UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

COUPURES DE BARRAGES EN BÉTON : OBSERVATIONS DE CHANTIER, ANALYSES NUMÉRIQUES ET ÉTUDE EXPÉRIMENTALE.

PATRICE CARON

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLIGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

SEPTEMBRE 2000

© Patrice Caron, 2000

National Library of Canada
Bibliothèque nationale du Canada

Acquisitions and Bibliographic Services
Acquisitions et services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

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

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

0-612-60889-1

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

COUPURES DE BARRAGES EN BÉTON : OBSERVATIONS DE CHANTIER, ANALYSES NUMÉRIQUES ET ÉTUDE EXPÉRIMENTALE.

présenté par : CARON Patrice

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. TINAWI, René, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

Mme NOLLET, Marie-José, Ph.D., membre

Felix qui potuit rerum cognoscere causas

(Virgile 70-19 av. JC)

REMERCIEMENTS

À M. Pierre Léger et M. René Tinawi, professeurs de l'École Polytechnique, pour leur support moral et pédagogique,

À M. Martin Leclerc, Associé de recherche de la Chaire industrielle CRSNG/Hydro-Québec/Alcan sur la sécurité et l'intégrité structurale des barrages en béton, pour son support technique et son aide au laboratoire,

À M. Gérard DeGrange, M. Denis Fortier, M. Patrice Bélanger, M. Rolland Dumontet et aux auxiliaires du laboratoire de Structures de l'École Polytechnique, pour leur aide, leurs conseils et leur enthousiasme,

À M. Mario Veilleux, de Hydro-Québec, pour ses commentaires tout au long de ce projet et pour les informations concernant le barrage La Tuque,

À M. François Couturier, de SNC-Lavalin, pour avoir partagé son expérience de Chute-à-Caron,

À M. Hugues Jobin, du groupe Énergie de Alcan, pour avoir rendu disponibles de précieuses informations concernant le barrage Chute-à-Caron,

Au CRSNG pour la bourse de recherche qui m'a aidé à compléter mes études supérieures,

À la Chaire industrielle CRSNG/Hydro-Québec/Alcan sur la sécurité et l'intégrité structurale des barrages en béton pour avoir rendu ce projet possible.

RÉSUMÉ

De nombreux barrages en béton ont été construits dans la première moitié du 20ième siècle. Âgés de plus de 50 ans, certains d'entre eux souffrent maintenant d'un problème de gonflement du béton. Ce gonflement peut être d'origine hydrique, thermique ou chimique. Ce mémoire porte sur la réhabilitation de barrages souffrant d'un gonflement du béton en introduisant, par sciage transversal, un ou plusieurs joints d'expansion (coupures) le long de l'ouvrage. Cette opération vise à relâcher les contraintes internes et, dans certains cas, permettre l'expansion future du béton. Le gonflement volumétrique d'origine chimique provoqué par la réaction alcalis granulats (RAG) est le principal phénomène à l'origine des décisions de couper des barrages.

Un recensement des cas de coupures de barrages retrouvés dans la littérature démontre la popularité croissante de cette méthode de réhabilitation. La majorité des barrages concernés ont été construits entre 1920 et 1940 et coupés dans les années 1990. Les problèmes que présentent ces ouvrages sont (1) la fissuration, (2) les déplacements cumulés, (3) les infiltrations croissantes et (4) les problèmes d'opération des équipements hydro-mécaniques. Deux études de cas portant sur les barrages-poids Chute-à-Caron et La Tuque, situés au Québec, démontrent la difficulté que représente la prédiction de la fermeture d'une coupure à court et moyen terme. La coupure du barrage Chute-à-Caron, d'une largeur de 15 mm, s'est refermée instantanément de 10 mm et s'est refermée complètement au sommet (15 mm) après 2 ans. La fermeture instantanée prédite était de 4,5 mm et le phénomène de fluage avait été considéré négligeable.

Ce mémoire a pour but principal d'étudier la difficulté que représente la prédiction de la fermeture à court terme d'une coupure (rebond élastique) de même que la fermeture différée engendrée par les phénomènes de fluage et de relaxation des contraintes. Les objectifs de ce mémoire sont (1) d'effectuer la revue des expériences de coupures de barrages afin d'en tirer des leçons, (2) d'obtenir des données expérimentales sur la fermeture d'une coupure dans des prismes de béton comprimés en conditions de laboratoire (3) de valider une méthode de modélisation numérique du comportement à

court et moyen terme d'un élément de béton coupé et (4) de formuler des recommandations quant à la méthodologie à suivre pour la modélisation et le dimensionnement d'une coupure dans un barrage existant.

Une revue des barrages coupés et des techniques utilisées est d'abord présentée suivie des études de cas des barrages Chute-à-Caron et La Tuque respectivement coupés en 1997 et 1993. Par la suite, les modèles constitutifs du béton pertinents à ce projet sont présentés. Une étude expérimentale et numérique de coupures de prismes de béton en conditions de laboratoire est présentée. Finalement, les conclusions et recommandations sont formulées.

La technologie utilisée pour couper les barrages et en assurer l'étanchéité a beaucoup évolué depuis la première expérience (1942). Les premières coupures furent principalement effectuées par forages successifs permettant des ouvertures pouvant atteindre 150 mm. Depuis 1990, la coupure au câble diamanté, d'un diamètre pouvant aller jusqu'à 15 mm, est couramment utilisée.

La théorie pertinente à ce projet est présentée en deux parties, soit (1) les modèles constitutifs permettant de représenter les propriétés élastiques, visco-élastiques, thermiques et chimiques du béton et (2) les techniques permettant l'introduction d'une coupure dans un modèle d'éléments finis. Le modèle constitutif et la procédure de modélisation de la coupure choisis ont été mis en œuvre dans le contexte du logiciel d'éléments finis ANSYS 5.6.

Un programme expérimental a été entrepris sur quatre prismes de béton de 1500 mm x 500 mm x 250 mm. Chaque prisme est axialement comprimé puis la section est partiellement coupée afin d'observer les déformations instantanées et différées du spécimen. Les fermetures élastiques mesurées se situent entre 0.16 mm et 0.36 mm et les fermetures additionnelles mesurées après 28 jours (fermetures différées) sont du même ordre de grandeur. Les variables étudiées sont la profondeur de la coupure (167 mm et 196 mm) et la contrainte initiale appliquée (5.0 MPa et 2.5 MPa) . Des essais de fluage standards sur des cylindres de béton sont entrepris simultanément aux essais de

coupure pour déterminer les propriétés visco-élastiques du béton. Chaque essai de coupure et fluage est d'une durée d'environ 28 jours. Les résultats de ces expériences démontrent qu'une faible augmentation de la profondeur de la coupure (de 29 mm) provoque une augmentation importante de la fermeture (+60%). De plus, les fermetures instantanées et finales obtenues sont proportionnelles à la contrainte initiale appliquée au spécimen.

Une modélisation des essais de coupure par la méthode des éléments finis fut entreprise. Des éléments linéaires élastiques à quatre nœuds sont utilisés pour reproduire le comportement instantané. Les résultats de ces analyses reproduisent la fermeture instantanée au sommet avec une différence moyenne acceptable de -4% (0.02 mm) et un écart type important de 12% (0.03 mm). Les analyses transitoires sont effectuées avec modèle de fluage visco-élastique calibré sur les essais de fluage expérimentaux. Les fermetures finales au sommet obtenues numériquement et expérimentalement présentent une différence moyenne –8.5% (0.05 mm) mais avec un écart type très important de 27% (0.08 mm). Cette grande variation provient principalement des propriétés de fluage utilisées qui ne semblent pas être représentatives des spécimens coupés. Pour ce béton jeune, les déformations de fluage après 28 jours sont du même ordre de grandeur que les déformations élastiques. Une faible imprécision sur les propriétés de fluage entraîne donc une variation importante sur le calcul de la fermeture en fin d'essai.

La réhabilitation à l'aide de coupure de barrages-poids souffrant de gonflement du béton est une méthode efficace pour relâcher localement les contraintes internes provoquées par ce phénomène. Le comportement structural de l'ouvrage est grandement modifié par l'introduction d'une coupure. Par ailleurs, l'efficacité à long terme de l'intervention est directement liée à la largeur de la coupure. Le programme d'essais expérimentaux a démontré que pour estimer correctement la fermeture d'une coupure, on doit avoir une bonne connaissance des contraintes initiales, de la géométrie de la coupure et des propriétés visco-élastiques du béton. Pour un barrage existant, il y a une

grande incertitude sur ces paramètres. La coupure interceptant un réseau de fissures et des joints en favorisant des mouvements très difficiles à appréhender. Afin d'améliorer les prédictions à priori de la fermeture d'une coupure, on pourrait (1) effectuer des essais de mesures de contraintes in situ par surcarottage, (2) instrumenter les déformations à moyen terme de ces ouvertures; et (3) mesurer les propriétés thermiques et visco-élastiques sur les carottes. Si le barrage devait être coupé, les effets des contraintes initiales et à long terme pourraient alors être considérés sur une base rationnelle avec moins d'incertitude que lors de la réalisation de certaines coupures dans le passé.

ABSTRACT

Many concrete dams were built in first half of the 20th century. Now aged more than 50 years, some of these dams are suffering concrete growth. The cause of this swelling can be hydric, thermal or chemical. This thesis is on the rehabilitation of dams suffering from concrete growth by introducing, by transverse sawing, one or several expansion joints (slot-cuts) along the dam. This operation aims to release internal stresses and, in many cases, to absorb future concrete expansion. The chemical swelling induced by the alkali-aggregate reaction (AAR) is the main phenomenon justifying the decision to slot-cut dams.

A litterature review of dams where slot-cut have been introduced demonstrates the increasing popularity of this method. The majority of these dams were built between 1920 and 1940 and cut in the nineties. Some of the observed problems were: (1) concrete cracking, (2) cumulative displacements, (3) increasing seepage, and (4) problems involving hydro-mechanical equipment. Two case studies on Chute-à-Caron and La Tuque gravity dams, located in Quebec, demonstrated the difficulty of predicting short and long term behaviours of cut dams. The Chute-à-Caron dam slot-cut (15 mm wide) closed instantaneously by 10 mm and completely closed at the top after 2 years. The predicted instantaneous closing was 4,5 mm, and creep was considered negligible.

The main purpose of this thesis is to study the difficulty that represents the prediction of the short-term closure of a cut (elastic rebound) and the delayed closure caused by creep and stress relaxation. The objectives of this thesis are: (1) to review dam slot-cut experiences and to learn from theses, (2) to obtain experimental data from the closure of slot-cut compressed concrete specimens in laboratory conditions, (3) to validate a numerical method to reproduce the short and long term behaviours of slot-cut concrete specimens, and (4) to formulate recommendations for analysis and design of cuts in existing dams.

A review of slot-cut dams and techniques that were used to achieve them is first presented followed by Chute-à-Caron and La Tuque dam case studies (respectively cut in 1997 and 1993). Subsequently, concrete constitutive models relevant to this project are presented. A numerical and an experimental study of slot-cut concrete specimens in laboratory conditions is presented. Finally, conclusions and recommendations are formulated.

Technology used to cut dams and to ensure water-tightness has evolved considerably since the first experience (1942). The first cuts were generally undertaken by successive drillings allowing openings that reached 150 mm. Since 1990, the diamond wire cut, of 15 mm maximum diameter, is commonly used.

The theory relevant to this project is presented in two parts: (1) constitutive models available to simulate elastic, visco-elastic, thermal and chemical properties of concrete, and (2) techniques used to introduce a cut in a finite element model (FEM). The constitutive model and analysis procedure has been adapted for the ANSYS 5.6 finite element software.

An experimental program was undertaken on four 1500 mm x 500 mm x 250 mm concrete specimens. Each specimen was axially compressed, the section was partially cut then instantaneous and delayed deformations of the specimen were observed. Measured elastic closures were between 0.16 mm and 0.36 mm, and additional closures measured after 28 days (delayed closure) were similar in magnitude. The studied variables were the cut depth (167 mm and 196 mm) and applied initial stress (5.0 MPa and 2.5 MPa). Standard concrete cylinder creep tests were undertaken simultaneously to slot-cut tests to estimate visco-elastic properties of concrete. Each slot-cut and creep test lasted approximately 28 days. Results from these experiments demonstrated that a small increase of cut depth (of 29 mm) induce an important increase of the closure (+60%). Moreover, the final and instantaneous closure are proportional to the applied initial stress.

Numerical analyses of slot-cut tests were undertaken using the finite element method. Elastic linear four node elements were used to reproduce the instantaneous behaviour. Results from these analyses reproduced the instantaneous closure at the top with an acceptable average difference of -4% (0.02 mm) but and an important standard deviation of 12% (0.03 mm). Transient analyses were undertaken with a visco-elastic creep model calibrated from experimental creep tests. Numerically and experimentally obtained final closure at the top present an average difference of -8.5% (0.05 mm) but with a significant standard deviation of 27% (0.08 mm). This important variation mainly comes from the used creep properties that do not seem to be representative of cut specimens. For this young concrete, creep deformations after 28 days are of similar magnitude to elastic deformations. Therefore, a small inaccuracy in creep parameters result in an important variation in computed final closure.

Rehabilitation of gravity dams suffering from concrete swelling by slot-cutting is an efficient method to locally release internal stresses. The structural behaviour of a dam is greatly affected by the introduction of a cut. Furthermore, the long term efficiency of the intervention is directly linked to the width of the cut. The experimental program has demonstrated that, to estimate correctly the closure of a cut, one needs to have a good knowledge of initial stresses, geometry of the cut, and visco-elastics properties of concrete. For an existing dam, there is a great uncertainty in these parameters. The cut intercepting cracks and joint induce movements that are very difficult to predict. So, as to improve slot closure predictions, it would be interesting (1) to undertake in situ stress measurements by means of the over-coring technique, (2) to monitor long term deformations of these openings and (3) to measure thermal and visco-elastics properties of concrete on the recovered cores. If the dam should be cut, initial and long term stress effects on closure could be evaluated on a more rational basis with less uncertainty than for some past slot-cuts.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE ..... **IV**

REMERCIEMENTS ..... **V**

RÉSUMÉ ..... **VI**

ABSTRACT ..... **X**

TABLE DES MATIÈRES ..... **XIII**

LISTE DES TABLEAUX ..... **XVIII**

LISTE DES FIGURES ..... **XIX**

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS ..... **XXIII**

LISTE DES ANNEXES ..... **XXX**

AVANT-PROPOS ..... **XXXI**

CHAPITRE 1 INTRODUCTION **1**

1.1 Problématique 1

1.2 Objectifs 7

1.3 Méthodologie 7

1.4 Organisation du mémoire 9

CHAPITRE 2 REVUE DES BARRAGES EN BÉTON RÉHABILITÉS À L'AIDE DE COUPURES ET ÉTUDE COMPLÉMENTAIRE **11**

2.1 Introduction 11

2.2 Modifications du comportement apportées par la coupure 11

2.2.1 Contraintes de compression axiale 12

2.2.2 Contraintes de compression verticale 13

2.2.3 Contraintes de cisaillement 14

2.3 Synthèse des cas de coupures de barrages de béton 14
2.3.1 Premier barrage coupé 15
2.3.2 Alternatives et méthodes complémentaires 16
2.3.3 Recensement des cas de coupures 18
2.3.4 Technologie de coupure 21
2.3.5 Instrumentation et auscultation 27
2.3.6 Problèmes à l'origine de la décision de couper 27
2.3.7 Méthodes d'analyse numérique 36
2.4 Coupure du barrage Chute-à-Caron 41
2.4.1 Apparition du problème 43
2.4.2 Évaluation du problème 43
2.4.3 Méthode d'intervention 45
2.4.4 Comportement à court terme 47
2.4.5 Comportement à moyen terme 48
2.5 Coupure du barrage La Tuque 54
2.5.1 Apparition du problème 56
2.5.2 Évaluation du problème 57
2.5.3 Méthode d'intervention 58
2.5.4 Comportement à court terme 59
2.5.5 Comportement à moyen terme 59
2.6 Étude du béton d'un barrage affecté par la RAG 61
2.7 Conclusion 63

CHAPITRE 3 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DES BARRAGES COUPÉS 65
3.1 Introduction 65
3.2 Modèles constitutifs et simulations numériques 66
3.2.1 Propriétés élastiques 66
3.2.2 Fluage, relaxation et vieillissement 68

3.2.3 Phénomènes thermiques 79
3.2.4 Réaction Alcalis Granulats 84
3.3 Conditions initiales 95
3.4 Introduction d'une coupure 96
3.4.1 Réponse à court terme (rebond élastique) 100
3.4.2 Réponse à long terme (régime transitoire) 100
3.5 Synthèse et conclusion 102

CHAPITRE 4 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET NUMÉRIQUE D'UNE COUPURE SUR DES PRISMES DE BÉTON 105

4.1 Introduction 105
4.1.1 Essais de coupures sur des prismes de béton 106
4.1.2 Analyse du comportement des spécimens coupés 107
4.2 Objectifs 108
4.3 Programme d'essais 108
4.4 Description des spécimens 109
4.4.1 Dimensions géométriques 109
4.4.2 Mélange de béton et caractéristiques mécaniques 111
4.4.3 Construction des spécimens 112
4.5 Montage expérimental 114
4.5.1 Méthode de chargement 114
4.5.2 Conception et fabrication du montage 117
4.5.3 Instrumentation des spécimens 119
4.5.4 Méthode de coupure 124
4.5.5 Essais de chargement sur spécimen coupé 125
4.5.6 Essais de fluage 126
4.6 Procédure d'essai 127
4.6.1 Essai préliminaire 129
4.6.2 Préparation du montage 130

4.6.3 Chargement du spécimen 131
4.6.4 Coupure du spécimen 133
4.6.5 Prise de mesures 135
4.7 Résultats expérimentaux 136
4.7.1 Déformation à court terme d'un spécimen coupé 136
4.7.2 Déformation à moyen terme d'un spécimen coupé 142
4.7.3 Essais de fluage 145
4.7.4 Discussion 147
4.8 Modélisation numérique, réponse à court terme 147
4.8.1 Estimation du comportement élastique par calculs simples 148
4.8.2 Principe de transfert des contraintes 157
4.8.3 Description du modèle élastique 159
4.8.4 Calibration du modèle 160
4.8.5 Résultats des analyses élastiques 161
4.8.6 Discussion 164
4.9 Modélisation numérique, réponse à moyen terme 165
4.9.1 Fluage, relaxation et retrait 165
4.9.2 Méthodologie d'analyse 171
4.9.3 Résultats 176
4.9.4 Discussion 180
4.10 Conclusion 185

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 186
5.1 Introduction 186
5.2 Sommaire et conclusions 187
5.2.1 Observations in situ 187
5.2.2 Modélisation d'une coupure et prédiction de la fermeture 192
5.2.3 Étude expérimentale et numérique d'une coupure 193
5.2.4 Méthodologie d'analyse et de dimensionnement d'une coupure. 195

5.3 Recommandations pour la poursuite des études 204

RÉFÉRENCES.....**208**

ANNEXES.....**217**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Répercussions potentielles de la coupure d'un barrage 12
Tableau 2.2 Principaux travaux effectués à Santeetlah avant 1967 16
Tableau 2.3 Liste des cas de coupures de barrage 20
Tableau 2.4 Informations générales, Chute-à-Caron 42
Tableau 2.5 Informations générales, La Tuque 55
Tableau 3.1 Méthodes d'insertion d'une coupure dans un MEF 96
Tableau 4.1 Programme expérimental 109
Tableau 4.2 Propriétés du mélange de béton 111
Tableau 4.3 Propriétés moyennes du béton plastique 112
Tableau 4.4 Propriétés du béton durci 112
Tableau 4.5 Calcul du volume de béton pour une coulée 113
Tableau 4.6 Identification des instruments 121
Tableau 4.7 Calcul du moment M_{eq} induit par la coupure 138
Tableau 4.8 Augmentation de la fermeture de la coupure 143
Tableau 4.9 Taux de fluage (ASTM) 147
Tableau 4.10 Contraintes sur la section coupée 149
Tableau 4.11 Calcul de la flèche 151
Tableau 4.12 Fermeture au sommet 162
Tableau 4.13 Contraintes à la fibre supérieure du spécimen 164
Tableau 4.14 Paramètres des modèles de fluage (Ross) 168
Tableau 4.15 Variation thermique équivalente au retrait 171
Tableau 4.16 Analyses préliminaires sur ANSYS 174
Tableau 4.17 Augmentation de la fermeture 180
Tableau 4.18 Erreur sur les principales mesures 184
Tableau 5.1 Avantages des méthodes d'analyses 196
Tableau 5.2 Facteurs d'incertitudes des paramètres d'entrée 202

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Propriétés d'un ouvrage coupé 2
Figure 1.2 Sollicitation d'un point quelconque d'un barrage 4
Figure 1.3 Processus de réhabilitation de barrages à l'aide de coupure(s) 6
Figure 1.4 Coupure d'un prisme de béton au câble diamanté 8
Figure 1.5 Organisation des chapitres du mémoire 9
Figure 2.1 Champ de contraintes typique avant et après coupure 13
Figure 2.2 Barrage Santeetlah 15
Figure 2.3 Barrage Mullardoch 17
Figure 2.4 Distribution historique des barrages coupés 21
Figure 2.5 Système d'étanchéité, Chute-à-Caron, Alcan 22
Figure 2.6 Système d'étanchéité, La Tuque, Hydro-Québec 23
Figure 2.7 Système d'étanchéité, Mactaquac, NB Power 24
Figure 2.8 Progression de coupures au câble diamanté 26
Figure 2.9 Équipement pour coupure aux trépans multiples 26
Figure 2.10 Barrage Chambon, France 30
Figure 2.11 Barrage Chambon, déplacements RG/RD 31
Figure 2.12 Barrage Hiwassee, changement de section 32
Figure 2.13 Barrage Hiwassee, coupures 33
Figure 2.14 Coupures entre deux groupes d'une centrale 35
Figure 2.15 ε'_{RAG} 38
Figure 2.16 Barrage Chute-à-Caron 42
Figure 2.17 Infiltrations mesurées à la jonction 43
Figure 2.18 Déformée des plots 12 à 14 44
Figure 2.19 Effet de l'insertion de coupure(s) sur la poussée axiale 46
Figure 2.20 Coupure, barrage Chute-à-Caron 47
Figure 2.21 Comportement après coupure 50
Figure 2.22 Estimation de l'instant de la fermeture complète 51

Figure 2.23 Autres sources de déplacements 54
Figure 2.24 Barrage La Tuque 55
Figure 2.25 Discontinuités dans la zone de la jonction PE-BPRG 56
Figure 2.26 Vue amont du modèle détaillé, barrage La Tuque 58
Figure 2.27 Pendules inversés et fissuromètres, barrage La Tuque 60
Figure 2.28 Étude du potentiel de RAG, Saunders 62
Figure 3.1 Relation contrainte-déformation du béton 67
Figure 3.2 Comportement visco-élastique du béton 69
Figure 3.3 Phases du fluage 69
Figure 3.4 Principe de superposition des déformations de fluage 71
Figure 3.5 Coefficient de vieillissement (χ) 73
Figure 3.6 Modèle de Burgers 75
Figure 3.7 Analyse de transfert de chaleur d'un barrage 83
Figure 3.8 Historique, analyse thermique, Chute-à-Caron 84
Figure 3.9 Facteur d'influence du gonflement dû à la RAG 85
Figure 3.10 Facteur de fluage *vs* endommagement 90
Figure 3.11 Demi-plot d'un barrage coupé 92
Figure 3.12 Méthode du transfert de contraintes 98
Figure 3.13 Éléments de contact pour modéliser une coupure 99
Figure 3.14 Couplage cinématique, rigidité de l'élément axial 100
Figure 4.1 Comportement d'un spécimen coupé 106
Figure 4.2 Dimensions d'un spécimen 110
Figure 4.3 Coffrages préliminaires 113
Figure 4.4 Spécimens et cylindres 114
Figure 4.5 Modes de chargement 115
Figure 4.6 Principe de chargement 117
Figure 4.7 Schéma descriptif du montage 118
Figure 4.8 Pièces du montage 119
Figure 4.9 Paramètres à mesurer 120

Figure 4.10 Instrumentation des spécimens 121
Figure 4.11 Jauges d'extensométrie et points *Demec* 122
Figure 4.12 Déflectomètres à cadran 123
Figure 4.13 Procédure d'essai 128
Figure 4.14 Coulis de jonction 131
Figure 4.15 opération de coupure 133
Figure 4.16 Système d'entraînement du câble diamanté 134
Figure 4.17 Câble diamanté 135
Figure 4.18 Spécimen et cellule de fluage 136
Figure 4.19 Résultats expérimentaux, rebond élastique 141
Figure 4.20 Résultats à moyen terme 144
Figure 4.21 Résultats, essais de fluage 146
Figure 4.22 Limitation de la théorie de poutre 150
Figure 4.23 Analogie d'un élément encastré à la base 152
Figure 4.24 Expansion d'un spécimen encastré à sa base 154
Figure 4.25 Longueur de la zone d'Influence 155
Figure 4.26 Calcul simplifié de la fermeture 156
Figure 4.27 Exemple simplifié, modélisation d'une coupure 157
Figure 4.28 Procédure, méthode directe (élément 3 retiré) 158
Figure 4.29 Procédure, méthode de superposition 158
Figure 4.30 Maillage d'éléments finis, SAP2000N 159
Figure 4.31 Résultats rebond élastique, M.E.F. 163
Figure 4.32 Modèles de fluage étudiés 167
Figure 4.33 Régression, modèles visco-élastiques, essai 1 169
Figure 4.34 Retrait, cylindres témoins, essai 2 170
Figure 4.35 Résultats, analyses transitoires 179
Figure 4.36 Pente du retrait vs Âge du béton au chargement 182
Figure 5.1 Modélisation d'une coupure 195
Figure 5.2 Dimensionnement et discontinuités géométriques 200

Figure 5.3 Fermeture.....204
Figure 5.4 Chargement avec réactions verticales.....206

