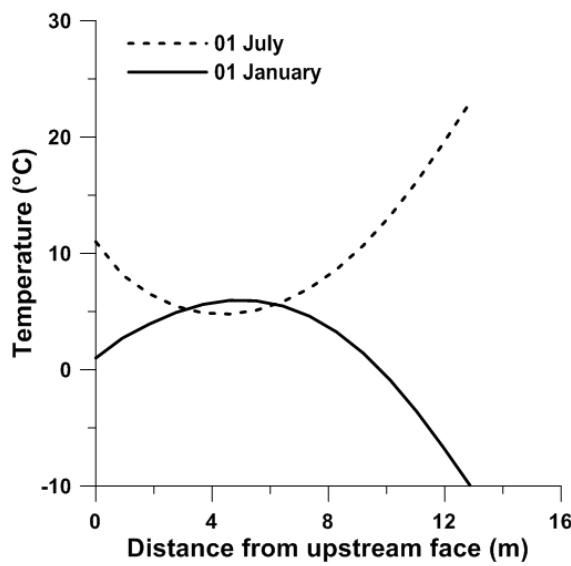


Figure 4.7 Temperature distribution for section A: 136.46m

4.5.2 Thermo-mechanical analysis of the dam: Evaluation of stresses and thermal displacements

The mesh used for heat transfer analysis is also used to evaluate the stresses using the FSCM. One year temperature distribution obtained from the last year is used to carry out stress analyses. Hydrostatic pressure load (water depth of 27.74 m) and self-weight are also applied to the dam. Mechanical properties of concrete except the thermal expansion coefficient have been modified based on temperature variations (Eq. (4-7)). Figure 4.9a shows the distribution of the largest principal tensile stresses obtained in the dam based on a 1-day incremental analysis. The maximum principal stress value is 1.79 MPa occurring December 30th. When mechanical properties do not vary with temperature, the maximum value of principal tensile stress obtained is 1.7 MPa (figure 4.9b). This gives a ratio of 1.05, in fact the tensile stresses remain below the tensile strength such that no cracking is occurring. Another analysis was made reducing the tensile strength to 0.675 MPa (a quarter of the measured value 2.7 MPa) to compute the crack penetration. Weak concrete lift joints and freeze-thaw deterioration cycles could lead to reduced tensile strength. This analysis was made with and without temperature-dependent material properties. When the mechanical properties of concrete are temperature-dependent, results show cracked elements on a depth of about 1.8 m from the downstream face. When the mechanical properties are constant, the cracked elements depth increases to 2.3 m from the downstream face. The depth of cracked elements is less when the properties are temperature-dependent because the tensile strength increases more than the elastic modulus (for a temperature range of 20°C to -30°C). Displacements, considering self-weight, temperature load and hydrostatic load, at the crest of the dam were also computed. Two analyses are conducted: the first with mechanical properties varying with temperature while in the second, mechanical properties are constant. Figure 4.8b shows displacements computed and the maximal horizontal displacement ($\delta(T^\circ)_{max} = 6.5 \text{ mm}$) obtained at the crest of the dam for the winter condition (January 1st) when the mechanical properties vary with temperature. For this winter condition, the horizontal displacement value decreases by 20% ($\delta(T^\circ)_{max} = 5.2 \text{ mm}$) when concrete properties do not vary with temperature.

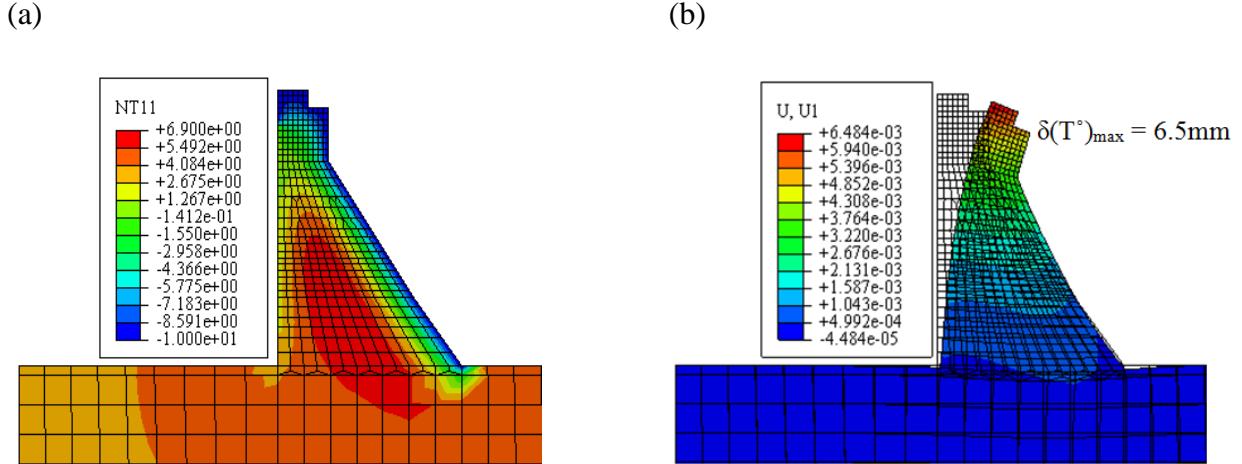


Figure 4.8 Heat transfer analysis: (a) 1st January temperature (°C) distribution; (b) 1st January displacements (m) based on properties with temperature variations

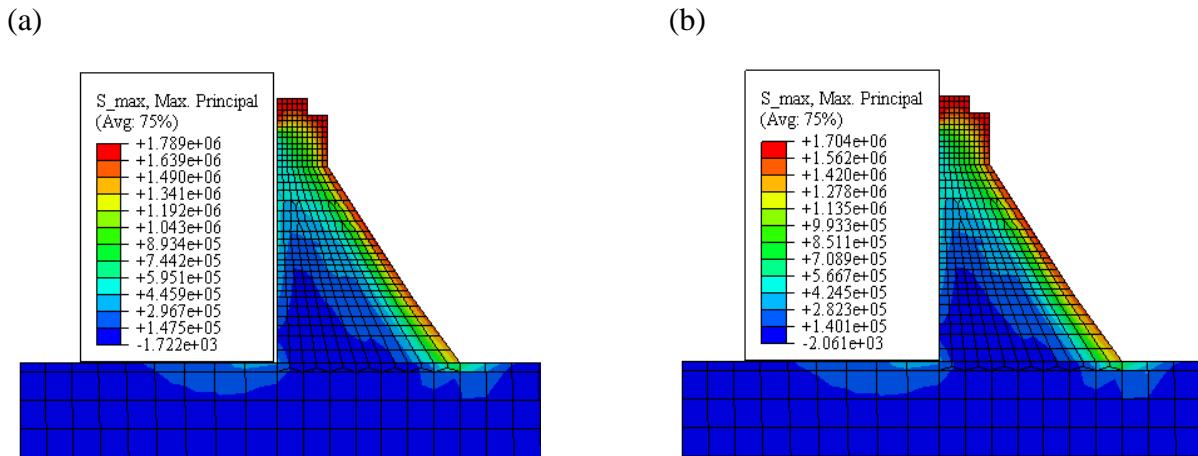


Figure 4.9 Maximal principal stress distribution (Pa): (a) mechanical properties based on temperature; (b) constant mechanical properties without temperature variations

4.5.3 Analysis of water penetration in the dam

The effect of water penetration in a crack, a lift joint assumed along section A (figure 4.6), is studied for La Tuque dam using a strongly coupled thermo-mechanical analysis. Two cases are considered: a case with reservoir water penetration up to the middle of the section (half-open lift joint), and the other with water penetration through the whole section (completely open joint). We assumed a relatively high water flow in the joint so that water does not turn into ice during winter. Concrete temperature at the corresponding nodes of the lift joint is assumed to be equal to

water (reservoir) temperature at this depth. A transient heat transfer analysis was conducted. A mechanical analysis considering temperature load, hydrostatic pressure load and self-weight is also made with mechanical properties varying with temperature. The aim of this study was to evaluate the effect of water penetration on computed stresses. Principal stress results obtained for the half-open lift joint are similar to those obtained for the close lift joint with a maximal principal tensile stress of 1.7 MPa (occurring January 1st) at the downstream face. However, When water completely penetrates into the joint, the maximal tensile stress at the downstream face is reduced to about 0.95 MPa. Therefore, it is important to consider seeping water in analyses because it can affect the stress field in the dam.

4.6 Case study II – A multiple arch dam – Daniel Johnson dam

Daniel Johnson Dam located on Manicouagan River in Quebec, Canada, is the largest multiple arch dam in the world with a maximal height of 214 m, a crest length of 1315 m and a gross reservoir capacity of 140×10^9 m³. The dam is made of 13 arches and 14 buttresses (figure 4.1a). Upstream face cracks named “plunging cracks” were discovered during the reservoir filling, shortly after the construction in mid to late 1960s (Tahmazian et al., 1989). In 1968, a system of cracks was observed on the lower downstream faces of the arches. These cracks were oriented with an oblique angle to the cantilever direction and were then named “oblique cracks” (Veltrop et al., 1990). Those cracks were found to be caused by severe winter temperatures in the region with an amplitude variation reaching up to 75°C. During winter, there is about 50 freeze-thaw cycles at the site (Bulota et al., 1991b). Freezing and thawing of water contained in cracks probably contributed to the cracking process. Measuring crack opening variations showed that they were particularly sensitive to sudden temperature variations. Finally, drilling investigations have been made for many cracks. It was found that the cracks depth is about 35% of the arches thickness despite a low opening at the downstream face (Bulota et al., 1991b). In this study, arch 3-4 of the dam was selected to seek numerical predictions of the observed oblique cracks. Figure 4.1 b, c shows the section characteristics of Daniel Johnson’s arch 3-4 and a developed view of the cracks pattern found after inspections. The cracks are concentrated in the bottom of the arch and have modified the stress distribution in the dam. A decision was made to protect the downstream faces using insulation walls (installed in 1992) to prevent further extension of oblique cracks. However in this study, the presence of insulation walls is not considered.

Therefore, a transient heat transfer analysis was made with the environmental parameters established in 1972-1974 before the installation of insulation walls. The FE program ANSYS was used for all analyses because a detailed 3D model of the dam has been developed by Hydro-Quebec with this software.

4.6.1 Thermal analysis

Figure 4.10 shows the 3-dimenisonal FE model used for the heat transfer and structural analyses. The model has 9 parts including the complete arch 3-4, buttresses 3 and 4, the mid arches 2-3 and 4-5, downstream and upstream foundation, the roc transition zone, and the gravity dam at the top of the arch (figure 4.1). There is a total of 183 076 elements and 313 963 nodes. Symmetry conditions were used at model boundaries. A transient heat flow analysis is made on a step-basis of 1 day for a long period to assure convergence. The thermal material properties used are shown in Table 4.1. The reference temperature of the arch 3-4 was set to 7°C, 3°C for buttresses and the gravity dam, 7°C for mid arches 2-3 and 4-5, 5°C for upstream foundation and transition zone, and 6°C for downstream foundation. The critical temperature state retained for the winter condition corresponds to the February 21th with a minimal temperature of -15.1°C and a maximal temperature of 6.5°C. Figure 4.11a shows the temperature distribution through a Z-S cut (center of the arch, figure 4.1e) of arch 3-4 for February 21th. Figure 4.11b shows temperature distribution through section A-A. This temperature distribution (Feb 21st) was then used as thermal load in the structural model to evaluate thermal stresses and displacements.

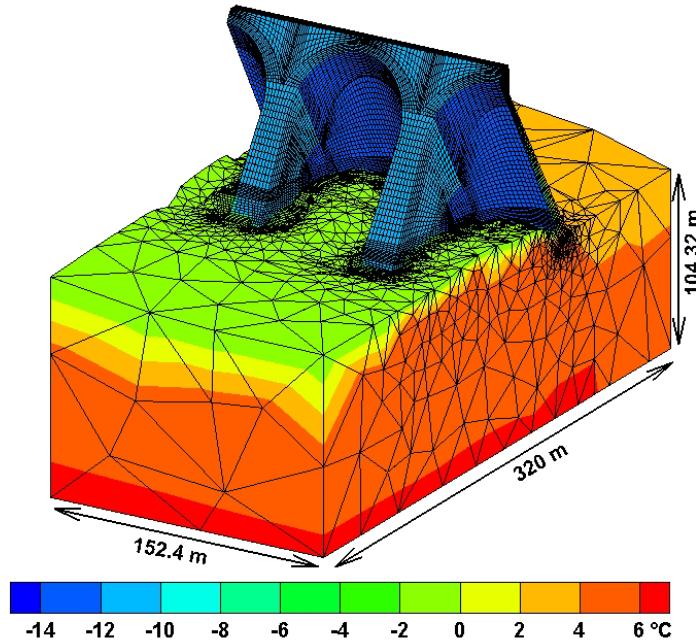


Figure 4.10 Temperature ($^{\circ}\text{C}$) distribution winter condition (21th Feb): Arch 3-4

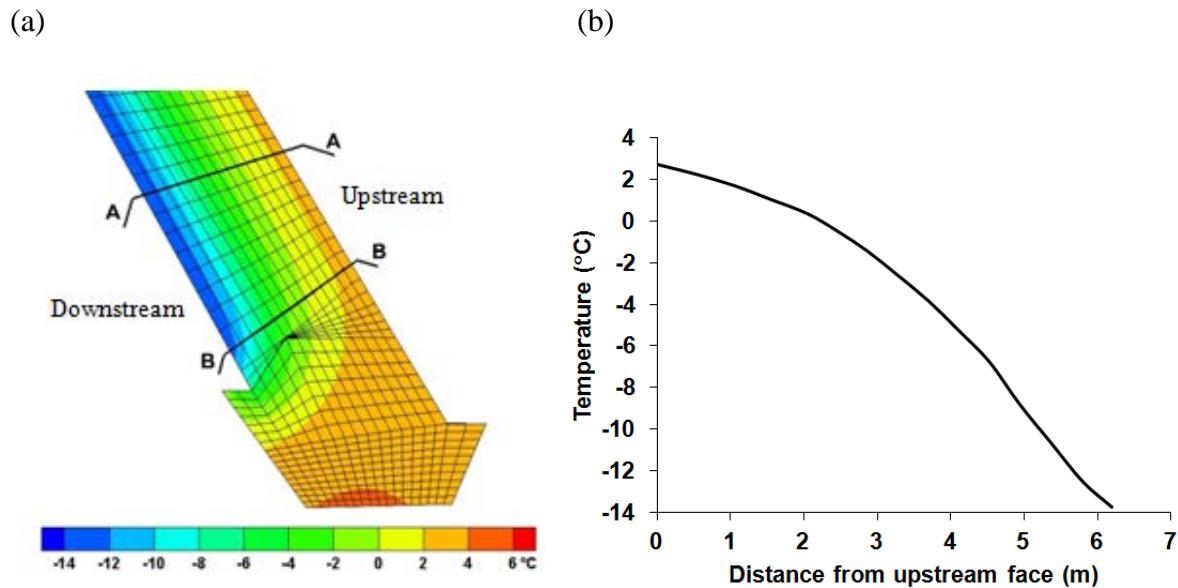


Figure 4.11 Temperature distribution ($^{\circ}\text{C}$) (21th Feb): (a) Z-S cut; (b) through section A-A

4.6.2 Thermo-mechanical analyses

The aim of this part of the study was to investigate the ability of ANSYS FSCM concrete constitutive model to predict the thermal (oblique) downstream face cracking of the dam. Several

structural analyses have been performed. However none of these analyses considered the plunging cracks at this stage because it was outside the scope of the study:

- Linear analysis considering the sustained elastic modulus constant ($E = 20.7 \text{ GPa}$) over the arch 3-4;
- Linear analysis considering isotropically reduced elastic modulus over the half depth of the arch 3-4 to represents in a global manner the added flexibility due to the oblique cracks (figure 4.12a). This is a simple approach that could easily be combined with discrete crack modelling of the plunging cracks in further studies;
- Nonlinear smeared crack analysis considering the sustained elastic modulus and using a concrete material (SOLID65) on the downstream half of arch 3-4 (figure 4.12b);
- Nonlinear smeared crack analysis considering a the sustained elastic modulus, using a concrete material (SOLID65) on the downstream half of arch 3-4 with the addition of the steel reinforcement actually present near the downstream face.

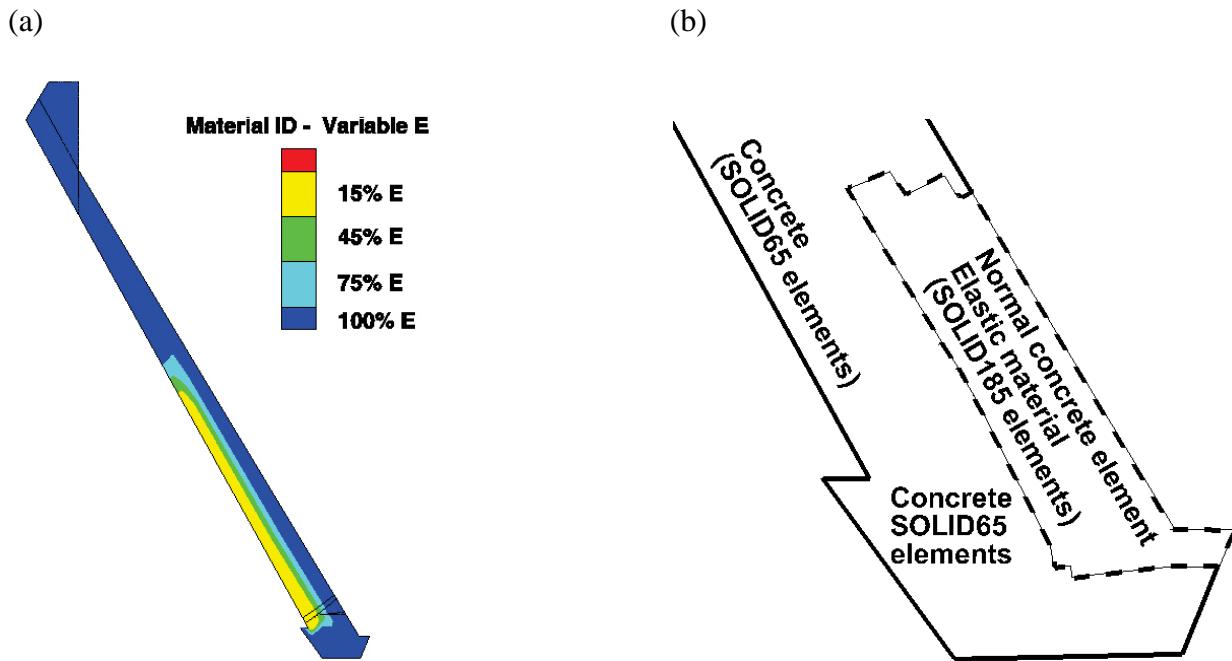


Figure 4.12 (a) Distribution of elastic modulus E over the arch for analysis b); (b) elements type modeling areas for analysis c) and d)

The loading conditions for all those analyses are: reservoir load (hydrostatic pressure) with a water elevation of 350.95 m corresponding to February 21th, dead load, and winter thermal load. The mechanical properties used are presented in Table 4.1. They are considered temperature

independent. ANSYS also requires the shear transfer coefficient along crack for concrete. This coefficient represents a shear strength reduction factor for loads inducing shear across the crack face. The value of this parameter was set to 0.3 taken from Dahmani, Khennane, and Kaci (2010). The reinforced concrete beam analysed by Dahmani et al. (2010) has been used as an initial benchmark for the nonlinear concrete smeared crack analyses presented in this study. Smeared steel layers are used to model reinforcement. The concrete material and steel reinforcement are discretized into elements with the same geometrical boundaries. The steel reinforcement effects are averaged in layers within an element considering their spatial orientation. The volumetric ratios (VR) of reinforcing steel along transverse ($VR = 13.3\%$) and longitudinal ($VR = 6.8\%$) directions have been provided for each element in the first FE layer along the downstream face of the dam. The steel properties are density ($\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$), elastic modulus ($E = 200000 \text{ MPa}$), Poisson's ratio ($\nu = 0.3$), and the yield strength ($F_y = 400 \text{ MPa}$). In nonlinear analyses, the total load applied was divided into 100 increments (load steps) to maintain accuracy and reach convergence. ANSYS uses the full Newton-Raphson method for the incremental load analyses. The stiffness matrix of the model is updated after each load increment to account for nonlinear behavior (concrete cracking).

4.6.3 Cracking and displacements response analysis

An initial smeared crack analysis is made using SOLID65 concrete elements over the entire arch 3-4 to compute the penetration of “oblique” cracks. Results showed that the cracks depth is about 40% of the arch’s total thickness. Analyses c) and d) were then made changing the elements of the downstream half of the arch to elastic (SOLID185) concrete elements. This decision was made to produce good comparisons with analyses a) and b). Figure 4.1d presents the computed cracks pattern on the downstream face compared with the observed cracks pattern. It shows a very good concordance between the two patterns except for the large horizontal computed crack above “oblique” ones at elevation 312 m. The computed cracks pattern showed was obtained after the completion of analysis d).

Figure 4.13 shows pendulums’ positions in arch 3-4. There are 5 simple pendulums and one inverted pendulum in the foundation. Displacements at the simple pendulums are always given relative to the anchor of the inverted pendulum considered as a fixed point in the foundation. Hence, displacements at the inverted pendulum from the model are subtracted from the

displacement value obtained at simple pendulums to compute displacements. Displacements values obtained for the four analyses (a to d) are presented in Table 4.3. There is a very good concordance between displacements obtained with the four analyses with a maximum difference of $\Delta Z = 2.5$ mm. No attempt is made to establish correlation between computed and measured values because the presence of the plunging crack has not been considered (this is outside the scope of this study).