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

Symbole grec	***Paramètres***
α	Coefficient d'expansion thermique
β	Constante du béton sain (Pantazopoulou et al.)
$\beta(f_{cm})$	Facteur d'intensité du fluage (CEB-FIP)
$\beta(t_0)$	Facteur de maturité du béton (CEB-FIP)
χ	Coefficient de vieillissement
Δ	Variation de ...
$\Delta\sigma_R$	Contrainte relâchée (relaxation)
δ_0, δ_e	Fermeture initiale, élastique
$\delta_{A,\,B}$	Déplacement au point A, B
$\delta_{E,\,E1,\,E2,\,...}$	Fermeture élastique, essai 1, essai 2, etc.
δ_{max}	Fermeture maximale
δ^T	Delta de Kronecker (0 ou 1)
ε	Déformation unitaire
$\varepsilon_{cr,\,sh,\,RAG,\,hyd,\,mec,\,th}$	Déformation de fluage, de retrait (*shrinkage*), de RAG, hydrique, mécanique, thermique
$\varepsilon_{\perp,\,//}$	Déformation perpendiculaire, tangente
ε_0	Déformation initiale (au temps t=0)
ε_A^{RAG}	Expansion de la section due à la RAG (Pantazopoulou et al.)
ε_A^{T}	Expansion totale de la section (Pantazopoulou et al.)
ε^{max}_{vol}	Expansion volumique maximale (RAG)
ε_{tot}	Déformation totale
$\varepsilon_{x,\,y,\,z}$	Déformation dans la direction x, y, z
ε'	Taux de déformation ($d\varepsilon/dt$)
$\varepsilon'_{cr,\,RAG}$	Taux de déformation du au fluage, dû à la RAG
ϕ	Coefficient de fluage, courbure, cohésion (joint)

Symbole grec	***Paramètres***
ϕ_{HR}	Coefficient de fluage dû à l'humidité (CEB-FIP)
ϕ_{ult}	Coefficient de fluage ultime
Φ	Fonction de fluage
$\gamma_{E,\ \phi,\ TH,\ RAG}$	Facteur d'incertitude des paramètres élastiques, de fluage, thermiques, de RAG.
$\mu\varepsilon$	Micro déformation unitaire (10^{-6} m/m)
η	Viscosité
π	Constante pi (ratio circonférence/diamètre, $\pi \cong 3.14159265359$)
θ	Angle
ρ	Densité
σ	Contrainte de traction (+) ou de compression (-)
σ_0	Contrainte initiale (au temps t=0)
$\sigma_{A,\ B,\ C\ ...}$	Contrainte au point A, B, C, etc.
$\sigma_{av,\ ap}$	Contrainte avant coupure, après coupure
σ_{c0}	Contrainte critique de confinement de la RAG
$\sigma_{min,\ max}$	Contrainte minimale, maximale
$\sigma_{x,\ y,\ z}$	Contrainte dans la direction x, y, z
τ	Contrainte de cisaillement; Temps (variable de convolution)
υ	Coefficient de Poisson
Ω	Ohm (résistance électrique)

Symbole latin	***Paramètres***
A	Amplitude; Aire de la section
$A_0,\ k_0,\ m$	Constantes du matériau (RAG)
$A_1,\ A_2,\ A_3$	Constantes du matériel
$A_{c,\ s}$	Aire de la section de béton, d'acier (*steel*)
b	Fermeture initiale; Base

Symbole latin	***Paramètres***
B_1, B_2	Constantes du matériel
c	Distance de l'axe neutre; Cohésion (joint)
$[C]$	Matrice de capacité thermique
C_f	Facteur de fluage
CL	Ligne centrale (Center Line)
C_s	Taux de fluage (ANSYS)
$CTMR$	Règle de combinaison des coefficients $F_{C,\,T,\,M,\,R}$
d	Phase
D, G	Droite, Gauche
D_m	Déplacement dans la direction m
e	Base du logarithme naturel (e ≅ 2.71828182846)
$e,\ e_{min}$	Espacement, espacent minimal (entre coupures)
$E_{eff.\,sou}$	Module d'élasticité efficace, soutenu
E_a	Énergie d'activation
$E_{c,\,r}$	Module d'élasticité du béton, de la fondation
Ec_0	Module d'élasticité initial du béton (au temps t=0)
$Ec_{s,\,t}$	Module d'élasticité sécant du béton, tangent
f	Fréquence; force
$F(k)$	Taux de fluage (ASTM)
F	Force
f'_c	Résistance ultime en compression du béton
$F_{av,\,ap,\,h,\,b}$	Force avant, après, haut, bas
$F_{C,\,T,\,M,\,R}$	Coefficient d'expansion normalisé confinement, température, humidité (moisture), réactivité
f_t	Résistance ultime en traction du béton
G	Module de cisaillement
g	Ouverture (gap)
$g_{t,\,p,\,h,\,c}$	Facteur de température, porosité, humidité, compression (RAG)

Symbole latin	***Paramètres***
h	Hauteur, Épaisseur équivalente (fluage)
h_c	Hauteur de la coupure
h_r	Niveau de la retenue
HR, RH	Humidité relative (*Relative humidity*)
I	Inertie de la section
i, j	Nœud i, j d'un élément
k	Conductivité thermique, Facteur de surface exposée (CPCI)
$[K]$	Matrice de conductivité thermique
$k_{n,s}$	Rigidité normale, cisaillement (*shear*)
L, L_i	Longueur, longueur de la zone d'influence
ln	Logarithme naturel ($\log_e$)
m	Pente de la droite
M, M_{eq}	Moment; moment équivalent
N	Nord; Force axiale
P	Phase
P	Force axiale
P_{RAG}	Potentiel de gonflement dû à la RAG
$\{Q_{(t)}\}$	Vecteur de flux thermique
$\{Q_{(t)}\}_{e,c,r,i}$	Flux thermique externe, de convection, de radiation, interne
r	Coefficient de relaxation
R	Fonction de relaxation
R	Constante des gaz parfaits
R^2	Coefficient de régression
t	Temps
T	Température
t'	Temps d'activation thermique (RAG)
T'	Flux de température
T_0	Température d'activation du matériau (RAG)

Symbole latin	***Paramètres***
t_c	Temps à l'introduction de la coupure
T_c	Temps à la fin de la coupure
t_i	Temps au chargement initial
t_p	Temps de saturation des pores (RAG)
u	Périmètre exposé (fluage)
V, V_{max}	Cisaillement; cisaillement maximal
w	Poids volumique
x, y, z	Direction x, y, z

Abréviation	***Paramètres***
"	Pouce (longueur =25.4 mm)
%	Pourcentage
°	Degré (angle)
°C	Degré Celcius (température)
@	À intervalle de …
2D	Bidimensionnel
3D	Tridimensionnel
A.N.	Axe Neutre
ACNOR	Association Canadienne de NORmalisation
et al.	Et collègues
ASTM	*American Society for Testing and Materials*
Augm.	Augmentation
BPRD	Barrage-poids rive droite
BPRG	Barrage-poids rive gauche
C.D.	Câble diamanté
C.H.	Câble hélicoïdal
C1, C2, C3, …	Coupure 1, 2, 3, etc.
CEB-FIP	Conseil Européen du Béton

Abréviation	***Paramètres***
CIGB	Commission internationale des grands barrages (*ICOLD*)
cm	Centimètre (longueur, 10^{-2} m)
Coeff.	Coefficient
CPCI	Canadian Precast Concrete Institute
CPV	Chlorure de Poly Vinyle (*PVC*)
CRSNG	Conseil de recherche en sciences naturelles et génie (Canada)
DDL	Degré de liberté (MEF)
Dia.	Diamètre
E/C	Rapport d'eau sur ciment
EDF	Électricité de France
El.	Élévation
eq.	Équivalent
ER	Enrochement-*Rockfill*
Ex.	Exemple
Exp	Fonction exponentielle e^x
F.S.	Forages successifs
GPa	Giga Pascal (pression, 10^9 N/m^2)
GUI	*Graphical User Interface*
H.R.	Humidité relative
HP9000	Système d'acquisition HP 9000
ICOLD	*International Comittee on Large Dams* (CIGB)
inc.	Incorporé
Iso	Isotrope
JA	Jauge acier
JB	Jauge béton
Jrs	Jours
kg	Kilo gramme (masse, 10^3 g)
kN	Kilo Newton (Force, 10^3 kg·m/s^2)

Abréviation	***Paramètres***
l	Litre (volume, 10^{-3} m^3)
lté	Limité
LVDT	*Linear Variation Data Transducer*
m	Mètre (longueur)
MEF	Méthode des éléments finis, modèle d'éléments finis
min	Minute (temps)
mm	Millimètre (longueur, 10^{-3} m)
mod.	Modulé
MPa	Méga Pascals (Pression, 10^6 N/m^2)
N B Power	*New Brunswick Power*
no.	Numéro
P1, P2	Pendule 1, 2
P1, P2, P3, ...	Prisme 1, 2, 3, etc.
PE	Prise d'eau
PG	Poids-*Gravity*
po	Pouce (longueur = 25,4 mm)
RAG	Réaction alcalis-granulats
RD	Rive droite
RG	Rive gauche
Riv.	Rivière
S.C.	Scie circulaire
TE	Terre-*Earth*
TVA	*Tennessee Valley Authority*
TYP.	Typique
Uni	Uniforme
VA	Voûte-*Arch*
Vs	Versus (en fonction de)

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 Modèle de fluage, CEB-FIP 1990 (Exemple) 217
ANNEXE 2 Propriétés du béton 220
ANNEXE 3 fabrication du montage 223
ANNEXE 4 Exemples, calculs simplifiés 229
ANNEXE 5 Zone d'influence de la coupure 233
ANNEXE 6 Résultats détaillés, fluage et retrait 235
ANNEXE 7 Exemples de fichier d'entrée, ANSYS 241

AVANT-PROPOS

Le travail effectué dans le cadre de ce mémoire de maîtrise s'inscrit dans la suite des travaux de recherche de la *Chaire industrielle CRSNG/Hydro-Québec/Alcan sur la sécurité et l'intégrité structurale des barrages en béton* de l'École Polythechnique de Montréal. Depuis 1992, chercheurs et étudiants ont publié de nombreux articles scientifiques dans le domaine de l'analyse et de la réfection des barrages en béton[1]. Le but du présent ouvrage n'est pas de répondre à toutes les questions concernant les coupures mais bien de faire le survol des expériences passées et des connaissances actuelles en la matière et d'apporter de nouvelles données afin d'améliorer la compréhension du comportement des ouvrages coupés dans le futur.

---

[1] Sous la direction des professeurs Pierre Léger et René Tinawi

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Problématique

En Amérique du Nord, de nombreux barrages en béton furent construits dans la première moitié du 20ième siècle. Cette période coïncide donc avec un perfectionnement des critères de conception et des techniques de construction des barrages en béton. À titre d'exemple, avant 1930, la réaction alcalis granulats[2] (RAG) n'était pas un phénomène connu. Ce n'est qu'à partir de 1940 que des précautions ont été prises pour s'assurer que la RAG n'affecte pas le béton des barrages.

Au tournant du 21ième siècle plusieurs de ces barrages sont âgés de plus de 50 ans et souffrent de vieillissement. Ils doivent être réhabilités afin d'en prolonger la vie utile ou, dans certains cas, reconstruits.

Ce mémoire porte sur l'introduction de coupures permettant de réhabiliter certains de ces ouvrages qui souffrent d'un problème de gonflement du béton. Un gain d'intérêt pour les coupures de barrages a été remarqué ces dernières années, mais nous verrons qu'elles suscitent toujours une certaine controverse.

La réhabilitation de barrages en béton à l'aide de coupures vise à insérer un joint de dilatation longitudinal dans la masse de béton. Cette opération permet de relâcher des contraintes longitudinales existantes et de procurer un joint de dilatation pour l'expansion future. Ce gonflement peut être de diverses sources : (1) chimique, (2) thermique et (3) hydrique. La perte d'efficacité des joints d'expansion existants par colmatage (par des particules fines ou des minéraux) peut avoir des conséquences similaires au gonflement et motiver une coupure.

---

[2] Le phénomène de la réaction alcalis granulats (RAG) sera expliqué au 0.

Le gonflement d'origine chimique est le principal phénomène à l'origine des décisions de couper des barrages. La réaction alcalis granulats (RAG) affecte de nombreux ouvrages de béton construits au début du 20ième siècle. Elle consiste en une réaction, en présence d'humidité, des alcalis du ciment avec certains types de granulats. Les produits de cette réaction saturent les pores du béton et en provoquent l'expansion et l'endommagement. L'accumulation des déformations provenant du gonflement du béton peut amener, dans certains cas, des désordres structuraux nécessitant une intervention. De plus, les cycles d'expansion thermique saisonniers sont souvent un élément amplificateur des problèmes provenant de la RAG. Trois catégories de méthodes de réhabilitation sont envisageables : (1) les méthodes visant à régler le problème à la source, (2) les méthodes modifiant le comportement structural et (3) les méthodes visant à remédier localement aux symptômes.

La Figure 1.1 présente un tronçon de barrage pour lequel une réhabilitation par coupure(s) est étudiée. Les concepteurs doivent recueillir de nombreuses informations concernant la géométrie, les matériaux, le chargement et l'instrumentation. Par la suite, des analyses poussées effectuées à l'aide de modèles d'éléments finis permettent de déterminer les paramètres de coupure(s) : (1) Nombre, (2) Largeur(s), (3) Profondeur(s) et (4) emplacement(s).

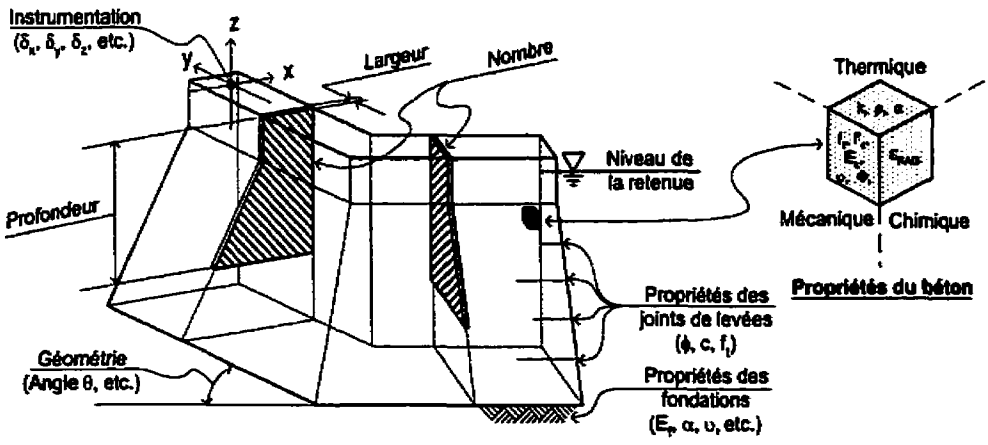


Figure 1.1 Propriétés d'un ouvrage coupé

La Figure 1.2 illustre la sollicitation d'un point quelconque d'un barrage-poids en béton. La fiabilité des prédictions des déformations, contraintes et déplacements d'un ouvrage hydraulique repose sur une bonne connaissance des propriétés du matériau (a, b, c) et de la sollicitation que subit la structure (d, e). Les concepteurs sont face à une situation où le maximum d'information doit être obtenu et ce généralement avec un minimum de ressources disponibles. Nous verrons dans les études de cas présentées au Chapitre 2 que la fiabilité de la prédiction du comportement à court et long terme d'un ouvrage coupé n'est pas garantie.

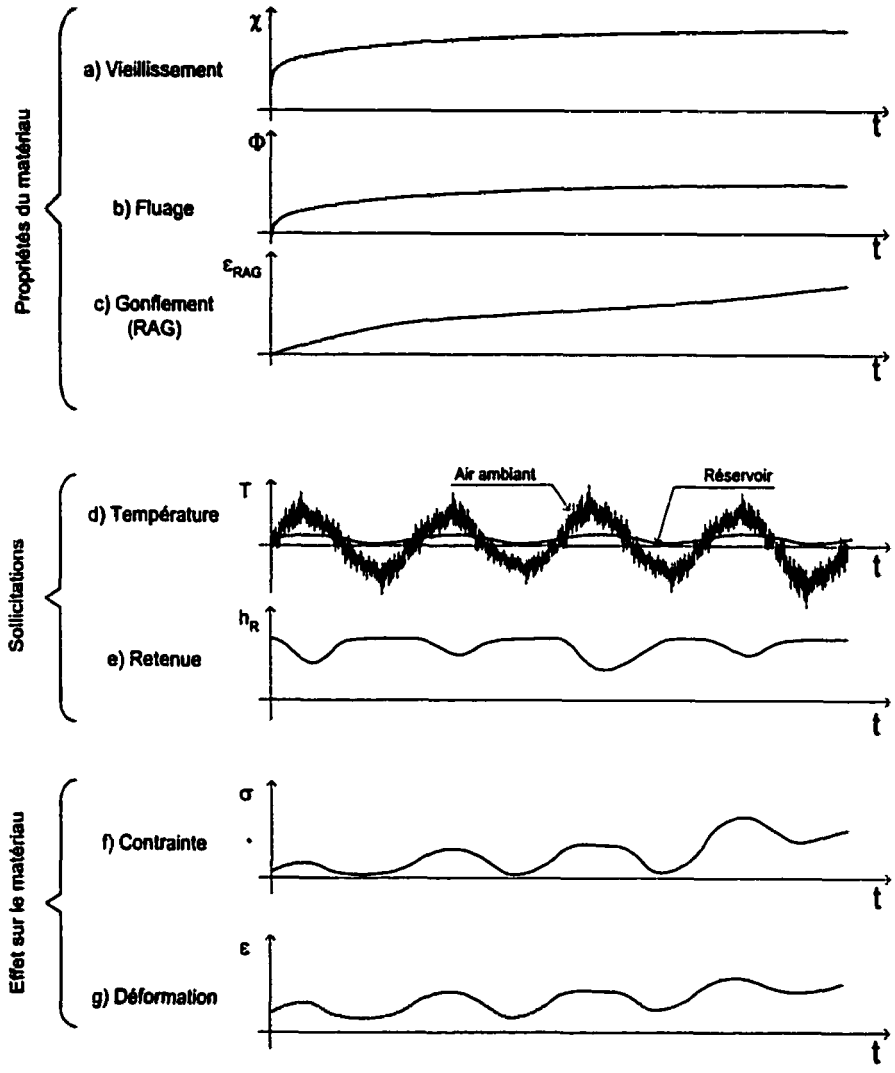


Figure 1.2 Sollicitation d'un point quelconque d'un barrage

Depuis le début des années 1990, la réfection de barrages-poids en béton à l'aide de coupure(s) a été fréquemment considérée dans des études de réhabilitation, particulièrement pour les ouvrages souffrant de la RAG. Nous verrons au Chapitre 2 que plusieurs barrages ont été réhabilités par cette technique. Cependant, l'utilisation de cette technique demeure controversée pour différentes raisons : (1) Elle constitue une modification importante du comportement structural. L'alternative de travaux mineurs visant à remédier localement à l'endommagement est souvent préférée. (2) Elle ne règle pas le problème de RAG à la source. Aucune méthode n'est présentement disponible

pour interrompre la RAG dans un ouvrage de béton de masse. (3) Les déformations d'un ouvrage poids souffrant de gonflement demeurent généralement négligeables en considération de la taille de l'ouvrage. (4) L'apparition de fissures ne compromet pas la sécurité pour un ouvrage dont la stabilité repose principalement sur des contraintes de compression.

La Figure 1.3 illustre le processus de réhabilitation d'un ouvrage à l'aide de coupures :

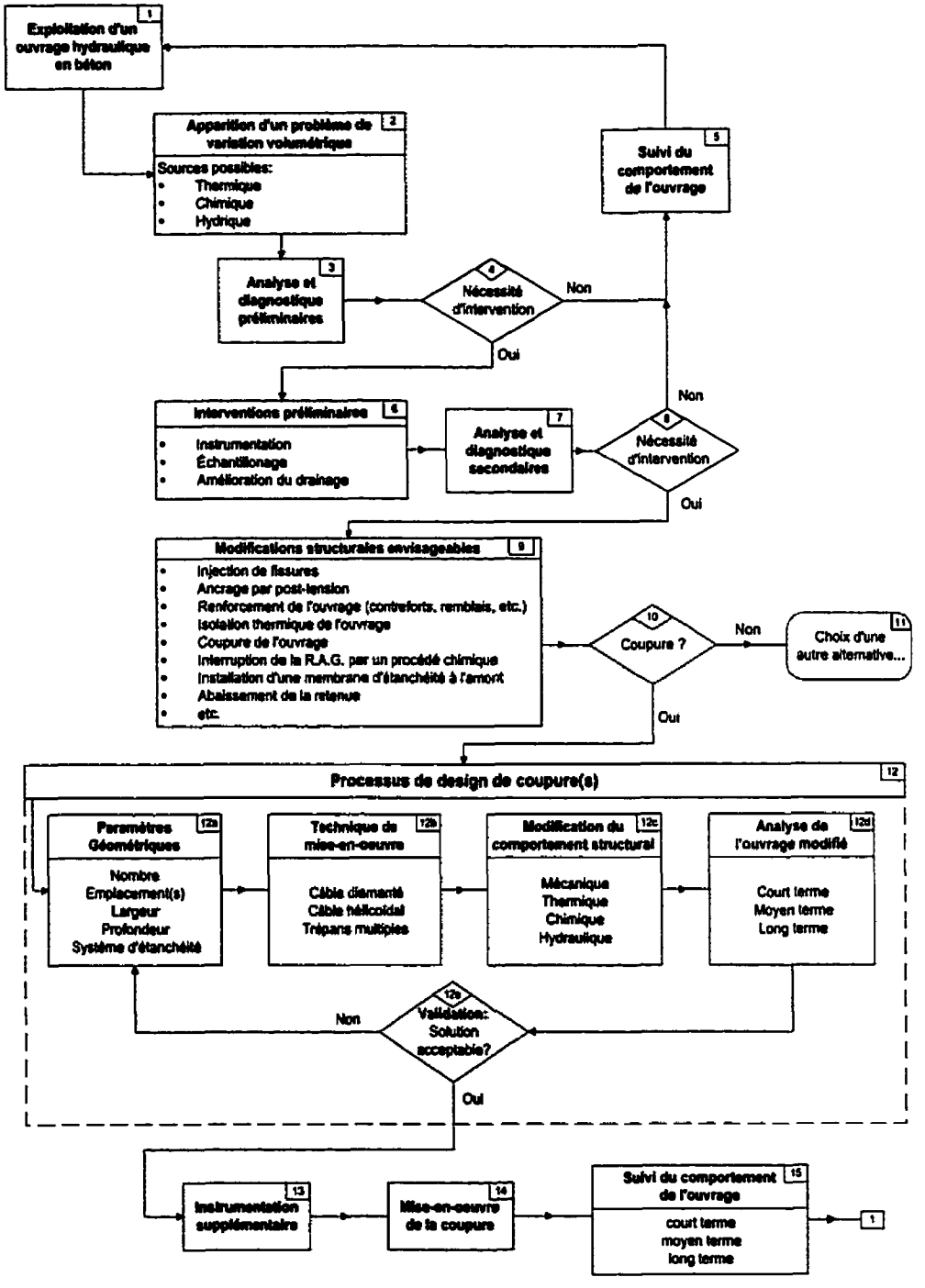


Figure 1.3 Processus de réhabilitation de barrages à l'aide de coupure(s)

1.2 Objectifs

Ce travail s'inscrit dans le processus de recherche entrepris par la *Chaire industrielle sur la sécurité et l'intégrité structurale des barrages en béton* de l'École Polytechnique. Les travaux de la chaire ont pour principal objectif d'approfondir les connaissances des méthodes de modélisation et de réhabilitation de barrages en béton.

À plus court terme, voici la liste des objectifs principaux du présent mémoire :

1. Effectuer le recensement des cas de coupures de barrages en béton visant à résoudre un problème résultant du gonflement du béton.

2. Tirer des leçons de l'ensemble des cas de barrages coupés

3. Obtenir des données expérimentales sur la fermeture d'une coupure dans un élément de béton précomprimé en conditions de laboratoire.

4. Valider une méthode de modélisation numérique du comportement à court et moyen terme d'un élément de béton coupé.

1.3 Méthodologie

Le travail effectué se divise en trois volets :

1. <u>Revue des cas de barrages coupés et études de cas</u> :

La revue des barrages coupés permet de situer cette technique de réhabilitation dans un contexte historique. Nous survolons également les alternatives à cette méthode qui ont souvent été préférées à celle-ci. Les différentes techniques utilisées pour couper un barrage et en assurer l'étanchéité sont présentées. Par la suite, les barrages Chute-à-Caron et La Tuque sont étudiés afin d'approfondir notre compréhension du comportement à court et moyen terme d'un ouvrage coupé. Ce travail est rendu possible

par des données d'instrumentation de ces deux ouvrages qui ont été rendues disponibles pour fins de recherche.

2. Présentation de la théorie et des techniques de modélisation :

La théorie pertinente à la compréhension des nombreux phénomènes impliqués dans le comportement et dans la modélisation des ouvrages coupés est présentée.

Par la suite, nous survolerons les différentes possibilités quant à la modélisation de l'introduction d'une coupure dans un modèle d'éléments finis.

3. Étude numérique et expérimentale à court et moyen terme d'un élément de béton précomprimé puis coupé :

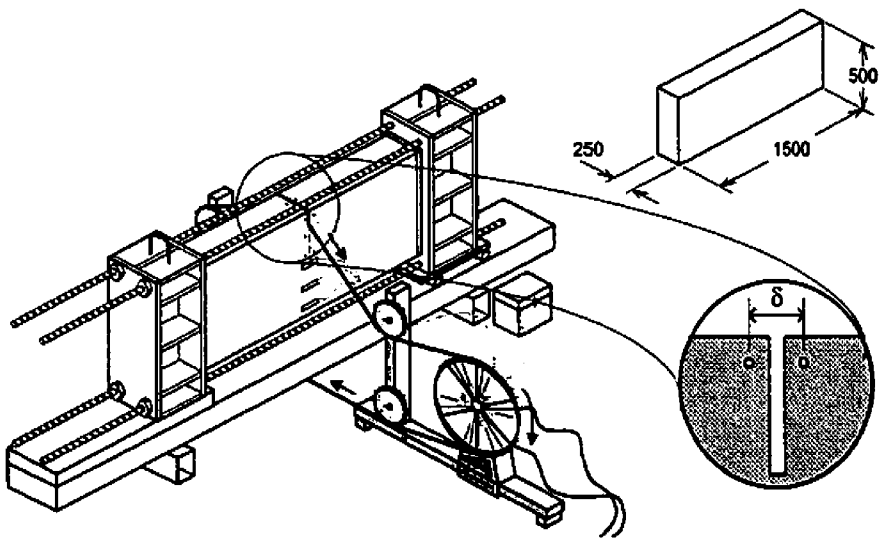


Figure 1.4 Coupure d'un prisme de béton au câble diamanté

Un programme expérimental de coupure dans un prisme de béton comprimé a été entrepris (voir Figure 1.4). Le prisme de béton (1500 mm x 500 mm x 250 mm) est d'abord comprimé à l'aide d'un vérin, de 4 barres d'acier et de deux plaques d'appui. Ensuite, le vérin est retiré et la charge est maintenue par les barres. Une coupure partielle de la section est effectuée au centre du spécimen. Les déformations instantanées de même que les déformations pendant les 28 premiers jours sont étudiées.