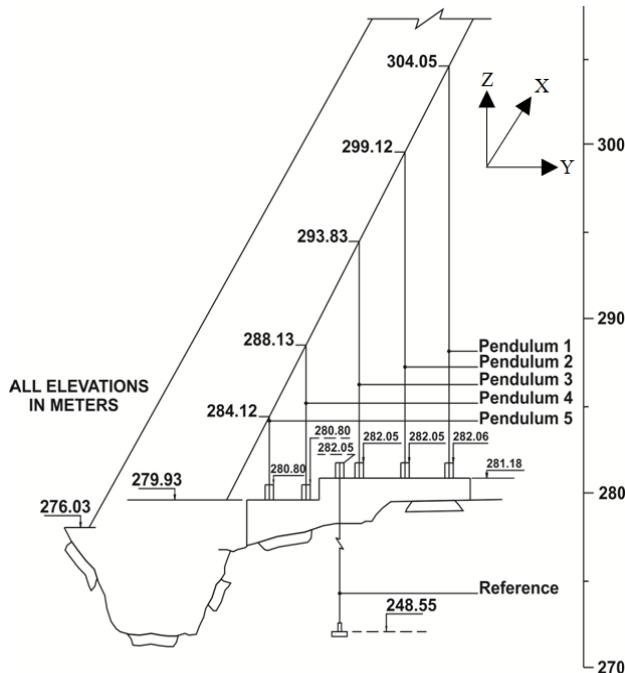


Figure 4.13 Arch 3-4 pendulums' positions

Tableau 4.3 Pendulums arch displacements values for each analysis

Pendulums Arch Displacements (mm)					
	Pendulum 1	Pendulum 2	Pendulum 3	Pendulum 4	Pendulum 5
Direction	a) Constant E				
X	-0.6	-0.8	-0.9	-0.9	-0.8
Y	-15.7	-14.6	-12.4	-9.1	-6.3
Z	-11.5	-10.7	-9.6	-7.8	-6.0
Direction	b) Variable E				
X	-0.9	-1.1	-1.4	-1.4	-1.3
Y	-19.2	-18.2	-15.6	-11.4	-7.5
Z	-13.1	-12.9	-12.1	-10.4	-8.5

Pendulums Arch Displacements (mm)					
	Pendulum 1	Pendulum 2	Pendulum 3	Pendulum 4	Pendulum 5
Direction	c) Smeared crack (SOLID65)				
X	-0.6	-0.7	-1.1	-0.9	-0.8
Y	-17.4	-16.7	-13.9	-9.9	-6.7
Z	-10.9	-10.1	-10.2	-8.8	-6.4
Direction	d) Smeared crack with Steel (SOLID65)				
X	-0.6	-0.8	-1.1	-1.0	-0.7
Y	-17.4	-16.7	-14.1	-10.0	-6.7
Z	-10.8	-10.4	-10.2	-8.8	-6.6

4.6.4 Stress response analysis

Tensile stress distributions through a Z-S cut of the dam (figure 4.1e) were obtained after of each analysis. There is a good concordance between analyses b), c), and d). The presence of reinforcing steel does not bring significant differences except on the skin of the downstream face as characterized by the first layer of FE (0.2 m thick).

Figure 4.14a shows maximal principal stress distribution along section A-A (figure 4.11a) for the four analyses. The section depth is 6.19 m with the origin located at the upstream face. The stress responses for the four analyses are almost the same until a distance depth of 1.8 m, which is 30% of the section depth. From that point on, stresses for analyses c) and d), which were similar, diverged from those of analyses a) and b). This happens because from that point on, some elements are cracked up to the downstream face (figure 4.1e). Stresses for analyses a) and b) stay constant until 3.10 m which represents 50% of the section. Reducing the elastic modulus from the downstream face until half of the arch section for analysis b) leads to a reduction in computed stress over that zone.

Figure 4.14b presents principal stress distributions along section B-B. This section depth is 6.3 m and goes from the upstream face to the downstream face (figure 4.11a). Stress resulting from analyses c) and d) are quite similar along this section going from 2.65 MPa at the upstream face (elastic elements) to 0.3 MPa at the downstream face. Stresses for analysis b) vary from 3 MPa to 0.27 MPa at the downstream face. Stress distributions from analyses b), c) and d) are thus in very good agreement.

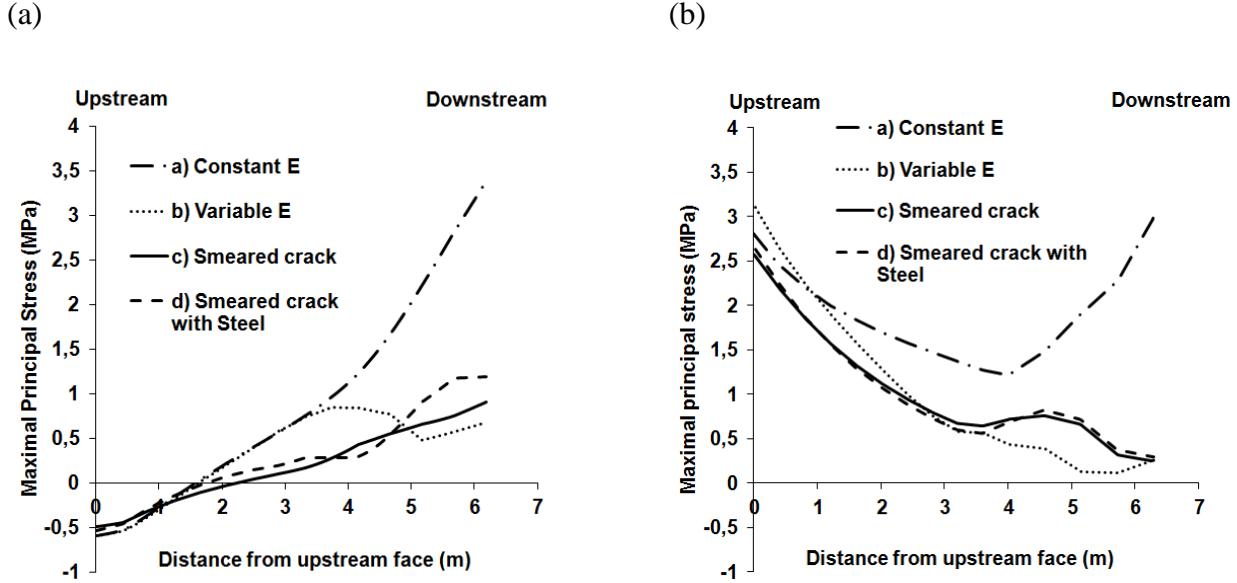


Figure 4.14 Maximal principal stress (MPa): (a) Along section A-A; (b) Along section B-B

Figure 4.15a shows vector plots of principal tensile stresses projected on the downstream face for the analysis a) with a constant E. The computed principal stresses are larger than 2.0 MPa (the tensile strength of concrete) over almost the entire downstream face. For a variable E (analysis b, figure 4.15b), the maximal computed tensile stress over the face is about 1.2 MPa. The stress pattern presented in the bottom of the face has an oblique orientation (the crack aligns in a perpendicular direction to the tensile stresses trajectory). Figure 4.15c presents the tensile stress pattern obtained for analysis c). In the bottom area of the face, the maximal stress computed is about 1.2 MPa but it reaches 1.6 MPa in the upper part of the face. Introducing the steel near the downstream face produces the tensile stress pattern presented in figure 4.15d. The maximal computed stress over the entire face is 1.0 MPa. Moreover, there are some small areas where the computed stress is almost zero meaning Gauss points that have completely cracked. There is noticeable difference between the analyses c) and d) regarding the stress patterns presented for the upper part of the downstream face. Introducing reinforcement steel on the downstream face produces many elements to crack just on the first layer (0.2 m thick) of the arch (downstream face). With the presence of steel, when the concrete cracks, the steel transmits the applied load to neighbor elements and those ones also get damaged which results in a more diffused damage pattern. However, some oblique cracks localised and penetrate in the dam body over approximately 40% of the section depth.

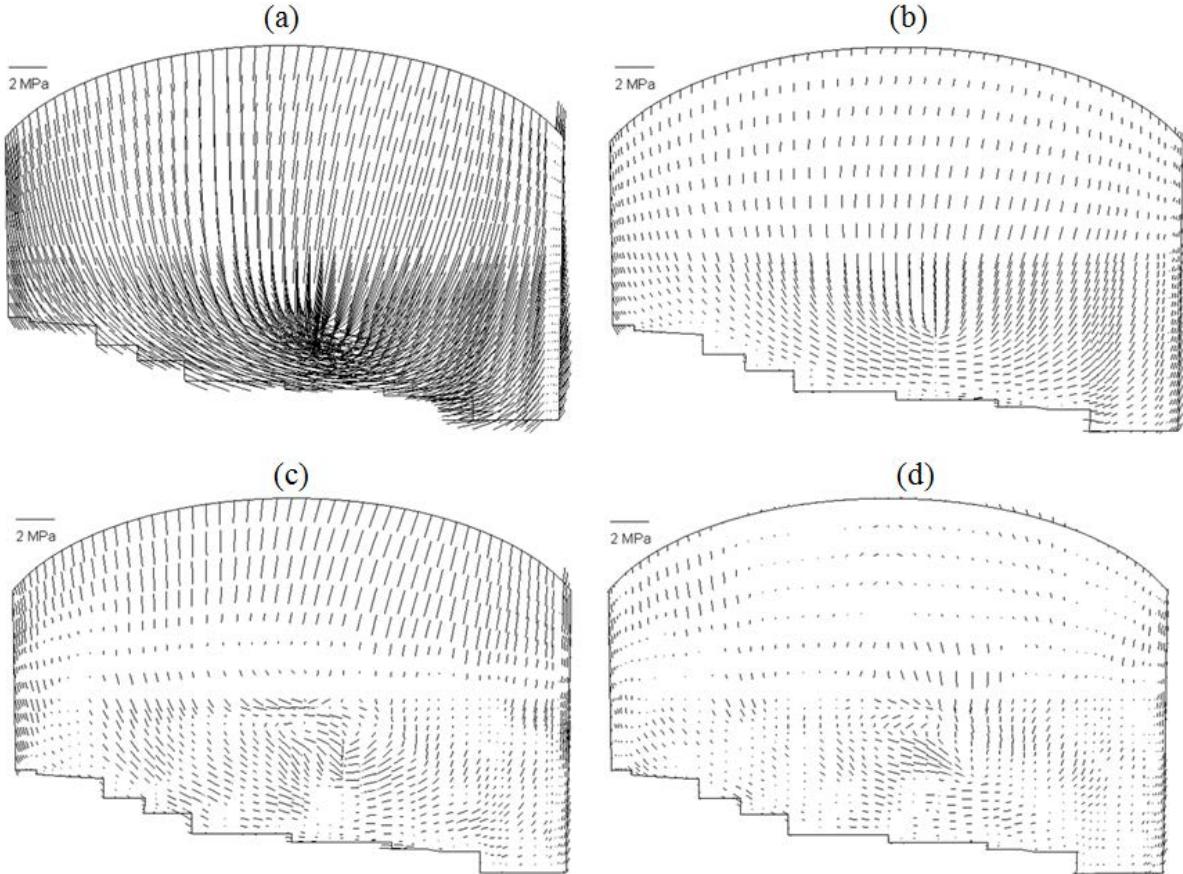


Figure 4.15 Distribution of tensile principal stresses projected on the downstream face: (a) Constant E; (b) Variable E; (c) Smeared crack; (d) Smeared crack with steel

4.7 Summary and Conclusions

Concrete dams located in northern regions are subjected to stiffness and strength structural degradation. Finite element procedures were presented in this paper to study the thermo-mechanical behavior of concrete dams to assess their structural integrity. The main conclusions of this study can be summarized as follows:

- (1) Numerical analyses made for the notched beam to determine the force-displacement response give good results (ratio of 1.17) compared to laboratory tests. The use of temperature-dependent material properties brings variations in the computed peak load depending on the temperature applied to the beam. The use of a sustained modulus of elasticity also brings some changes in the thermo-mechanical response.

- (2) The variation of mechanical properties of concrete with temperature for a 2D gravity dam model does not bring a significant difference (5% increases) for computed stresses compared with the case where the mechanical properties are considered constant. However, for thermally induced displacements, there is a reduction 20% (from 6.5 mm to 5.2 mm) when it is decided to consider that mechanical properties do not vary with temperature. It is therefore conservative to consider the variation of the mechanical properties of concrete with temperature (particularly the increase in tensile strength). However from a practical stand point it is not very significant.
- (3) Reservoir water penetration along a seeping lift joint of a gravity dam changes the principal stress envelope within the joint area. When water seeps along the downstream face, the computed stress at the downstream face is reduced by 45%. However seeping water near the downstream face is likely to freeze in winter disturbing the stress field and promoting concrete disintegration.
- (4) The use of ANSYS's fixed smeared crack concrete element constitutive model (SOLID65) gives good results for the nonlinear thermo-mechanical analysis of Daniel Johnson dam. The structure's high level of statical indeterminacy, allowing stress redistribution upon cracking, can explain this behavior. In general, the consideration of the actual reinforcing steel does not bring major differences although cracks pattern is more diffuse. Computed cracks are consistent with observed cracks. Thermal displacements and stresses obtained (i) from analysis (b) with a globally isotropic variable elastic modulus, (ii) from nonlinear smeared crack analysis (c), and (iii) from analysis with steel (d) were quite similar.

4.8 Acknowledgments

The authors would like to gratefully acknowledge the financial support provided by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), the Quebec Funds for research on nature and technology (FQRNT) and Hydro-Québec as well as the collaboration of Hydro-Québec engineers who provided field data and the Multiple arch dam FE model used in this study.

4.9 References

- ANSYS Inc. 2007. ANSYS software reference manuals, release notes , mechanical APDL, elements reference, commands reference and theory reference, version Release 11 (v10.8.0.7), Canonsburg, Pa.
- Bažant, Z. P., and Cedolin, L. (1979). "Blunt crack band propagation in finite element analysis." *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 105(2), 297-315.
- Bažant, Z. P., and Pfeiffer, P. A. (1987). "Determination of fracture energy from size effect and brittleness number." *Materials Journal, ACI*, 84, 463-480.
- Bažant, Z. P., and Prat, P. C. (1988). "Effect of temperature and humidity on fracture energy of concrete." *ACI Materials Journal*, 85(4), 262-271.
- Bhattacharjee, S. S., and Léger, P. (1992). "Concrete constitutive models for nonlinear seismic analysis of gravity dams - state-of-the-art." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(3), 492-509.
- Boggs, H. L. "Cracking in concrete dams : USBR case histories." *Proc., 15th ICOLD Congress on Large Dams, Lausanne*, 173-189.
- Bulota, G., Im, O., and Larivière, R. "Le barrage Daniel-Johnson : Un vieillissement prématué." *Proc., 17th ICOLD Congress on Large Dams, Vienne*, 187-209.
- Caron, P., Léger, P., Tinawi, R., and Veilleux, M. (2003). "Slot cutting of concrete dams : field observations and complimentary experimental studies." *ACI Structural Journal*, 100(4), 430-439.
- CEB-FIP MODEL CODE (1990). *Comité Euro-International du béton*, Lausanne.
- Chanteloir, A., Léger, P., Tinawi, R., and Veilleux, M. (1999). "Experimental and numerical predictions of critical cooling temperature for crack propagation in concrete structures." *ACI Structural Journal*, 96(2), 203-211.
- Dahmani, L., Khennane, A., and Kaci, S. (2010). "Crack identification in reinforced concrete beams using ANSYS software." *Strength of Materials*, 42(2), 232-239.
- Dassault Systems. 2011. ABAQUS/CAE - *Abaqus 6.11 Documentation Collection*, version Student Edition 6.11-2Dassault Systemes, Providence,Ri,Usa.
- Lee, G. C., Shih, T. S., and Chang, K. C. (1988). "Mechanical properties of concrete at low temperature." *Journal of Cold Regions Engineering, ASCE*, 2(1), 13-24.
- Léger, P., and Seydou, S. (2009). "Seasonal thermal displacement of gravity dams located in northern regions." *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(3), 166-174.
- Malm, R., and Anders, A. (2011). "Cracking of Concrete Buttress Dam Due to Seasonal Temperature Variation." *ACI Structural Journal*, 108(1), 13-21.
- Rots, J. G., and de Borst, R. (1987). "Analysis of mixed-mode fracture in concrete." *Journal of Engineering Mechanics*, 113(11), 1739-1758.
- Tahmazian, B., Yeh, C.-H., and Paul, W. J. "Thermal cracking and arch action in Daniel Johnson dam." *Proc., International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety*

- Problems*, International Commission On Large Dams, Danish and Iceland National Committees On Large Dams, 235-244.
- Tarbox, G. S. (1977). "Design of concrete dams." *Handbook of Dam Engineering*, A. R. Golzé, ed., Van Nostrand Reinhold Company.
- USBR (1977). "Design criteria for concrete arch and gravity dams." U. S. B. o. Reclamation, ed., U.S. Bureau of Reclamation, Monograph 19, Revised Reprint 1977, Denver, Colorado.
- Veltrop, J. A., Yeh, C.-H., and Paul, W. J. (1990). "Evaluation of cracks in a multiple arch dam." *Dam Engineering*, 1(5), 5-12.
- Volynchikov, A. N., Mgalobelov, Y. B., and Deineko, A. V. (2011). "Substantiation of the design for the downstream and spillway faces of a concrete dam functioning under severe climatic conditions." *Power Technology and Engineering*, 45(2), 91-95.
- Zhang, Y., and Ma, L. "Relation between the ageing of concrete and the ambient temperature." *Proc., 17th ICOLD Congress on Large Dams, Vienne*, 257-268.

CHAPITRE 5 DISCUSSIONS ET RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES

Ce chapitre présente certains résultats complémentaires qui n'ont pas été discutés dans l'article (chapitre 4). Les analyses et ces résultats ont été obtenus lors de la modélisation de poutres 3D, du barrage-poids La Tuque et du barrage-vôûte Daniel Johnson.

5.1 Approfondissements sur l'étude thermomécanique du barrage La Tuque

5.1.1 Analyse des déplacements

Une étude a été réalisée pour évaluer l'effet de la variation des propriétés mécaniques en fonction de la température sur les déplacements du barrage La Tuque. Deux types d'analyses thermomécaniques ont été effectuées (chapitre 4) : la première avec les propriétés mécaniques variant avec la température tandis que pour la deuxième analyse, les propriétés mécaniques étaient constantes. Les déplacements horizontaux ont été calculés pour les conditions d'été (1^{er} juillet) et d'hiver (1^{er} janvier).

De façon générale, pendant la période hivernale, les fibres amont du barrage soumises à une augmentation de température (eau du réservoir chaude) s'allongent tandis que les fibres aval rétrécissent (air froid) (figure 5.1a). Par contre en été, les fibres amont se rétrécissent (réservoir froid) et les fibres aval s'allongent (air chaud) (figure 5.1b).

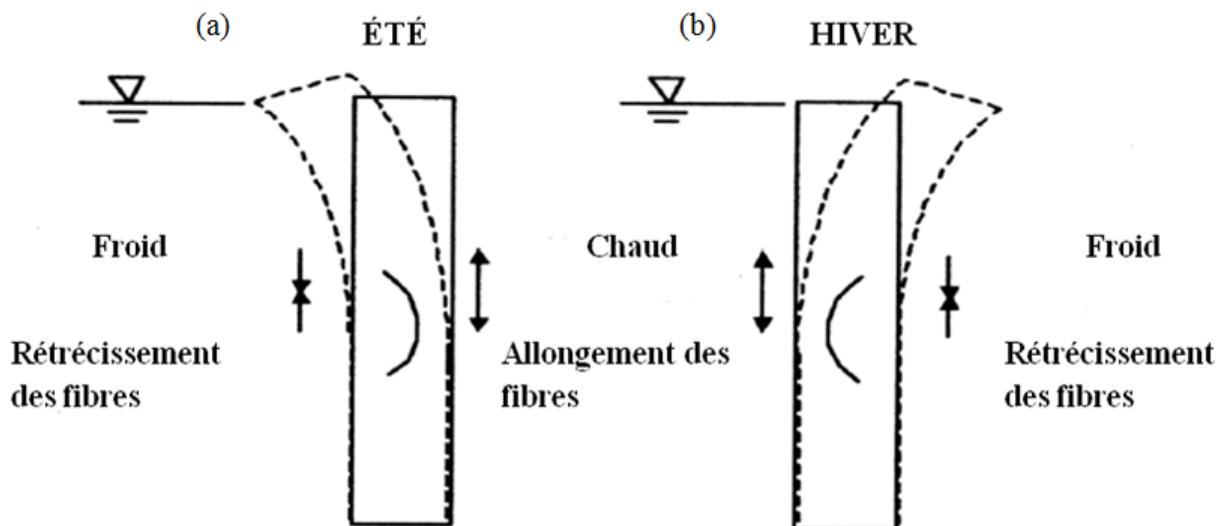


Figure 5.1 Déplacement d'un barrage selon les variations saisonnières de température (adapté de Seydou, 2003)

La figure 5.2a présente les déplacements calculés pour le barrage le 1^{er} juillet lorsque les propriétés mécaniques varient en fonction de la température. Le déplacement maximal survient à la crête du barrage et est de 6.4 mm (vers l'amont). Lorsque les propriétés sont considérées constantes, le déplacement horizontal maximal à la crête du barrage pour le 1^{er} juillet est de 7.7 mm (figure 5.2c). Ainsi, dans ce cas, les déplacements augmentent atteignant un ratio de 1.2 fois la valeur obtenue lorsque les propriétés sont fonction de la température.

Pour la condition d'hiver, le barrage se déplace vers l'aval (figure 5.2b), le déplacement horizontal maximal à la crête du barrage est de 6.5 mm lorsque les propriétés sont fonction de la température. Dans le cas contraire (figure 5.2d), le déplacement à la crête du barrage devient de 5.2 mm. Ainsi, le déplacement calculé diminue de 20% lorsqu'on considère les propriétés constantes pour la condition d'hiver (1^{er} janvier).