On s'intéresse particulièrement à la fermeture δ de la coupure. Des analyses d'éléments finis élastiques et visco-élastiques sont effectuées dans le but de reproduire les comportements à court et moyen terme du modèle expérimental.

1.4 Organisation du mémoire

La Figure 1.5 illustre l'organisation des chapitres de ce mémoire.

D'abord, la revue de littérature est effectuée sous la forme du recensement des cas de coupures présenté au Chapitre 2. Dans le même chapitre, deux études de cas de barrages coupés permettent d'approfondir la compréhension du comportement d'ouvrages coupés et d'en tirer des conclusions.

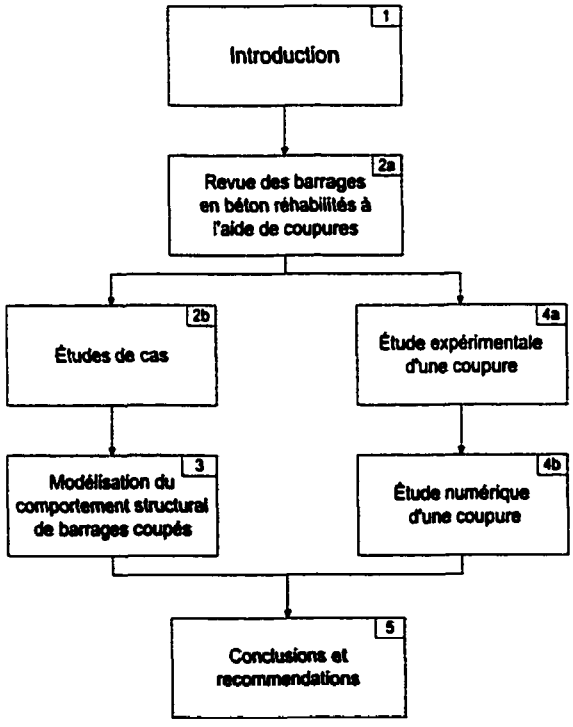


Figure 1.5 Organisation des chapitres du mémoire

Par la suite, une revue de la théorie pertinente à la compréhension du présent mémoire est présentée au Chapitre 3. Nous y exposons également les techniques de modélisation de coupures de barrages.

L'étude expérimentale et numérique de la coupure de prismes de béton comprimés puis coupés est présentée au Chapitre 4. Elle permet de valider une procédure de modélisation à court et moyen terme d'une coupure.

Finalement, le Chapitre 5 présente les conclusions de ce mémoire de même que les recommandations pour des travaux futurs.

CHAPITRE 2

REVUE DES BARRAGES EN BÉTON RÉHABILITÉS À L'AIDE DE COUPURES ET ÉTUDE COMPLÉMENTAIRE

2.1 Introduction

Depuis quelques années, la réhabilitation de barrages à l'aide de coupures a connu un gain de popularité important. Différentes motivations ont poussé certains propriétaires à intervenir de la sorte. Ce chapitre fait d'abord un bref survol de l'effet que peut avoir l'introduction d'une coupure sur un ouvrage subissant des contraintes de compression longitudinales. Par la suite, la synthèse des cas de coupures de barrages est effectuée. Cette revue n'est pas exhaustive mais sélective, elle insiste sur les points saillants de la problématique en présentant les cas les plus intéressants. Par la suite, deux études de cas approfondies sont effectuées sur les barrages Chute-à-Caron et La Tuque. Finalement, une étude complémentaire liée au sujet de ce mémoire est présentée.

2.2 Modifications du comportement apportées par la coupure

Lors de l'introduction d'une coupure, le comportement structural de l'ouvrage est modifié de façon importante. Le Tableau 2.1 énumère certaines répercussions que peut avoir ce type d'intervention.

La Figure 2.1 donne un aperçu de l'effet que peut avoir l'introduction d'une coupure fine sur les contraintes dans un ouvrage. Ce schéma simplifié est basé sur les différentes études de cas, lectures et analyses effectuées dans le cadre de ce mémoire. Dans cet exemple, on suppose que le segment de barrage étudié est en compression axiale uniforme (voir Figure 2.1-a.) et que la coupure demeure ouverte. Les contraintes dans un plan vertical longitudinal sont étudiées (voir Figure 2.1-b).

Tableau 2.1 Répercussions potentielles de la coupure d'un barrage

Désirables	*Indésirables*
• Relâchement de contraintes • Fermeture de joints ou de fissures • Diminution des infiltrations • Correction de problèmes mécaniques • Récupération de déplacements accumulés	• Ouverture de joints de reprise ou joints de contraction • Rupture du lien entre deux monolithes adjacents • Apparition de zones de fissuration • Reprise ou accélération de la RAG

2.2.1 Contraintes de compression axiale

Avant l'introduction de la coupure, les contraintes de compression axiales σ_X sont relativement uniformes dans tout le plan (Figure 2.1-c, avant). Ces contraintes sont grandement influencées à proximité de la coupure (Figure 2.1-c, après, σ_{XC}.) Une zone de compression importante est observée près de la pointe de la coupure. L'influence de la coupure s'estompe lorsqu'on s'éloigne de celle-ci (Figure 2.1-c, après, σ_{XB} et σ_{XA}). L'étendue de la zone d'influence de la coupure est grandement influencée par le module de cisaillement G du matériau.

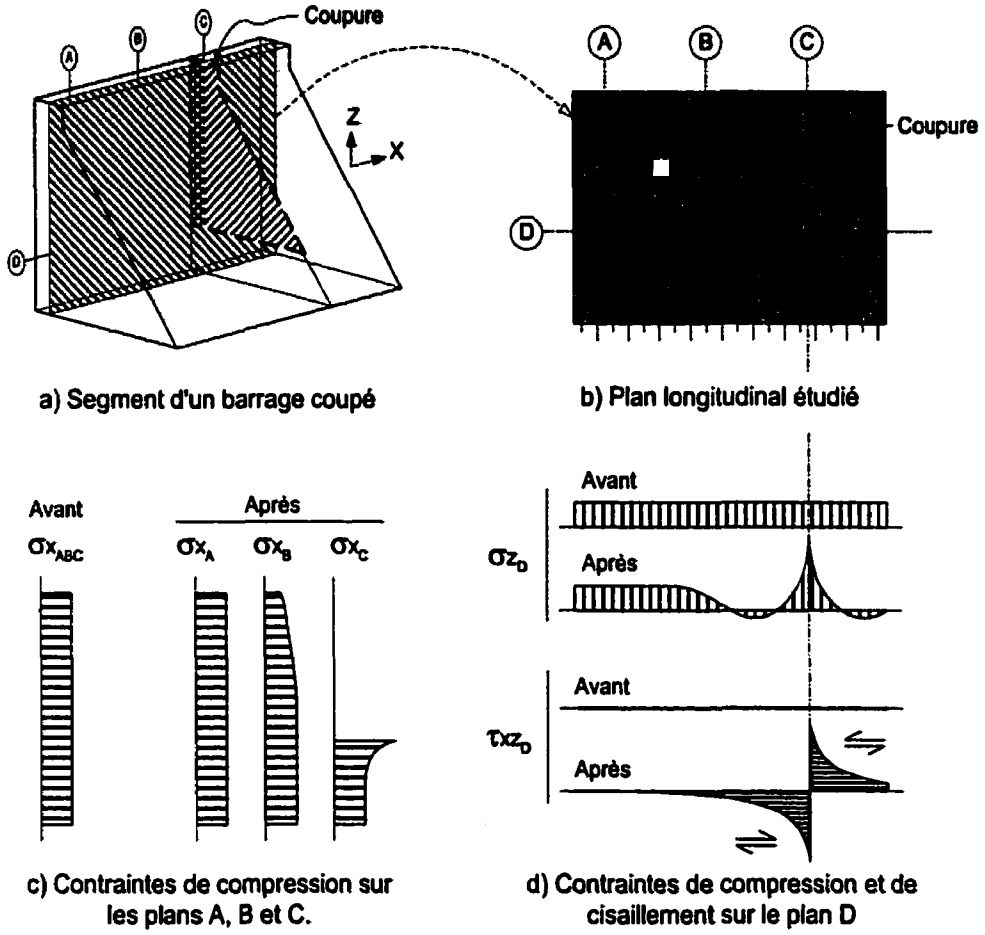


Figure 2.1 Champ de contraintes typique avant et après coupure

2.2.2 Contraintes de compression verticale

Avant l'introduction de la coupure, les contraintes verticales sont uniformes (Figure 2.1-d, σ_{ZD}, avant.) Après avoir coupé, les contraintes de compression verticales dans le plan horizontal passant sous la pointe de la coupure sont grandement modifiées (Figure 2.1-d, σ_{ZD}, après.) La zone située sous la coupure se voit surcomprimée alors que des contraintes sont relâchées de part et d'autre de cette zone. Ce relâchement peut même provoquer l'apparition de contraintes de traction verticales indésirables tel qu'illustré sur la Figure 2.1-d σ_{ZD}, après. Il est à noter que l'endommagement du béton

et la relaxation des contraintes aura tendance à diminuer l'amplitude de la pointe de surcompression illustrée sur la Figure 2.1-d.

2.2.3 Contraintes de cisaillement

Avant l'introduction de la coupure, les contraintes de cisaillement sont nulles (Figure 2.1-d, τ_{XZD}, avant). Après avoir coupé, la zone située près de la coupure subit une contrainte de cisaillement importante (Figure 2.1-d, τ_{XZD}, après.) Ces contraintes indésirables pourraient causer l'endommagement de joints de reprise, si la coupure est partielle, ou l'endommagement du contact béton rocher, si la coupure est complète. Elles pourraient également entraîner la fissuration diagonale du béton.

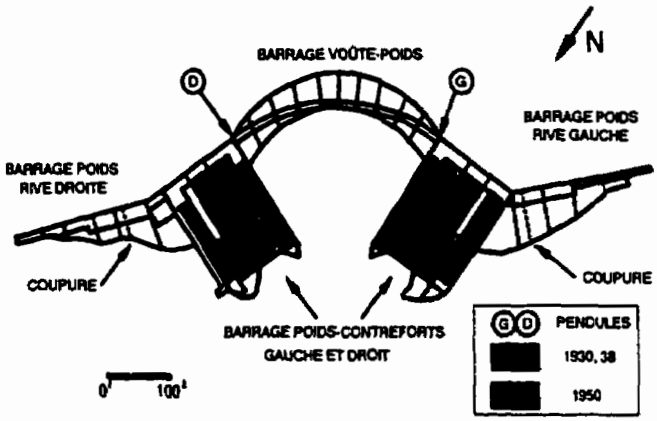
Cet exemple démontre que l'introduction d'une coupure provoque l'apparition de zones de contraintes de compression et de cisaillement élevées. La présence d'équipements mécaniques ou d'ouvertures à proximité de ces zones peut en provoquer la distorsion. De plus, l'influence de la coupure est généralement limitée à une certaine zone située à proximité de celle-ci. Dans cet ouvrage, nous y référerons sous le nom de *«zone d'influence»* de la coupure.

2.3 Synthèse des cas de coupures de barrages de béton

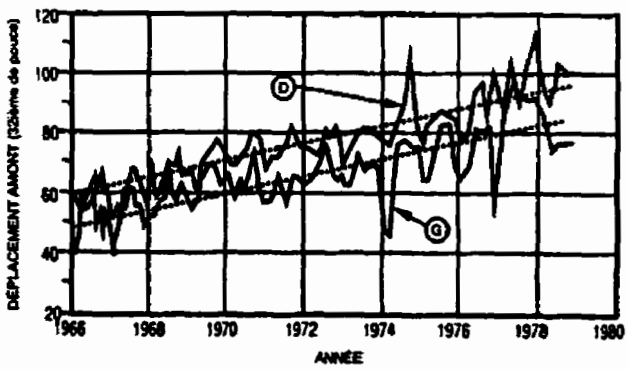
Dans cette section, une revue des cas de barrages coupés est effectuée. À titre d'introduction, le premier cas de coupure retrouvé dans la littérature est présenté. Les méthodes alternatives à la coupure sont citées avant de procéder au recensement des cas de coupures de barrages. Ensuite les technologies utilisées pour couper un barrage et assurer l'étanchéité sont présentées. Différentes problématiques menant à la décision sont présentées avec exemples à l'appui. Finalement, les méthodes de modélisation numériques de coupures sont exposées.

2.3.1 Premier barrage coupé

En 1928, la construction du barrage Santeetlah, en Caroline du Nord, est achevée (D'APPOLONIA 1990). Ce barrage est constitué d'un barrage-poids et d'un déversoir sur chacune des rives sur lesquels s'appuie la partie centrale, un barrage poids-voûte d'une hauteur maximale de 66 m (voir Figure 2.2-a). Dès les premières années d'exploitation, des problèmes d'infiltration importants sont observés. Dès lors, de nombreux travaux de renforcement et d'auscultation furent entrepris (Voir Tableau 2.2).



a) Vue en plan



b) Déplacements en crête

Figure 2.2 Barrage Santeetlah

(Adapté de D'APPOLONIA 1990)

Tableau 2.2 Principaux travaux effectués à Santeetlah avant 1967

1930, 38	Ajout de contreforts aux déversoirs rive gauche et droite.
1942	**Coupure des barrages-poids rives gauche et droite.**
1950	Ajout de masses de béton aux déversoirs rive gauche et droite.
1961	Début des mesures topographiques
1967	Installation de pendules Ajout de câbles de post-tension aux barrages-poids rive gauche et droite.

Les premiers travaux entrepris étaient basés principalement sur des observations visuelles. Peu de moyens étaient disponibles à cette époque pour effectuer un diagnostique approfondi. De plus, les réactions alcalis-granulats, causant le gonflement du béton, étaient un phénomène peu connu avant 1940. Les pendules installés en 1967 démontrèrent que les ouvrages-poids des deux rives subissaient un déplacement progressif vers l'amont superposé aux cycles thermiques saisonniers (voir Figure 2.2-b).

Les travaux de coupures du barrage Santeetlah en 1942, sont les premiers recensés dans la littérature. Ils sont effectués par la technique de forages successifs, l'unique méthode disponible à l'époque. Malheureusement, aucunes données n'ont été retrouvées dans la littérature quant à l'efficacité de l'intervention. Cependant, tout comme de nombreux cas de coupures qui sont énumérés plus loin, ces travaux s'inscrivent dans un plus vaste programme de renforcement de l'ouvrage.

2.3.2 Alternatives et méthodes complémentaires

Avant d'aller de l'avant dans la description des travaux de coupures, il est important de situer ce type d'intervention parmi d'autres possibilités. La coupure d'un barrage en béton est fréquemment considérée dans les études de réhabilitation de barrages affectés par le gonflement. Cependant, cette technique est généralement considérée comme une solution de dernier recours étant donné son impact important sur

le comportement structural d'un ouvrage. Plusieurs méthodes peuvent être envisagées comme complément ou alternative à une coupure :

- Injection de produits chimiques (ex: lithium) contre la RAG,
- Pose d'une membrane étanche sur la face amont,
- Ajustements d'équipements mécaniques,
- Injection des fissures,
- Réparations superficielles du béton,
- Renforcement externes de l'ouvrage (contreforts, remblais),
- Installation de câbles de post-tension,
- Réhabilitation du système de drainage,
- Amélioration de l'instrumentation,
- Non-intervention, suivi du comportement,
- Remplacement de l'ouvrage.

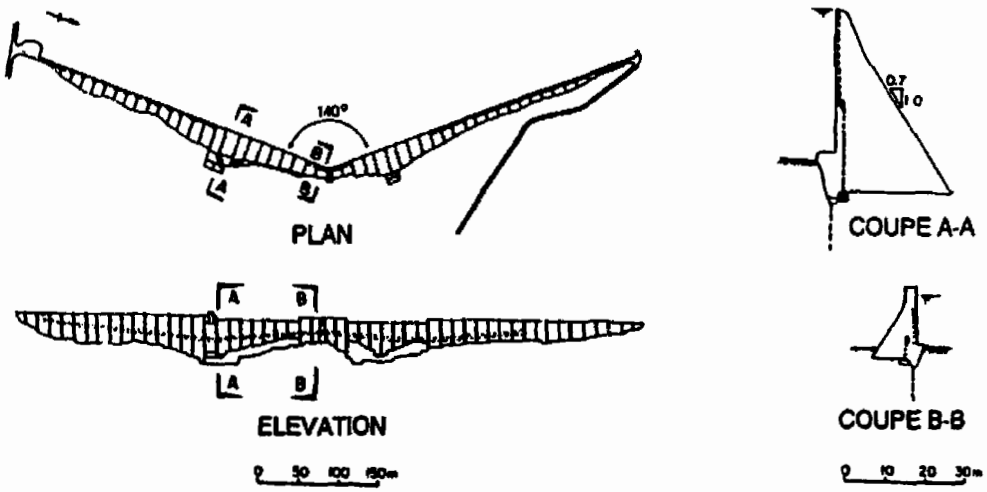


Figure 2.3 Barrage Mullardoch

(Adapté de GOSSCHALK et al. 1991)

Prenons pour exemple le barrage Mullardoch en Écosse, illustré à la Figure 2.3. Cet ouvrage-poids en béton a une hauteur maximale de 44 m (GOSSCHALK et al. 1991). Dans les années 1970, les mesures topographiques montrent un déplacement graduel vers l'aval superposé aux variations thermiques saisonnières. De plus, une fissuration importante du plafond de la galerie d'inspection est observée dans la zone de la jonction. Dès lors, le barrage demeure sous haute surveillance, mais aucune

modification n'est jugée nécessaire. En 1986, une augmentation importante des infiltrations est observée sur une courte période de temps due à l'ouverture de fissures horizontales dans la zone de la jonction. Le niveau du réservoir est immédiatement rabaissé.

Plusieurs mesures préliminaires sont entreprises :

1. Restauration du système de drainage,
2. Ajouts de points de mesures topométriques,
3. Amélioration et suivi détaillé de l'instrumentation,
4. Étude géologique du site à proximité de la jonction.

Il est observé que les joints d'expansion verticaux existants avaient été graduellement colmatés par le phénomène des dépôts de carbonate de calcium ce qui limitait leur efficacité. Notons que les réactions alcalis-granulats ne sont pas la source des déplacements observés dans cet ouvrage. Différentes possibilités sont étudiées pour réhabiliter l'ouvrage :

a) Introduction d'une ou de plusieurs coupures transversales,
b) Installation de câbles de post-tension près de la jonction,
c) Ajout de contreforts en béton près de la jonction.

Il est décidé d'installer 26 câbles de post-tension dans la région de la jonction afin d'augmenter la résistance à la poussée axiale. Cette opération n'est pas aussi efficace que prévue pour refermer les fissures horizontales.

L'option de couper le barrage fut rejetée principalement à cause des zones de compression, de traction et de cisaillement importantes qui apparaissent près de la pointe de la coupure dans les simulations par la MEF linéaire 3D.

2.3.3 Recensement des cas de coupures

Le Tableau 2.3 identifie les cas de coupures de barrages qui ont fait l'objet de publications scientifiques. La majorité de ces barrages furent construits dans la première moitié du 20ième siècle (voir Figure 2.4-a). Malgré le fait que la première coupure d'un barrage en béton remonte à 1942, ce n'est que vers la fin des années soixante que cette

technique connut vraiment un gain de popularité (voir Figure 2.4-b). Avant 1940, la réactivité de certains types de granulats aux alcalis du ciment était un phénomène peu connu (CHARLWOOD & al. 1995). Plusieurs ouvrages ayant été construits sans précautions à cet effet, certains présentent maintenant des niveaux de gonflement et d'endommagement importants. De nombreuses coupures ont donc été effectuées dans les années quatre-vingt-dix dans l'espoir d'améliorer le comportement structural de ces ouvrages vieillissants.

Tableau 2.3 Liste des cas de coupures de barrage

Description				Problème(s)		Modèle numérique	Coupure(s)			Références (Année)
Nom (Pays, Propriétaire)	Const.	H (m)	Type	Source(s)	Type(s)		Année(s)	Nb	Méth.	
Baskatong-Lacroix (Canada, Hydro-Québec)	1927	17	PG					1		
Beauharnois (Canada, Hydro-Québec)	1932	21	PG	RAG, G	F,M,I,D,A	RAG(σ,T), E, ΔT	1972, 73, 74, 81, 84	4	F.S.	Gocevski (2000)
Chambon (France, EDF)	1934	88	PG	RAG, G	D,F	RAG=ΔT, Iso, Mod	1995	8	C.D.	Taddei & al. (1996)
Chelsea (Canada, Hydro-Québec)	1927	34	PG	RAG, T	F,D	-	1994	1	T.M.	Veilleux (1995)
Chickamauga (États-Unis, TVA)	1940	39	PG	RAG, G	M,F,D	-	1965, 70		C.D.	Newell & al. (1995)
Chute-à-Caron (Canada, Alcan ltd)	1930	14	PG	T, G	I,D,F	ΔT, ϕ=Es	1997	1	C.D.	Batta & al. (1996)
Fontana (États-Unis, TVA)	1944	146	PG	T, (RAG), G	F,D	-	1976, 84	1	F.S.	Newell & al. (1995)
Hiwassee (États-Unis, TVA)	1940	94	PG	RAG, G	F,D,M	RAG=ΔT, Mod	1993, 94	4	C.D.	Newell & al. (1995)
LaTuque (Canada, Hydro-Québec)	1940	40	PG	RAG, G, T	F,D	RAG=ΔT, Unif.	1993	1	C.D.	Veilleux (1996)
Mactaquac (Canada, N B Power)	1968	55	PG	RAG	F,M,C	RAG(σ)	1988, 89, 92, 95, 96	6	C.D.	Curtis (2000)
Matilija (États-Unis, Ventura Cty)	1949	50	VA	RAG	D, F	-	1965	1	-	Charlwood (1995)
Moxoto (Brésil, CHESF)	1977	30	TE	RAG	F,M	-	1988, 89, 91	3	C.H.	Silveira & al. (1995)
Paugan (Canada, Hydro-Québec)	1928	46	PG	T, G, (RAG)	F,D	ΔT	1991	2	C.D.	Lupien (1992)
Portodemouros (Espagne, Unión Fenosa)	1967	93	ER	RAG	F	-	1994	1	C.D.	del Hoyo & al (1996)
Rapides-Farmers (Canada, Hydro-Québec)	1927	20	PG	T, RAG, G	F,D	-	1993, 95	2	C.D.	Veilleux (1995)
Santeetlah (États-Unis, Tappoco inc.)	1928	66	VA PG	RAG, G	F,D,I	-	1942	1	F.S.	D'Appolonia (1990)
Saunders (Canada, Ontario Hydro)	1958	52	PG	RAG	M,F,D	RAG(σ) Iso, ϕ	1993, 94, 95, 96	16	C.D.	Ho & al. (1995)
Warsak (Pakistan, WARPDA)	1960	52		RAG	A	-	1990	2	C.D. S.C.	Coulson & al. (1992)

Abbréviations:

Types de barrage

- PG = Poids
- VA = Voute
- ER = Enrochement
- TE = Terre

Méthode de coupure:

- S.C. = Scie circulaire
- C.D. = Câble diamanté
- F.S. = Forages successifs
- C.H. = Câble hélicoïdal
- T.M. = Trépans multiples

Sources de problèmes

- RAG = Réaction Alcalis Granulats
- T = Expansion Thermique
- G = Discontinuité Géométrique

Types de problèmes

- D = Déplacements
- F = Fissuration
- I = Infiltrations
- A = Architectural
- M = Mécanique (équipement)

Modèle numérique

- ΔT = chargement Thermique
- ϕ = Fluage
- RAG = Réaction Alcalis Granulats
- E = avec Endommagement
- (σ) = fonction de la Contrainte
- (T) = fonction de la Température
- Iso = Isotrope
- Mod = Modulé
- Uni = Uniforme

On remarque au Tableau 2.3 que la quasi-totalité des ouvrages coupés sont des barrages-poids. Leur stabilité reposant principalement sur leur masse et non sur l'hyperstaticité structurale, il est possible d'insérer un joint dans ce type d'ouvrage sans en menacer la stabilité. La RAG est la principale source des problèmes observés dans ces ouvrages. De plus, les variations thermiques sont souvent un facteur important dans les problèmes observés.

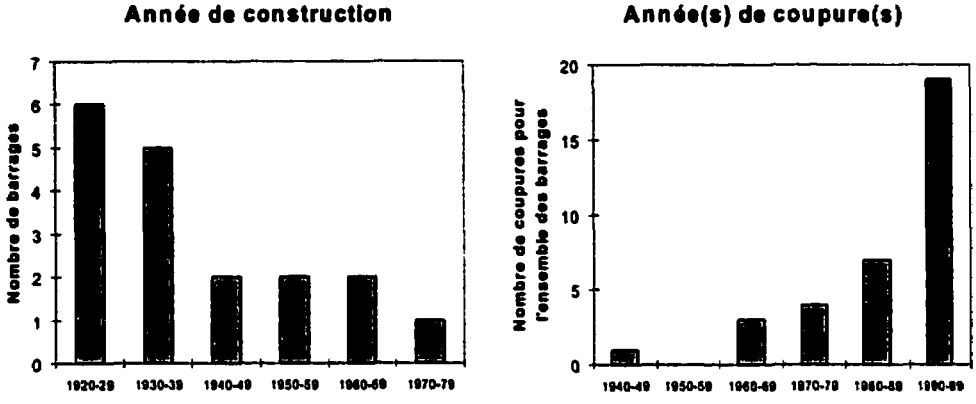


Figure 2.4 Distribution historique des barrages coupés

2.3.4 Technologie de coupure

Lorsqu'un ouvrage de retenue doit être coupé, un système d'étanchéité doit d'abord être mis en place afin d'empêcher les fuites lors de l'opération de coupure. Par la suite, différentes techniques peuvent être utilisées pour couper l'ouvrage. Cette sous-section présente les principales techniques disponibles pour accomplir ces opérations.

- ***SYSTÈME D'ÉTANCHÉITÉ***

Lorsque le réservoir se trouve directement à l'amont de la section à couper, un système d'étanchéité doit être prévu. Pour certains ouvrages, le niveau de la retenue peut être rabaissé suffisamment pour rendre accessible la face amont et ainsi faciliter les travaux de scellement. Dans ce cas, une fois la coupure terminée, un système d'étanchéité simple est mis en place avant de remplir le réservoir à nouveau. Ce système peut être une membrane étanche fixée sur la face amont (Chambon) ou un matériau

flexible coulé directement dans la coupure (Portodemouoros) après son exécution. Le second système a pour avantage de sceller le joint sur toute sa surface, mais sa mise en œuvre peut être complexe.

Si le niveau du réservoir ne peut être rabaissé, différents systèmes peuvent être utilisés pour assurer l'étanchéité. Si c'est nécessaire, un caisson peut être installé pour permettre l'accès du personnel à la face amont du barrage. Le système d'étanchéité est mis en place puis la coupure est effectuée. Les méthodes qui ont été utilisées pour assurer l'étanchéité des barrages Chute-à-Caron, La Tuque et Mactaquac sont illustrées ci-dessous.

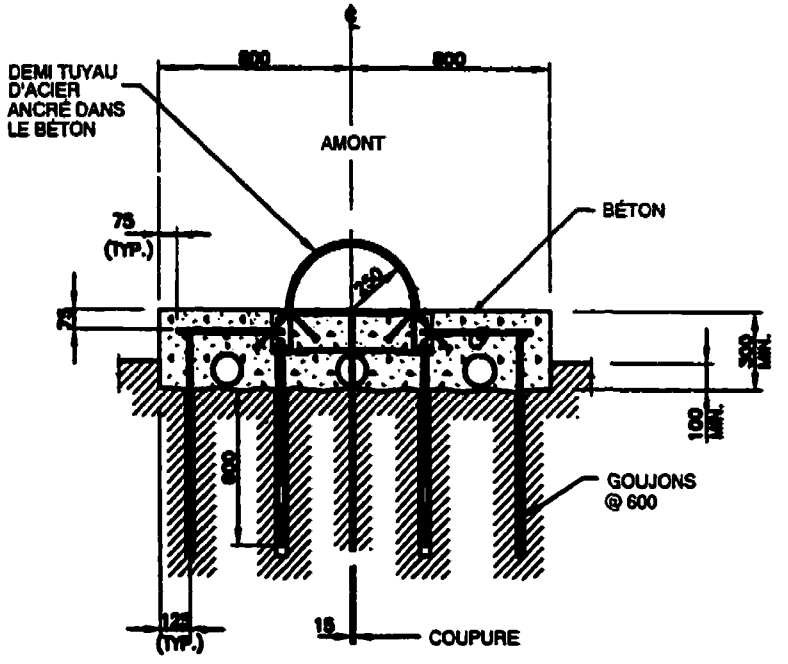
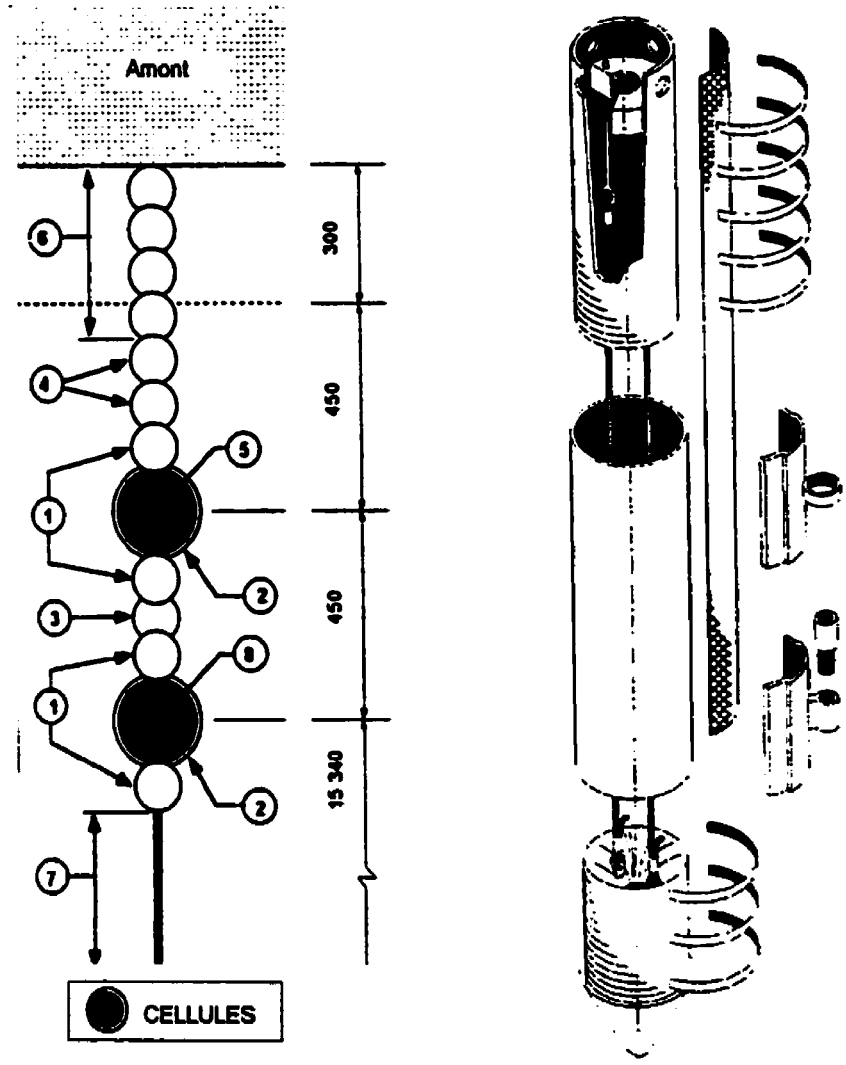


Figure 2.5 Système d'étanchéité, Chute-à-Caron, Alcan

(Adapté de BATTA et al. 1998)

Le système d'étanchéité utilisé pour la coupure du barrage Chute-à-Caron est simple et ne nécessite aucune opération de forage vertical. Une partie du béton de la face amont est retirée, des goujons sont ancrés dans le béton, le système d'étanchéité est fixé puis est encastré dans le béton. Le demi-tuyau en acier inoxydable permet des mouvements relatifs entre les lèvres de la coupure.



a) Vue en plan b) Cellule d'étanchéité gonflable (2)

Figure 2.6 Système d'étanchéité, La Tuque, Hydro-Québec

(Adapté de VEILLEUX 1992)

Le système utilisé par Hydro-Québec pour plusieurs ouvrages permet d'installer le système d'étanchéité sans nécessiter l'accès direct à la face amont. Plusieurs forages sont effectués selon la séquence indiquée sur la Figure 2.6, ils nécessitent un excellent contrôle de la verticalité. La pression d'air dans les cellules doit être mesurée et régularisée par un système de compresseur ou un réservoir de compensation.

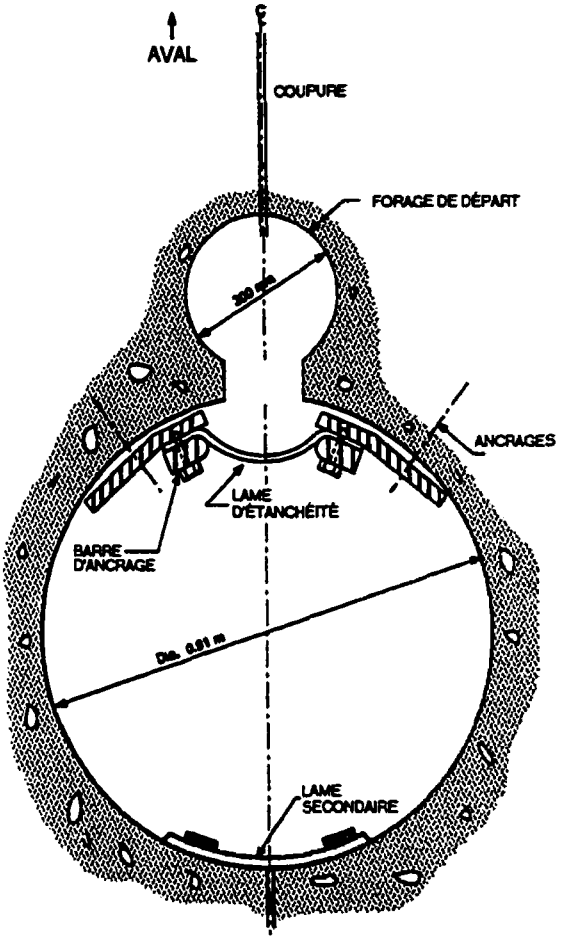


Figure 2.7 Système d'étanchéité, Mactaquac, NB Power

(Adapté de THOMPSON et al. 1992)

Le système utilisé au barrage Mactaquac nécessite deux forages dont un de taille importante (0,91m) pour permettre l'accès du personnel pour l'installation des deux lames d'étanchéité en Néoprène (voir Figure 2.7). Ce système est simple mais nécessite de retirer une masse de béton importante et ne serait pas pratique pour de grandes profondeurs.

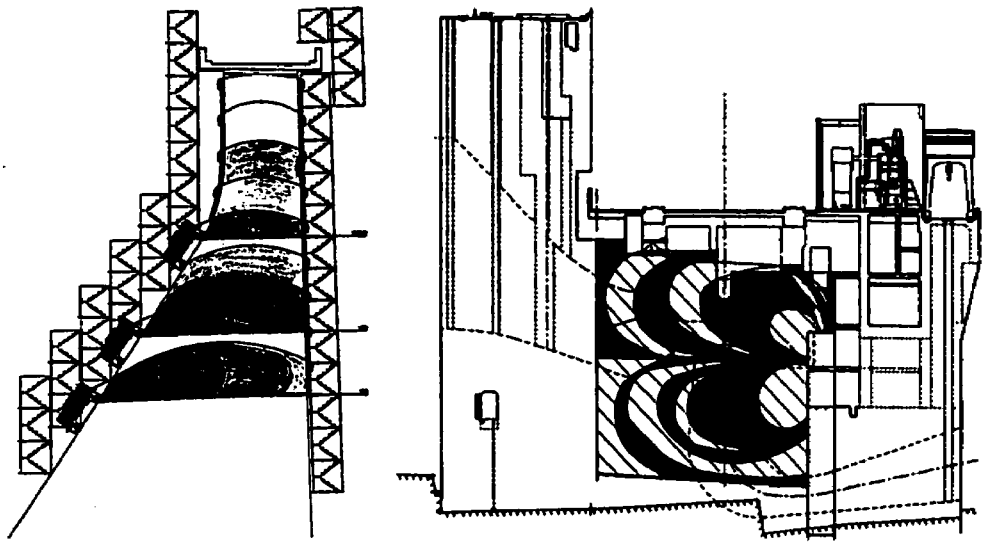
[redacted]

La première méthode à avoir été utilisée pour couper un barrage est celle des <u>forages successifs</u>. Plusieurs forages alignés sont exécutés dans l'axe de la coupure à partir du sommet de l'ouvrage. Cette méthode permet d'obtenir une coupure de largeur

allant jusqu'à 150 mm mais nécessite un bon contrôle de la verticalité des forages. De plus, cette méthode devient très laborieuse pour des coupures très profondes car l'alignement des trous nécessite beaucoup de travail. Il faut noter que les techniques de forage se sont améliorées depuis les premières expériences de coupure en 1942.

Les Brésiliens ont été les seuls à utiliser la coupure par **câble hélicoïdal imprégné de carbure de silicium** (Moxoto). Cette technique permet d'obtenir une coupure de 5 mm de largeur et est très économique. Cependant, elle ne semble pas adaptée au béton fortement armé qui peut entraîner la déviation de la coupure. Des poulies sont utilisées pour guider le fil qui circule à très grande vitesse. Si nécessaire, des puits doivent être forés pour permettre l'installation des poulies.

La méthode du **câble diamanté** est sans aucun doute la plus utilisée depuis le début des années 1990 (voir Tableau 2.3.) La largeur de ce type de coupure varie généralement entre 10 mm et 15 mm. Des forages horizontaux et verticaux doivent être exécutés pour permettre le passage initial du câble. La coupure peut être faite de haut en bas ou de l'amont vers l'aval en utilisant différentes configurations de forages et de poulies. Le câble est entraîné par un moteur et circule sur les poulies d'entraînement. Plusieurs passages du câble peuvent être effectués si la coupure se referme ce qui permet d'obtenir une largeur variable (NEWELL et al. 1995). Cette technique est décrite plus en détail à la sous-section 4.6.4 car elle est utilisée pour les essais en laboratoire. La Figure 2.8 illustre deux exemples de barrages coupés par cette méthode.



a) Barrage-poids (Chambon)

(Adapté de DEBEAUCHAMP 1995)

b) Entre deux groupes d'une centrale (Saunders)

(Adapté de HO et al. 1995)

Figure 2.8 Progression de coupures au câble diamanté

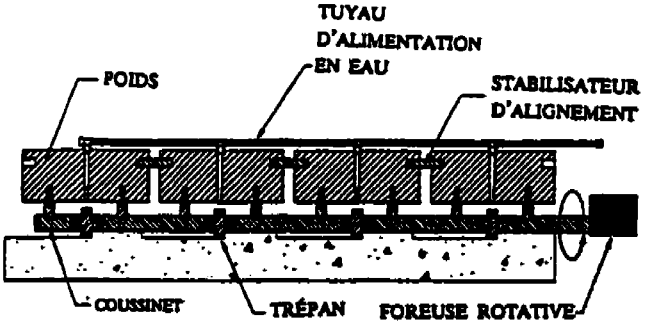


Figure 2.9 Équipement pour coupure aux trépans multiples

(Adapté de SZITA et al. 1995)

Plus récemment, Hydro-Québec a mis au point une méthode permettant d'obtenir une coupure plus large qu'avec la technique du câble diamanté (30 mm à 150 mm) sans avoir recours à la méthode de forage vertical conventionnel. La méthode de coupure aux trépans multiples permet d'effectuer plusieurs forages horizontaux par traction ce qui permet de conserver l'alignement. La Figure 2.9 illustre le fonctionnement de cette méthode.

2.3.5 Instrumentation et auscultation

Lorsqu'un problème de gonflement est observé dans un ouvrage, il est primordial de s'assurer que l'équipement d'auscultation est adéquat. Toute décision de réhabilitation devrait être supportée par des mesures précises plutôt que sur des observations plus subjectives. De nombreux types d'instruments (pendules, débitmètres, fissuromètres, piézomètres, etc.) procurent de précieuses informations qui permettent de :

- Pondérer l'importance des phénomènes observés et déterminer si une intervention est nécessaire,
- Calibrer le modèle numérique (études de stabilité et de différents scénarios de réhabilitation),
- Suivre le comportement de l'ouvrage (efficacité de l'intervention et alertes).

2.3.6 Problèmes à l'origine de la décision de couper

Dans cette sous-section, nous survolerons différentes problématiques pouvant mener à la décision de couper un barrage-poids. Différents exemples d'ouvrage ayant été coupés sont cités à titre d'exemples.

- *SOURCE DE GONFLEMENT D'UN OUVRAGE*

Les trois principales sources de gonflement d'un ouvrage poids en béton sont : (i) l'expansion thermique, (ii) le gonflement hydrique et (iii) le gonflement chimique (RAG). Lorsque les joints d'expansion entre les plots d'un ouvrage se sont refermés ou colmatés, ces mécanismes d'expansion du béton peuvent être la source de désordres structuraux.

Les cycles d'expansion et de contraction ***thermiques*** sont inévitables pour un ouvrage soumis à des variations thermiques saisonnières. Le ***gonflement hydrique***

dépend de la présence d'eau dans le béton qui peut devenir significative lorsque le système de drainage est absent ou déficient.

Contrairement aux deux premiers phénomènes, la ***réaction des alcalis du béton avec les granulats*** est un phénomène irréversible. Lorsque les symptômes de ce mal apparaissent, les mesures prises ne pourront pas annuler les dégâts existants dans le béton. Trois types d'interventions sont envisageables : (1) contrôler le problème à la source, (2) soigner les symptômes, ou (3) modifier le comportement structural.

La première approche consisterait à freiner le phénomène en ***contrôlant à la source*** les facteurs favorisant la RAG, (taux d'humidité, température, teneur en alcalis et confinement). Étant donné la nature même d'un barrage, il est très difficile d'en assécher complètement le béton. L'isolation thermique d'un barrage ne peut pas annuler la RAG à elle seule. Certaine produits chimiques, tel le sel de lithium, injectés dans le béton peuvent éradiquer la RAG, mais ce type d'opération n'est pas praticable pour un ouvrage de béton de masse. Finalement, l'ajout de câbles de post-tension pour confiner le béton et prévenir l'expansion n'est pas applicable pour un barrage, un état de confinement triaxial par des contraintes de l'ordre de 5 MPa étant nécessaire pour arrêter le gonflement du béton causé par la RAG. Bref, aucune méthode rentable n'est disponible pour régler à la source la RAG dans un barrage existant en béton.

La seconde approche consiste à ***limiter les dommages*** en intervenant aux endroits problématiques de la structure sans toutefois en modifier le comportement. De nombreuses méthodes de réhabilitation, tel l'injection des fissures, s'inscrivent dans cette catégorie d'intervention.

La dernière approche consiste à ***modifier le comportement*** structural de l'ouvrage dans l'intention de régler certains désordres structuraux. La réhabilitation d'un barrage-poids à l'aide de coupure fait partie de cette dernière catégorie. Cette technique modifie de façon importante la distribution des efforts et l'évolution des déplacements en introduisant dans la structure une nouvelle condition frontière.

- ***PROBLÉMATIQUE MENANT À UNE COUPURE***

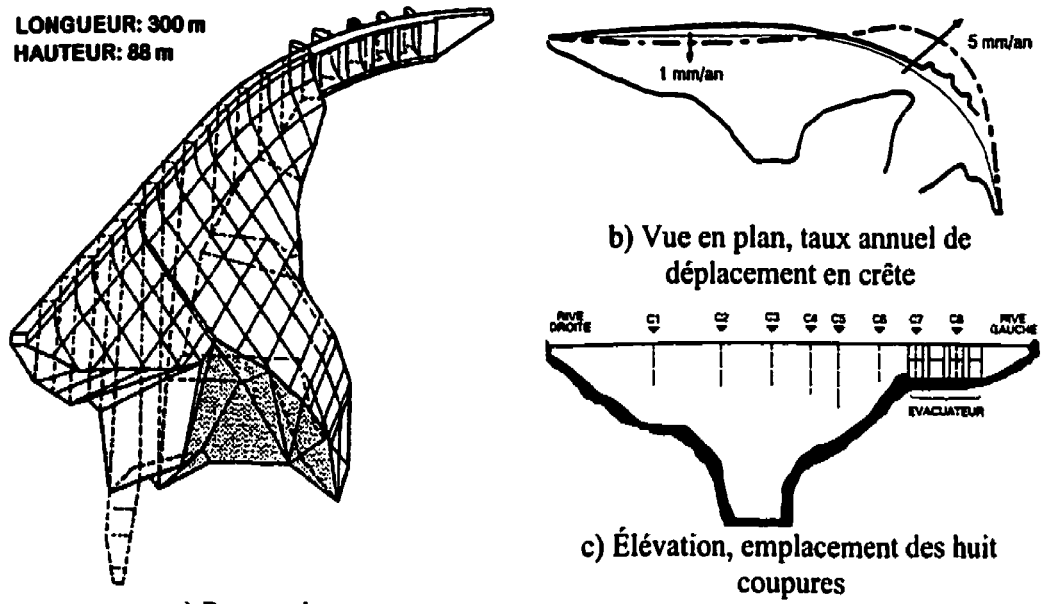
Le Tableau 2.3, présenté précédemment, illustre la popularité croissante des coupures au cours des années 1990. Dans les paragraphes qui suivent, nous survolerons les différents facteurs qui ont poussé certains propriétaires à entreprendre la coupure de leur barrage. Le but de cet exercice n'est pas de juger de la pertinence ou de comparer entre elles les différentes coupures, mais bien d'observer le comportement des ouvrages coupés afin de mieux comprendre les répercussions d'une telle opération. De plus, il est important de noter que chaque cas de réhabilitation est unique et qu'aucune stratégie de réhabilitation ne peut être généralisée.

Contrairement aux barrages-voûtes, les barrages-poids ne sont généralement pas conçus pour soutenir un effort axial important, tout particulièrement en présence d'une discontinuité géométrique selon l'axe longitudinal de l'ouvrage. Les concepteurs de ce type d'ouvrage supposent que leur stabilité repose uniquement sur le poids de chacun des monolithes (méthode de gravité). Lorsqu'un phénomène de gonflement survient et que les joints d'expansion deviennent inefficaces, l'effort axial croissant peut devenir source de problèmes structuraux. Les discontinuités géométriques sont les principales zones de faiblesse de ces ouvrages : (i) changement d'angle, (ii) changement brusque de section transversale et (iii) partie évidée pouvant comporter des équipements mécaniques. Les problèmes directs pouvant être générés sont : (1) la fissuration du béton ou l'ouverture des joints de reprise, (2) les déplacements verticaux ou horizontaux de la crête et (3) la distorsion des zones discontinues. Les problèmes indirects sont : (1) les infiltrations d'eau, (2) les problèmes d'équipement mécanique et (3) les désordres architecturaux.

i - Changements d'angle ou courbe

L'apparition de l'effet d'arc, mentionné plus haut, dans un ouvrage qui n'a pas été conçu pour y résister est très problématique. Plus de la moitié des barrages recensés au Tableau 2.3 présentent un changement d'angle brusque ou progressif. Ce changement d'angle couplé à un gonflement restreint provoque un déplacement horizontal (amont/aval) de la crête. Ce déplacement ne remet pas en cause la stabilité de

l'ouvrage car l'amplitude de celui-ci est négligeable par rapport à la hauteur de l'ouvrage (quelques millimètres vs plusieurs mètres). Cependant, ce déplacement de la crête peut entraîner l'apparition de contraintes de traction à la face amont ou aval du barrage. Ce sont ces contraintes qui sont la source de nombreux problèmes rencontrés par ces ouvrages.



a) Perspective

b) Vue en plan, taux annuel de déplacement en crête

c) Élévation, emplacement des huit coupures

Figure 2.10 Barrage Chambon, France

(Adapté de DEBEAUCHAMP 1992, 1994)

Prenons pour exemple le barrage Chambon présenté à la Figure 2.10-a. Il est constitué d'une partie rectiligne en rive droite et d'un évacuateur de crue incurvé en rive gauche. La géométrie de l'ouvrage combiné au gonflement causé par la RAG provoque les déplacements en crête illustrés à la Figure 2.10-b. La fissuration importante et progressive observée dans la partie incurvée de l'ouvrage avait conduit en 1984 à la décision de construire un nouveau barrage qui entrerait en fonction en 2000. Des raisons économiques forcent EDF à annuler ce projet et à trouver des solutions de réhabilitation à long terme. Un nouvel évacuateur souterrain, indépendant du barrage, est construit avant d'entreprendre les travaux de coupure illustrés à la Figure 2.10-c. De plus, des travaux d'injection des fissures sont effectués et une membrane imperméable est installée sur les 40 m supérieurs de la face amont. Il faut noter que cette membrane a été

installée pour réduire les sous-pressions et non pour combattre la RAG. En tout, huit coupures partielles de 18 m à 32 m de profondeur sont effectuées pour relâcher les efforts de compression dans la partie supérieure du barrage.

Le problème de gonflement de cet ouvrage se manifeste uniquement dans sa partie supérieure. La RAG est limitée dans la partie basse par les conditions de confinement de cette vallée très escarpée. Les huit coupures planifiées devraient renverser une partie des déformations accumulées et procurer une capacité d'absorption du gonflement à venir. Ceci limite donc les déplacements en crête d'ouvrage et les problèmes de fissurations qui en découlent. La Figure 2.11 illustre les déplacements instantanés rive gauche rive droite dus à l'exécution des deux premières coupures (C3 et C6) qui se sont immédiatement refermées. L'effet des deux coupures d'une profondeur h_c de 20 m se fait ressentir jusqu'à une distance de 40 à 50 m ce qui équivaut à une zone d'influence de 2 à 2.5 h_c. L'influence moins étendue de la coupure C6 est due au déplacement de 20 mm de la partie incurvée de la crête vers l'aval, ce qui correspond à environ 4 ans de déplacement. Notons que les plots de la partie centrale sont très élancés ce qui pourrait expliquer la grande étendue de la zone d'influence de la coupure C3.

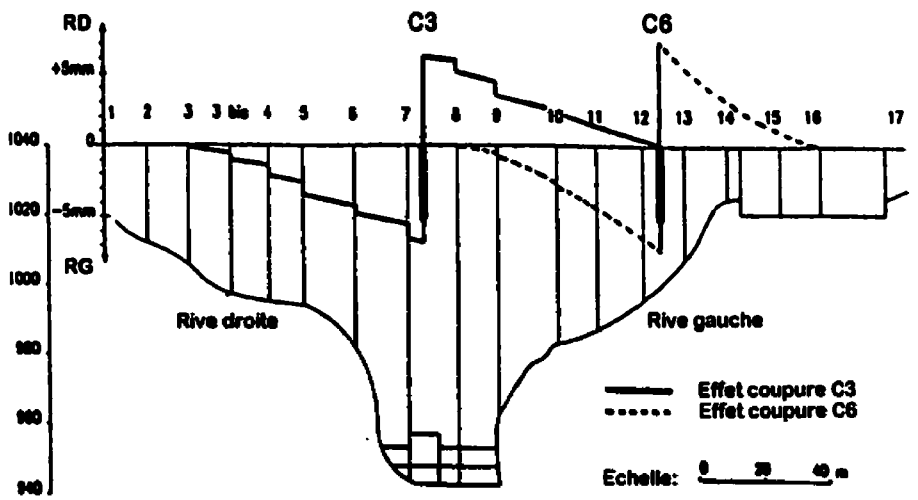


Figure 2.11 Barrage Chambon, déplacements RG/RD

(Adapté de TADDEI et al. 1996)

Suite à ces deux premières coupures, il est raisonnable de croire que les huit coupures prévues auront un effet bénéfique à court terme sur l'ensemble de la crête de l'ouvrage.