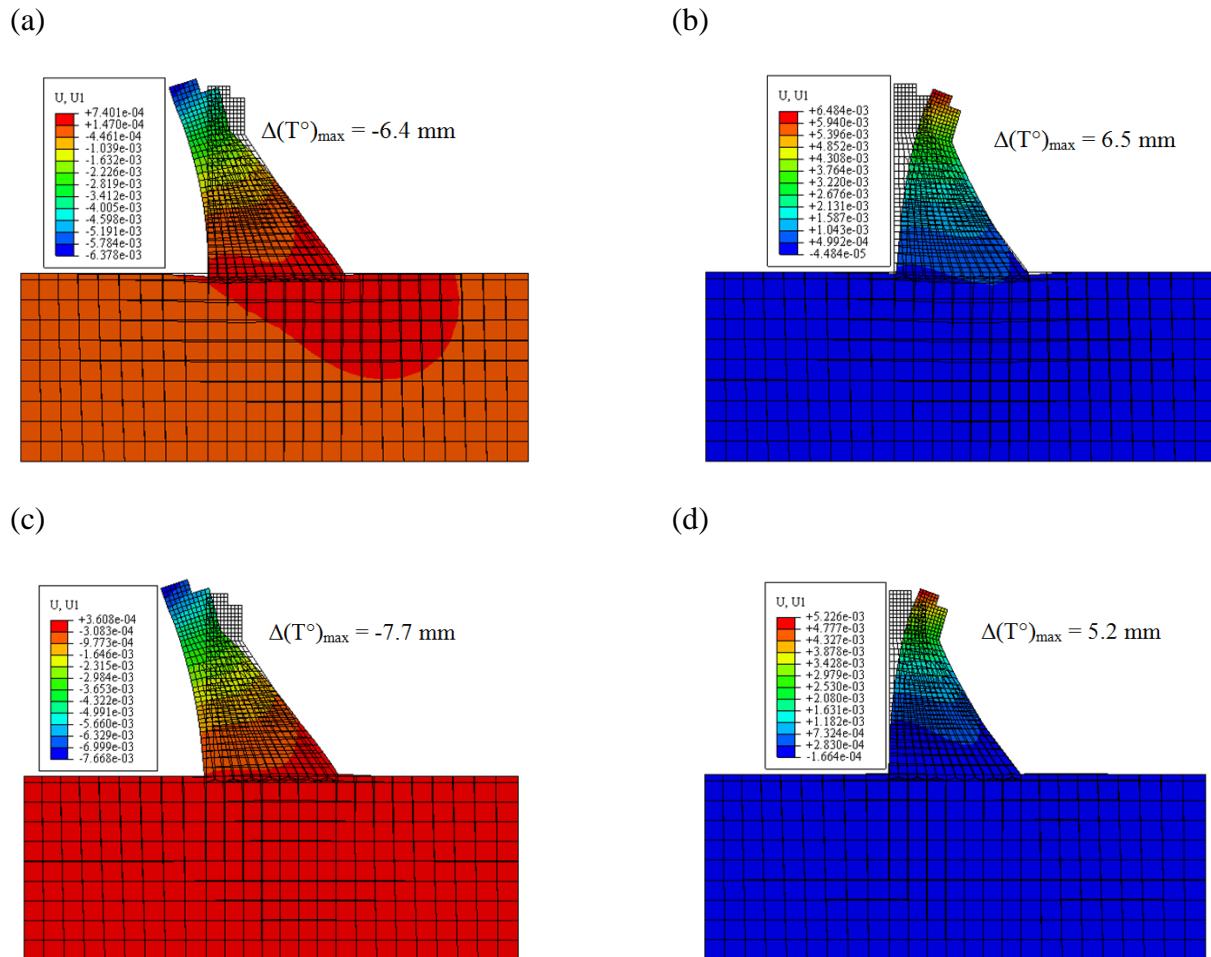


Figure 5.2 Déplacements (m) calculés selon : les propriétés en fonction de la température : (a) 1^{er} juillet; (b) 1^{er} janvier; les propriétés constantes : (c) 1^{er} juillet; (d) 1^{er} janvier

5.1.2 Détermination de la bande d'éléments fissurés

Une analyse thermomécanique a été réalisée en considérant les propriétés mécaniques et thermiques du barrage La Tuque. Les détails de l'analyse et le tableau des propriétés sont présentés au chapitre 4. Au terme de cette analyse, il s'est relevé que le barrage-poids était sécuritaire et qu'il ne présentait pas de fissures. En effet, la contrainte maximale principale (1.79 MPa) calculée lorsque les propriétés thermiques varient en fonction de la température ou non est inférieure à la résistance à la traction du béton ($f'_t = 2.7$ MPa). Une autre analyse a été effectuée en diminuant la résistance à la traction du béton à $f'_t = 0.675$ MPa (quart de la valeur initiale). En effet, on peut trouver des zones (joints de faibles reprises de bétonnage) ayant une faible résistance à la traction au sein d'un barrage. La résistance à la traction est le seul paramètre qui a été modifié. Ensuite, deux analyses ont été effectuées : une analyse avec les propriétés mécaniques en fonction de la température et l'autre avec ces propriétés constantes.

La figure 5.3a montre la bande d'éléments fissurés (sur la figure, éléments dont la magnitude des déformations plastiques « PEMAG » est supérieure à zéro) pour la condition d'hiver (1^{er} janvier), lorsque les propriétés mécaniques varient en fonction de la température. La largeur de la bande d'éléments fissurés est d'environ 1.9 m. Toutefois, lorsque les propriétés mécaniques sont constantes, la largeur de la bande d'éléments fissurés au 1^{er} janvier est d'environ 2.5 m (figure 5.3b). Ainsi, la largeur de la bande d'éléments fissurés augmente de 30% lorsque les propriétés sont considérées constantes. La largeur de la bande d'éléments fissurés est plus petite quand on considère la variation des propriétés mécaniques avec la température car la résistance à la traction augmente lorsque la température diminue (de 20°C à -30°C).

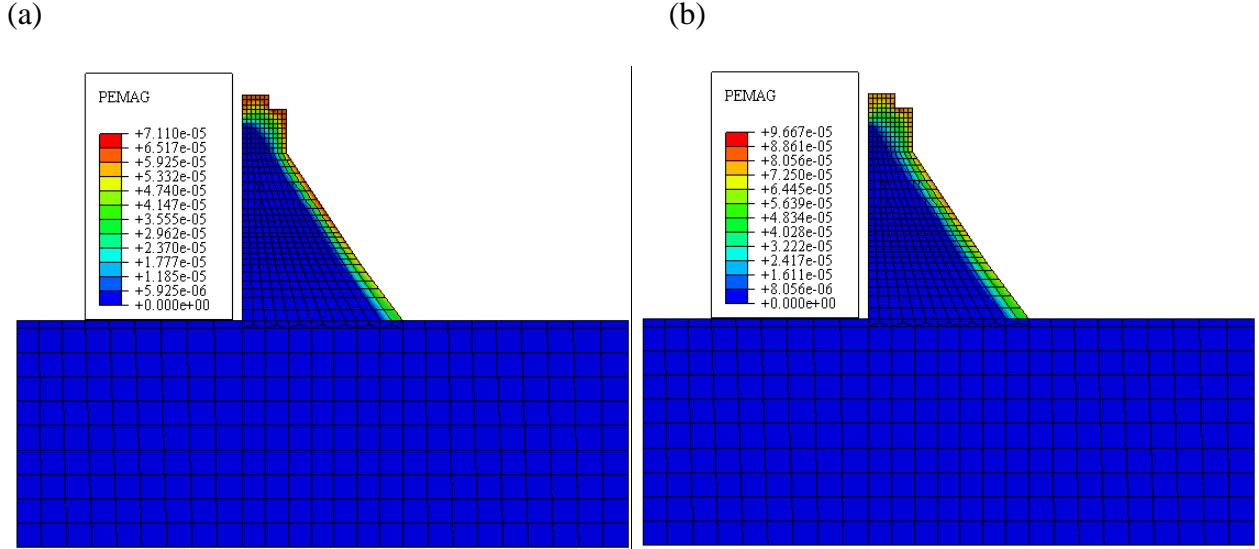


Figure 5.3 Bande d’éléments fissurés au 1^{er} janvier : (a) propriétés mécaniques variant avec la température; (b) propriétés mécaniques constantes

Les figures 5.4a et b montrent la distribution des contraintes maximales principales au sein du barrage pour respectivement les cas où les propriétés mécaniques varient en fonction de la température et le cas où les propriétés sont constantes. La distribution des contraintes principales est assez similaire pour les deux cas. Pour la figure 5.4a, la valeur maximale de la contrainte principale de traction est de 0.46 MPa, tandis que pour des propriétés considérées constantes (figure 5.4b), cette valeur se réduit à 0.35 MPa. La contrainte principale calculée dans ce cas diminue donc d’environ 25%. Toutefois, dans les deux cas, la valeur maximale de la contrainte principale de traction survient sur les éléments milieux de la première couche de la face aval et est inférieure à la résistance à la traction (0.675 MPa). Partout ailleurs dans le barrage, la contrainte principale de traction est proche de 0 MPa.

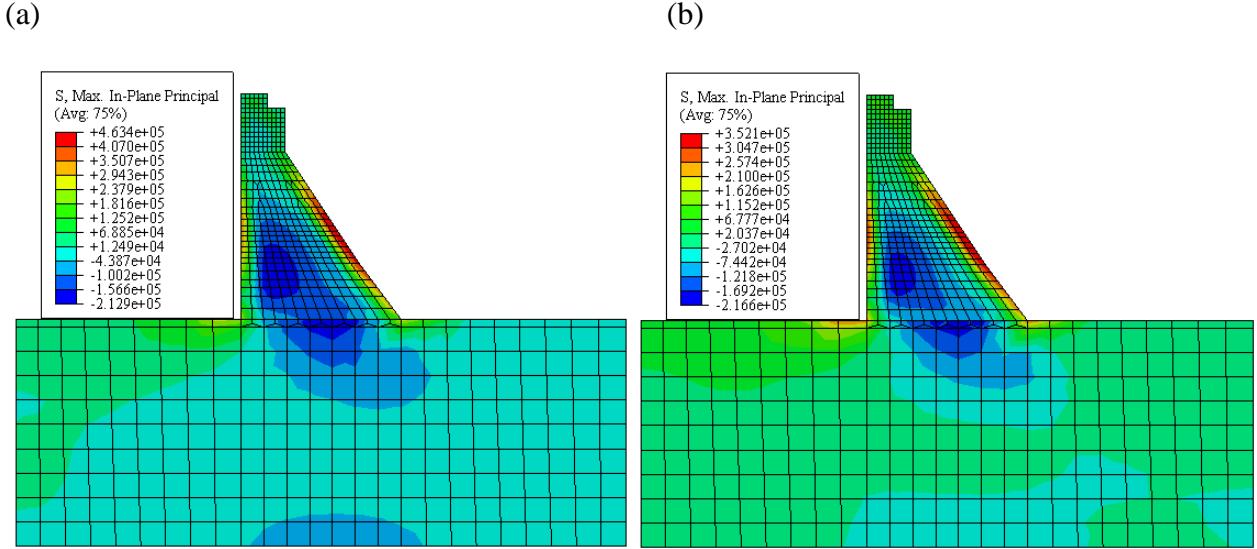


Figure 5.4 Contraintes maximales principales au 1^{er} janvier : (a) propriétés mécaniques variant avec la température; (b) propriétés mécaniques constantes

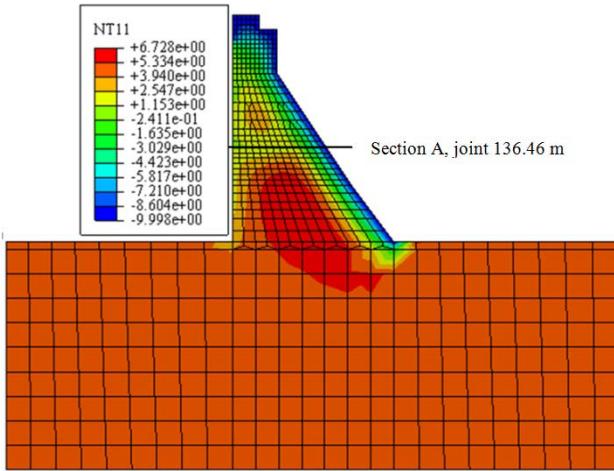
5.1.3 Analyse de la pénétration de l'eau dans un joint du barrage.

L'effet de la pénétration de l'eau dans un joint (section A : 136.46 m) du barrage La Tuque a été étudié par le biais d'une analyse thermomécanique fortement couplée. On assume dans cette étude que le débit de l'eau qui s'écoule dans le joint est assez important pour qu'il n'y ait pas de formation de glace pendant l'hiver. Deux analyses distinctes ont été effectuées : dans la première, on suppose la pénétration de l'eau du réservoir jusqu'au milieu de la section (joint avec écoulement jusqu'à la mi-profondeur) tandis que pour la deuxième on suppose une pénétration complète de l'eau dans le joint (joint avec écoulement sur toute la profondeur débouchant à l'aval). Pour simuler la pénétration de l'eau, la température du béton aux noeuds correspondants du joint a été considérée égale à celle de l'eau du réservoir à la même élévation. Les détails de la modélisation ainsi que les propriétés mécaniques (dans cette analyse, ces propriétés varient en fonction de la température) et thermiques utilisées sont présentés au chapitre 4.

La figure 5.5a montre le champ de température obtenu le 1^{er} janvier au sein du barrage après l'analyse de transfert de chaleur lorsque l'eau pénètre la section (joint) 136.46 m jusqu'à sa moitié. On constate que le champ de température est modifié au niveau du joint. En effet, la température des noeuds allant de la face amont jusqu'à la moitié de la section est égale à celle de l'eau du réservoir à cette élévation. Lorsque le joint permet l'écoulement jusqu'au parement aval,

tous les nœuds du joint (de l'amont à l'aval) ont la même température que l'eau du réservoir à cette profondeur (figure 5.5b).

(a)



(b)

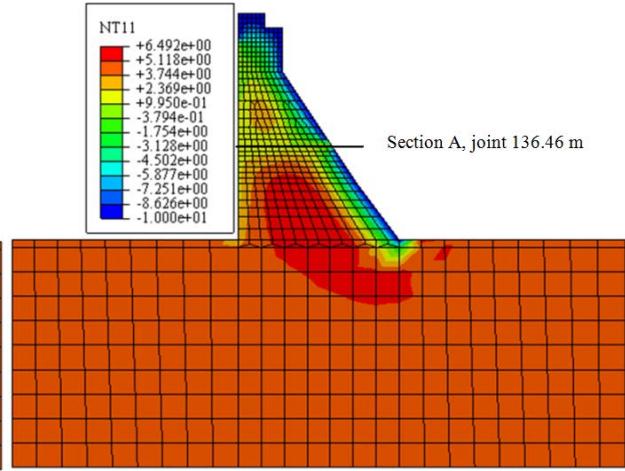


Figure 5.5 Distribution de température ($^{\circ}\text{C}$) au sein du barrage (1^{er} janvier) : (a) joint 136.46 m avec écoulement jusque la mi-profondeur ; (b) joint 136.46 m avec écoulement sur toute la profondeur

La figure 5.6 montre les enveloppes de contraintes maximales principales obtenues après l'analyse thermomécanique effectuée. Lorsqu'il n'y a pas d'écoulement d'eau dans la section 136.46 m, la contrainte varie de 0.5 MPa (amont) à 1.7 MPa (aval). Cette variation est similaire à celle obtenue lorsqu'il y'a écoulement dans le joint jusqu'à la mi-profondeur. Toutefois, la contrainte à l'aval diminue à 0.95 MPa lorsqu'on considère un écoulement sur toute la profondeur du joint.

Une étude a aussi été réalisée en diminuant la résistance à la traction du béton au quart de sa valeur donc avec $f'_t = 0.675$ MPa (présence de joints de reprises de bétonnage de faible résistance). Les propriétés mécaniques du béton variaient en fonction de la température. La figure 5.7a montre la bande d'éléments fissurés (éléments dont la magnitude des déformations plastiques « PEMAG » est supérieure à zéro) obtenue pour le 1^{er} janvier lorsqu'il y'a écoulement d'eau jusqu'à la mi-profondeur de la section. La profondeur des éléments fissurés est de 1.8 m à partir de l'aval. Ce résultat est similaire à celui obtenu à la figure 5.3a. Lorsqu'il y'a de l'écoulement sur toute la section, la largeur de la bande d'éléments fissurés reste 1.8 m excepté

pour les éléments du joint 136.46 m (face aval) qui eux ne fissurent pas complètement. La distribution des contraintes maximales principales (1^{er} janvier) pour ces deux cas d'analyses est présentée à la figure 5.8.

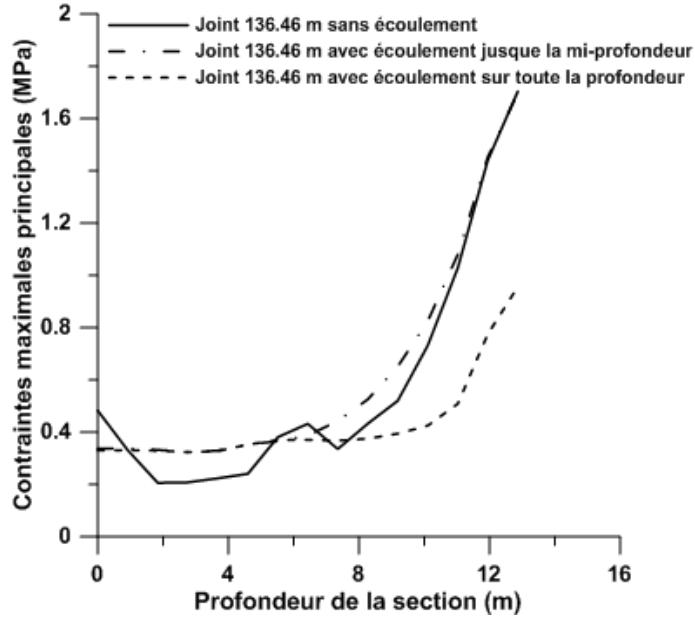


Figure 5.6 Enveloppes de contraintes maximales principales en fonction de la profondeur de la section A.

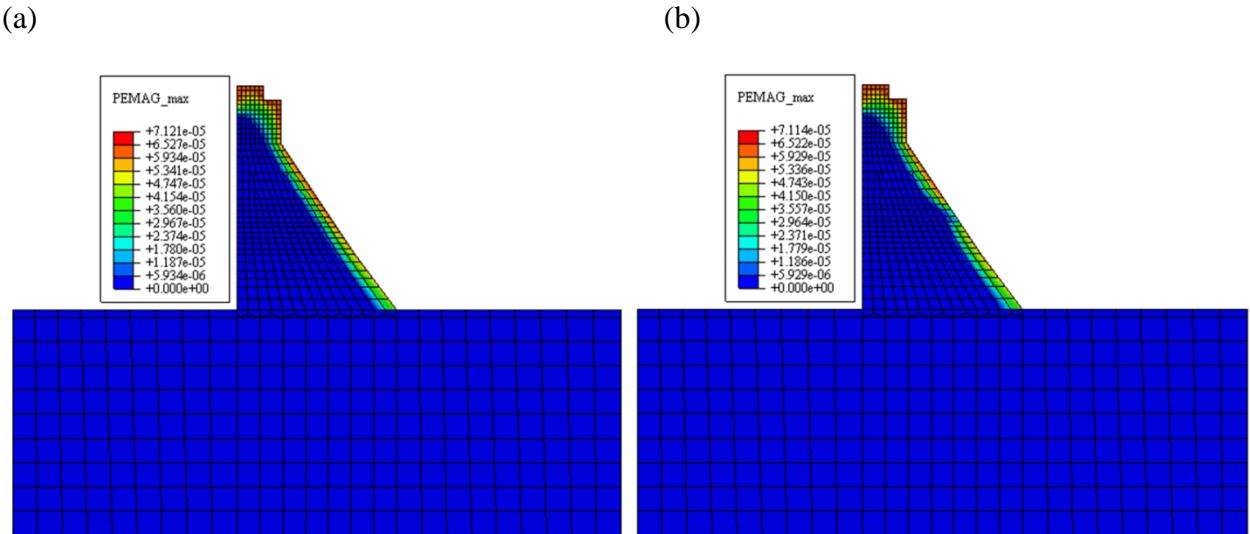
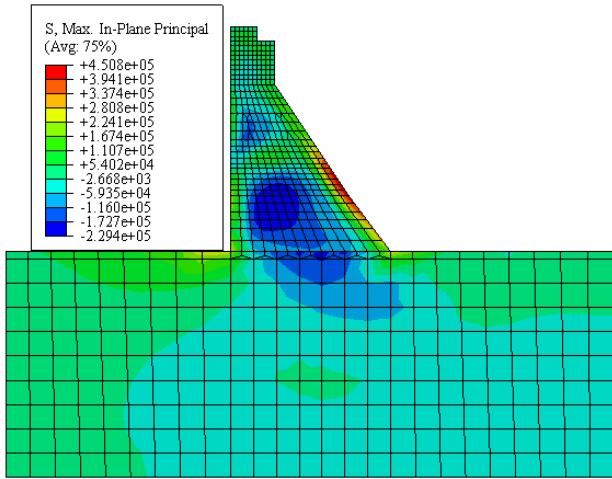


Figure 5.7 Bande d'éléments fissurés : (a) joint 136.46 m avec écoulement jusqu'à la mi-profondeur de la section; (b) joint 136.46 m avec écoulement sur toute la profondeur de la section

(a)



(b)

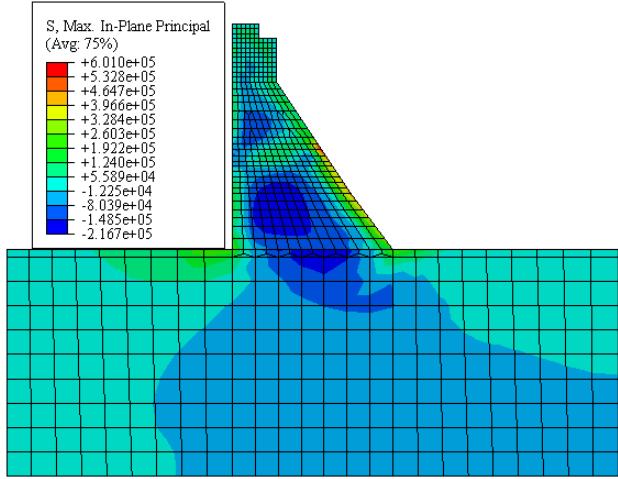


Figure 5.8 Contraintes maximales principales au 1^{er} janvier : (a) joint 136.46 m avec écoulement jusqu'à la mi-profondeur de la section; (b) joint 136.46 m avec écoulement sur toute la profondeur de la section

5.2 Effet de la détérioration du béton de surface sur les facteurs de sécurité : Barrage La Tuque

Une étude a été réalisée afin d'analyser l'effet de la détérioration du béton de surface sur les facteurs de sécurité d'un barrage. L'ouvrage étudié est le barrage La Tuque et l'analyse a été effectuée à l'aide du logiciel CADAM 2D (Leclerc, Léger, & Tinawi, 2004). Ce logiciel, développé à l'École Polytechnique de Montréal, a été conçu comme support de recherche et de développement sur le comportement structural et la sécurité des barrages en béton.

5.2.1 Modélisation

La figure 5.9 présente le modèle du barrage utilisé dans le logiciel. Les caractéristiques et les propriétés du barrage sont présentées au chapitre 4. Pour simuler la détérioration du béton, la longueur de la base (position du pivot aval) a été réduite progressivement de 22.14 m à 18.14m. Le pas utilisé pour la diminution de la longueur de la base était de 0.5 m. Pour réduire la longueur de la base, la position du point de rotation aval a été modifiée progressivement en enlevant à chaque analyse 0.5 m à la longueur de la base jusqu'à un total de 4 m. Après chaque étape, la masse de béton correspondant à l'épaisseur de béton enlevée était rajoutée sous formes de forces

appliquées (figure 5.9). La combinaison de charges utilisée pour l'analyse comprend : le poids propre, la charge hydrostatique, les sous-pressions et les forces appliquées. Une fois les charges définies, l'analyse est lancé et le logiciel utilise la méthode de gravité pour évaluer la stabilité structurale du barrage.

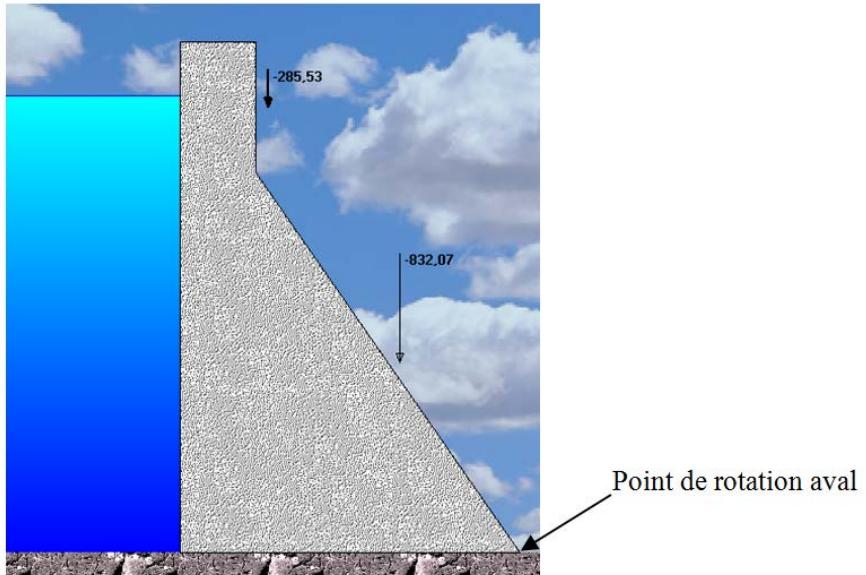


Figure 5.9 Modélisation du barrage La Tuque dans CADAM 2D

5.2.2 Résultats

La figure 5.10 présente la variation des facteurs de sécurité en fonction de la position du point de rotation aval. Le facteur de sécurité au glissement de pointe (FSGp) ainsi que le facteur de sécurité au renversement amont (FSRamont) diminuent lorsque la position de rotation du point aval augmente. Le facteur de sécurité au soulèvement (FSS) et le facteur de sécurité au renversement aval (FSRaval) augmentent tout d'abord mais diminuent ensuite subitement lorsque la position du point de rotation aval est entre 2.5 m et 4 m. De façon générale, les résultats obtenus montrent que lorsque l'épaisseur de la surface de béton détériorée est comprise entre 0 et 2.5 m (environ 11% de l'épaisseur totale à la base), les facteurs de sécurité ne varient pas significativement. Toutefois, lorsque l'épaisseur est comprise entre 2.5 m et 4 m, les facteurs de sécurité diminuent de façon considérable et peuvent même devenir critiques. Cependant, l'épaisseur de détérioration du béton de surface des barrages ne dépasse généralement pas 2.5 m. Pour le barrage La Tuque en particulier, une étude thermomécanique a été réalisée en diminuant la résistance en traction du béton au quart de la valeur initiale. Cette analyse a montré des

éléments fissurés sur une épaisseur de 2 m à partir de la face aval. La figure 5.11 montre les contraintes amont et aval en fonction de l'épaisseur de détérioration du béton. La contrainte amont augmente de -132 kPa à 0 kPa (épaisseur de 3.5 m), ensuite elle reste constante à 0 kPa entre 3.5 m et 4 m. La valeur nulle de la contrainte amont indique qu'il y'a fissuration et le pourcentage de fissuration (longueur de fissuration) peut être évalué.

L'effet de la détérioration du béton de surface sur les facteurs de sécurité a aussi été étudié en considérant un joint (élévation 136.46 m) du barrage. La procédure de modélisation est la même que celle qui a été utilisée pour la base. Les résultats obtenus après l'analyse ont montré que les facteurs de sécurité n'étaient pas affectés par la détérioration du béton lorsqu'on considère le joint.

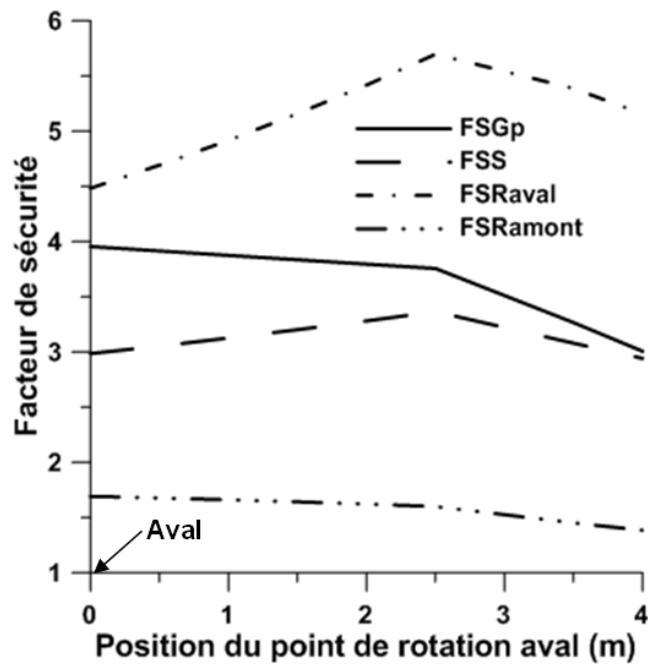


Figure 5.10 Facteurs de sécurité en fonction de la position du point de rotation aval

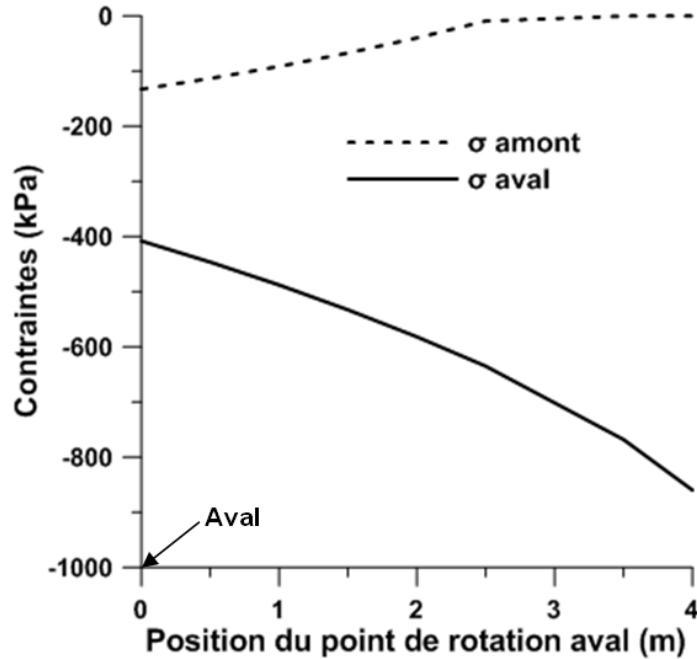


Figure 5.11 Contraintes amont/aval en fonction de la position du point de rotation aval (m)

5.3 Analyse de la fissuration d'une poutre en béton armé

Avant de se lancer dans la modélisation et l'analyse des ouvrages comme les barrages-poids, il convient souvent de modéliser tout d'abord des éléments structuraux simples. Ainsi, le processus de fissuration d'une poutre en béton armé a été analysé en utilisant le logiciel éléments finis ANSYS 11 (ANSYS Inc, 2007). Le modèle de poutre analysé ainsi que les propriétés et les données d'analyse sont tirés de l'article de Dahmani et al. (2010). La poutre mesure 3 m de longueur, 0.5 m de hauteur et 0.2 m de profondeur. Les appuis sont placés à 0.10 m de chacune des extrémités de la poutre (figure 5.12). Dahmani et al. (2010) ont utilisé le logiciel ANSYS 8 pour leur analyse. Aussi, ils ont introduit l'acier de façon diffuse (pourcentage d'acier noyé dans le béton). La figure 5.13 montre deux types de façons d'introduction de l'acier dans le béton : sous formes de barres et de façon diffuse.

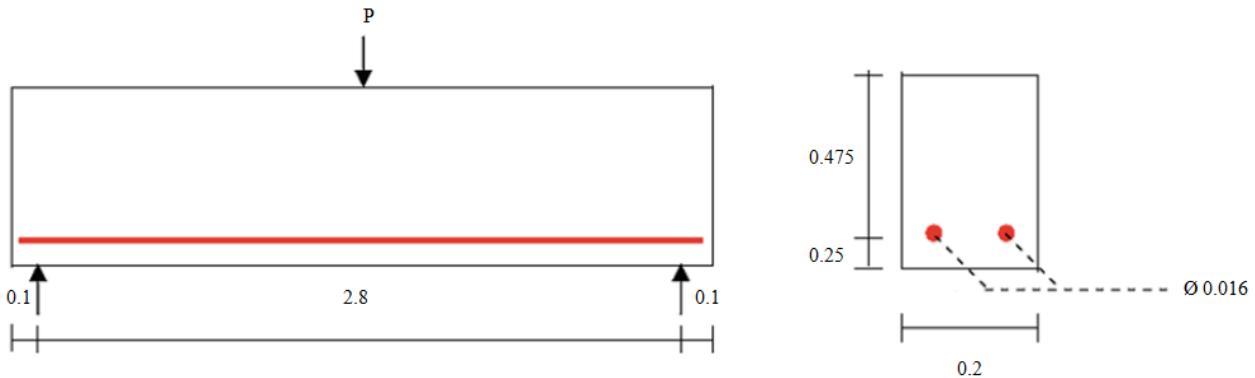


Figure 5.12 Géométrie de la poutre et des barres d'acier (dimensions en mètres)

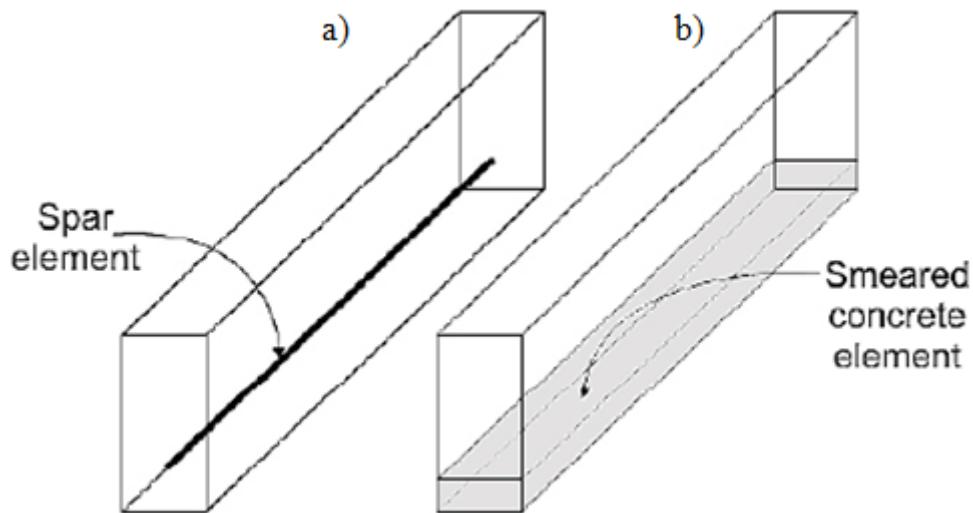


Figure 5.13 Types d'introduction de l'acier : (a) sous formes de barres (rebar); (b) de façon diffuse (smeared) (Dahmani et al., 2010)

5.3.1 Modélisation

La figure 5.15 montre le modèle 3D utilisé constitué de 120 éléments. Deux analyses ont été effectuées : a) analyse utilisant deux barres d'acier « spar element » pour renforcer la poutre (figure 5.16), b) analyse où l'acier est introduit de façon diffuse sur une couche d'élément « smeared concrete element » (figure 5.17). Dans les deux types d'analyse, le béton (représenté par tous les 120 éléments) est modélisé en utilisant l'élément de béton SOLID65 d'ANSYS. La figure 5.14 montre les caractéristiques de cet élément solide. Il est constitué de 8 nœuds ayant chacun trois degrés de liberté (translations dans les directions X, Y, Z). Il est capable de

déformations plastiques, de fissurer en traction (dans trois directions orthogonales) ou en compression. Il est utilisé pour la modélisation 3-D de solides avec ou sans acier d'armature. Jusque trois types d'acières de caractéristiques différentes peuvent être définis. Pour l'analyse a), deux barres d'acier de 16 mm de diamètre ont été introduites (de part et d'autre de la poutre) à 25 mm de la base de la poutre. Ces barres sont introduites en utilisant l'élément «LINK8» d'ANSYS. Cet élément permet la modélisation de treillis, de câbles, de liens structuraux et de ressorts. Les paramètres d'entrée pour cet élément sont : l'aire de la section et la valeur de la déformation initiale. Pour l'analyse b), l'acier a été introduit de façon diffuse («smear concrete element») sur une hauteur de 50 mm à partir du bas de la poutre en utilisant l'élément «SOLID65» d'ANSYS. Le pourcentage d'acier introduit est de 4.02%. Ce pourcentage se définit comme étant le ratio entre le volume de l'acier et le volume d'un élément. Cette donnée en plus des angles d'orientation de l'acier (θ , ϕ , tous égaux à zéro dans cette analyse), considérées comme des constantes réelles, sont les paramètres d'entrée pour introduire l'acier. Les propriétés utilisées pour définir chacun des matériaux (acier et béton) dans le modèle sont présentés au tableau 5.1.

Les deux analyses a) et b) ont été effectuées en déplacements contrôlés. Ainsi pour chacune des analyses, un déplacement a été appliqué dans les directions X ($U_x = 0$) et Y ($U_y = -10 \text{ mm}$) sur les nœuds du centre de la poutre et les réactions obtenues aux appuis après chaque incrément ont été relevées et additionnées pour obtenir la force totale de chargement correspondante.

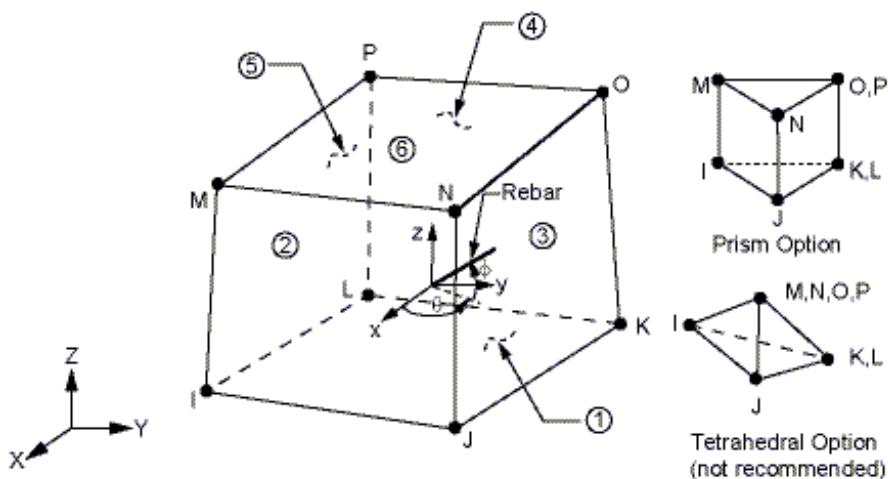


Figure 5.14 Caractéristiques de l'élément de béton 3D SOLID65

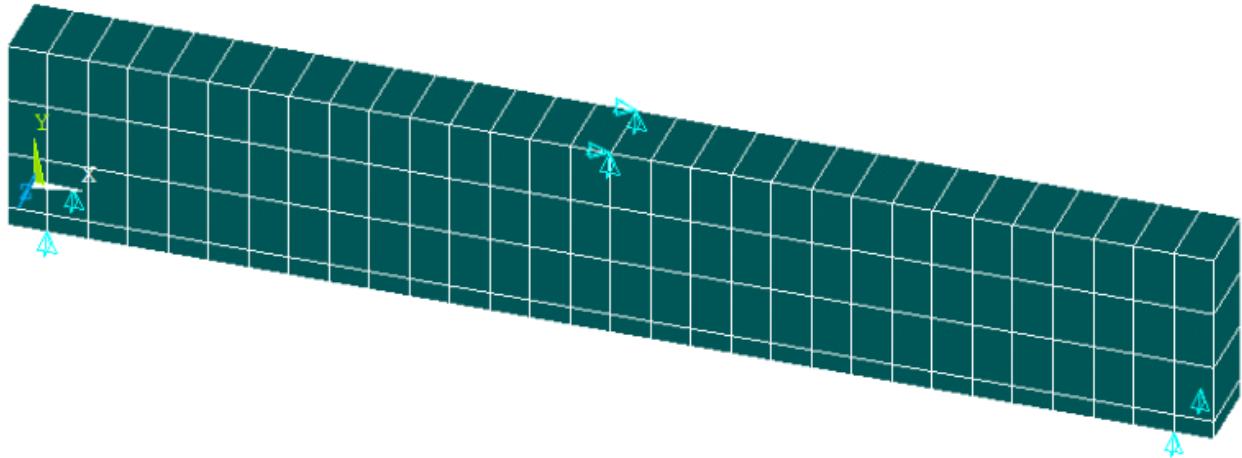


Figure 5.15 Modèle 3D de la poutre

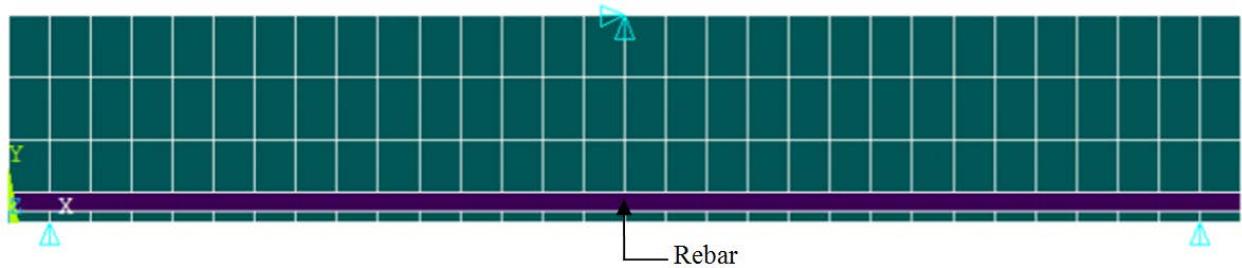


Figure 5.16 Modèle (Vue X-Y) utilisé pour l'analyse a) («rebar»)

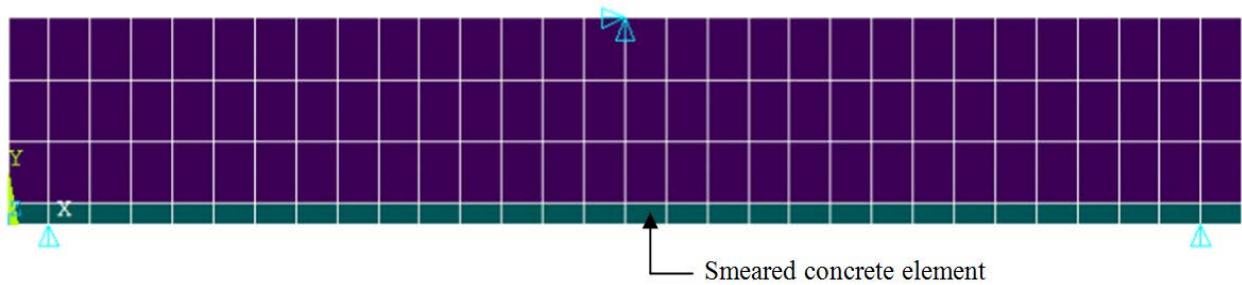


Figure 5.17 Modèle (Vue X-Y) utilisé pour l'analyse b) («smeared»)

Tableau 5.1 Propriétés mécaniques des matériaux (Dahmani et al., 2010)

Matériau	Module d'élasticité (MPa)	Masse volumique (kg/m ³)	Coefficient de Poisson	Résistance à la compression f_{c28} (MPa)	Résistance à la traction f'_{t28} (MPa)	Limite d'élasticité F_y (MPa)
Béton	30 000	2400	0.2	30	3	-
Acier	200 000	7850	0.3	-	-	240

5.3.2 Résultats et comparaisons

La figure 5.18 montre la courbe force-déplacement obtenue après chacune des analyses. Les déplacements sont relevés centre de la ligne supérieure de la poutre. Pour l'analyse a), la première fissure du béton survient lorsque le déplacement au sommet du centre de la poutre est de 0.264 mm correspondant à une force de 41.4 kN tandis que pour l'analyse b), la force de correspondante à l'apparition de la première fissure est de 42.2 kN pour un déplacement de 0.265 mm. Les résultats obtenus avec les deux analyses sont donc très similaires. La limite élastique de l'acier est atteinte lorsque le déplacement appliquée est d'environ de 7 mm correspondant à une force d'environ 65 kN. On atteint alors la résistance ultime de la poutre car celle-ci ne distribue plus aussi bien les efforts à travers la section. Des calculs manuels ont été effectués pour calculer la force maximale à appliquer pour atteindre la limite élastique de l'acier. Les résultats obtenus ont montré que la force requise est de 64.1 kN, ce qui est similaire à la force de 65 kN obtenue lors des simulations numériques.