D'autres ouvrages présentant des problèmes dus à une discontinuité géométrique sont identifiés au Tableau 2.3. Les barrages Chute-à-Caron et La Tuque, qui en sont des exemples intéressants, seront traités aux études de cas des sections 2.4 et 2.5.

ii - Changement brusque de section transversale

Lorsque la section transversale d'un ouvrage change abruptement, la perturbation du champ de contraintes axiale jumelée à un problème de gonflement peut provoquer une distorsion importante de l'ouvrage. Par exemple, les évacuateurs de crue, où la section est diminuée, sont un emplacement propice à ce type de problème. La Figure 2.12 présente un schéma de la discontinuité en crête du barrage Hiwassee où les vannes d'évacuateurs ne sont pas montrées. Le gonflement ayant graduellement fermé les joints d'expansion, les vannes des évacuateurs sont coincées par le déplacement de la face verticale du changement de section.

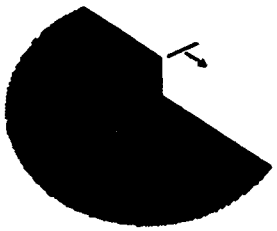


Figure 2.12 Barrage Hiwassee, changement de section

(Adapté de GRENOBLE et al. 1995)

Le coincement potentiel des vannes menaçant la sécurité en cas de crues, elles sont ajustées périodiquement depuis l'apparition du problème. En 1993 deux coupures partielles de 13 mm de largeur (Figure 2.13, C2 et C3) sont effectuées de part et d'autre de l'évacuateur et recoupées après fermeture. Ces coupures visent à fournir une zone tampon pour accommoder les déformations futures et éviter le coincement et l'ajustement périodique des vannes. En 1994 deux autres coupures totales sont entreprises aux extrémités de l'ouvrage pour contrôler un problème de fissuration excessive due à la forme incurvée à proximité des rives.

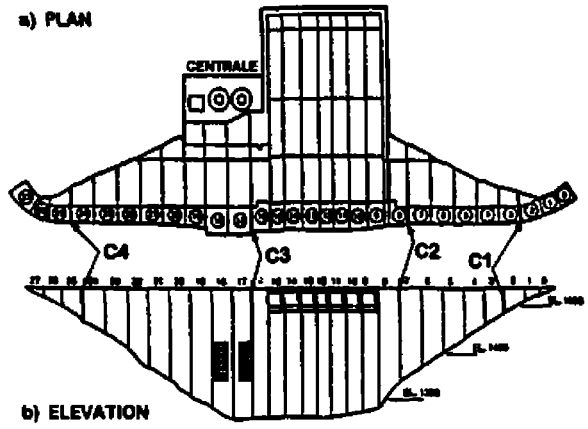


Figure 2.13 Barrage Hiwassee, coupures

(Adapté de GRENOBLE et al. 1995)

iii - Partie évidée

Voici une liste des nombreuses considérations techniques qui obligent les concepteurs à inclure des vides dans un ouvrage hydraulique :

1. Puits d'ascenseur, d'escalier ou de transfert,
2. Galeries et puits de drainage et d'inspection,
3. Passe à billes,
4. Évidements (diminution du volume de béton et des sous-pressions),
5. Évacuateur ou pertuis de fond,
6. Puits de turbines,
7. Conduites forcées, etc.

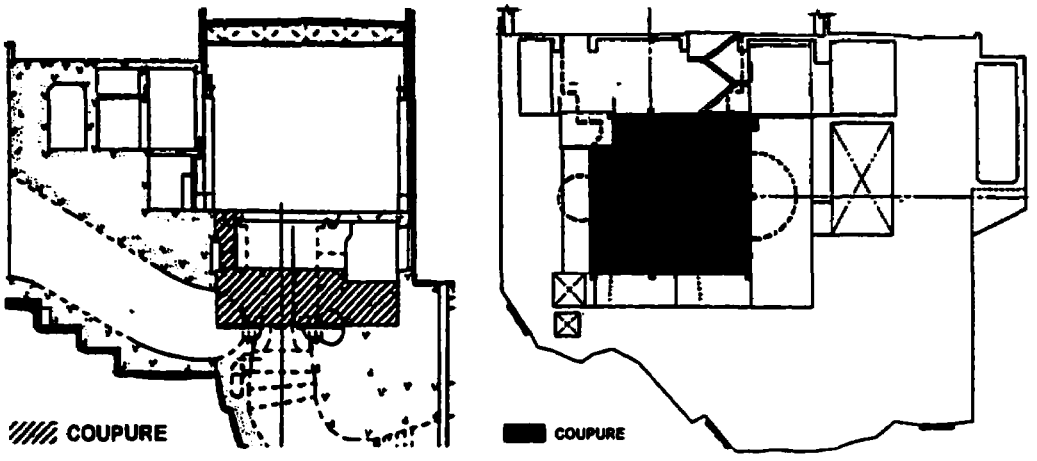
Lorsqu'une partie d'un ouvrage est évidée et qu'un problème de gonflement apparaît, ce vide constitue une zone tampon où les déformations pourront être absorbées. Une distorsion de la zone évidée apparaît, ce qui peut devenir problématique lorsque des équipements mécaniques sont présents. Les ascenseurs, vannes et turbines doivent être ajustés périodiquement pour en assurer le bon fonctionnement. Plusieurs ouvrages ont rencontré des problèmes divers au niveau des groupes électrogènes (Beauharnois, Moxoto, Mactaquac, Saunders). Ceci cause des problèmes (ovalisation, perte d'alignement, coincement, frottement, etc.) qui menacent directement la rentabilité de ces centrales hydroélectriques. Deux approches ont été utilisées pour palier à ce type

de problèmes soit : (1) la réfection directe du groupe, ou (2) l'utilisation de coupures pour relâcher les contraintes existantes.

La réhabilitation directe d'une turbine est un moyen fiable de rétablir à court terme la fiabilité d'un groupe électrogène. Cependant, elle nécessite le démantèlement du groupe ce qui représente une perte de productivité. Ce type de réparation peut être couplé avec l'entretien périodique afin de minimiser son impact économique. Lorsque l'accumulation des déplacements causés par le gonflement du béton devient importante il est possible qu'une réfection majeure doive être entreprise.

La réhabilitation à l'aide de coupures est une méthode qui possède aussi ses avantages et ses inconvénients. L'efficacité de ce type d'intervention n'est pas garantie. À Beauharnois, une coupure entre deux groupes n'a pas causé l'amélioration attendue du groupe visé et a même nuit à d'autres groupes situés à proximité de la coupure (GOCEVSKI 2000). Le relâchement des contraintes doit être analysé avec soin afin de minimiser les chances d'obtenir ce type de répercussion. Pour ce type d'intervention, la profondeur de la coupure est un paramètre très critique. Nous avons vu que l'introduction d'une coupure amène des zones de concentrations de contraintes et de déplacements qui, particulièrement à proximité de turbines, peuvent avoir un effet considérable. La Figure 2.14 illustre des coupures effectuées à Beauharnois et à Mactaquac entre les groupes d'une centrale. Les problèmes survenus lors de la coupure du barrage Beauharnois (cisaillement des vannes directrices) ont été attribués à la présence d'une zone de cisaillement importante à la pointe de la coupure. (GOCEVSKI 2000)

Notons qu'il est désormais possible d'effectuer des coupures entre des groupes sans nécessiter l'arrêt de ceux-ci, ce qui rend la technique encore plus intéressante. En effet, l'expérience de Saunders a démontré qu'il était possible de faire une coupure entre deux groupes sans interrompre la production. Les déformations des groupes sont vérifiées par le système d'auscultation en continu des déformations subies par les turbines (KEE et al. 1998.) L'arrêt des turbines est demandé uniquement si un problème est anticipé.



a) Beauharnois

(Adapté de GOCEVSKI 1995)

b) Mactaquac

(Adapté de CURTIS 2000)

Figure 2.14 Coupures entre deux groupes d'une centrale

- *RITÈRES D'INTERVENTION*

Tous les ouvrages recensés au Tableau 2.3 présentent un niveau de fissuration plus ou moins important. La formation d'un réseau de fissures qui ne compromet pas la capacité de transmettre les efforts tranchants provenant de la poussée du réservoir dans un ouvrage dont la stabilité repose sur des contraintes de compression ne devrait pas être source d'inquiétude. Cependant, lorsque l'ouverture des fissures devient importante, la perte de cohésion provoque un plan de faiblesse important menaçant la stabilité de l'ouvrage, il est donc pertinent d'intervenir. Par exemple, le barrage de Chambon présentait une fissure plongeante de la face aval à la galerie d'inspection qui aurait pu menacer la stabilité de l'ouvrage d'évacuation. Malheureusement, il est difficile de définir de façon objective le seuil de tolérance à la fissuration.

Les déplacements faibles d'un ouvrage-poids, si leur provenance est connue et leur progression suivie, ne devraient pas être à eux seuls un critère suffisant pour motiver l'intervention majeure que représente une coupure. Rappelons que l'amplitude de ces mouvements est généralement négligeable par rapport à la taille de l'ouvrage. Cependant, lorsque les déplacements et distorsions menacent la productivité d'une

centrale (turbines) ou la sécurité d'un évacuateur (vannes), l'intervention est plus facilement justifiable.

Un certain niveau d'infiltration peut généralement être toléré sans nécessiter une intervention. La valeur absolue du débit doit être considérée mais la tendance à l'augmentation devrait être la principale source de questionnement.

La décision de couper devrait être motivée principalement par la sécurité de l'ouvrage et s'appuyer sur des données d'instrumentations et d'auscultations représentatives. Le bon fonctionnement (la productivité) des groupes pourrait justifier une coupure si sa nécessité est démontrée de façon non-équivoque.

2.3.7 Méthodes d'analyse numérique

Les premières décisions de couper des barrages ont été prises sans qu'aucune analyse approfondie n'ait été effectuée. Elles étaient basées sur des mesures et sur des observations in situ. Plus tard, le phénomène de la RAG est devenu mieux connu et les moyens informatiques se sont développés. De nos jours, il serait impensable d'entreprendre ce type d'intervention, sans recourir à un minimum d'analyses afin d'en déterminer l'impact. Cette sous-section fait le survol des différentes techniques qui ont été utilisées pour modéliser la RAG et les coupures de barrages.

- ***MODÉLISATION DE LA RAG***

Les déformations que subit le béton d'un barrage peuvent être résumées par la formule [2.1] :

Déformation totale : $$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{mec} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{th} + \varepsilon_{hyd} + \varepsilon_{RAG} \qquad [2.1]$$

Où :

ε_{mec} Déformation mécanique

ε_{sh} Déformation de retrait (*shrinkage*)

ε_{cr} Déformation de fluage (*creep*)

ε_{th} Déformation thermique

ε_{hyd} Déformation hydrique

ε_{RAG} Déformation due à la RAG

Cette expression simplifie le calcul en découplant les différents effets que subit la structure alors qu'en réalité certains sont dépendants des autres. Par exemple, le gonflement dû à la RAG est fonction, entre autres, de la contrainte de confinement totale qui elle est fonction du gonflement produit par la RAG. Un processus itératif est nécessaire à la solution de cette relation. Dans les paragraphes qui suivent, nous verrons comment la RAG a été modélisée par différents concepteurs.

Les principaux facteurs affectant la RAG dans le béton sont : (1) la teneur en alcalis, (2) l'humidité, (3) la température et (4) le taux de confinement (LÉGER et al. 1995). La RAG a deux principaux effets sur le matériau : (1) l'expansion et (2) l'endommagement.

Les premières tentatives de modéliser la RAG à l'aide de modèles d'éléments finis ont été entreprises en appliquant à la structure un gradient thermique équivalent. Ce gradient thermique, isotrope ou anisotrope, peut être appliqué uniformément sur l'ensemble de la structure ou modulé en fonction de la teneur en alcalis, de l'humidité et de la température du béton. Cette technique simple a été utilisée pour plusieurs barrages (voir Tableau 2.3). Cependant, elle comporte deux inconvénients. (1) Elle néglige l'influence du taux de confinement sur la RAG. Elle a donc tendance à surestimer les contraintes et les déformations dans les zones où les contraintes sont supérieures à la contrainte d'auto confinement de la RAG. Par exemple, il a été observé dans les analyses du barrage Chambon que l'expansion du béton due à la RAG était surestimée par un facteur 3 dans la partie rectiligne du barrage et dans le fond de la vallée très escarpée (DEBEAUCHAMP et al. 1992). Pour le barrage Hiwassee, ce problème fut contourné en diminuant le coefficient d'expansion thermique du béton dans le sens axial du barrage afin de simuler l'effet sur la RAG du confinement de l'ouvrage par la vallée (GRENOBLE et al. 1995). (2) Aucun endommagement du matériau n'est implicitement

considéré par cette approche. La RAG altère progressivement les propriétés élastiques du béton (E_c, f'_c, f_t), ce dont ne tient pas compte cette procédure. Ce type d'analyse simplifiée pouvait être justifié par les limites de la puissance informatique disponible à cette époque.

Plus récemment, des modèles de matériau ont été développés afin de simuler plus fidèlement le comportement du béton affecté par la RAG. Ces modèles de RAG permettent notamment de coupler la RAG avec le taux de contrainte et la température du béton. Différents modèles tenant compte du confinement ont été utilisés dans les analyses récentes de Beauharnois (GOCEVSKI et al. 2000), Mactaquac (CURTIS 2000) et Saunders (ADEGHE et al. 1995). À titre d'exemple, l'équation [2.2], utilisée pour les analyses de Beauharnois, relie le taux d'expansion dû à la RAG au taux de confinement du béton.

Taux d'expansion due à la RAG:

$$\dot{\varepsilon}_{RAG} = \exp\left(-A_1 \cdot \frac{\delta^T \sigma}{\sigma_{co}}\right) \cdot \left(\delta^T \sigma\right) \cdot A_2 \qquad [2.2]$$

(Tiré de KLADEK et al. 1995)

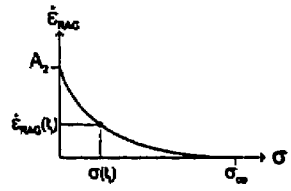


Figure 2.15 ε'_{RAG}

Où :

A_1, A_2	Constantes du matériel
δ^T	Delta de Kronecker (0 ou 1)
σ	Contrainte
σ_{co}	Contrainte de confinement

Cette fonction exponentielle décroissante atteint la valeur zéro lorsque le taux de confinement de la RAG est atteint ($\sigma \geq \sigma_{co}$). Elle est réévaluée à tous les pas de temps de l'analyse transitoire. Pour tenir compte de l'endommagement, la rigidité et la résistance du béton (E_c et f'_c) peuvent être modifiées en fonction du taux d'expansion due à la RAG (ε'_{RAG})[3].

[3] Voir KLADEK et al. 1995 pour la formulation de l'endommagement

- ***MODÉLISATION D'UNE COUPURE***

Différentes méthodes peuvent être utilisées pour étudier l'influence de l'introduction d'une coupure. On s'intéresse généralement au comportement à court et à long terme de la coupure. La fermeture instantanée est généralement plus facile à modéliser car elle repose sur les propriétés intrinsèques (α) et élastiques (E_c, υ) du matériau qui pourront être évaluées précisément. La fermeture à long terme dépendra de paramètres plus difficilement évaluables tels les propriétés de fluage du béton (Φ) et le potentiel de RAG subsistant.

La première étape de la modélisation d'une coupure consiste à reproduite les **conditions avant coupure**. Pour y parvenir, on peut soit appliquer un gradient thermique équivalent ou utiliser une analyse transitoire incluant un modèle de RAG reproduisant l'historique de l'ouvrage. Ces résultats sont généralement calibrés par des mesures de déplacements et de contraintes in situ.

La seconde étape consiste à **introduire la coupure**. La façon la plus simple d'y parvenir est de déconnecter les nœuds des éléments à l'emplacement de la coupure. On suppose de cette façon que la largeur de la coupure est suffisante pour qu'elle ne se referme pas complètement. Si une analyse transitoire est utilisée, des éléments de contacts peuvent être employés pour simuler le contact entre les deux faces d'une coupure. Ce type d'élément permet un mouvement libre jusqu'à l'atteinte d'un mouvement maximum équivalent à la largeur de la coupure. Ce comportement non-linéaire peut allonger de beaucoup le temps de calcul. L'utilisation de fonctions de type « *birth & death* »[4] permet d'étudier en une seule analyse les conditions avant, pendant et après coupure. Par ce type de fonction, les éléments de la coupure sont retirés au moment désiré de l'analyse transitoire (voir sous-section 4.9.2). Ceci peut être intéressant pour l'étude de l'introduction graduelle de la coupure dans une structure.

---

[4] ANSYS 5.6

L'étude du **comportement à long terme** est effectuée en poursuivant l'analyse par la même méthode que celle utilisée pour reproduire les conditions avant-coupure. L'efficacité à long terme des différents scénarios de réhabilitation peut être estimée de cette façon.

Prenons pour exemple les analyses de coupure du barrage Hiwassee présenté précédemment à la sous-section 2.3.6 (GRENOBLE et al. 1995). Les condition initiales sont obtenues en reproduisant d'abord les mouvements de pendules mesurées en 1944. Pour y parvenir, les rigidités relatives de la fondation (E_r) et de l'ouvrage (E_c) sont ajustées. Ensuite le modèle est calibré pour la RAG en appliquant un gradient thermique équivalent pour obtenir les déformations actuelles (≈1995). Différents scénarios de coupures ont été introduits au modèle et il a été décidé d'effectuer quatre coupures tel qu'illustré précédemment à la Figure 2.13.

Le **fluage** est un phénomène qui a été généralement négligé dans les analyses de coupures. Selon l'expérience acquise au barrage Hiwassee : « *Il a été constaté que l'hypothèse d'élasticité linéaire était acceptable sauf à proximité de l'ouverture du déversoir et des coupures de décompression, emplacements où le fluage était important* » (traduit de GRENOBLE et al. 1995). Le fluage étant important à proximité des coupures, il serait primordial de l'inclure aux analyses visant à connaître l'efficacité à long terme de cette opération. Le fluage et la relaxation se superposent au gonflement dû à la RAG dans la zone d'une coupure. La vitesse de fermeture et la fréquence d'intervention sont donc amplifiés par ce phénomène. Récemment, les analyses faites pour les coupures des barrages Mactaquac (CURTIS 2000) et Saunders (ADEGHE et al. 1995) incluaient le fluage.

Selon la problématique particulière à chaque ouvrage, différents paramètres peuvent être inclus au modèle : chargement thermique, présence d'armature à proximité des turbines, joints endommagés, etc. Ces phénomènes ne faisant pas l'objet du présent mémoire, ils ne seront pas traités.

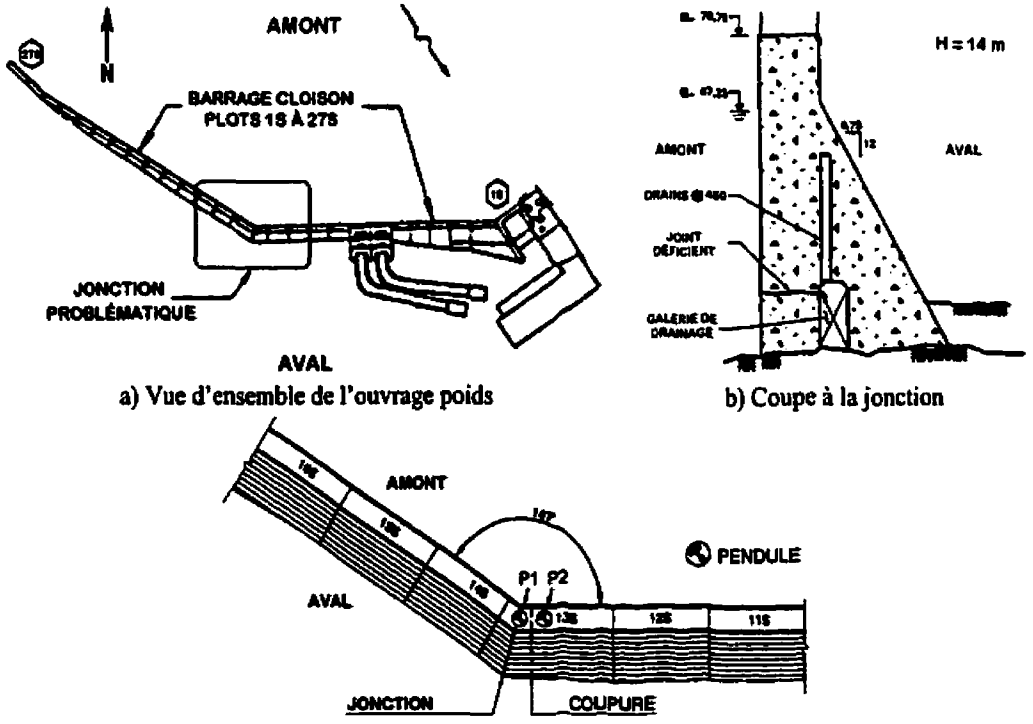
2.4 Coupure du barrage Chute-à-Caron

Cette section de même que la suivante sont dédiées à deux études de cas d'ouvrages qui ont récemment subit une coupure et pour lesquels des données d'instrumentation ont été rendues disponibles par leurs propriétaires pour fins de recherche.

Le barrage Chute-à-Caron, situé sur la rivière Saguenay près de Alma au Québec, a été construit en 1930. L'ouvrage est illustré à la Figure 2.16-a et ses principales caractéristiques sont résumées au Tableau 2.4.

Tableau 2.4 Informations générales, Chute-à-Caron

Barrage			
Construction	1930	Propriétaire	Alcan lté
Hauteur	15 m	Emplacement	Riv. Saguenay,
Type	Poids	Pays	Canada (Québec)
Matériaux			
Propriété		*Béton*	*Fondation*
Module d'élasticité, E		25 GPa	50 GPa
Coefficient de poisson, υ		0.15	0.30
Coeff. d'expansion Thermique, α		11.5×10^{-6} /°C	8.1×10^{-6} /°C
Coeff. de fluage, C_f (appliqué à σ_{fb})		0.65	-
Poids volumique, w		22.5 kN/m^3	-
Potentiel de RAG		Négligeable	-
Coupure			
Date de Coupure	Été 1997	Méthode	Câble diamanté
Largeur	15 mm	Emplacement	Jonction 147°
Durée de l'opération	4 jours	Fermeture estimée	4.5 mm
Profondeur	Partielle, 13 m	Fermeture obtenue	10 mm



a) Vue d'ensemble de l'ouvrage poids

b) Coupe à la jonction

c) Détail de la jonction problématique

Figure 2.16 Barrage Chute-à-Caron

(Adapté de BATTA et al. 1998)

2.4.1 Apparition du problème

De 1992 à 1997, il est observé que le débit d'infiltration d'été dans une zone de l'ouvrage, montre un accroissement important (voir Figure 2.17). Cette augmentation substantielle laisse présager un endommagement progressif d'un joint. Le joint déficient se situe dans la zone comportant une jonction formant un angle de 147°.

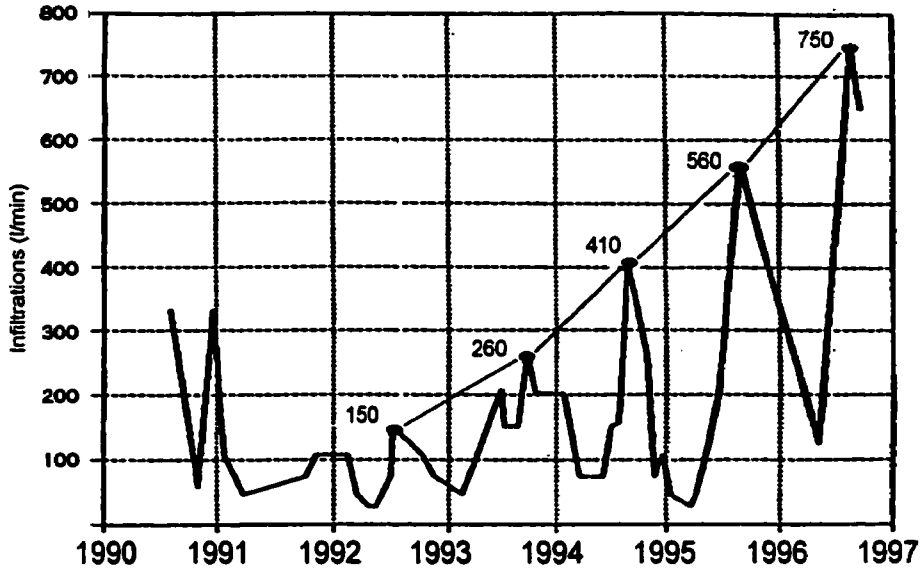


Figure 2.17 Infiltrations mesurées à la jonction

(Adapté de BATTA et al. 1998)

2.4.2 Évaluation du problème

La première étape entreprise dans le processus de réhabilitation est l'ajout d'instruments afin de bien quantifier le problème. Un pendule inversé est déjà en fonction à la jonction et indique un mouvement cyclique annuel amont-aval. Les fissuromètres ajoutés mesurent des cycles ouverture-fermeture du joint avec une ouverture maximale en fin d'été. Ceci coïncide avec le débit cyclique d'infiltrations observé à la jonction.

L'explication avancée est un phénomène d'origine thermique qui cause une poussée axiale de part et d'autre de la jonction. La résultante provoque un déplacement

de la crête vers l'aval et l'ouverture d'un joint de reprise près du pied amont de l'ouvrage. Des tests de réactivité montrent que la RAG n'est pas en cause.