Le tableau 5.2 présente une comparaison entre les valeurs obtenues avec les analyses a) et b) et celles obtenues par Dahmani et al. (2010). Leurs résultats montrent que la force appliquée qui entraîne la première fissure dans la poutre est de 42.6 kN pour un déplacement au centre de la poutre de 0.30 mm. Ces valeurs concordent avec celles obtenues avec l'analyse b) (introduction de l'acier de façon diffuse).

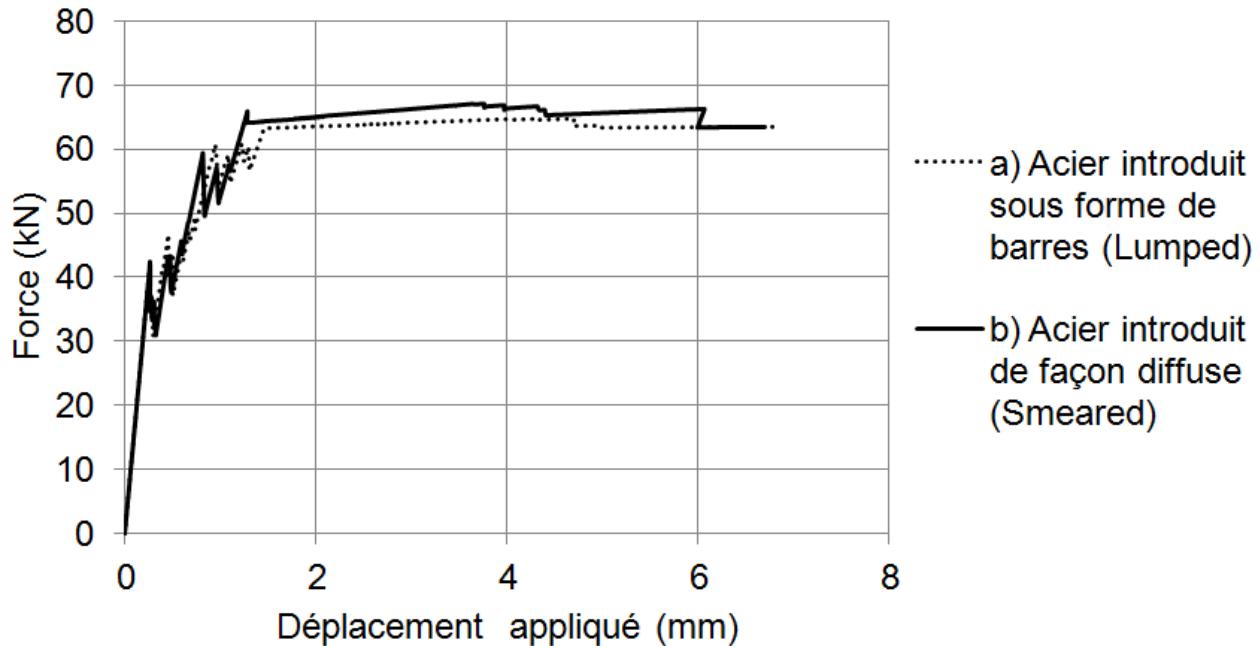


Figure 5.18 Courbe force-déplacement obtenue pour les analyses a) et b)

Tableau 5.2 Comparaison entre les valeurs obtenues pour chaque analyse

Analyses	Déplacement au centre de la poutre (mm)	Force appliquée occasionnant la première rupture (kN)
Analyse (Dahmani et al., 2010)	0.30	42.6
Analyse a) (Barres d'acier)	0.26	41.4
Analyse b) («Smeared»)	0.27	42.2

5.3.3 État de fissuration dans la poutre

Le patron de fissures dans la poutre pour l'analyse b) (« smeared ») a été obtenu en utilisant l'option « Crack/Crushing plot » d'ANSYS. La figure 5.19 montre le patron de fissures dans la poutre lorsque la charge est de $F = 42.2$ kN, charge à laquelle les premières fissures apparaissent. Celles-ci apparaissent au centre inférieur de la poutre. La figure 5.20 montre une vue 3D des fissures pour $F = 42.2$ kN.

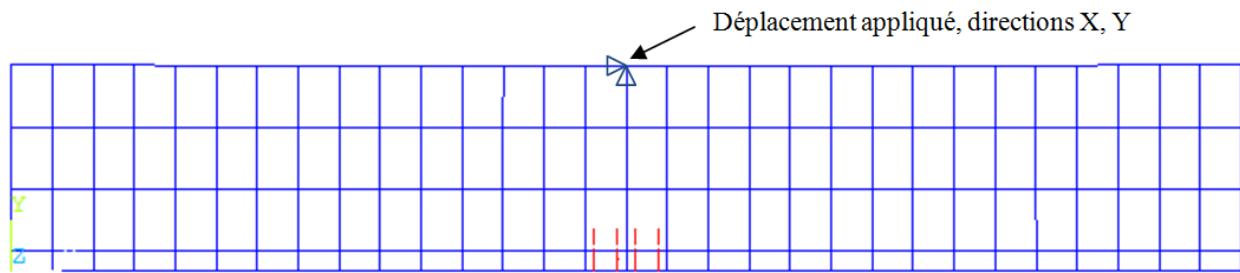


Figure 5.19 Fissuration dans la poutre à $F = 42.2 \text{ kN}$ (premières fissures)

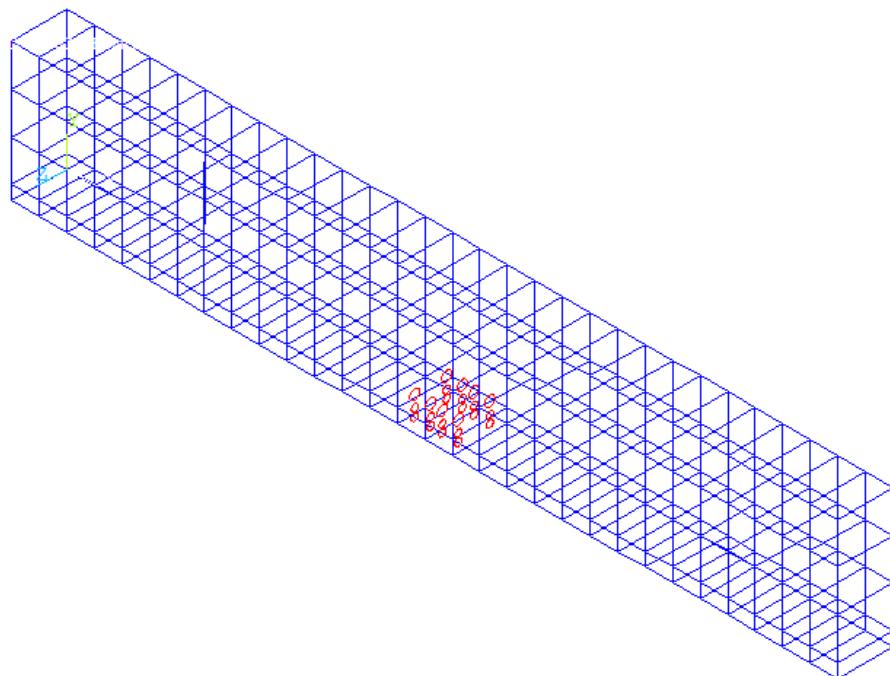


Figure 5.20 Vue 3D de la fissuration dans la poutre à $F = 42.2 \text{ kN}$ (première fissuration)

Plusieurs autres fissures de flexion surviennent lorsque la charge que doit supporter la poutre augmente. Ainsi, les figures 5.21 et 5.22 montrent le patron de fissures pour respectivement $F = 50 \text{ kN}$ et $F = 60 \text{ kN}$, on peut y voir que la zone fissurée s'élargit. Aussi, à partir de 60 kN , on note l'apparition de fissures diagonales.

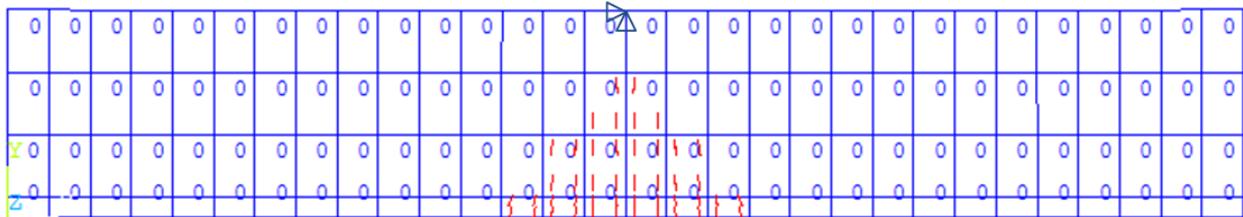


Figure 5.21 Fissuration dans la poutre à $F = 50 \text{ kN}$



Figure 5.22 Fissuration dans la poutre à $F = 60 \text{ kN}$

À la lumière des résultats obtenus avec la poutre, l'acier a aussi été introduit de façon diffuse (« smeared concrete element ») pour l'analyse thermomécanique du barrage Daniel Johnson (analyse d), chapitre 4). L'acier a été introduit sur la première couche de la face aval dans deux directions : longitudinal (avec des angles d'orientations $\theta = 0^\circ$, $\varphi = 0^\circ$) et transversal ($\theta = 88.5^\circ$, $\varphi = 33.5^\circ$). Les angles ont été calculés en fonction de la géométrie de la voûte.

5.4 Analyse des déplacements aux pendules : Barrage Daniel Johnson

Pour chacune des analyses a), b), c) et d) (chapitre 4) réalisées, les déplacements aux pendules des contreforts et de la voûte ont été calculés. La figure 5.23 montre les positions des pendules dans les contreforts 3 et 4. Chaque contrefort possède 3 pendules simples et un pendule inversé ancré dans le roc (fondation). Les tables de lectures de tous ces pendules sont situées à la même élévation. La figure 5.24 montre les positions des pendules dans la voûte 3-4, elle est constituée de 5 pendules simples et d'un pendule inversé situé dans la fondation. Les déplacements aux pendules simples sont toujours donnés par rapport à l'ancre du pendule inversé considéré comme un point fixe dans la fondation. Par conséquent, les déplacements obtenus au niveau du

pendule inversé sont soustraits des déplacements aux pendules simples pour calculer les déplacements relatifs.

Les figures 5.25 et 5.26 présentent les déplacements X, Y, Z, calculés pour les analyses a), b) et c), obtenus aux pendules simples des contreforts 3 et 4. La différence entre les valeurs obtenues pour chacune des analyses n'est pas significative. Il y a une bonne corrélation entre les valeurs obtenues avec l'analyse b) (E variable) et l'analyse c) (Solid65). Les déplacements obtenus pour l'analyse d) ne sont pas présentés car ils sont similaires à ceux obtenus avec l'analyse c).

La figure 5.27 présente les déplacements obtenus aux pendules de voûte pour les analyses a), b) et c). Encore une fois, les déplacements obtenus pour l'analyse d) sont similaires à ceux obtenus avec l'analyse c). Les valeurs négatives obtenues dans la direction Y montrent que le barrage se déplace vers l'aval. Pour toutes les analyses, le déplacement maximal (19 mm) survient au pendule 1 dans la direction aval-amont (axe Y). Il y'a une bonne corrélation entre les déplacements obtenus pour les 4 analyses avec une différence maximale de $\Delta Z = 2.5$ mm.

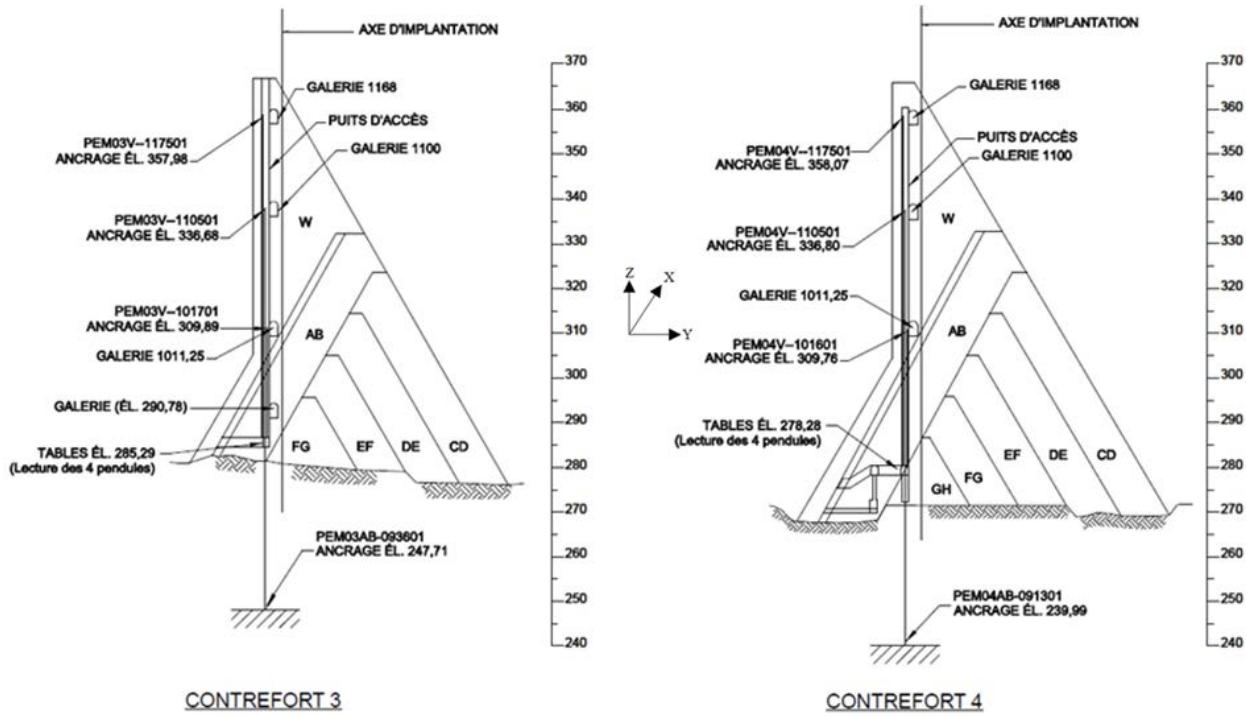


Figure 5.23 Positions des pendules aux contreforts 3 et 4 (élévations en mètres)

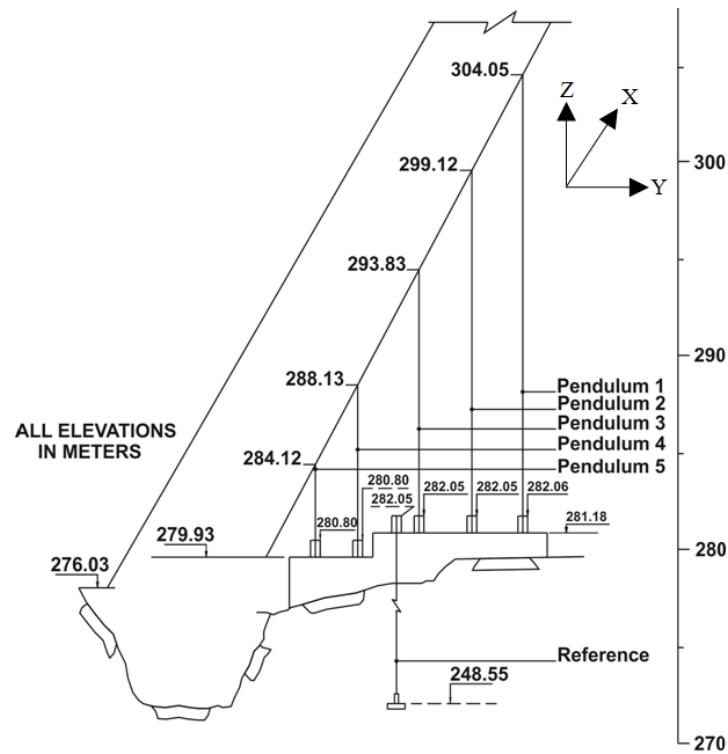


Figure 5.24 Positions des pendules dans la voûte 3-4

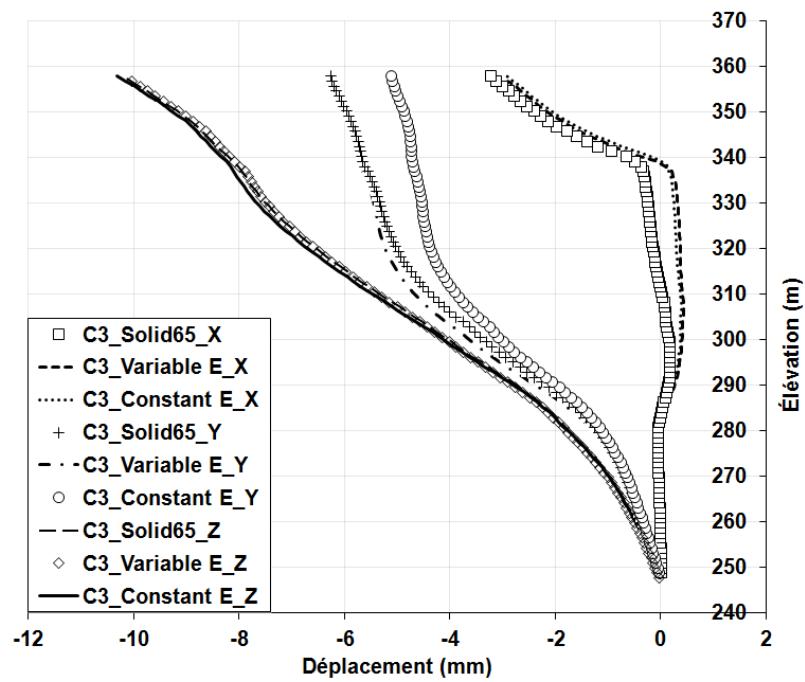


Figure 5.25 Déplacements aux pendules du contrefort 3 pour les analyses a), b) et c)

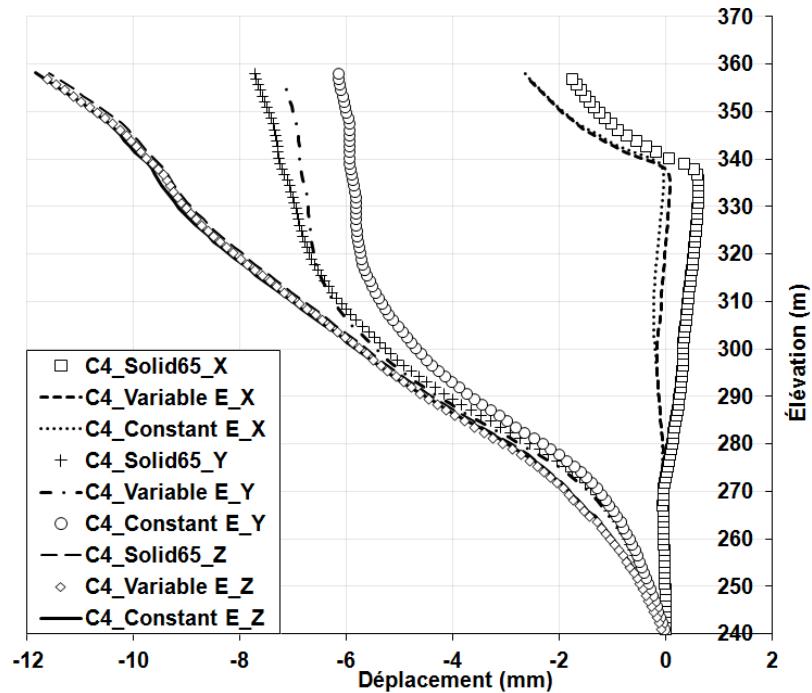


Figure 5.26 Déplacements aux pendules du contrefort 4 pour les analyses a), b) et c)

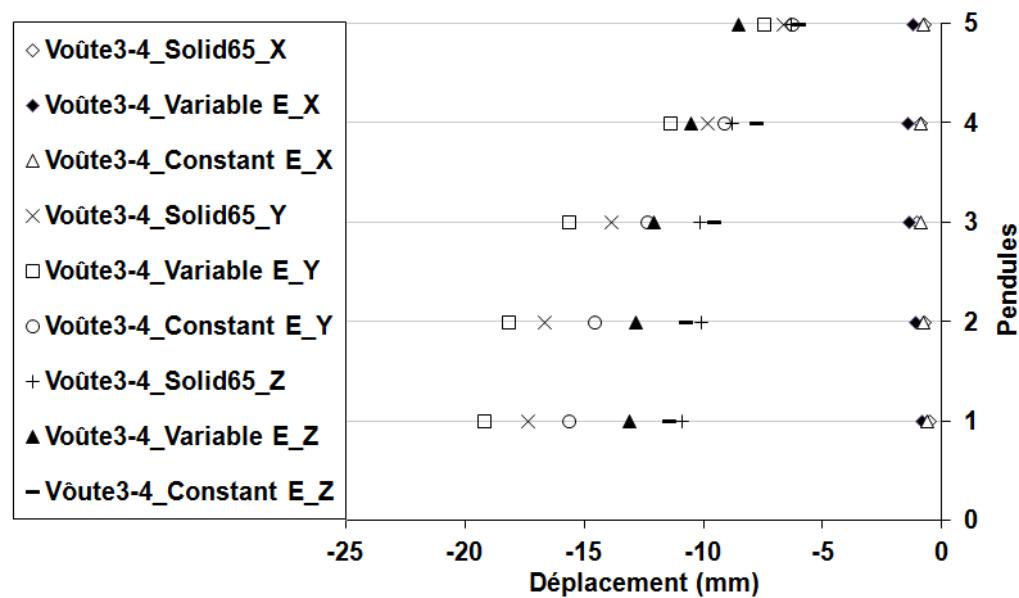


Figure 5.27 Déplacements aux pendules de voûtes pour les analyses a), b) et c)

5.5 Représentation des contraintes principales : Barrage Daniel Johnson.

Afin de voir la profondeur de pénétration des fissures dans la voûte 3-4, une analyse a été effectuée en utilisant l'élément de fissuration diffuse « SOLID65 » d'ANSYS sur toute la profondeur de la voûte 3-4. La figure 5.28 montre la profondeur des fissures à travers la voûte. Elle est d'environ 40% de la profondeur totale de la voûte. Les analyses a), b), c) et d) (chapitre 4) ont ensuite été effectuées. La figure 5.29 montre le patron de fissures obtenues après l'analyse c) et le patron de fissures observées après des investigations. Il y'a une bonne concordance entre les deux patrons excepté la longue fissure horizontale obtenue numériquement qui apparaît à l'élevation 312 m.