Afin de vérifier l'hypothèse de l'origine thermique des problèmes, une analyse thermique transitoire 2D sur une section typique est d'abord entreprise pour obtenir la distribution interne des températures. La distribution obtenue est ensuite appliquée à un modèle d'éléments finis 3D incluant 4 plots de part et d'autre de la jonction et la fondation rocheuse. Le fluage du béton est considéré par un coefficient de fluage (C_f=0.65)[5] appliqué directement aux contraintes obtenues des analyses élastiques. Il est démontré que l'hypothèse des cycles thermiques reproduit bien le comportement observé. L'ouverture du joint à la base de l'ouvrage sur la face amont de la jonction s'explique par les contraintes de tractions observées dans le modèle. Une déformée obtenue de cette analyse est présentée à la Figure 2.18. On remarque que le déplacement de la crête vers l'aval est plus important près de la jonction.

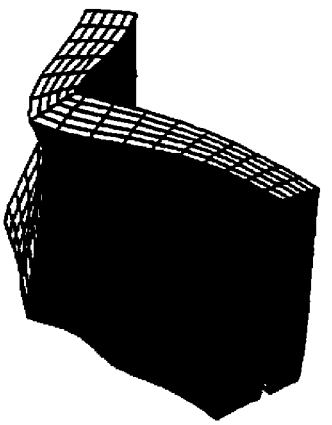


Figure 2.18 Déformée des plots 12 à 14

(Adapté de BATTA et al. 1998)

Les forces obtenues de l'analyse d'éléments finis sont utilisées pour étudier la stabilité de la jonction. Le facteur de sécurité au glissement est constaté insuffisant en comparaison aux critères de stabilité normalement admis.

---

[5] Le coefficient C_f utilisé dans cet exemple correspond à (1-r). Le phénomène de fluage/relaxation est expliqué à la section 3.2.2.

2.4.3 Méthode d'intervention

Les infiltrations étant devenues importantes et l'endommagement graduel du joint étant évident, il n'était pas envisageable de simplement augmenter la capacité de pompage dans la galerie. La stabilité de l'ouvrage étant remise en cause, une intervention majeure était à envisager.

Deux options ont été envisagées pour rétablir la stabilité de l'ouvrage :

1. L'utilisation de câbles de post-tension afin de refermer le joint déficient.

2. L'introduction d'un ou de plusieurs joints d'expansion (coupures) afin d'éliminer l'interaction entre les deux parties de l'ouvrage à la jonction.

La post-tension nécessaire pour refermer le joint a été estimée à 300 tonnes/mètre soit l'équivalent d'environ 150% du poids du barrage. Cette alternative a été rejetée car une telle quantité de post-tension n'est pas envisageable.

Différents scénarios de coupures ont été examinés en étudiant l'influence du nombre, de la profondeur et de l'emplacement des coupures. La configuration choisie devait permettre d'éliminer les efforts de traction au joint déficient en minimisant les effets secondaires. De plus, il était essentiel que les segments séparés se comportent comme un barrage-poids.

Ces analyses ont démontré que l'effort de compression axiale augmente rapidement lorsqu'on s'éloigne de la coupure. L'utilisation de coupures éloignées de la jonction n'éliminait donc pas complètement le phénomène indésirable de la poussée axiale causant un déplacement de la crête et des contraintes de traction au pied de la face amont (voir Figure 2.19).

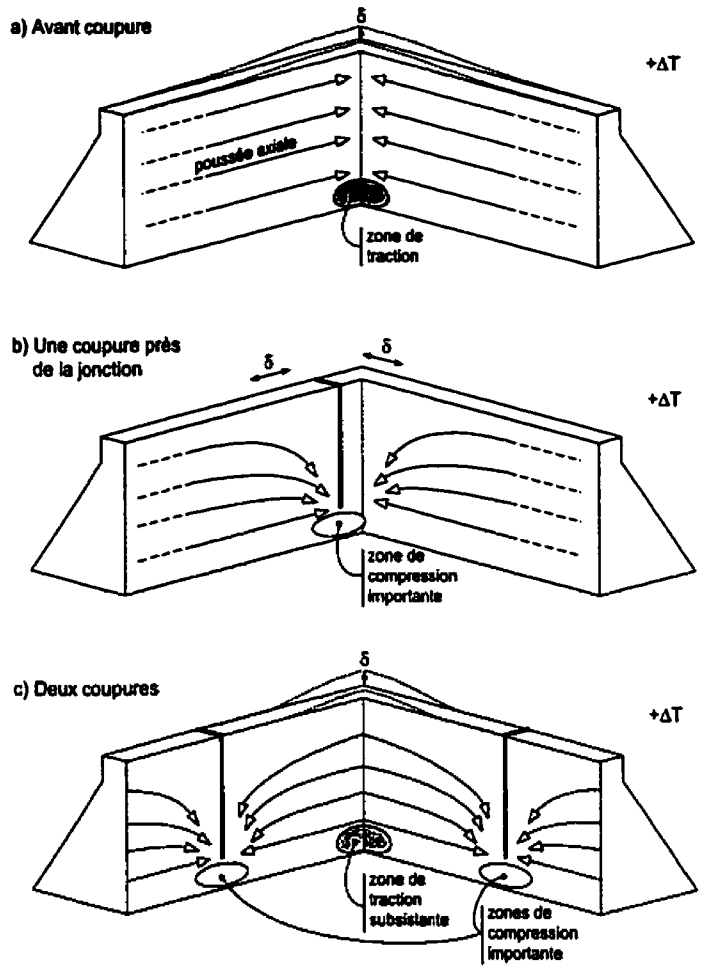
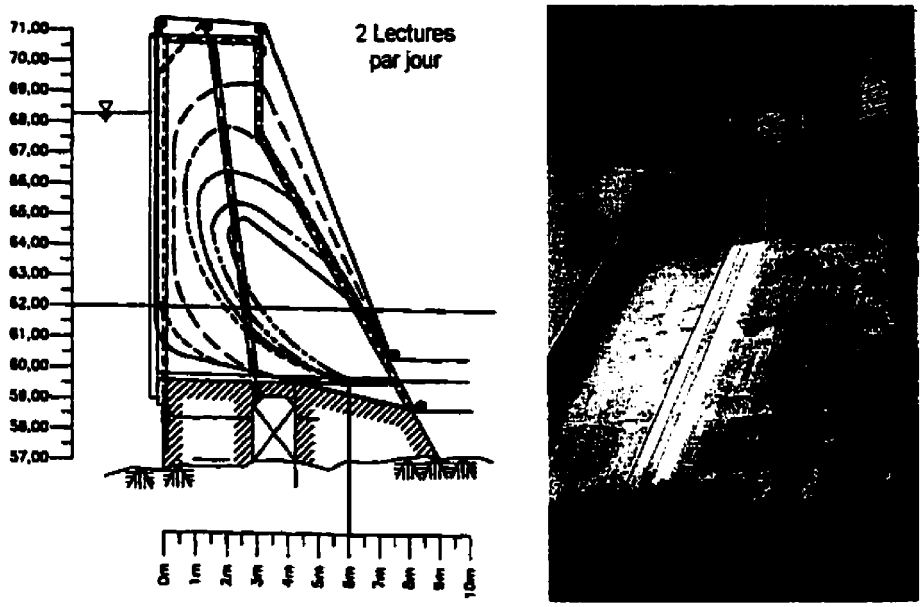


Figure 2.19 Effet de l'insertion de coupure(s) sur la poussée axiale

Une seule coupure partielle a donc été effectuée à proximité de la jonction soit dans le plot 13, tel qu'illustré à la Figure 2.19-b. Cette configuration répondait aux exigences citées plus haut.

La largeur de la coupure a été choisie de façon à permettre les déplacements prévus à l'aide du modèle d'éléments finis avec une marge de sécurité tenant compte de l'incertitude de certains paramètres. La fermeture instantanée calculée était de 4,5 mm et la largeur spécifiée était de 15 mm. Le plan de réhabilitation prévoyait aussi une

membrane étanche installée sur la face amont du barrage, le long du joint horizontal endommagé.



a) Progression b) Vue de l'aval

Figure 2.20 Coupure, barrage Chute-à-Caron

Après avoir installé une membrane étanche, un pendule additionnel et le système d'étanchéité, la coupure a été exécutée à l'été 1997. La durée de l'opération de coupure au câble diamanté était d'environ quatre jours.

2.4.4 Comportement à court terme

La fermeture instantanée mesurée lors de la fin du processus de coupure était de 10 mm comparativement à une prédiction de 4,5 mm. Il fut remarqué plus tard que l'intensité des températures utilisées pour les analyses était inférieure à celle mesurée par des thermocouples. De plus, le coefficient d'expansion thermique utilisé pour le béton était inférieur à celui mesuré sur des échantillons. Heureusement, la largeur de la coupure avait été choisie en considération de l'incertitude des paramètres. La fermeture calculée corrigée en fonction des nouveaux paramètres de température et de

d'expansion thermique était de 7.9 mm, ce qui était proche mais toujours inférieure à la valeur réelle de 10 mm.

Les pendules ont également enregistré un déplacement de 4 mm vers l'amont et de 2 mm vers le bas en crête de la jonction.

Malheureusement, il est impossible d'évaluer directement l'effet de la coupure sur les fuites dans la galerie de drainage. La membrane étanche a été installée sur le joint avant que la coupure soit entreprise. Cependant, les fissuromètres installés sur le joint démontrent une fermeture instantanée de 1,6 mm, ce qui correspond approximativement à l'amplitude annuelle des mouvements avant coupure. On peut donc conclure que le joint s'est refermé lors de l'introduction de la coupure.

La fermeture du joint ouvert pourrait avoir provoqué un mouvement de corps rigide (rotation) des blocs de part et d'autre de la coupure. Ceci n'aurait pas été anticipé par des analyses élastiques. Nous verrons à la fin de la sous-section suivante l'influence que pourrait avoir ce type de phénomène.

2.4.5 Comportement à moyen terme

Malgré le fait que la RAG n'est pas un phénomène affectant cet ouvrage, des déplacements progressifs sont observés de part et d'autre de la coupure. Ceux-ci sont superposés aux déplacements saisonniers anticipés. La Figure 2.21-a illustre les déplacements RG/RD des deux pendules situés de part et d'autre de la coupure, au sommet de l'ouvrage. La soustraction de ces deux mesures nous donne la fermeture de la coupure en crête d'ouvrage (Figure 2.21-b). On remarque que la coupure tend à se refermer dans le temps et qu'elle s'est complètement refermée en crête à l'été 1999.

Si l'on tente de déterminer la tendance actuelle de la fermeture, on s'aperçoit qu'une fonction linéaire peut être superposée à la variation saisonnière (sinusoïdale) d'origine thermique. On peut s'attendre à ce que cette tendance linéaire initiale diminue

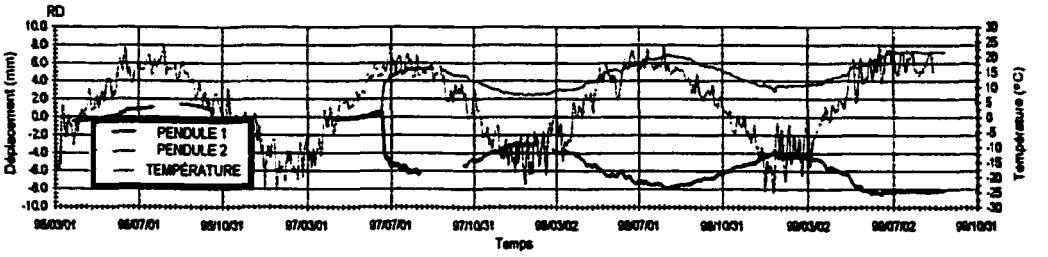
avec le temps. Le ralentissement des phénomènes de fluage/relaxation de même que la fermeture graduelle de la coupure aidant. La Figure 2.21-c illustre le résultat de la régression en utilisant une expression du type :

Fermeture : $$\delta = (m \cdot t) + b + \left[a \cdot \sin\left(2\pi \frac{t-p}{f} \right) \right] \qquad [2.3]$$

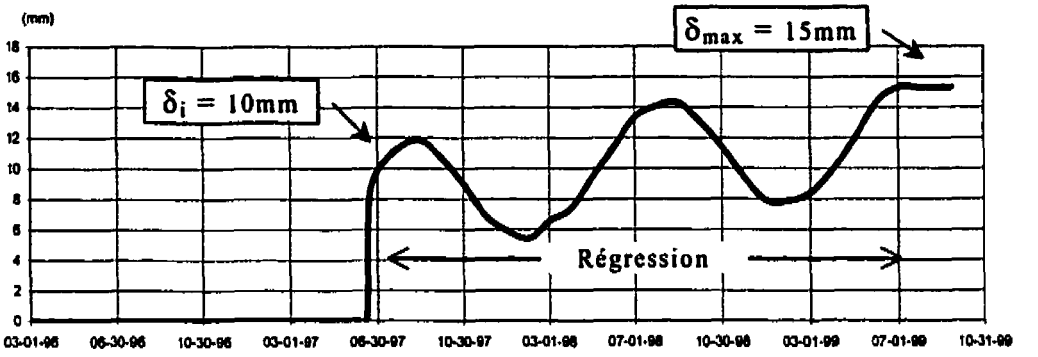
Où:

m	Pente de la droite
t	Temps
b	Fermeture initiale à $t=0$
a	Amplitude
p	Phase
f	Fréquence

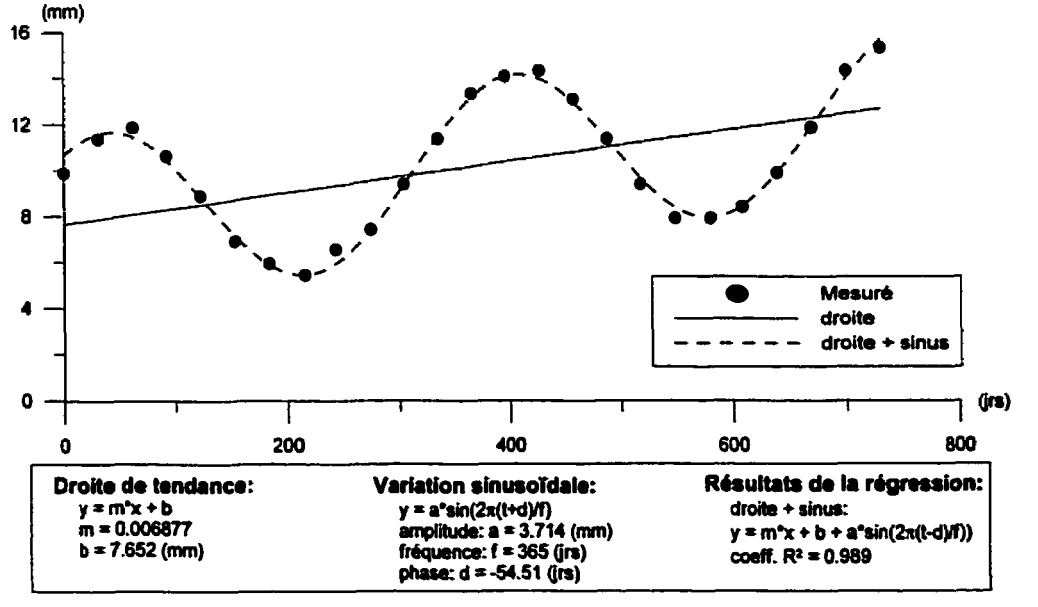
Cette expression procure un coefficient de régression R^2=0.989 ce qui illustre que la tendance est linéaire au cours des deux premières années après coupure et avant fermeture complète.



a) Déplacements amont-aval en crête de la jonction (pendules)*



b) Fermeture de la coupure



c) Régression sur la fermeture de juillet 1997 à juillet 1999

Figure 2.21 Comportement après coupure

(* Données Compilées par Génitique inc., fournies par SNC-Lavalin et autorisées par Alcan lté.)

Si l'on néglige le fait que la fermeture graduelle de la coupure du haut vers le bas ralentira la tendance linéaire initiale, on peut estimer à l'aide de l'équation [2.3] que la coupure demeurera complètement fermée en crête à partir de 2002 (voir Figure 2.22). Ce scénario est conservateur car il ne tient pas compte du ralentissement du processus. Une expression de type asymptotique serait plus représentative du comportement réel. Par exemple, une fonction exponentielle ($f(1-e^{-t})$) donnerait une fermeture complète environ en 2007. Une coupure refermée en été ne joue plus le rôle pour lequel elle a été mise en place. Les circonstances qui avaient nécessité sa mise en place risquent donc de réapparaître et la stabilité pourrait être de nouveau remise en question. Les conséquences de la fermeture complète devraient donc être examinées en fonction de la nécessité d'une nouvelle intervention ou d'une réévaluation de la stabilité de l'ouvrage. Il faut cependant noter que, malgré la fermeture observée en 1999, les déplacements vers l'aval (non-illustrés) n'ont pas encore atteint leur niveau d'avant coupure. Une certaine période sera nécessaire avant de rétablir l'intensité des efforts prévalants avant la coupure.

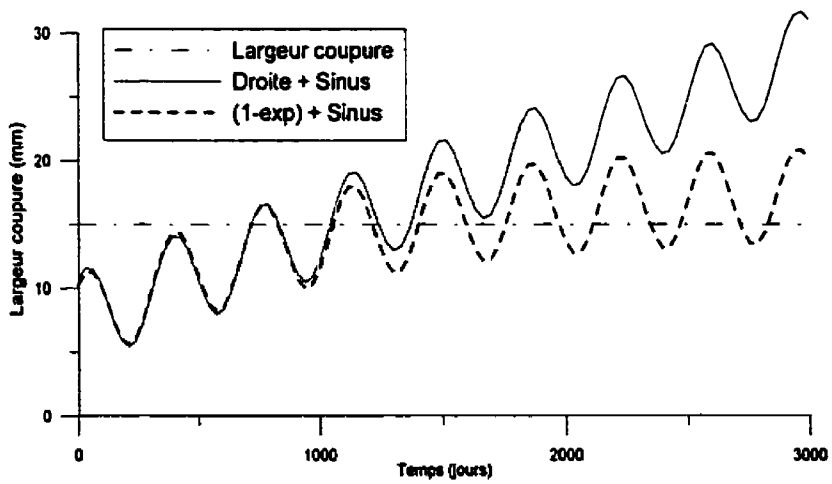


Figure 2.22 Estimation de l'instant de la fermeture complète

La RAG n'étant pas en cause, d'autres explications des déplacements différés doivent être avancées.

Le **fluage** a été considéré dans les analyses à l'aide d'un coefficient de fluage $C_f=0.65$ basé sur la littérature et **appliqué aux contraintes élastiques d'origine thermique**. Elles sont donc diminuées de 35% pour tenir compte de la relaxation.

Contraintes soutenues : $\sigma_s = \sigma_i \cdot C_f$ **[2.4]**

Où :

σ_i contrainte initiale

C_f Coefficient de fluage (0.65)

Cette valeur de C_f est relativement élevée, la relaxation est donc considérée faible. (Nous verrons à la section 2.5 que d'autres concepteurs on utilisé un C_f de 50%.) Ce choix prend en considération que le béton de cet ouvrage est composé d'une teneur élevée en granulats. Ceci a pour effet de diminuer la relaxation qui survient dans la pâte du béton. La relaxation est considérée linéaire donc proportionnelle sur toute la structure.

Par l'application de C_f aux contraintes seulement, les déformations ne sont pas modifiées pour tenir compte du fluage provoqué par la redistribution des contraintes suite à la coupure. Aucune déformation différée n'est donc considérée par cette méthode, le phénomène de relaxation est considéré important (35% de relâchement) mais le fluage n'est pas considéré. Pourtant, ces deux phénomènes sont des manifestations du comportement élasto-visqueux du béton. Par ailleurs, l'application de C_f aux contraintes seulement correspond en fait au cas où la structure est parfaitement encastrée car la relaxation des contraintes issues de déformations imposées (mais restreintes par l'hyperstaticité) se produit. L'estimation de la fermeture d'une coupure, sans recourir à une analyse transitoire plus complexe, est sans doute plus réaliste si on considère les déplacements différés à l'aide d'un module soutenu appliqué à la redistribution des contraintes induites par la coupure. La nouvelle condition frontière libre incorporée au modèle pour modéliser la coupure permet les déplacements libres. Idéalement, l'analyse devrait donc inclure les déformations de fluage.

En deux ans, une augmentation de 50% de la fermeture a été constatée (10 mm → 15 mm, voir Figure 2.21-b). Cette déformation différée pourrait être attribuée en partie au fluage. De fait, il a été démontré que le fluage est amplifié par le chargement cyclique qu'occasionne les variations saisonnières de température (NEVILLE 1981). Par ailleurs, l'intensité du fluage en traction est plus importante qu'en compression occasionnant des mouvements difficiles à prédire lors de la redistribution des contraintes ou lors de l'application de chargements cycliques traction-compression. Finalement, l'hypothèse de linéarité du fluage n'est valable qu'à de faible taux de chargement et pourrait sous-estimer le phénomène dans la zone fortement comprimée en pointe de coupure. Tous ces facteurs peuvent avoir une influence importante sur la fermeture calculée qui servira ensuite à déterminer la largeur de la coupure à entreprendre. Un estimé de la fermeture susceptible de se produire est très important en ce qui concerne l'efficacité et la durabilité de l'intervention.

La sous-estimation de la fermeture élastique a diminué la marge de manœuvre de 10 mm qui avait été prévue lors du choix de la largeur de coupure. La marge réduite de 7 mm a été insuffisante pour accommoder les déformations différées qui n'avaient pas été anticipées. Il pourrait donc être envisageable de devoir recouper afin de prolonger l'efficacité de l'intervention jugée nécessaire lors des études précédantes.

On serait tenté d'expliquer les mouvements à long terme des lèvres de la coupure uniquement par le fluage. Cependant, un barrage-poids en béton comporte de nombreux joints horizontaux et verticaux. Son comportement est donc différent de celui d'un solide homogène auquel notre raisonnement fait souvent référence. L'influence de ces joints, dont l'état est souvent inconnu, et la présence de fissures peut être difficile à évaluer, particulièrement pour un ouvrage âgé de 70 ans.

La Figure 2.23 présente d'autres sources de déplacements qui pourraient s'être produits. Observons un exemple arbitraire afin de quantifier l'importance que pourraient avoir ces phénomènes. Supposons qu'un des deux blocs produits par la coupure ait

pivoté de 0.01° autour de son coin (voir Figure 2.23, A). La hauteur du bloc étant de 13m, la fermeture additionnelle produite par ce mouvement de corps rigide serait de l'ordre de 2 mm. Ce type de phénomène aurait donc pu avoir une influence importante sur la fermeture mesurée. Il est pratiquement impossible de modéliser l'ensemble de ces comportements, mais la largeur de la coupure devrait être choisie en considérant la possibilité qu'ils surviennent.

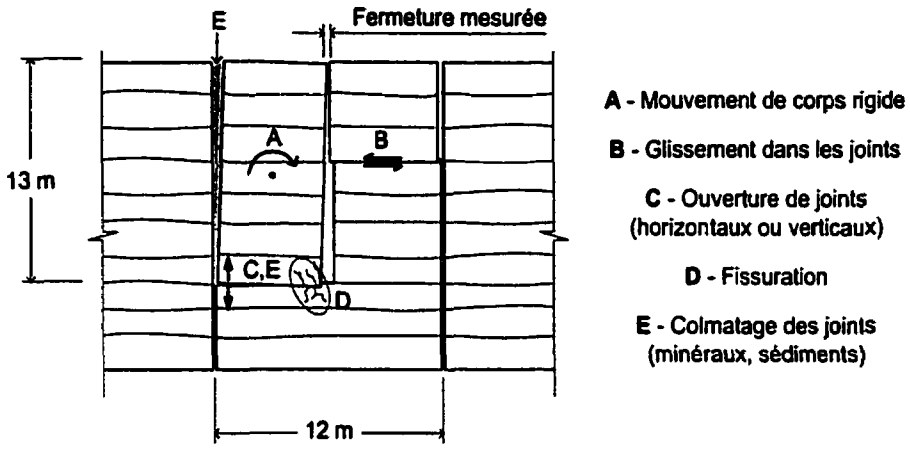


Figure 2.23 Autres sources de déplacements

2.5 Coupure du barrage La Tuque

Cette seconde étude de cas porte sur le barrage La Tuque dont la problématique est plus complexe que le barrage Chute-à-Caron décrit dans l'étude précédente. Nous verrons que cet ouvrage est de taille plus importante, de géométrie plus complexe et est attaqué par la RAG.

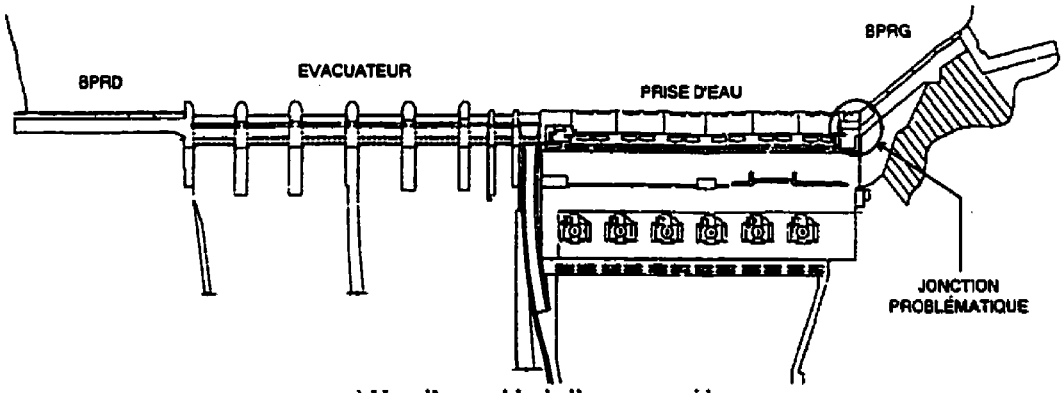
Le barrage La Tuque, construit en 1940, est situé sur la rivière St-Maurice près de la ville de La Tuque au Québec. Cet ouvrage est illustré à la Figure 2.24 et ses principales caractéristiques sont résumées au Tableau 2.5.