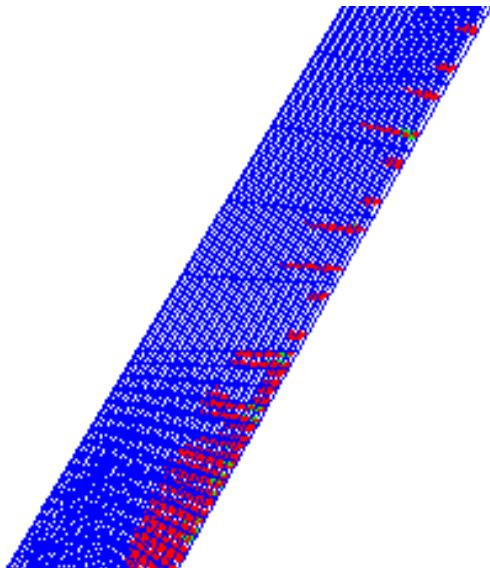


Figure 5.28 Profondeur des fissures dans la section Z-S de la voûte 3-4

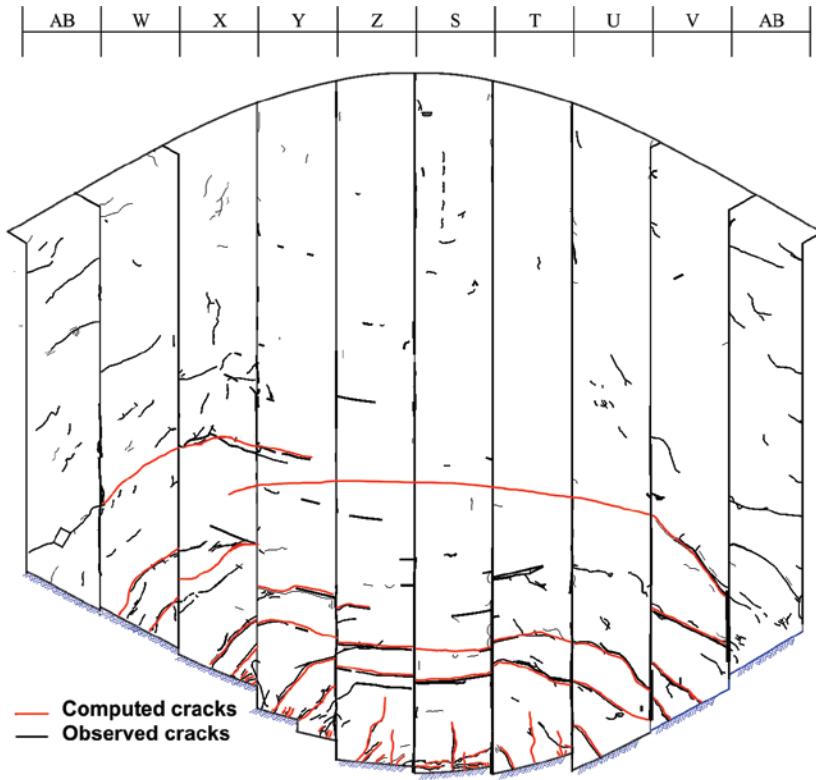


Figure 5.29 Fissures obtenues numériquement vs fissures observées dans la voûte 3-4

La figure 5.30a présente la distribution de contraintes maximales principales à travers la section Z-S (figure 5.28) pour le module d'élasticité constant à travers la voûte. La contrainte principale maximale survient à la face amont, et a une valeur maximale de 5.8 MPa. La figure 5.30b montre aussi la distribution des contraintes principales à travers la section Z-S pour un module d'élasticité variable à travers la moitié de la voûte 3-4. La contrainte principale varie de 0 à 1 MPa de la face aval à la moitié de voûte, représentant ainsi la zone où le module d'élasticité a été réduit.

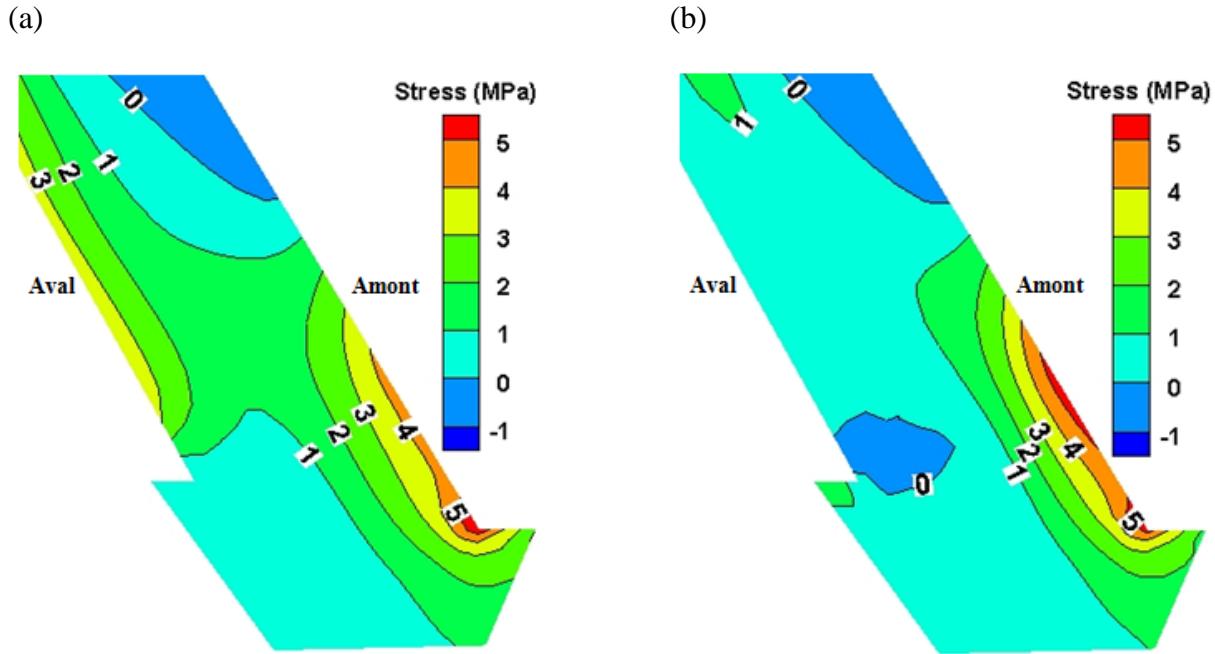


Figure 5.30 Distribution des contraintes maximales principales à travers la section Z-S de la voûte 3-4 : (a) E constant; (b) E variable

La figure 5.31 présente la distribution des contraintes principales à travers la section Z-S pour les analyses c) (SOLID65) et d) (SOLID65 avec acier d'armature). Les graphiques présentés pour les deux analyses sont très similaires. Les figures 5.30b et 5.31b présentent quelques différences à la face amont. Pour l'analyse avec un module d'élasticité variable (figure 5.30b), la contrainte calculée à la face amont atteint 5.5 MPa tandis qu'elle atteint juste 3.6 MPa pour les analyses c) et d) (figure 5.31). Ceci peut s'expliquer par le fait que réduire le module d'élasticité de la face aval jusqu'à la moitié de la voûte (analyse b) augmente la contrainte à la face amont. De plus, les résultats sont uniquement présentés pour une coupe spécifique de la voûte (section Z-S), par conséquent ils ne reflètent pas le comportement global de la voûte.

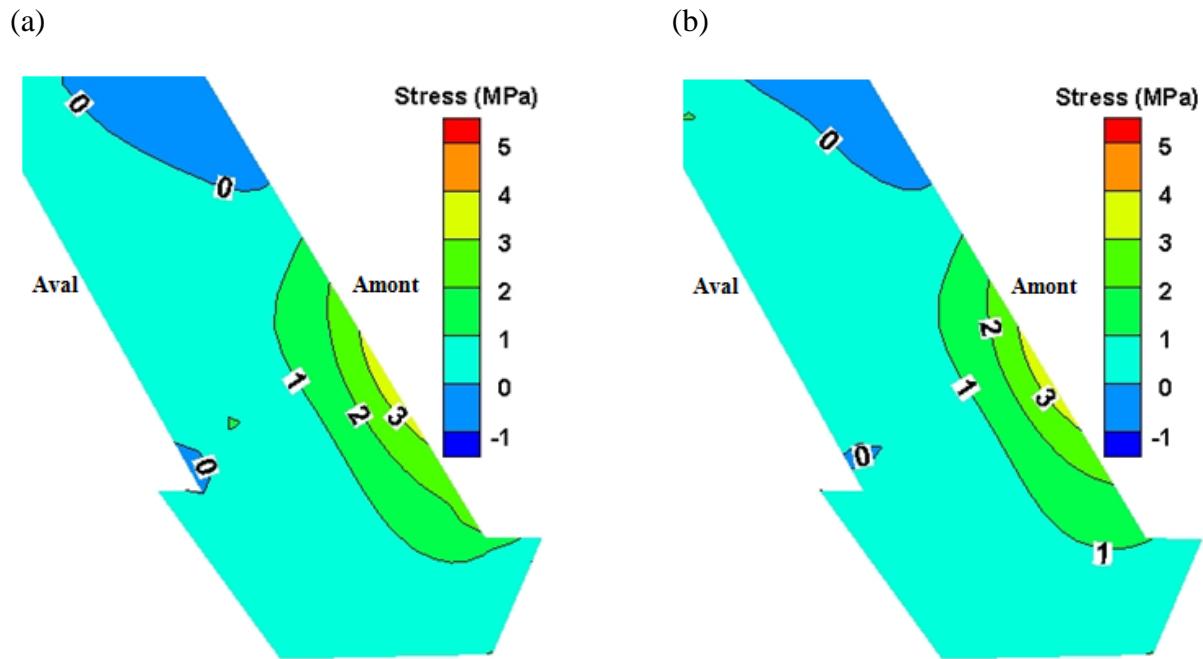


Figure 5.31 Distribution des contraintes maximales principales à travers la section Z-S de la voûte 3-4 : (a) SOLID65 (fissuration diffuse); (b) SOLID65 avec acier

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce chapitre présente une synthèse des travaux réalisés dans le cadre de ce projet de recherche, les principales conclusions ainsi que des recommandations pour des travaux futurs.

6.1 Sommaire de la recherche

L'objectif principal de ce projet de recherche consistait à développer une méthodologie de modélisation du comportement thermomécanique des barrages en béton à l'aide de la méthode des éléments finis (logiciels ABAQUS et ANSYS) pour évaluer les déplacements, les contraintes et la fissuration des barrages en béton situés dans les régions nordiques.

Cette méthodologie de modélisation numérique a été établie par l'étude d'ouvrages existants. Tout d'abord, la réponse thermomécanique de poutres en béton entaillées a été évaluée en considérant le phénomène de relaxation des contraintes et la variation des propriétés du béton en fonction de la température. Ensuite, des analyses transitoires de transfert de chaleur et thermomécaniques ont été effectuées pour le barrage-poids La Tuque (31 m) et le barrage à voûtes multiples Daniel Johnson (214 m). Pour le barrage-poids, l'effet de la variation des propriétés mécaniques en fonction de la température (+30°C à -30°C) a été considéré dans l'évaluation de la réponse thermomécanique du barrage. Enfin pour le barrage à voûtes multiples, une procédure de modélisation a été proposée pour représenter adéquatement les fissures obliques présentes sur la face aval de la voûte 3-4 du barrage.

6.2 Conclusions

1. Effet de la variation des propriétés mécaniques en fonction de la température sur la réponse structurale

L'influence de la température sur les propriétés mécaniques du béton a été prise en compte dans l'étude thermomécanique de la poutre entaillée chargée en trois points et du barrage-poids La Tuque. Les propriétés qui ont été modifiées selon une température variant de +30°C à -30°C étaient : le module d'élasticité, la résistance à la traction, la résistance à la compression, l'énergie de fissuration et le coefficient de Poisson. Les valeurs de ces propriétés augmentent lorsqu'il y'a un abaissement de la température. Le coefficient d'expansion thermique a été considéré constant

car cette propriété ne s'est pas avérée influencée de façon significative par la variation de température d'après les résultats rapportés dans la littérature. Les analyses structurales ont été effectuées avec le logiciel commercial ABAQUS. Pour la poutre entaillée, on a constaté que la force ultime provoquant la rupture augmente progressivement lorsque la température diminue de +30°C à -30°C atteignant un ratio de 1.3 par rapport à la valeur de référence à 20°C. La poutre étant isostatique, la température n'induit pas de contraintes thermiques. Les variations observées au niveau de la force ultime sont donc dues au fait que les propriétés mécaniques changent avec la température. Ainsi, la variation des propriétés mécaniques en fonction de la température a un impact important sur la réponse structurale d'une poutre isostatique.

L'analyse thermomécanique du barrage La Tuque a montré que considérer la variation des propriétés mécaniques en fonction de la température n'apporte pas de changements considérables au niveau des contraintes calculées lorsqu'il n'y a pas de fissuration (la contrainte maximale principale de tension dans le barrage est inférieure à la résistance à la traction du béton). En effet, la différence entre les deux hypothèses de calcul est de 5%. La contrainte maximale principale de tension calculée augmente de 5% lorsqu'on tient compte de la température dans la définition des propriétés mécaniques. Cette différence augmente à 20% lorsqu'on considère les déplacements thermiques calculés selon les analyses. Lorsqu'on considère les propriétés mécaniques constantes, les déplacements calculés pour la condition d'hiver diminuent de 20% (de 6.5 mm (valeur obtenue lorsque les propriétés sont fonction de la température) à 5.2 mm à la crête du barrage). Pour la condition d'été, les déplacements augmentent de 20% lorsque les propriétés sont considérées constantes (de 6.4 mm à 7.7 mm à la crête du barrage).

Une étude a été réalisée en diminuant la résistance à la traction du béton du barrage au quart de sa valeur et en faisant varier les propriétés mécaniques en fonction de la température dans un premier temps, puis de les laisser constantes. Au terme des deux analyses, il y'a eu de la fissuration sur la première couche d'éléments de la face aval pour la condition d'hiver (1^{er} janvier). La contrainte maximale principale de tension obtenue lorsque les propriétés mécaniques variaient en fonction de la température était de 0.46 MPa. On a constaté que cette contrainte diminue de 25 % lorsqu'on considère les propriétés mécaniques constantes. Aussi, on observe une différence d'environ 5% entre les deux analyses pour les déplacements calculés à la crête du barrage pour le 1^{er} janvier.

Ainsi, il ressort donc qu'il est plus conservateur de considérer la variation des propriétés mécaniques en fonction de la température. Toutefois, les différences observées dans le cas où on les considère constantes ne sont pas nécessairement significatives pour statuer de l'intégrité structurale de l'ouvrage.

2. Effet de la pénétration de l'eau dans les fissures.

L'effet de l'écoulement de l'eau, qui possède une température plus élevée que la température de l'air en hiver (écoulement léger), dans un joint (fissure) du barrage-poids La Tuque a été étudié. Deux analyses dont la première avec un écoulement de l'eau de l'amont jusqu'au milieu de la section d'étude et l'autre avec un écoulement de l'eau complet sur toute la profondeur de la section (amont-aval) ont été réalisées. Il s'est avéré que lorsque l'eau s'écoule jusque la moitié de la section, la distribution de contraintes principales (1^{er} janvier) le long de la section ne varie pas significativement comparé au cas où il n'y a pas d'écoulement (joint sec, pas de fissures). Toutefois, la distribution du champ de température de l'amont à la mi-section du joint ainsi que sur les nœuds autour de celui-ci change. En effet, étant donné qu'il y'a infiltration d'eau, la température aux nœuds situés sur le joint ainsi que ceux environnants va changer et sera égale à celle de l'eau du réservoir à cette profondeur selon la période de l'année.

Dans le cas où l'eau s'écoule sur la section complète (de l'amont vers l'aval) en période hivernale (1^{er} janvier), l'enveloppe de contraintes sur la section change considérablement. En effet, la contrainte principale calculée à l'aval diminue d'environ 45% par rapport à la valeur obtenue lorsqu'il n'y a pas du tout d'écoulement.

Cette étude a permis de montrer que la présence de fissures dans un barrage peut modifier le champ de contraintes au sein de celui-ci. Les modifications apportées vont dépendre du type de fissures (profondes ou superficielles). Toutefois, la présence de fissures dans un barrage ne porte pas toujours atteinte à la sécurité de celui-ci mais affecte le plus souvent la durabilité.

3. Effet de la détérioration du béton de surface sur les facteurs de sécurité

Une étude a été réalisée pour évaluer l'effet de la détérioration du béton de surface sur les facteurs de sécurité (glissement, renversement et soulèvement) d'un barrage-poids (La Tuque) en

faisant varier la position du point de rotation aval de celui-ci. Les résultats obtenus ont montré que l'impact sur les facteurs de sécurité et donc par conséquent la sécurité structurale de l'ouvrage dépend fortement de la profondeur du béton fissuré pour lequel on admet qu'il y'a perte de résistance à la compression. Lorsque celle-ci est inférieure à 2.5 m, il s'est avéré que les facteurs de sécurité n'étaient pas affectés de façon significative. Toutefois, lorsque l'épaisseur du béton fissuré est supérieure à 2.5 m, les facteurs de sécurité diminuent de façon considérable et deviennent critiques dans certains cas. Toutefois, dans la pratique, peu de barrages connaissent une détérioration du béton de surface avec une épaisseur dépassant 2 m. Généralement, la couche de béton détériorée varie entre 0.05 m et 1 m (Dongsheng, 1991). Aussi, des mesures de protection thermiques sont souvent mises en place pour assurer la durabilité des barrages en bétons soumis aux cycles de gel/dégel.

4. Utilisation de la NFLM versus SOM

Le modèle de la mécanique non linéaire de rupture (NFLM) a été utilisé pour la modélisation de la fissuration lors des études de cas de la poutre entaillée en trois points de charges et du barrage-poids La Tuque. Le logiciel ABAQUS 6.11 a été utilisé pour ces analyses. Trois paramètres dont l'énergie de fissuration, la loi de la courbe d'adoucissement (exponentielle) en tension et l'énergie de fissuration ont été définis pour la réalisation des analyses thermomécaniques non-linéaires. De bons résultats ont été obtenus pour ces deux types de structure. La courbe force-déplacements obtenue après l'analyse thermomécanique de la poutre entaillée a été comparée à celle obtenue lors des tests en laboratoire. La charge de rupture obtenue avec les simulations numériques était inférieure de 15% à celle obtenue en laboratoire, ceci dû à l'incertitude relative aux valeurs des propriétés du matériau.

L'étude de la poutre entaillée et chargée en trois points a aussi été réalisée en utilisant le modèle linéaire élastique de la résistance des matériaux (SOM). Le logiciel ANSYS 11 a été utilisé pour réaliser les simulations numériques. L'élément SOLID65 (fissuration diffuse selon une orientation fixe aux points de Gauss) a été utilisé pour modéliser le béton. Les paramètres nécessaires pour définir le béton sont : le module d'élasticité, la résistance à la compression, la résistance à la traction, le coefficient de Poisson et le coefficient de transfert des contraintes de cisaillement. L'énergie de fissuration n'est pas prise en compte dans les analyses utilisant le

logiciel ANSYS. Après l'analyse, la réponse force –déplacements n'a pas pu être reproduite adéquatement. Des concentrations de contraintes se sont développés au niveau des nœuds constituant l'entaille. Aucune solution n'a été obtenue à cause des problèmes de convergence. Le modèle SOM (RDM) semble donc être limité pour l'étude de la propagation de fissures dans le cas de la poutre entaillée de nature isostatique où il n'y a pas de possibilités de redistribution des efforts.

Toutefois, le même modèle a été utilisé pour l'étude thermomécanique du barrage à voûtes multiples Daniel Johnson. Les simulations numériques pour ce barrage ont aussi été réalisées avec le logiciel ANSYS 11. Le béton a été modélisé en utilisant l'élément SOLID65. Au terme des analyses, le patron de fissures obtenu à la face aval était très similaire à celui observé lors des investigations. La profondeur des fissures obtenues après l'analyse numérique correspondait aussi à celle estimée lors des relevés. L'utilisation du modèle SOM (RDM) donne donc de bons résultats dans le cas de l'analyse du barrage à voutes multiples. Ceci s'explique par le fait que (i) une attention soignée a été dévolue à la sélection de la taille des éléments constituant le maillage et (ii) que le barrage est hyperstatique comparé à la poutre qui elle était isostatique. En effet le modèle 3D utilisé pour le barrage Daniel Johnson comporte 313 963 noeuds et plusieurs conditions frontières. La condition hyperstatique du barrage entraîne une redistribution des contraintes après la fissuration, ce qui est favorable pour obtenir la convergence de la solution.

5. Introduction de l'acier dans les analyses non-linéaires

On a constaté que le modèle SOM (RDM), utilisé seul, n'était pas adéquat (résultats erronés, pas de convergence) pour l'étude non-linéaire des poutres en béton isostatiques. Une analyse non-linéaire a donc été réalisée sur une poutre en béton en introduisant de l'acier d'armature. L'acier a été introduit de deux façons : a) sous forme de barres d'acier (éléments treillis), b) de façon diffuse (pourcentage d'acier noyé dans le béton). De bons résultats (réponse force-déplacements) ont été obtenus avec les deux méthodes d'introduction de l'acier. La force nécessaire pour provoquer la première fissure obtenue lors des simulations numériques est similaire à celle obtenue avec des calculs manuels. Il s'est avéré qu'il n'y a pas de différences significatives entre les résultats obtenus en introduisant l'acier selon le cas a) ou b). On constate donc que le fait d'introduire l'acier apporte une certaine stabilité à la poutre. En effet, celle-ci repartit plus

aisément la charge appliquée à travers la section grâce à la présence de l'acier qui va reprendre des efforts et empêcher une rupture fragile.

L'acier a ensuite été introduit de façon diffuse (sur la première couche d'éléments de la face aval de la voûte 3-4) pour l'étude thermomécanique du barrage Daniel Johnson bien que de bons résultats aient été obtenus en utilisant uniquement l'élément SOLID65 d'ANSYS. Le but était de voir l'impact de l'acier sur les résultats. De bons résultats ont été obtenus à la suite de l'analyse. Les contraintes et déplacements obtenus en utilisant uniquement l'élément SOLID65 sont très similaires à ceux obtenus avec l'introduction de l'acier. Toutefois, le patron de fissures obtenu sur la face aval dans l'étude considérant l'introduction de l'acier est plus diffus. En effet, lorsque le béton fissure, l'acier transmet les efforts appliqués aux éléments avoisinants et ceux-ci seront aussi endommagés ce qui va entraîner un patron de fissures plus diffus. La profondeur des fissures obtenue avec l'analyse où il y'a de l'acier est similaire à celle obtenue en utilisant uniquement l'élément SOLID65.

6. Méthodologie numérique proposée pour l'étude de la fissuration dans les barrages.

Une méthodologie numérique a été proposée dans le cadre de cette recherche pour l'étude de la fissuration thermomécanique des barrages en béton. Cette méthodologie comporte deux étapes importantes à savoir (i) la réalisation d'une analyse transitoire de transfert de chaleur et (ii) la réalisation d'une analyse structurale. La réponse thermomécanique du barrage sera obtenue à la suite de la réalisation de ces étapes.

L'analyse transitoire de transfert de chaleur doit s'effectuer sur plus de trois années afin d'obtenir la convergence. Après cette analyse, les champs de température au sein du barrage sont obtenus. Le champ de température critique sera utilisé comme donnée d'entrée pour réaliser l'analyse thermomécanique. Celle-ci a été réalisée avec le logiciel ABAQUS pour le barrage-poids La Tuque et la poutre en trois points de charges. L'utilisation de l'énergie de fissuration a permis d'éviter des problèmes de convergence car une redistribution (diminution) des contraintes se fait après l'atteinte de la contrainte maximale en traction. Pour le barrage Daniel Johnson, l'analyse thermomécanique a été effectuée avec le logiciel ANSYS utilisant l'élément de béton SOLID65 (fissuration diffuse selon une orientation fixe aux points de Gauss). De bons résultats (patron de fissures sur la face aval, distribution des contraintes et déplacements dans la voûte et aux

contreforts) ont été obtenus bien que ce logiciel utilise le modèle basé sur la résistance des matériaux pour l'étude de la fissuration. Les résultats obtenus avec cette méthode de modélisation ont été comparés à ceux obtenus lors des études antérieures et une bonne corrélation a été obtenue. L'une de ces études consistait à réduire le module d'élasticité du béton E progressivement de la moitié de la voûte jusqu'à la face aval (analyse b, chapitre 4) et d'effectuer ensuite une analyse linéaire élastique. Une autre méthode qui a été utilisé antérieurement par Veltrop et al. (1990) pour aller quantifier la flexibilité apportée par les fissures obliques est d'aller introduire manuellement les fissures dans le modèle, en faisant tout d'abord une première analyse linéaire élastique, ensuite de repérer des éléments dont la contrainte principale en tension excède la résistance à la traction (uniquement les éléments qui sont considérés comme ayant fissurés). La rigidité de ces éléments est réduite (ex : à 1% de E initial pour le module d'élasticité) dans la direction perpendiculaire à la fissure en utilisant des propriétés anisotropiques. Cette procédure est répétée plusieurs fois jusqu'à ce que les contraintes principales au sein du modèle soient toutes inférieures à la résistance à la traction spécifiée (signe de convergence de l'analyse). De bons résultats ont été obtenus avec cette méthode, toutefois elle se révèle délicate à utiliser et fastidieuse.

La méthode présentée dans cette recherche utilisant l'élément de béton SOLID 65 pour étudier le comportement non-linéaire d'un barrage peut être utilisée dans des analyses futures comme un modèle prédicteur de la localisation des fissures – et correcteur si on juge de la nécessité d'introduire les fissures de façon discrète dans le modèle. La procédure utilisée est simple à réaliser mais nécessite cependant un temps de calcul considérable.

6.3 Recommandations

Cette section présente des recommandations ainsi que des suggestions à prendre en compte lors de la réalisation de projets futurs traitant de l'analyse thermomécanique des barrages en béton. Il serait intéressant :

- 1) d'étudier l'effet de la variation de la température et de la fissuration du béton sur les propriétés thermiques (conductivité thermique, diffusivité thermique) du béton et l'impact de cet effet sur la réponse thermomécanique des barrages en béton;

- 2) d'effectuer des analyses thermomécaniques en faisant varier simultanément les propriétés mécaniques et thermiques (conductivité thermique, diffusivité thermique) du béton en fonction de la température;
- 3) d'introduire les effets de la fatigue thermique (nombres répétés de cycles gel/dégel) et étudier leur impact sur la propagation de fissures;
- 4) de considérer formellement le comportement viscoélastique (fluage/relaxation) du béton dans les analyses couplées;
- 5) d'étudier l'effet de la pénétration de l'eau dans les fissures en considérant les sous-pressions (eau/ glace) apportées par celle-ci sur la propagation des fissures;
- 6) d'utiliser l'élément de béton SOLID65 d'ANSYS pour l'analyse thermomécanique d'autres ouvrages en béton et statuer sur l'impact du degré d'hyperstaticité de la structure sur la convergence et la précision de la réponse;
- 7) de réaliser des essais expérimentaux sur des spécimens de poutre entaillée (préférablement de béton de masse) en faisant varier la température de celle-ci et ensuite comparer les courbes force-déplacement obtenues (pour chaque température) lors des essais à celles obtenues lors des simulations numériques présentées dans cette étude;
- 8) d'utiliser un logiciel commercial (ex : ABAQUS) permettant l'utilisation du modèle de mécanique non linéaire de rupture (NLFM) pour l'étude thermomécanique d'une section du barrage Daniel-Johnson.

BIBLIOGRAPHIE

- ACI 318-95. (1996). Building code requirements for structural concrete. Detroit, Michigan: ACI Manual of Concrete Practice, Part 3 : Use of concrete in buildings - Design, specifications, and related topics.
- Agullo, L., Aguado, A., & Mirambell, E. (1995). Thermal behaviour of concrete due to environmental actions. *Dam Engineering*, IV(1), 3-21.
- Agullo, L., Mirambell, E., & Aguado, A. (1996). A model for the analysis of concrete dams due to environmental thermal effects. *International Journal of Numerical Methods for Heat & Fluid Flow*, 6(4), 25-36.
- ANSYS Inc. (2007). ANSYS software reference manuals, release notes , mechanical APDL, elements reference, commands reference and theory reference (Version Release 11 (v10.8.0.7)). Canonsburg, Pa.
- Appendino, M., Di Monaco, F., Garino, A., Manzo, F., & Scarini, S. (1991). *Specific and general trends of the aging of buttress dams as revealed by investigation carried out on Ancipa dam*. Communication présentée à Dix-huitième Congrès des Grands Barrages, Vienne, 373-404
- ASHRAE. (1982). *ASHRAE Handbook Applications*. Atlanta: American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineering, Inc., Chapter 11.
- Batta, V., Couturier, F., & Jobin, H. (1998). *Cutting the Chute-À-Caron concrete gravity dam to relieve thermal distress*. Communication présentée à System Stewardship for Dams & Reservoirs, Halifax,
- Bažant, Z.P. (1990). A critical appraisal of 'no-tension' dam design: a fracture mechanics viewpoint. *Dam Engineering*, I(4), 237-247.
- Bažant, Z.P., & Cedolin, L. (1979). Blunt crack band propagation in finite element analysis. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 105(2), 297-315.
- Bažant, Z.P., & Kazemi, M.T. (1990). Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete. *International Journal of Fracture*, 44, 111-131.
- Bažant, Z.P., & Lin, F.-B. (1988). Nonlocal smeared cracking model for concrete fracture. *Journal of Structural Engineering*, 114(11), 2493-2510.
- Bažant, Z.P., & Oh, B.H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, 16(93), 155-177.
- Bažant, Z.P., & Pfeiffer, P.A. (1987). Determination of fracture energy from size effect and brittleness number. *Materials Journal, ACI*, 84, 463-480.
- Bažant, Z.P., & Prat, P.C. (1988). Effect of temperature and humidity on fracture energy of concrete. *ACI Materials Journal*, 85(4), 262-271.
- Bellier, J. (1965). Barrage de Manicouagan V *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 18(216), 1713-1728.

- Bhattacharjee, S.S. (1993). *Smeared fracture analysis of concrete gravity dams for static and seismic loads.* (Ph.D, McGill University, Montreal.)
- Bhattacharjee, S.S., & Léger, P. (1992). Concrete constitutive models for nonlinear seismic analysis of gravity dams - state-of-the-art. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(3), 492-509.
- Bhattacharjee, S.S., & Léger, P. (1994). Application of NFLM models to predict crackin in concrete gravity dams. *Journal of Structural Engineering*, 120(4), 1255-1271.
- Bhattacharjee, S.S., & Léger, P. (1995). Fracture response of gravity dams due rise of reservoir elevation. *Journal of Structural Engineering*, 121(9).
- Bhattacharjee, S.S., & Léger, P. (1996). Fracture response of gravity dams due to rise of reservoir elevation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 33(4), 175-176. doi: 10.1016/0148-9062(96)85179-5
- Boggs, H.L. (1985). *Cracking in concrete dams : USBR case histories.* Communication présentée à 15th ICOLD Congress on Large Dams, Lausanne, Lausanne, 173-189
- Brunner, W.J., & Wu, K.H. (1985). *Cracking of the revelstoke concrete gravity dam mass concrete.* Communication présentée à Quinzième Congrès des Grands Barrages, Lausanne, 1-21
- Bulota, G., Im, O., & Larivière, R. (1991). *Le barrage Daniel-Johnson : Un vieillissement prématué.* Communication présentée à 17th ICOLD Congress on Large Dams, Vienne, 187-209
- Campbell-Allen, D., & Roper, H. (1991). *Concrete structures : materials, maintenance, and repair.* Harlow, Essex.
- Caron, P., Léger, P., Tinawi, R., & Veilleux, M. (2003). Slot cutting of concrete dams : field observations and complimentary experimental studies. *ACI Structural Journal*, 100(4), 430-439.
- CEB-FIP MODEL CODE. (1990). *Comité Euro-International du béton.* Lausanne.
- Cervenka, J. (1994). *Discrete crack modeling in concrete structures.* (Ph.D, University of Colorado.).
- Chantelois, A., Léger, P., & Tinawi, R. (1996). *Fissuration thermique du béton à basse température: Recherches expérimentales et simulations numériques.* (M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec). Rapport No. EPM/GCS-1996-10)
- Chantelois, A., Léger, P., Tinawi, R., & Veilleux, M. (1999). Experimental and numerical predictions of critical cooling temperature for crack propagation in concrete structures. *ACI Structural Journal*, 96(2), 203-211.
- Chapelle, M. (1953). Le refroidissement des bétons. *La Houille Blanche (Numéro hors série), BORT*, 115-136.
- Côté, M., Léger, P., & Tinawi, R. (1994). *Protection thermique des barrages en béton situés dans les régions nordiques.* (École Polytechnique de Montréal, Montréal). Rapport No. EPM/GCS-1994-04)

- Dahmani, L., Khennane, A., & Kaci, S. (2010). Crack identification in reinforced concrete beams using ANSYS software. *Strength of Materials*, 42(2), 232-239.
- Dassault Systemes. (2011). ABAQUS/CAE - *Abaqus 6.11 Documentation Collection* (Version Student Edition 6.11-2). Providence, RI, USA: Dassault Systemes.
- de Borst, R. (1997). Some recent developments in computational modelling of concrete fracture. *International Journal of Fracture*, 86, 5-36.
- de Borst, R., Remmers, J.J.C., Needleman, A., & Abellan, M.-A. (2004). Discrete vs smeared crack models for concrete fracture: bridging the gap. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28, 583-607.
- Dongsheng, L. (1991). *Analysis on surface failure of concrete dam by freezing-thawing*. Communication présentée à 17th International Congress on Large Dams, Vienna, Austria, vol. 2, 1105-1107
- Dorlot, J.-M., Baillon, J.-P., & Masounave, J. (1986). *Des matériaux*. (2e édition). Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, Québec.
- Dungar, R., & Zakerzadeh, N. (1992). Critical temperature loading in arch dams: a review of the Stucky-Derron formulation. *Dam Engineering*, III(2), 161-165.
- Emanuel, J.H., & Hulsey, J.L. (1977). Prediction of the thermal coefficient of expansion of concrete. *ACI Journal*, 74(4), 149-155.
- Environment Canada. (1982). *Normal climatic data in Canada*. Atmospheric Environment Services.
- Environment Canada. (1985). *Canadian climate normals 1951-1980*. (n° En56-60 / 9-1984). Minister of Supply and Services Canada, Atmospheric Environment Service 1985.
- Falkner, H., & Euro-International Committee for Concrete. (1985). *Thermal Effects in Concrete Structures*. Comité Euro-International du béton.
- Gambarova, P.G., & Valente, G. (1990). Smeared crack analysis for fracture and aggregate interlock in concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 35(4/5), 651-663.
- Gosschalk, E.M., Hinks, J.L., Johnson, F.G., & Jarvis, R.M. (1991). *Overcoming the build-up of stresses, cracking and leakage in Mullardoch Dam, Scotland*. Communication présentée à Dix-septième Congrès des Grands Barrages, Vienne, 475-497
- Griffith, A.A. (1920). The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society*, 221(Series A), 163-198.
- Hillerborg, A., Modéer, M., & Petersson, P.E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6), 773-781. doi: 10.1016/0008-8846(76)90007-7
- Hu, X.-Z., & Wittmann, F.H. (1992). Fracture energy and fracture process zone. *Materials and Structures*, 25, 319-326.
- Hydro-Québec Production. (2008). *Études structurales - Voûte 3-4 , Rapport d'étape 2008*. Montréal: Hydro-Québec Production, Études et expertise en barrages, Barrages et hydraulique.

- Incropera, F.P., DeWitt, D.P., Bergman, T.L., & Lavine, A.S. (2007). *Fundamentals of heat and mass transfer* (6^e éd.). Hoboken, N.J: John Wiley & Sons.
- Jeng, Y.S., & Shah, S.P. (1985). A two parameter fracture model for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 111(4), 1227-1241.
- Jirasek, M., & Zimmermann, T. (1998). Analysis of rotating crack model. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 841-851.
- Kodur, V.K.R., & Sultan, M.A. (2003). Effect of temperature on thermal properties of high-strength concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15(2), 101-107.
- Kogan, E. (1980). Stress relaxation in concrete of massive hydraulic structures. *Power Technology and Engineering (formerly Hydrotechnical Construction)*, 14(9), 916-920. doi: 10.1007/bf02305447
- Kosmatka, S.H., Kerkhoff, B., Panarese, W.C., Norman, F., & McGrath, R.J. (2003). *Dosage et contrôle des mélanges de béton* (7^e éd.). Ottawa, Ontario, Canada: Association Canadienne du Ciment.
- Lankard, D.R., Birkimer, D.L., Fondriest, F.F., & Snyder, M.J. (1971). *Effects of moisture content on the structural properties of Portland cement concrete exposed to temperatures up to 500F*. Communication présentée à Symposium on Effect of Temperature on Concrete, Memphis (1968), 59-102.
- Le comité suisse des barrages. (2000). *Le béton des barrages suisses: expériences et synthèse*. Communication présentée à 20ème Congrès de la Commission Internationale des Grands Barrages Beijing,
- Leclerc, M., & Léger, P. (2003). TADAM, Thermal Analysis of Dams (Version 1.0.2.1). Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- Leclerc, M., Léger, P., & Tinawi, R. (2004). CADAM - Computer Analysis of concrete gravity Dams (Version 1.4.13). École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Lee, G.C., Shih, T.S., & Chang, K.C. (1988). Mechanical properties of concrete at low temperature. *Journal of Cold Regions Engineering, ASCE*, 2(1), 13-24.
- Léger, P. (2009). *Formation dans le domaine de l'ingénierie des barrages et structures hydrauliques en béton*, Montreal,
- Léger, P., Côté, M., & Tinawi, R. (1995). Thermal protection of concrete dams subjected to freeze-thaw cycles. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(3), 588-602. doi: 10.1139/l95-067
- Léger, P., & Leclerc, M. (2007). Hydrostatic, Temperature, Time-Displacement Model for Concrete Dams. *Journal of Engineering Mechanics*, 133(3), 267-277.
- Léger, P., & Seydou, S. (2009). Seasonal thermal displacement of gravity dams located in northern regions. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(3), 166-174.
- Léger, P., Venturelli, J., & Bhattacharjee, S.S. (1993a). Seasonal temperature and stress distributions in concrete gravity dams. Part 1: modelling. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 20(6), 999-1017. doi: 10.1139/l93-131

- Léger, P., Venturelli, J., & Bhattacharjee, S.S. (1993b). Seasonal temperature and stress distributions in concrete gravity dams. Part 2: behaviour. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 20(6), 1018-1029. doi: 10.1139/l93-132
- Linsbauer, H.N. (1990). Application of the methods of fracture mechanics for the analysis of cracking in concrete dams. *Engineering Fracture Mechanics*, 35(1/2/3), 541-551.
- Lombardi, G. (1990). *Cracks in arch dams and repair works*. Communication présentée à Application of Fracture Mechanics to Dam Engineering, Lucarno (Switzerland),
- Malm, R., & Anders, A. (2011). Cracking of Concrete Buttress Dam Due to Seasonal Temperature Variation. *ACI Structural Journal*, 108(1), 13-21.
- Mehta, P.K., & Monteiro, P.J.M. (1993). *Concrete : structure, properties, and materials* (2^e éd.). Englewood Cliffs, N.J. : Prentice-Hall.
- Mindess, S., & Young, J.F. (1981). *Concrete*. Englewood Cliffs , N.J.: Prentice-Hall.
- Mirambell, E., & Aguado, A. (1990). Temperature and stress distributions in concrete box girder bridges. *Journal of Structural Engineering*, 116(9), 2388-2409.
- Neville, A.M. (2000). *Propriétés des bétons* (CRIB, Trad.): Eyrolles.
- Paul, W.J., & Tarbox, G.S. (1991). *Definition of critical thermal states in arch dams : A prerequisite for cracking analysis*. Communication présentée à Dam Fracture, Proceedings from the International Conference, Boulder, Colorado USA, 643-657
- Pfeiffer, P.A., Bazant, Z.P., & Marchertas, A.H. (1983). *Blunt-crack band propagation in finite-elements analysis for concrete structures*. Communication présentée à 7th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, SMIRT7, Chicago, 227-234
- Pijaudier-Cabot, G., & Reynouard, J.-M. (2005). *Comportement mécanique du béton*. Paris: Hermès Science.
- Raphael, J.M. (1978). The nature of mass concrete in dams. *ACI Materials Journal*, 55, 133-160.
- Raphael, J.M. (1984). Tensile strength of concrete. *ACI Materials Journal*, 81(2), 158-165.
- RILEM Committee 50-FMC on Fracture Mechanics of Concrete - Test Methods. (1985). Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. *Materials and Structures*, 18(106), 285-290.
- Roberge, M. (1998). *Utilisation des éléments distincts pour évaluer la réponse hydromécanique des barrages en béton et simuler l'injection des fissures*. (M.Sc.A, École Polytechnique de Montréal, Montréal).)
- Roberge, M. (2002). *Évaluation du comportement thermique des barrages en béton*. Montreal, Quebec, Canada: Hydro-Québec Report , Dam and Civil Work, Production Division.
- Roger, L. (1994). Les originalités de la réfection des barrages-poids de Rapides-Farmers. *Hydro-Québec , Sécurité des barrages*.
- Rots, J.G. (1988). *Computational modeling of concrete fracture*. (Ph.D, Delft University of Technology, Delft).)
- Rots, J.G., & de Borst, R. (1987). Analysis of mixed-mode fracture in concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(11), 1739-1758.