Tableau 2.5 Informations générales, La Tuque

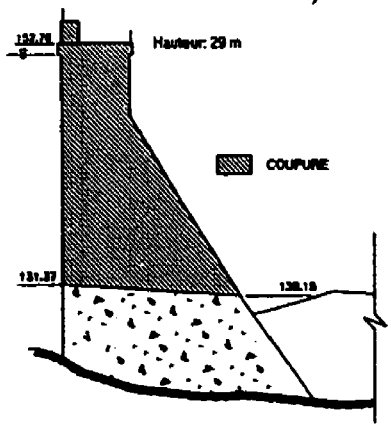
Barrage			
Construction	1940	Propriétaire	Hydro-Québec
Hauteur	29 m	Emplacement	Riv. St-Maurice,
Type	Poids	Pays	Canada (Québec)

Matériaux		
Propriété	*Béton*	*Fondation*
Module d'élasticité, E	24,5 GPa	50 GPa
Coefficient de poisson, υ	0.15	0.30
Coeff. d'expansion Thermique, α	10×10^{-6} /°C	8.1×10^{-6} /°C
Coeff. De fluage, C_f (appliqué à E_c)	0,50	-
Poids volumique, w	24,0 kN/m^3	26,0 kN/m^3
Potentiel de RAG	Élevé (100-150 $\mu\varepsilon$/an)	-

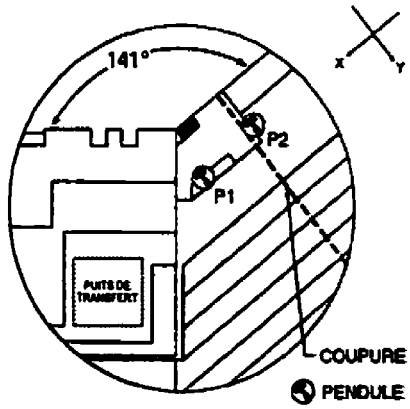
Coupure			
Date de Coupure	Été 1993	Méthode	Câble diamanté
Largeur	12 mm	Emplacement	Jonction 141°
Durée de l'opération	31 jours	Fermeture estimée	30 mm
Profondeur	Partielle, 21 m	Fermeture obtenue	12 mm (complète)



a) Vue d'ensemble de l'ouvrage poids



b) Coupe à la jonction



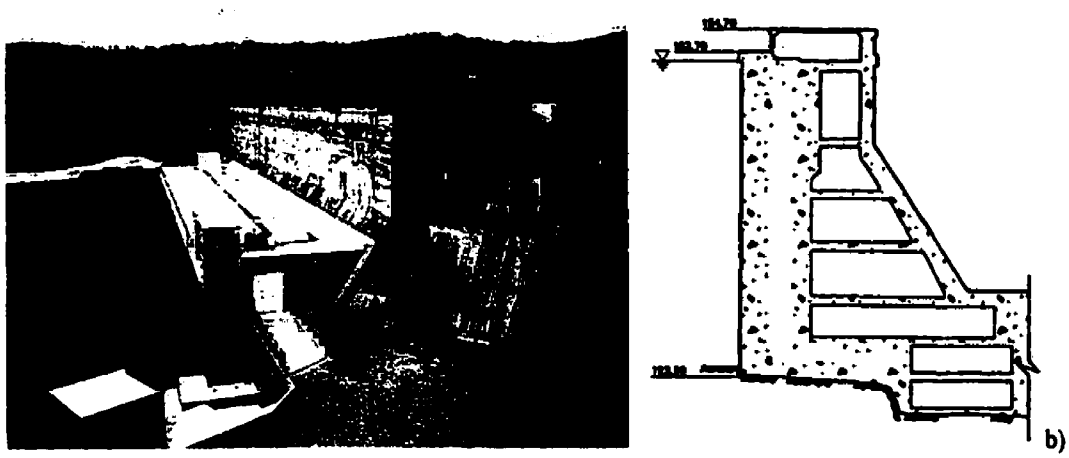
c) Détail de la jonction problématique

Figure 2.24 Barrage La Tuque

(Adapté de VEILLEUX et al. 1992)

2.5.1 Apparition du problème

De 1983 à 1992, l'instrumentation de l'ensemble de l'ouvrage démontre des déplacements importants, particulièrement dans la zone de la jonction de la prise d'eau (PE) et du barrage-poids rive gauche (BPRG) qui forment un angle de 141°. En dix ans, les déplacements résiduels en crête à cet endroit totalisent 14 mm vers l'aval et 20 mm vers le haut. Des déplacements sont mesurés sur l'ensemble de l'ouvrage mais la zone discontinue que constitue cette jonction en souffre particulièrement. En plus du changement d'angle, un puits de transfert et une conduite forcée sont situés à proximité de la jonction et la section transversale du barrage subit un changement de section. La jonction est présentée à la Figure 2.25-a et une coupe au niveau du puits de transfert, situé dans la prise d'eau près de la jonction, est présentée à la Figure 2.25-b.



a) Changement d'angle et de section

Puits de transfert (évidement)*

Figure 2.25 Discontinuités dans la zone de la jonction PE-BPRG

(* Adapté de Veilleux 1992)

Le gonflement du béton combiné à la géométrie particulière de l'ouvrage cause des distorsions et de nombreuses fissures. Des relevés de fissuration dans le puits de transfert démontrent l'ampleur du problème. Certaines des fissures atteignent 10 mm de

largeur. Des analyses effectuées avant 1992 ont démontré qu'une vanne de la prise d'eau pourrait se coincer si le phénomène continue sa progression.

2.5.2 Évaluation du problème

Des tests en laboratoire ont démontré le potentiel élevé de RAG du béton de cet ouvrage. De plus, les cycles thermiques causent des déformations saisonnières importantes l'ouvrage. L'endommagement est évident, mais la géométrie complexe rend difficile un diagnostique basé uniquement sur les observations. Des analyses poussées ont donc été nécessaires à la compréhension du problème et à l'évaluation des méthodes de réfection (VEILLEUX 1992).

Un premier modèle simplifié d'éléments finis a été utilisé pour la compréhension du comportement global de l'ouvrage. Un second modèle, plus détaillé, a été nécessaire à la compréhension des déformations locales observées. Les conduites forcées, les puits des vannes et le puits de transfert ont été inclus au modèle détaillé tel qu'illustré à la Figure 2.28.

Une première analyse transitoire thermique 2D a été effectuée pour obtenir la distribution des températures extrêmes saisonnières à l'intérieur d'une section typique. Le gonflement dû à la RAG était simulé par un gradient thermique uniforme additionnel. Le fluage du béton était simulé par un module soutenu Ec_{sou} équivalent à 50% du module Ec. Des analyses statiques ont été effectuées pour les maximums saisonniers (été et hiver) à l'aide du modèle 3D détaillé.

Des concentrations de contraintes importantes ont été constatées dans la zone de la jonction et du puits de transfert. Les analyse ont démontré que les contraintes de compression dans l'axe longitudinal de l'ouvrage se situent entre 2 MPa et 4 MPa.

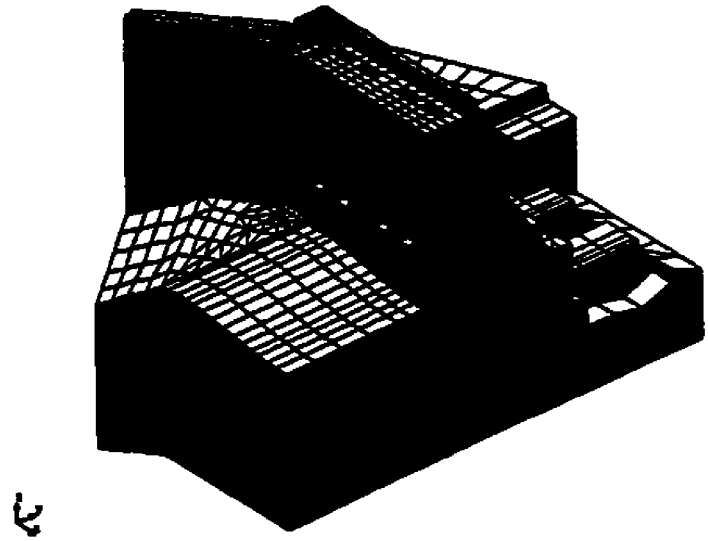


Figure 2.26 Vue amont du modèle détaillé, barrage La Tuque

(Adapté de VEILLEUX 1995)

2.5.3 Méthode d'intervention

La seule méthode de réhabilitation retenue a été l'utilisation d'une coupure à proximité de la jonction. Cette méthode visait à relâcher les contraintes induites par la RAG et à procurer un joint de dilatation pour les cycles thermiques.

La coupure a été simulée dans le modèle à 3,048 m de la jonction dans le PBRG. La largeur de la coupure recommandée est de 50 mm. La distribution des déformations est comme suit :

1. Fermeture cyclique thermique annuelle : 20 mm
2. Fermeture, relâchement des contraintes de RAG (3 MPa) : 10 mm
3. Fermeture anticipée : 30 mm

La largeur recommandée de 50 mm tenait compte de l'incertitude des paramètres. De plus, la RAG devant se poursuivre sur encore plusieurs années, l'excédent de 20 mm de largeur permettra d'en accommoder une partie. La coupure a été exécutée à l'emplacement décrit précédemment et un pendule a été ajouté (voir Figure 2.24). Différents instruments ont été ajoutés, notamment des fissuromètres, pour

mesurer l'effet bénéfique de la coupure dans le puits de transfert. L'étanchéité de la coupure a été assurée par la méthode décrite à la sous-section 2.3.4. Malheureusement, pour des raisons pratiques, la coupure effectuée n'avait qu'une largeur de 12 mm. L'opération de coupure a duré environ 31 jours.

2.5.4 Comportement à court terme

Tel qu'anticipé par les analyses, la coupure se referme complètement[6] au sommet (12 mm) dès la première année. L'efficacité en est donc réduite au relâchement partiel des contraintes internes existantes lors de la coupure. Les déplacements mesurés dans l'axe du barrage (RG-RD) sont deux fois plus important du coté de la prise d'eau (PE) que du côté du BPRG. La crête a reculé d'environ 3 mm vers l'amont et s'est rabaissée d'environ 2 mm.

2.5.5 Comportement à moyen terme

La largeur de la coupure ayant été limitée à 12 mm, l'efficacité en a été diminuée. La Figure 2.27 illustre les déplacements horizontaux mesurés par les deux pendules inversés situés de part et d'autre de la coupure.

L'opération a procuré un gain de 2 ans sur les déplacements vers l'aval, la tendance avant coupure s'est ensuite rétablie. Si l'on néglige le rebond élastique, l'effet sur les déplacements RG-RD est plus faible. À partir de 1995 la coupure est fermée sur la majorité de sa hauteur car les déplacements des deux pendules sont synchronisés. Notons que la coupure s'était refermée instantanément au sommet mais que la fermeture s'est propagée graduellement du haut vers le bas sur la majorité de sa hauteur. Ceci est confirmé par des mesures de fissuromètres installés sur la coupure. Les déplacements

---

[6] Les pendules ont enregistré un déplacement instantané légèrement moindre car ils ne sont pas situés immédiatement sur les lèvres de la coupure (voir Figure 2.27).

verticaux causés par la coupure (non illustrés) sont similaires aux déplacements amont-aval.

Des fissuromètres situés sur la face aval démontrent que la coupure se referme progressivement d'année en année du haut vers le bas (non illustré ici). Les déplacements du fissuromètre 2, situé près de la crête de l'ouvrage, sont illustré à la Figure 2.1-c.

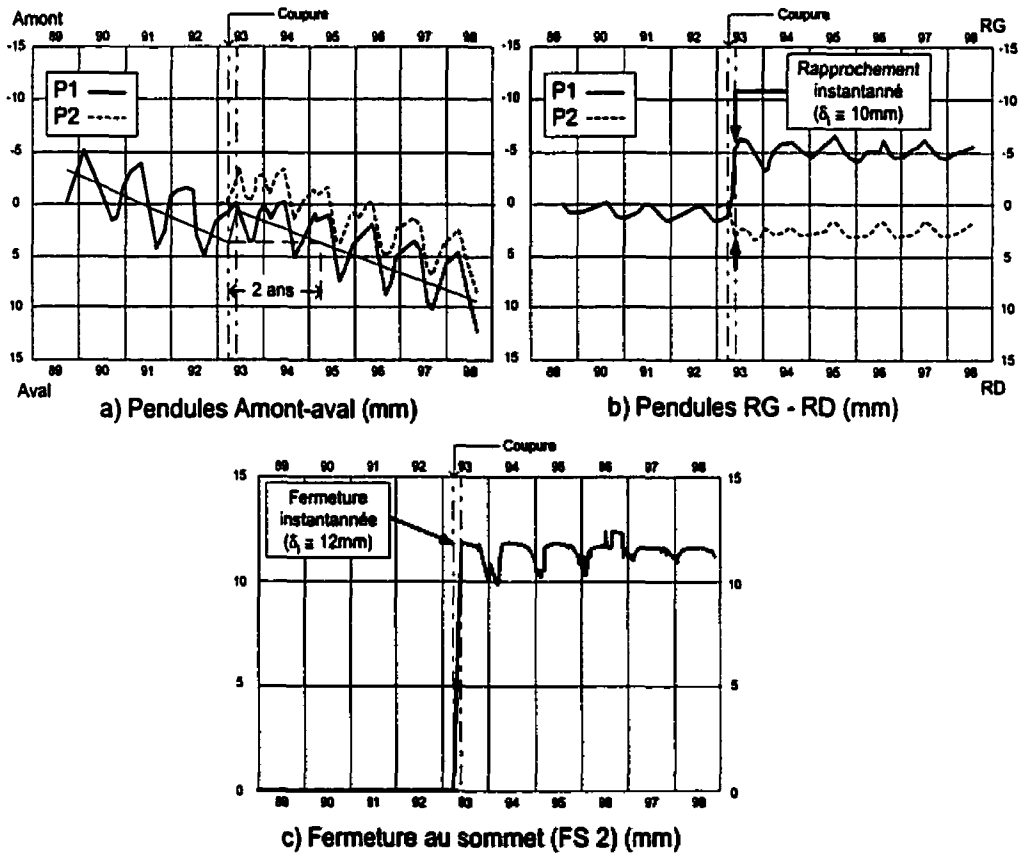


Figure 2.27 Pendules inversés et fissuromètres, barrage La Tuque [7]

(Adapté de MENDES 1999)

D'autres fissuromètres installés dans le puits de transfert démontrèrent que les fissures ne se refermèrent pas à la suite de la coupure (GOCEVSKI 2000). Les déformations plastiques survenues dans cette zone ne peuvent donc pas être récupérées.

Suite à l'interprétation des données d'instrumentation, M. Gocevski (2000) conclut que, pour cet ouvrage-poids de 30 m de hauteur, les déplacements cumulatifs observés sont sans conséquences pour la stabilité et l'intégrité Structurale de l'ouvrage. La décision de couper ne devrait donc pas reposer sur cet argument.

2.6 Étude du béton d'un barrage affecté par la RAG

En 1999, des chercheurs publiaient les résultats d'une étude sur des cylindres de béton provenant du barrage Saunders (LO & al. 1999). Notons que cet ouvrage affecté par la RAG a été coupé à plusieurs reprises entre des groupes de la centrale. Des tests de chargement uniaxiaux et triaxiaux ont permis d'évaluer le potentiel résiduel d'expansion du béton sous différents taux de contraintes. L'insertion d'une coupure a été examinée indirectement par l'étude de l'effet d'un relâchement de la contrainte.

Les conclusions de cet article sont très précieuses car très peu de données expérimentales sont disponibles concernant les coupures de barrages affectés par la RAG.

Voici les principales conclusions de cette étude :

1. Le potentiel de gonflement libre des spécimens est isotropique mais un gonflement anisotropique peut être induit par les contraintes appliquées.

2. Les taux de déformation mesurés dans les essais sont cohérents avec les mesures in situ.

3. Le taux de gonflement est variable le long du barrage.

4. Le potentiel de gonflement décroît de façon linéaire avec le logarithme des contraintes de compression $P_{RAG} = f[\log(\sigma)]$.

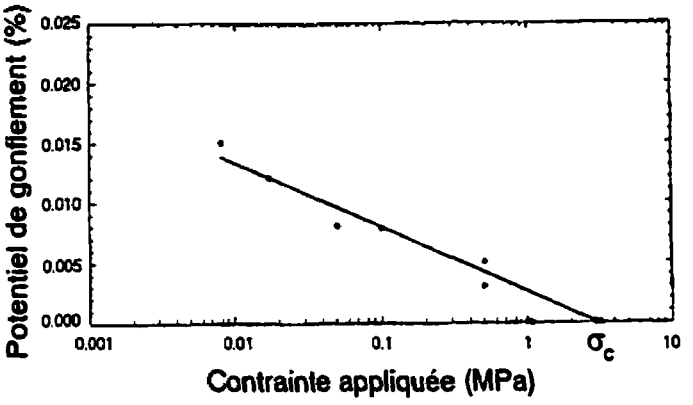
---

[7] L'emplacement des pendules est illustré à la Figure 2.24-c

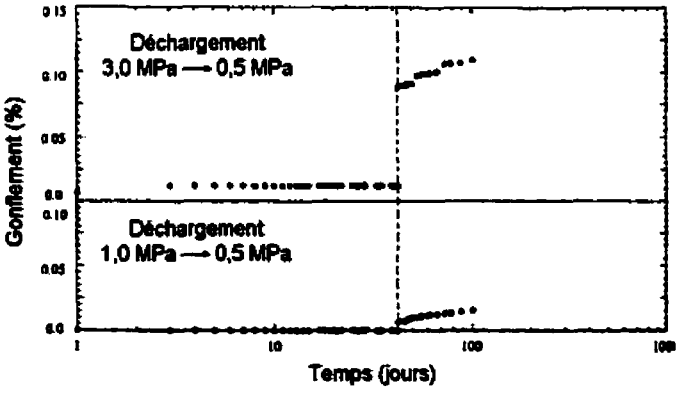
5. Sous une contrainte supérieure à la contrainte critique (σ_c) aucun gonflement n'est mesuré.

6. Le déchargement engendre un taux de gonflement élevé ce qui confirme qu'une coupure aura tendance à se refermer dans le temps.

La Figure 2.28-a est basée sur plusieurs essais. Elle démontre que, pour le béton du barrage Saunders, la contrainte critique σ_c se situe aux alentours de 3,0 MPa. Au delà de cette contrainte, aucun gonflement dû à la RAG n'a été mesuré.



a) Potentiel de gonflement vs contrainte appliquée



b) Résultats de tests semi-confinés

Figure 2.28 Étude du potentiel de RAG, Saunders

(Adapté de Ho et al. 1999)

La Figure 2.28-b nous démontre l'effet d'un relâchement important de la contrainte appliquée pour deux spécimens. Les spécimens sont d'abord soumis à une déformation constante pour environ 40 jours. Ensuite un déchargement partiel est effectué. On remarque une déformation instantanée importante qui correspond à la récupération de la déformation élastique. Ensuite une déformation graduelle se produit. Cette déformation s'explique par la relaxation des contraintes (élasticité différée) et la reprise de la RAG.

2.7 Conclusion

Nous avons vu que le champ de contrainte est fortement modifié par l'insertion d'une coupure dans un barrage. La présence de zones de concentration de contraintes doit être étudiée avec soin. Il est préférable de minimiser l'effet néfaste de tels efforts et distorsions en s'assurant qu'ils se situent loin des zones de faiblesse que constituent les joints de reprise et le contact béton rocher. La présence d'équipements mécaniques tels les vannes et les turbines doit aussi être considérée afin de ne pas causer de pertes de production ou des menaces à la sécurité. Les discontinuités d'un ouvrage, tels les changements de d'angle ou de section et les évidements, sont les emplacements critiques où le gonflement du béton cause le plus souvent des problèmes et où des coupures ont été entreprises.

Les nombreuses expériences de coupures ont démontré l'importance de l'instrumentation dans le processus d'analyse, de décision et de suivi d'un ouvrage. Les essais de caractérisation des matériaux peuvent également procurer de précieuses informations qui permettront de limiter les incertitudes. Un modèle numérique doit être calibré sur des mesures in situ afin de reproduire le plus fidèlement possible le comportement de l'ouvrage qui subit la modification majeure que constitue une coupure. Les concepteurs doivent recueillir de nombreuses données pour accomplir leur tâche. Certains paramètres tel le potentiel de RAG et les propriétés de fluage nécessitent des tests spécialisés et coûteux et peuvent procurer des résultats très variables sur

l'ensemble d'un ouvrage. Néanmoins, ceux-ci devraient être favorisés. L'alternative est de s'en remettre à des valeurs tirées de la littérature qui peuvent s'éloigner des valeurs réelles mais dont l'imprécision sera prise en compte dans le dimensionnement de la (des) coupure(s). La largeur d'une coupure est le paramètre déterminant de son efficacité. Une coupure trop mince signifie une durée d'efficacité réduite. Une coupure trop large peut être problématique si la structure présente un comportement imprévu.

Malheureusement, aucune méthode viable n'est disponible pour éradiquer complètement la RAG dans un ouvrage de béton de masse. Cependant, certaines méthodes de réhabilitation, telle l'insertion d'une coupure, ont démontré leur efficacité pour limiter localement les dégradations et prolonger la vie utile d'un barrage-poids. Cette méthode n'est pas sans inconvénients, mais elle peut être une alternative intéressante dans de nombreux cas.

CHAPITRE 3

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DES BARRAGES COUPÉS

3.1 Introduction

Ce chapitre survole la théorie nécessaire à la compréhension des analyses effectuées dans le cadre de cette thèse. Des modèles constitutifs du béton sont d'abord présentés. Ceux-ci permettent de reproduire le comportement élastique, élasto-visqueux, thermique et chimique (RAG) du béton. Par la suite, la modélisation de l'insertion d'une coupure dans un barrage modélisé à l'aide de la méthode des éléments finis (MEF) est présentée. Les comportements instantané et différé de la structure sont observés.

Les déformations que subit le béton d'un barrage peuvent être résumées par la formule [3.1]:

Déformation totale : $$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{mec} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{th} + \varepsilon_{hyd} + \varepsilon_{RAG} \qquad [3.1]$$

Où :

ε_{mec} Déformation mécanique,

ε_{sh} Déformation de retrait (*shrinkage*),

ε_{cr} Déformation de fluage (*creep*),

ε_{th} Déformation thermique,

ε_{hyd} Déformation hydrique,

ε_{RAG} Déformation due à la RAG.

Nous verrons dans ce chapitre que, en général, deux approches sont possibles dans la modélisation de l'ensemble des phénomènes ci-haut mentionnés. La première approche, dite élastique équivalente, vise à simuler l'ensemble des phénomènes transitoires en une seule analyse élastique faisant intervenir un module de déformation équivalent. Cette méthode permet d'obtenir une bonne estimation du comportement de

la structure, moyennant quelques approximations. La seconde approche, dite transitoire, cherche à reproduire l'ensemble de l'historique de chargement de l'ouvrage pour obtenir l'état de contraintes et de déformation de la structure à tout instant t. Cette approche nécessite des données plus complètes et des lois de comportement en fonction du temps pour tous les phénomènes considérés. La puissance informatique nécessaire est donc plus importante.

3.2 Modèles constitutifs et simulations numériques

Cette section présente dans l'ordre certains modèles disponibles pour reproduire le comportement du béton dans les domaines : élastique, élasto-visqueux, thermique et chimique (RAG).

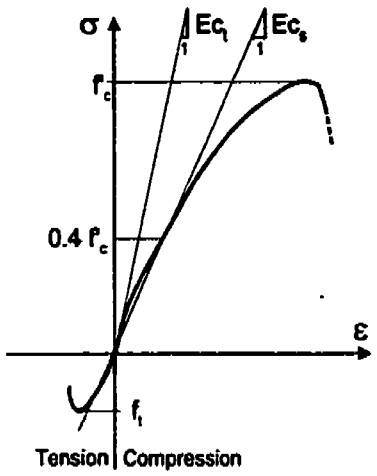
3.2.1 Propriétés élastiques

- *LOI DE YOUNG*

La Figure 3.1 illustre le comportement du béton sous chargement uniaxial. Cette relation contrainte-déformation est généralement[8] estimée par une droite dont la pente est le module d'élasticité (Ec). Cette relation, la loi de Young (Equation [3.2]), est applicable sur l'intervalle de contraintes [$f_t < \sigma < f'_c$], à l'extérieur duquel la rupture du béton est atteinte pour un état de chargement uniaxial. Le module sécant (Ec_s) est préférable au module tangent (Ec_t) car il procure une meilleure approximation du comportement global du béton.

---

[8] Certaines spécialités utilisent d'autres types d'expressions pour reproduire plus fidèlement le comportement du béton. (Ex: Parabole en béton précontraint. Voir COLLINS & MITCHELL 1987).



Loi de Young : $\sigma = \varepsilon \cdot Ec_s$ [3.2]

Où :

σ	Contrainte appliquée
ε	Déformation unitaire
Ec_t	Module tangent
Ec_s	Module sécant
$f'c$	Résistance en compression
f_t	Résistance en traction

Figure 3.1 Relation contrainte-déformation du béton

- ***LOI DE POISSON***

La tendance qu'a un matériau à se déformer dans le sens perpendiculaire à la force appliquée est décrite par la loi de Poisson qui se définit comme suit :

Coefficient de Poisson :

$$\upsilon = -\frac{\varepsilon_{//}}{\varepsilon_{\perp}} \qquad [3.3]$$

Où :

$\varepsilon_{//}$	Déformation parallèle à la force
$\varepsilon_{\perp}$	Déformation perpendiculaire à la force

Le module de cisaillement est calculé à partir du module d'élasticité et du coefficient de poisson comme suit :

Module de cisaillement :

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \qquad [3.4]$$

Où :

E	Module d'élasticité
υ	Coefficient de Poisson

3.2.2 Fluage, relaxation et vieillissement

Cette sous-section présente une introduction aux comportements de fluage, relaxation et vieillissement du béton. Nous verrons comment ces phénomènes peuvent affecter le béton et quels facteurs favorisent leur apparition. Nous verrons également comment il est possible de les modéliser par différentes expressions. Des équations simplifiées sont également présentées.