- Rots, J.G., & de Borst, R. (1989). Analysis of concrete fracture in "direct" tension. *International Journal of Solids and Structures*, 25(12), 1381-1394.
- Rots, J.G., Nauta, P., Kusters, G.M.A., & Blaauwendaard, J. (1985). *Smeared crack approach and fracture localization in concrete* (vol. 30). Delft: HERON.
- Seydou, S. (2003). *Déplacement des barrages en béton : comparaison entre mesures in situ et calculs par modèles statistiques et déterministes*. (M.Sc.A, École Polytechnique de Montréal, Montréal.)
- Shah, S.P., Swartz, S.E., & Ouyang, C. (1995). *Fracture mechanics of concrete: Applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials*. New York: John Wiley & Sons, inc.
- Stucky, A., & Derron, M.-H. (Édit.). (1957). *Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs*. Lausanne: Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne.
- Tahmazian, B., Yeh, C.-H., & Paul, W.J. (1989). *Thermal cracking and arch action in Daniel Johnson dam*. Communication présentée à International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen, vol. 1, 235-244
- Tarbox, G.S. (1977). Design of concrete dams. Dans A. R. Golzé (Édit.), *Handbook of Dam Engineering*: Van Nostrand Reinhold Company.
- U.S. Bureau of Reclamation. (1977). *Design of arch dams*. Denver, Colorado: Water Resources Technical.
- U.S. Bureau of Reclamation. (1981). *Control of cracking in mass concrete structures*. Denver, Colorado: USBR Engineering Monograph No.34 - 1981 Revised Reprint.
- USBR. (1977). *Design criteria for concrete arch and gravity dams*. Denver, Colorado: U.S. Bureau of Reclamation, Monograph 19, Revised Reprint 1977.
- van Mier, J.G.M. (1997). *Fracture processes of concrete : assessment of material parameters for fracture models*. Boca Raton, Florida: Boca Raton : CRC Press.
- Veilleux, M. (1992). *Aménagement La Tuque : Étude du comportement structural à la jonction de la prise d'eau et du barrage-poids rive gauche*: Hydro-Québec Rapport 510-35.
- Veltrop, J.A., Yeh, C.-H., & Paul, W.J. (1990). Evaluation of cracks in a multiple arch dam. *Dam Engineering*, 1(5), 5-12.
- Venturelli, J. (1992). *Seasonal Temperature and Stress Distributions in Concrete Gravity Dams*. (M.Ing, McGill University, Montréal, Québec.)
- Volynchikov, A.N., Mgabobelov, Y.B., & Deineko, A.V. (2011). Substantiation of the design for the downstream and spillway faces of a concrete dam functioning under severe climatic conditions. *Power Technology and Engineering*, 45(2), 91-95.
- Zhang Xiao-fei, Li Shou-yi, Li Yan-long, Ge Yao, & Li Hui. (2011). Effect of superficial insulation on roller-compacted concrete dams in cold regions. *Advances in Engineering Software*, 939-943.
- Zhang, Y., & Ma, L. (1991). *Relation between the ageing of concrete and the ambient temperature*. Communication présentée à 17th ICOLD Congress on Large Dams, Vienne, Austria, 257-268

Zimmermann, T. (1986). Failure and fracturing analysis of concrete structures. *Nuclear Engineering and Design*, 92, 389-410.

Zoldner, N.G. (1971). *Thermal properties of concrete under sustained elevated temperatures*.

Communication présentée à Symposium on Effect of Temperature on Concrete, Memphis (1968), 1-31.

ANNEXE 1 - Analyse non-linéaire de la poutre présentée à la section 5.3

(Macro d'exécution dans ANSYS)

Cette annexe présente le fichier utilisé pour lancer l'analyse non-linéaire de la poutre (section 5.3) dans le logiciel ANSYS. L'analyse de cette poutre a été faite en déplacements contrôlés

```

FINISH
/SOLU

!EQSLV,PCG,
!PRED,OFF

! NOMBRE DE CAS DE CHARGE
nload=999
! DEPLACEMENT
deplacement=0.00999

! DEPLACEMENT INCREMENTIEL
rampe=deplacement/(nload-1)

! DEFINITION DE LA RAMPE DE DEPLACEMENT
*DIM,displ,TABLE,nload
*VFILL,displ,RAMP,0,rampe,
*VFILL,displ(1,0),RAMP,0,1,

ALLSEL
*GET,NNODE,NODE,,COUNT
*DIM,SELNR,,NNODE
*DIM,DATA,,NNODE

! ALLOUER LA TABLE DES RÉSULTATS
*DIM,ry,,nload,2

/SOLU
TIME,nload-1
! Selection des noeuds pour imposer le déplacement
CMSEL,S,DEPLACEMENT
D,ALL,,deplacement,,,UY
D,ALL,UX,0
ALLSEL

OUTRES,ALL,ALL
NSUBST,nload-1,0,0
AUTOTS,0
SOLVE

FINISH
/POST1

*DO,iset,1,nload-1

```

```
SET,,, ,,, ,iset
ALLSEL
*GET,deltay,NODE,170,U,Y
*SET,ry(iset+1,1),-deltay*1000
CMSEL,S,appui_g
CMSEL,A,appui_d
*VGET, SELNR(1), NODE, 1, NSEL
*VMASK, SELNR(1)
*VGET,DATA(1), NODE, 1, RF, FY
*VSCFUN,ry(iset+1,2),SUM,DATA
*ENDDO

/POST1
SET,,, ,,, ,32
ALLSEL
/DEVICE,VECT,ON
PLCRACK,0,0

FINISH

*CFOpen,Forces,dat
 *vvwrite, ry(1,1), ry(1,2)
 (F15.8,' ',F15.8)
*CFCLOS

FINISH
```

ANNEXE 2 - Patron de fissures du barrage Daniel Johnson

Cette annexe présente les patrons de fissures obtenus après les analyses numériques avec le logiciel ANSYS sur la face aval de la voûte 3-4 du barrage Daniel Johnson. Ces patrons ont été obtenus à la suite des analyses c) (fissuration diffuse utilisant l'élément SOLID65 uniquement) et d) (utilisation de l'élément SOLID65 avec introduction de l'acier d'armature (cf. Chapitre 4)

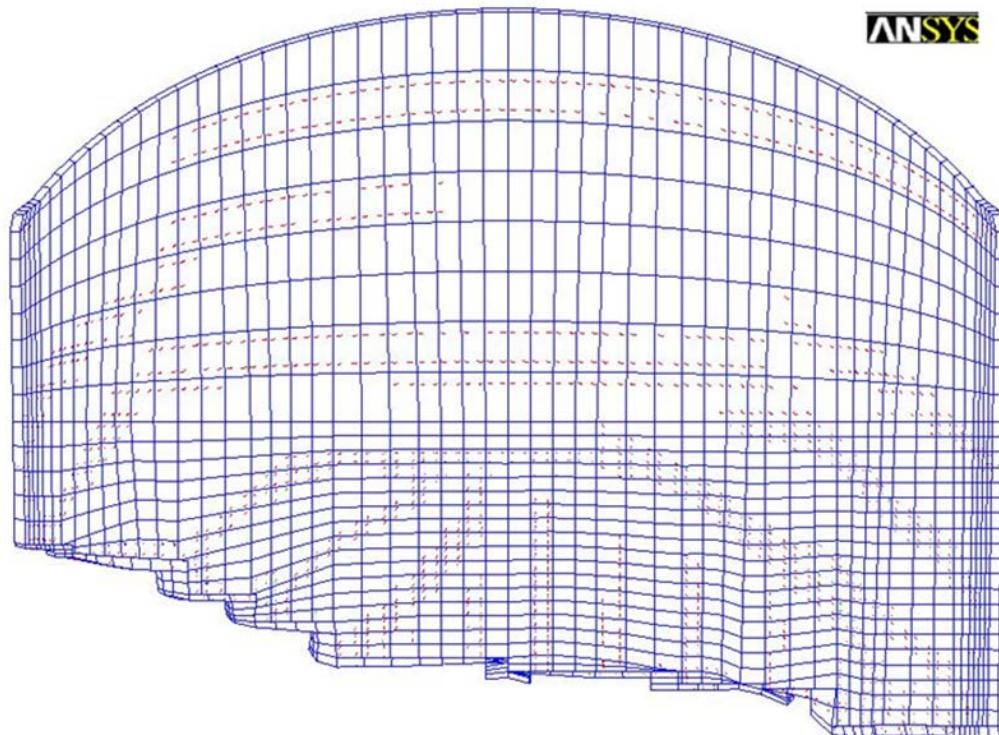


Figure A2. 1 Distribution des fissures sur la 1^{ère} couche de la face aval, analyse avec SOLID65 (analyse c), chapitre 4

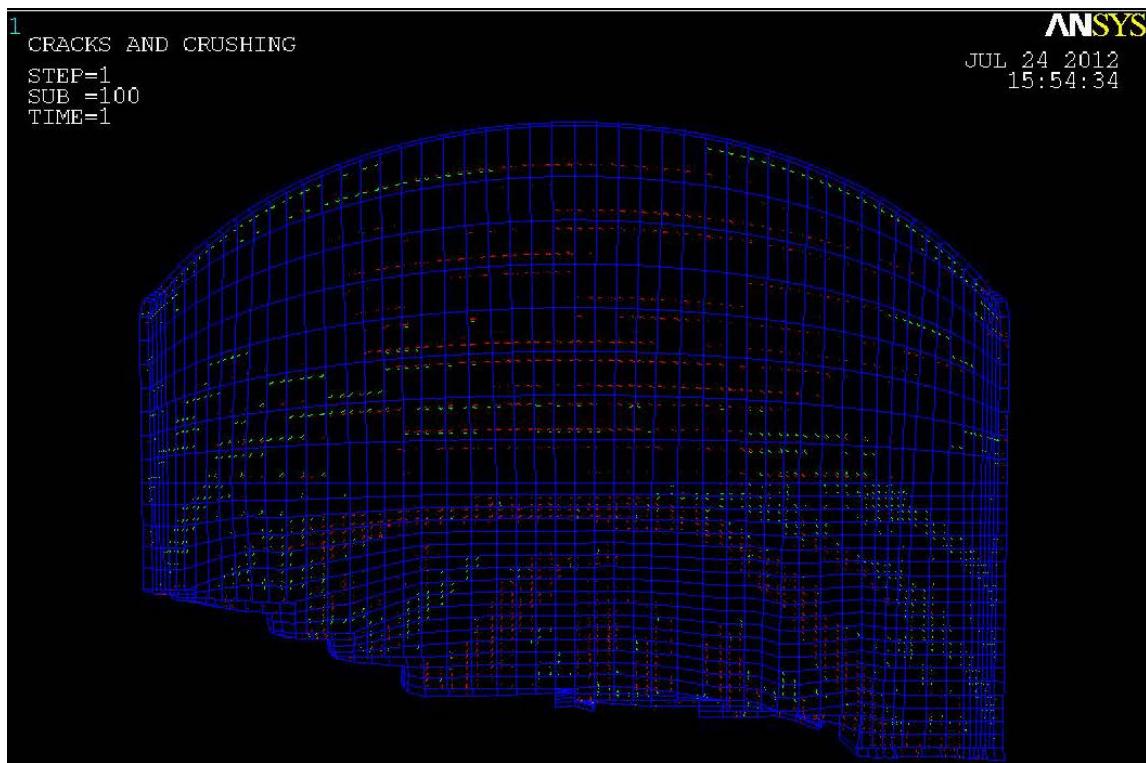


Figure A2. 2 Distribution des fissures sur la 1^{ère} couche de la face aval, SOLID65 avec acier (analyse d), chapitre 4)

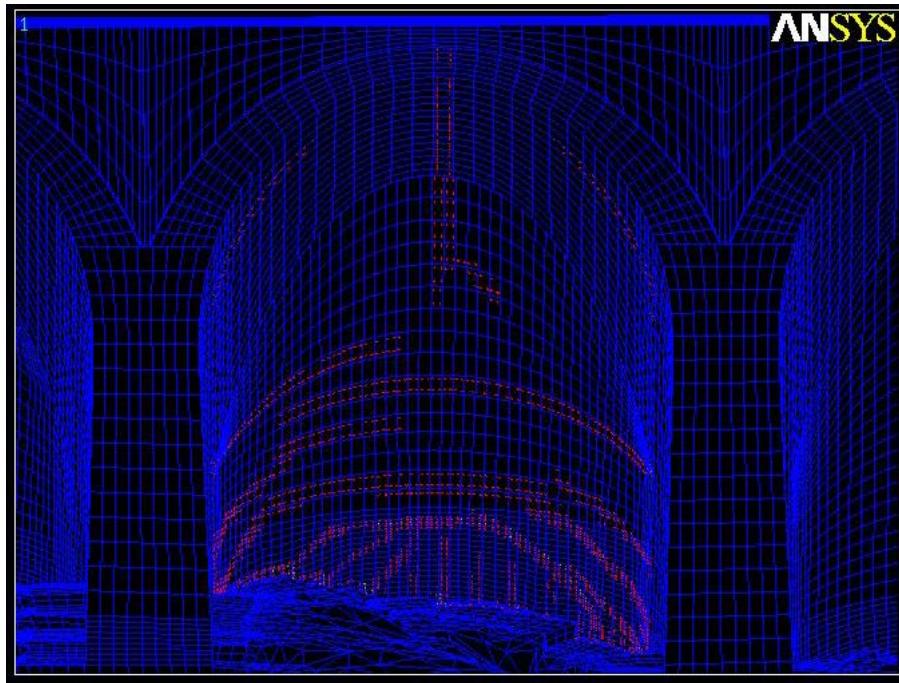


Figure A2. 3 Distribution des fissures sur la face aval du barrage suite à l'analyse c) (SOLID65), vue d'ensemble

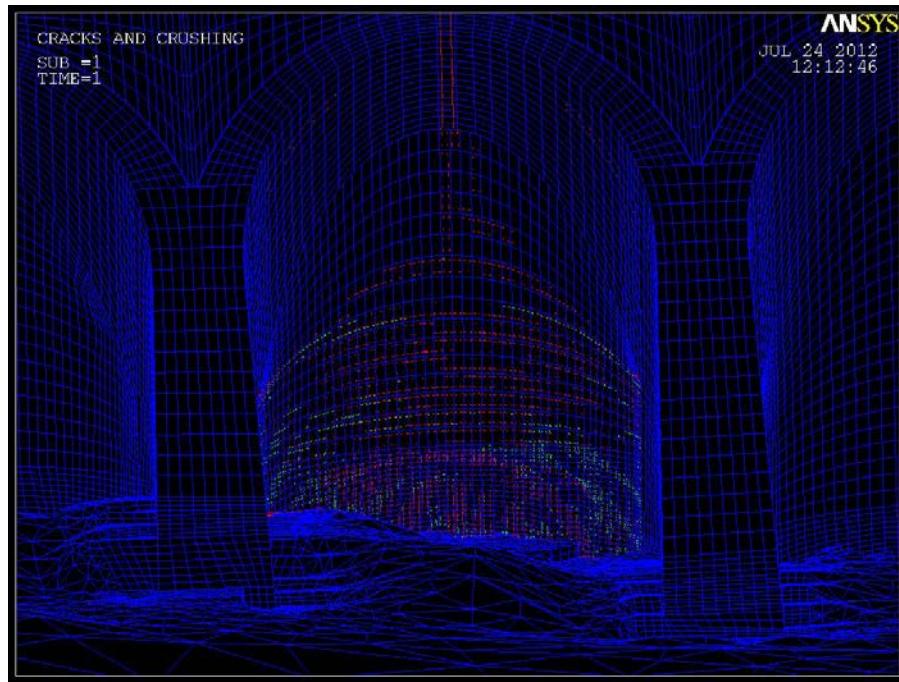
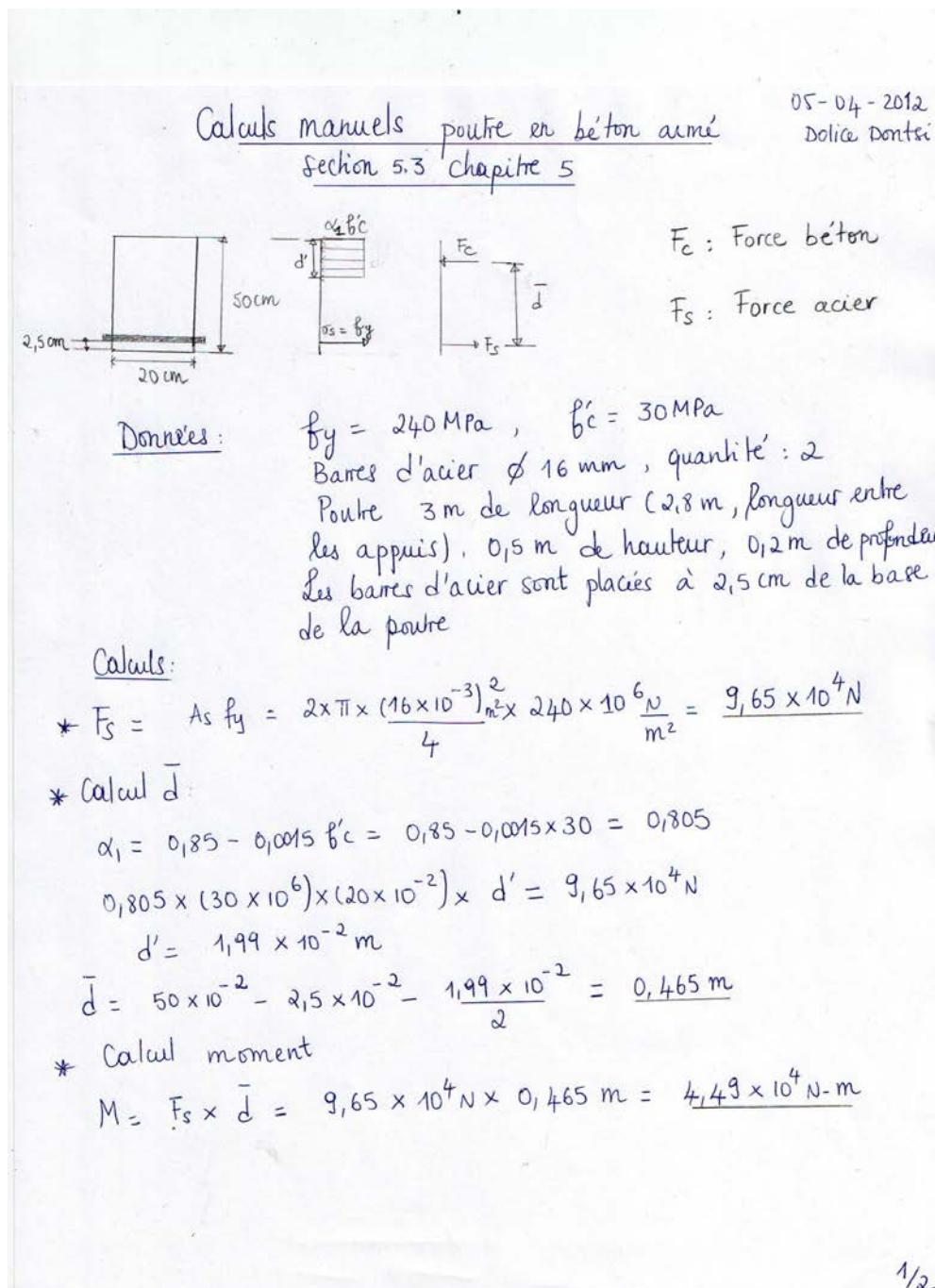


Figure A2. 4 Distribution des fissures sur la face aval du barrage suite à l'analyse d) (SOLID65 avec acier), vue d'ensemble

ANNEXE 3 - Calculs de la force requise pour atteindre la limite élastique de l'acier, poutre section 5.3, chapitre 5

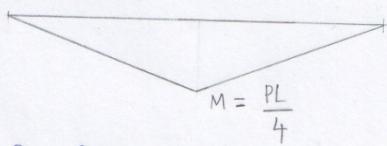
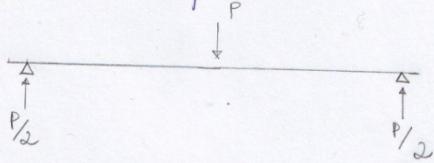
Cette annexe présente les calculs manuels effectués pour déterminer la force maximale nécessaire pour atteindre la limite élastique de l'acier présent dans la poutre tirée de la section 5.3, chapitre 5.



05-04-2012
Dolice Dentia

Suite calculs manuels poutre en béton armé
Section 5.3, Chapitre 5

* Représentation de la poutre



* Calcul de la force P requise

$$M = \frac{PL}{4} \Rightarrow P = \frac{4M}{L}$$

$$P = \frac{4 \times 4,49 \times 10^4 \text{ N.m}}{2,8 \text{ m}}$$

$$P = 64142 \text{ N}$$

$P = 64,1 \text{ kN}$

2/2