- *PHÉNOMÈNOLOGIE*

Le ***fluage*** du béton se définit comme l'augmentation graduelle dans le temps de sa déformation sous une contrainte appliquée constante. Il est la somme de deux types de fluage : (1) le *fluage de base* qui se produit sans échange d'humidité avec l'air ambiant et (2) le *fluage de dessiccation* qui se produit lorsque le béton est soumis au séchage. Ces deux type de fluage se superposent et sont traités comme un seul phénomène dans cet ouvrage, tel que communément considéré dans la pratique.

Par opposition au fluage, la ***relaxation*** du béton se définit comme la diminution graduelle dans le temps des contraintes lorsque soumis à une déformation imposée. La Figure 3.2 illustre ces deux phénomènes qui sont deux manifestations du comportement elasto-visqueux du béton. Les conditions de chargement du spécimen étudié détermineront si le comportement du béton sera intitulé fluage (charge constante σ_0) ou relaxation (déformation constante ε_0).

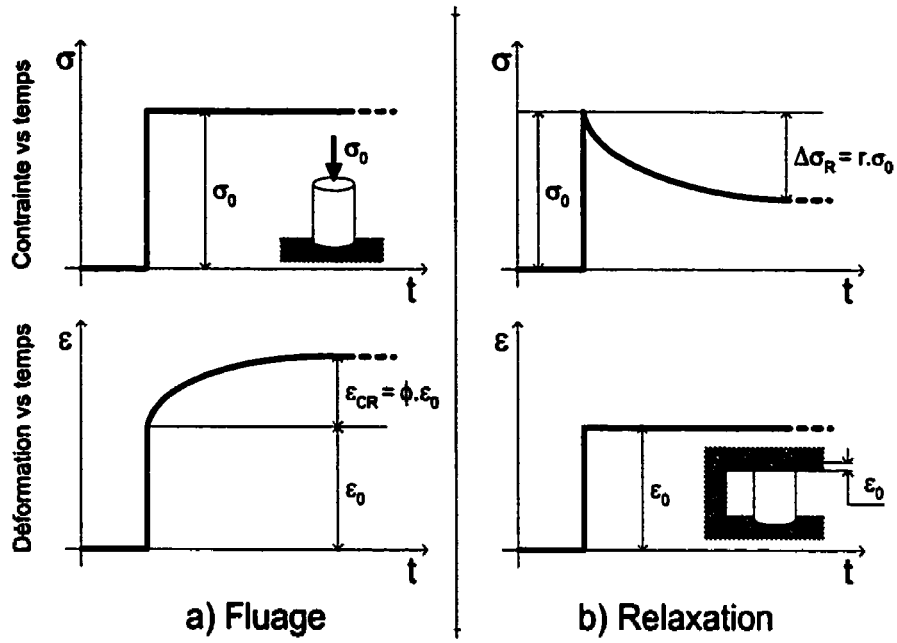


Figure 3.2 Comportement visco-élastique du béton

Tel qu'illustré à la Figure 3.3, trois phases distinctes peuvent être définies pour un matériau qui subit une déformation de fluage.

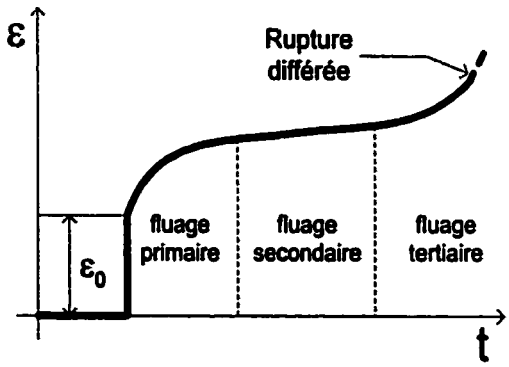


Figure 3.3 Phases du fluage

La phase primaire se caractérise par des déformations rapides qui se produisent au cours des premiers instants du chargement. La phase secondaire montre des déformations plus faibles mais qui perdurent sur une longue période. La phase tertiaire se caractérise par une accélération de la déformation qui mène à la rupture du matériau. Cette dernière phase sera atteinte uniquement si le niveau critique de chargement est

dépassé. Pour le béton, ce niveau critique se situe entre 80% et 90% de sa résistance ultime f'_c (NEVILLE 1981). Le choix du modèle de fluage est basé sur le type de comportement que l'on désire reproduire avec le plus d'exactitude. On remarque que le fluage secondaire pourrait être simulé par une fonction linéaire qui procurerait des résultats réalistes. La phase tertiaire du fluage est rarement prise en compte car les structures de béton sont généralement conçues pour travailler à un niveau de contraintes inférieur à 40% de $f'c$.

Une hypothèse fréquemment utilisée, considère le fluage linéairement proportionnel à la charge appliqué ($\phi \propto \sigma$). En réalité, cette hypothèse est correcte pour des taux de chargement inférieurs à 40% de la résistance ultime ($\sigma \leq 0.4 f'_c$). En acceptant l'hypothèse mentionnée et pour des conditions d'exploitation moyennes données (humidité et température), le fluage peut être considéré fonction du temps seulement.

Déformation de fluage : $$\varepsilon_{CR} = \phi(t,t_i)\frac{\sigma_0}{Ec_0} \qquad [3.5]$$

Déformation totale : $$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_{CR} = [1+\phi(t,t_i)]\frac{\sigma_0}{Ec_0} = \sigma_0 \cdot \Phi \qquad [3.6]$$

Coefficient de fluage : $$\phi(t,t_i) = \frac{\varepsilon_{CR}(t,t_i)}{\varepsilon_0} \qquad [3.7]$$

Fonction de fluage : $$\Phi = \frac{[1+\phi(t,t_i)]}{Ec_0} \qquad [3.8]$$

Où :

ε_0	Déformation élastique
t	Temps écoulé depuis le chargement
t_i	Âge au chargement
σ_0	Contrainte appliquée à t=0
Ec_0	Module d'élasticité à t=0

L'approche simplifiée du module effectif est présentée plus loin. Elle permet de remplacer ces expressions par une valeur unique calculée pour l'instant t étudié.

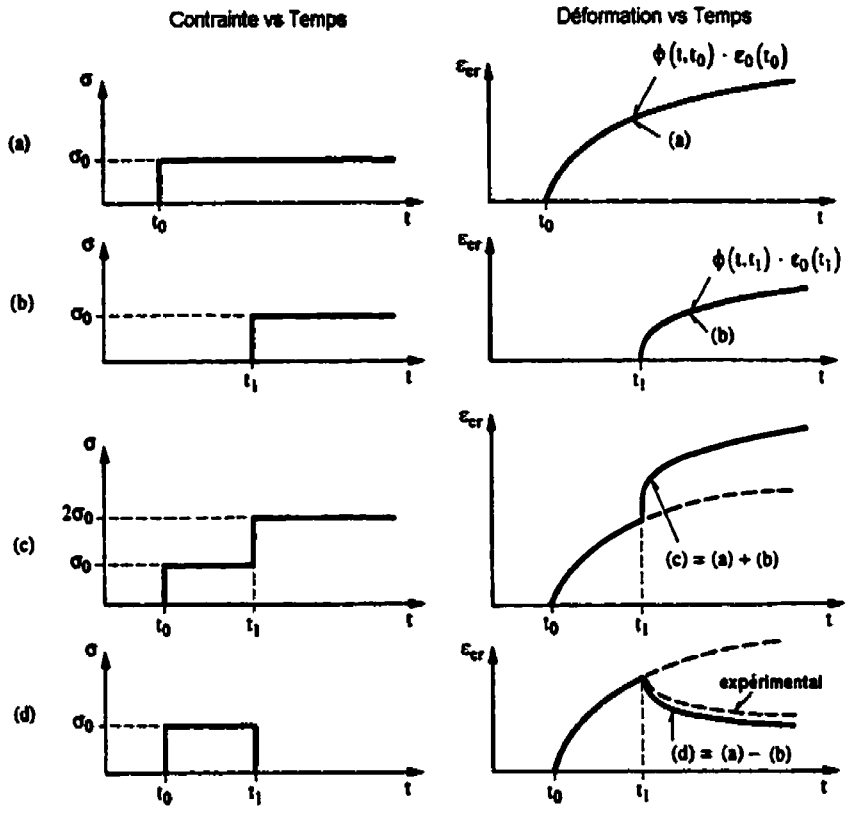


Figure 3.4 Principe de superposition des déformations de fluage

(Adapté de FAVRE et al. 1997)

L'hypothèse de linéarité du fluage permet d'utiliser le principe de superposition de contraintes tel qu'illustré à la Figure 3.4. De fait cette hypothèse ne reflète pas exactement la réalité pour un déchargement (voir Figure 3.4-d). Cependant, elle procure une estimation acceptable du comportement visco-élastique du béton.

Des expressions similaires à celles du fluage peuvent être développées pour la relaxation :

Contrainte relâchée $\Delta\sigma_R = \varepsilon_0 \cdot Ec_0 \cdot r(t,t_0)$ [3.9]

Contrainte totale: $\sigma = \sigma_0 + \Delta\sigma_R = [1 + r(t,t_0)] \cdot \varepsilon_0 \cdot Ec_0 = \sigma_0 \cdot R$ [3.10]

Coefficient de relaxation: $r(t,t_0) = \frac{\Delta\sigma_R(t,t_0)}{\sigma_0} = \frac{1}{1+\phi(t,t_0)}$ [3.11]

Fonction de relaxation: $R = Ec_0 \cdot [1 + r(t,t_0)]$ [3.12]

Où :

ε_0 Déformation élastique

t Temps depuis le chargement

t_0 Âge au chargement

σ_0 Contrainte appliquée à t=0

Ec_0 Module d'élasticité à t=0

Prenons note que le coefficient de relaxation r peur être déduit du coefficient de fluage ϕ et réciproquement par l'équation [3.11]. Nous verrons plus loin comment les fonctions de fluage et relaxation peuvent être utilisées pour un chargement non uniforme.

Le ***vieillissement*** du béton est considéré par le coefficient de vieillissement χ. Ce coefficient a une valeur minimum de 0.5 et tend vers 1.0 à un temps infini. Ce coefficient est principalement influencé par l'âge au chargement t_0, il a pour but de reproduire l'effet du chargement graduel de la structure. De nombreuses expressions empiriques ont été proposées par différentes sources[9] pour calculer ce facteur. La Figure 3.5 illustre un graphique simplifié permettant d'estimer la valeur de ce coefficient en fonction de l'âge au chargement.

[9] Voir FAVRE et al. 1997 et GHALI et FAVRE 1994.

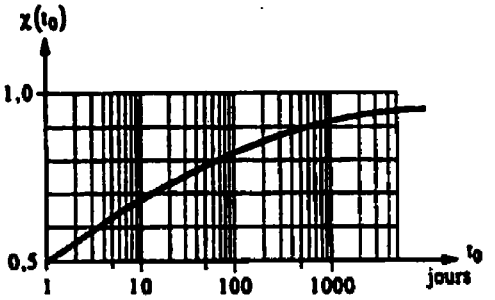


Figure 3.5 Coefficient de vieillissement (χ)

(Tiré de FAVRE et al. 1997)

Tel que démontré à l'équation [3.13], le coefficient de vieillissement χ est appliqué au module d'élasticité avec le coefficient de fluage ϕ. Nous reviendrons sur la notion de module effectif plus loin.

Module effectif : $$Ec_{eff}(t,t_0) = \frac{Ec_0}{1+\chi\phi(t,t_0)} \qquad [3.13]$$

Où :

t	Temps
t_0	Âge au chargement
Ec_0	Module d'élasticité à $t = t_0$
ϕ	Coefficient de fluage
ϕ_{ult}	Coefficient de fluage ultime [$\phi(t=\infty,t_0)$]
χ	Coefficient de vieillissement

Notons que le vieillissement ne sera pas considéré explicitement dans les analyses du chapitre suivant mais sera considéré implicite au coefficient de fluage ϕ expérimental.

La ***nature du phénomène du fluage*** est très complexe. Les principaux facteurs d'influence de ce phénomène sont connus, mais la nature de ce comportement est toujours source de débats. Il est reconnu que le fluage se produit dans la pâte de ciment et qu'il est relié aux mouvements internes de l'eau absorbée et de l'eau intra-cristalline. Il a été observé qu'un béton complètement asséché ne flue pratiquement pas, ce qui

confirme cette théorie. Voici une liste des principaux facteurs influençant à la hausse le fluage du béton.

Facteurs amplificateurs du fluage du béton (NEVILLE 1981):

1 - Chargement à un jeune âge,
2 - Température élevée,
3 - Faible humidité relative (HR) de l'air ambiant,
4 - Cycles de mouillage séchage,
5 - Chargement cyclique,
6 - Contraintes de tension,
7 - Aire exposée importante,
8 - Faible résistance f'_c,
9 - Porosité élevée (rapport E/C élevé),
10 - Faible teneur en granulats.

Il également été constaté que le béton affecté par la RAG présente une fluage de 2 à 4 fois plus élevé qu'un béton sain (LÉGER et al. 1995).

NOTE : Il peut sembler paradoxal que le fluage soit plus élevé pour un spécimen subissant une faible humidité relative (3) et que le fluage soit nul lorsque le béton est parfaitement asséché. Cette contradiction apparente s'explique par le comportement hygroscopique[10] du béton. Plus l'humidité relative moyenne de l'air ambiant est élevée, plus les échanges d'humidité du béton avec l'air ambiant sont faibles donc plus faible sera le fluage. À l'inverse, si l'humidité relative moyenne de l'air ambiant est faible, les échanges d'humidité seront plus importants donc le fluage aussi.

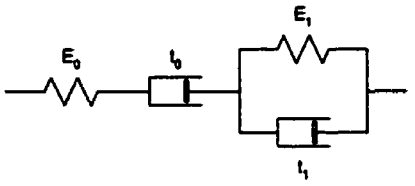
- ***MODÈLES***

De nombreux modèles ont été développés pour reproduire le comportement élasto-visqueux du béton. Certains modèles, dits ***rhéologiques***, visent à reproduire ce

---

[10] Matériau dont le taux d'humidité tend à s'équilibrer avec celui de l'air ambiant.

comportement en substituant chacun des phénomènes en jeu par des éléments visqueux et élastiques (ressorts et amortisseurs) agencés en parallèle et en série. À titre d'exemple, le modèle rhéologique de Burgers[11] est présenté à la Figure 3.6.



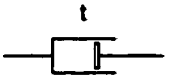
$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0}\left(1 + \frac{1}{t_0}\right) + \frac{\sigma_0}{E_1}\left(1 - e^{-t/t_1}\right)$$

Figure 3.6 Modèle de Burgers

Ce type de modèle est développé à partir de deux éléments de base :

Solide de Hooke :

$$\sigma_H = E \cdot \varepsilon \qquad [3.14]$$

Fluide de Newton : 

$$\sigma_N = \dot{\varepsilon} / t = \eta \dot{\varepsilon} \qquad [3.15]$$

Où :

σ	Contrainte
ε	Déformation
$\dot{\varepsilon}$	Taux de déformation ($d\varepsilon/dt$)
E	Rigidité du ressort
t	Temps de délai de l'amortisseur
η	Viscosité de l'amortisseur

D'autres modèles, dits ***modèles de régression***, sont basés sur la régression de données statistiques obtenues d'études expérimentales. Ils visent à reproduire le comportement global du béton. Voici les modèles de fluage proposés par différents organismes :

---

[11] Tiré de : Richard Roux, Notes de cours, Techniques du béton CIV6505, 1999

ASTM (1984)

$$\phi(t) = F(k) \cdot \ln(t+1) \qquad [3.16]$$

Où :

$F(k)$	Taux de fluage (pente de la droite de régression ε/σ vs log(t) d'un essai de fluage)
$ln()$	Logarithme naturel (log $_e$)
t	Temps écoulé depuis le chargement

CEB-FIP (1990)

$$\phi(t,t_0) = \phi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \qquad [3.17]$$

Où :

ϕ_{HR}	Coeff. de fluage dû à l'humidité
$\beta(f_{cm})$	Facteur d'intensité
$\beta(t_0)$	Facteur de maturité
t	Temps écoulé depuis le chargement
t_0	Âge au chargement

CPCI (1982)

$$\phi(t,t_0) = 3{,}5k\left(1{,}58 - \frac{HR}{120}\right) t_0^{-0{,}118} \frac{(t-t_0)^{0.6}}{10+(t-t_0)^{0.6}} \qquad [3.18]$$

Où :

HR	Humidité relative
k	Facteur de surface exposée
t	Temps écoulé depuis le chargement
t_0	Âge au chargement

Le modèle ASTM est plus simple que les deux autres car il se base uniquement sur un essai de fluage sur un cylindre de béton. On remarque que les expressions du CEB-FIP et du CPCI tiennent compte des facteurs importants que sont l'humidité

relative et l'âge au chargement. Le modèle du CEB-FIP est le plus complet des trois présentés ici. De nombreux facteurs sont inclus dans cette expression dont un exemple complet est présenté à l'Annexe 1.

- ***SOLUTION TRANSITOIRE***

Lorsque le chargement appliqué à la structure étudiée est non-uniforme, le principe de superposition permet d'utiliser la formule intégrale de Stieltijes (équation [3.19]). Si l'on impose une charge uniforme, les équations intégrales se simplifient pour reproduire les équations vues précédemment pour une charge uniforme.

Fluage		**Relaxation**	
$\varepsilon(t,t_0)=\int_{t_0}^{t}\Phi(t,\tau)\cdot d\sigma(\tau)$	[3.19]	$\sigma(t,t_0)=\int_{t_0}^{t}R(t,\tau)\cdot d\varepsilon(\tau)$	[3.20]
Si $\sigma(\tau)=\sigma_0$		Si $\varepsilon(\tau)=\varepsilon_0$	
$\varepsilon(t,t_0)=\Phi\cdot\sigma_0$	[3.6]	$\sigma(t,t_0)=R\cdot\varepsilon_0$	[3.11]

L'évaluation pour tout temps t des déformations en un point quelconque d'une structure fait intervenir les formules intégrales [3.19] et [3.20]. La résolution de ce problème est faite numériquement car la recherche d'une solution analytique est généralement impossible. Par exemple le logiciel ANSYS 5.6, qui sera utilisé pour les analyses de fluage du chapitre suivant, comporte différents modèles de fluages et une procédure d'intégration numérique personnalisable en fonction de différents paramètres de contrôle de la solution.

Le choix du pas de temps doit être fait en considérant que le phénomène de fluage est rapide dans les premier instants du chargement et ralentit par la suite. Un pas de temps court devrait être choisi dans les périodes qui suivent une modification importante du champ de contraintes (exemple : coupure). Nous reviendrons sur ce point dans le chapitre suivant (sous-section 4.9.2).

- ***EQUATIONS SIMPLIFIÉES. (MODULE EFFECTIF)***

Il est possible de simplifier la relation en exprimant le fluage sous la forme d'un module d'élasticité effectif Ec_{eff}. Cette approche permet d'inclure l'effet du fluage sans recourir à une solution transitoire. Le module effectif permet d'évaluer l'effet du fluage à un temps t quelconque. Le module soutenu Ec_{sou} sera utilisé si on s'intéresse uniquement à la réponse finale de la structure.

Module effectif : $$Ec_{eff}(t,t_0)=\frac{Ec_0}{1+\chi\phi(t,t_0)} \qquad [3.21]$$

Module soutenu : $$Ec_{sou}(t_0)=\frac{Ec_0}{1+\phi_{ult}(t_0)} \qquad [3.22]$$

Où :

t	Temps
t_0	Âge au chargement
Ec_0	Module d'élasticité à $t = t_0$
ϕ	Coefficient de fluage
ϕ_{ult}	Coefficient de fluage ultime $[\phi(t=\infty,t_0)]$
χ	Coefficient de vieillissement

Ces modules d'élasticité modifiés sont utilisés dans le cadre d'une analyse statique. Cette approche ne tient pas compte de la redistribution des contraintes causée par le fluage et la relaxation. Ceci peut représenter une erreur considérable pour les structures hautement hyperstatiques. Ce type d'approche procure d'excellents résultats pour les structures isostatiques telles les poutres simplement appuyées ou en porte-à-faux.

Nous avons vu dans les études de cas du chapitre précédent que des modules soutenus Ec_s de 0.50·Ec et 0.65·Ec ont été utilisés respectivement à La Tuque et Chute-à-Caron. Le bureau américain des réclamations (USBR 1981) propose d'utiliser un

module soutenu Ec_s de 0.60·Ec. La valeur à utiliser doit être déterminée par les concepteurs en fonction des particularités de l'ouvrage étudié.

L'utilisation d'un module effectif peut mener à une interprétation erronée du comportement réel d'une structure. Chaque modification de l'état de contraintes de l'ouvrage nécessite le calcul d'un nouveau module effectif qui est fonction de l'âge à cet instant t. Cet artifice permet uniquement de simplifier les calculs liés au fluage et de donner une bonne approximation du comportement de la structure. Ce module effectif ne représente d'aucune façon la rigidité instantanée réelle du béton à tout instant t.

3.2.3 Phénomènes thermiques

L'***expansion*** libre que cause une augmentation de température est définie par la formule [3.23]. Si cette déformation est empêchée, des contraintes thermiques seront induites conformément à l'équation [3.24].

Expansion thermique libre: $\varepsilon_{th} = \alpha \cdot \Delta T$ [3.23]

Contraintes thermique de confinement : $\sigma_{th} = E \cdot \varepsilon_{th} = E \cdot \alpha \cdot \Delta T$ [3.24]

Où :

α Coefficient d'expansion thermique

ΔT Augmentation de température

E Module d'élasticité

Les phénomène thermiques ont des répercussions importantes pour les structures hautement hyperstatiques que constituent les barrages en béton. Une faible expansion thermique peut provoquer une augmentation importante des contraintes à l'intérieur de l'ouvrage.

Afin de connaître les distributions de températures dans le corps de l'ouvrage et les déformations qui en découlent, une ***analyse de transfert de chaleur*** doit être

effectuée. Cette analyse peut être effectuée à l'aide du même maillage que le modèle mécanique. Cependant, les gradients élevés de température ne se produisent pas nécessairement dans les mêmes zones que les gradients élevés de contraintes. Les zones nécessitant un maillage plus raffiné sont donc différentes pour une analyse thermique que pour une analyse mécanique. Pour cette raison, les distributions de température sont généralement obtenues à l'aide d'une analyse de transfert de chaleur 2D des section typiques de l'ouvrage (voir LÉGER et al. 1993A et 1993B). Le chargement thermique peut ensuite être appliqué au modèle d'éléments finis 3D détaillé. Pour une analyse élastique équivalente, on s'intéressera principalement aux distribution maximale et minimale de température obtenues (été et hiver). Pour une analyse transitoire, l'évolution des distributions de température est recherchée pour une année typique.

L'équation d'équilibre du transfert de chaleur est similaire à l'équation d'équilibre dynamique :

Équilibre thermique :
(COOKS et al. 1989)

$$[C]\{\dot{T}(t)\}+[K]\{T(t)\}=\{Q(t)\} \qquad [3.25]$$

Où :

$[C]$	Matrice de capacité thermique
$\dot{T}$	Flux de température
T	Température
t	Temps
$[K]$	Conductivité thermique
$\{Q_{(t)}\}$	Vecteur de flux thermique

La matrice de capacité thermique $[C]$ reflète l'inertie thermique de la masse, elle est fonction de la masse volumique (ρ) et de la chaleur spécifique (c) du matériau. La matrice de conductivité thermique $[K]$ dépend de la conductivité (k) du matériau. Le vecteur de flux thermique est décrit à l'équation [3.26].

Vecteur de flux thermique :

$$\{Q(t)\} = \{Q(t)\}_e + \{Q(t)\}_c + \{Q(t)\}_r + \{Q(t)\}_i \qquad [3.26]$$

Où :

$\{Q(t)\}_e$	Vecteur de flux externe
$\{Q(t)\}_c$	Vecteur de flux de convection
$\{Q(t)\}_r$	Vecteur de flux de radiation
$\{Q(t)\}_i$	Vecteur de génération interne

Ces vecteurs ne seront pas détaillés ici, notons tout de même qu'ils permettent de reproduire l'ensemble des flux de température entrants, sortants et d'origine interne dans la structure. Les paramètres à déterminer pour obtenir ces vecteurs et les matrices de conductivité et de capacité thermique sont nombreux. Certaines valeurs pour le béton et la fondation sont disponibles dans la littérature (LÉGER et al. 1993A).

Les mesures des températures quotidiennes de l'eau et de l'air ambiant sur le site de l'ouvrage sont requises. Les données d'orientation et d'expositions au soleil seraient aussi utiles. De plus, il serait préférable que les analyses de transfert de chaleur puissent être calibrées à l'aide de mesures de températures internes de l'ouvrage. Les paramètres nécessaires à l'exécution d'une analyse de transfert de chaleur étant nombreux et certains difficilement évaluable, l'incertitude des résultats peut être importante.

Voici brièvement comment une ***analyse transitoire*** de transfert de chaleur s'effectue :

1. Déterminer les propriétés thermiques et les dimensions de la structure,
2. Maillage du modèle (2D ou 3D),
3. Appliquer les conditions initiales : températures de départ de la masse de béton,

4. Appliquer les conditions frontières : température de l'air ambiant, des fondations et de l'eau, rayonnement solaire et convection,
5. Exécuter l'analyse de transfert de chaleur jusqu'à ce que la distribution de températures annuelles converge vers une solution cyclique thermique.

Une analyse thermique transitoire consiste donc à appliquer un chargement thermique et des conditions initiales estimées pour ensuite itérer sur plusieurs années jusqu'à ce que la stabilité des cycles de température soit atteinte.

Il est également possible de procéder à une analyse de transfert de chaleur en ***régime permanent***. Cette méthode consiste à forcer l'équilibre en déterminant les conditions initiales et les conditions finales d'une année typique. Cette méthode peut être intéressante si un bon estimé des températures dans la masse de béton sont obtenues de mesures in situ. Le cas échéant, cette méthode peut être intéressante si une première analyse transitoire basée sur un modèle simplifié a été exécutée pour obtenir un estimé des températures maximales et minimales dans la structure.

La Figure 3.9 illustre un exemple de distribution de température et de contraintes thermiques maximales et minimales.

On remarque que le gradient de température est très élevé en surface autant en été qu'en hiver. Les contraintes de traction induites par le chargement thermique y atteignent 3,8 MPa ce qui est suffisant pour provoquer des fissurations thermiques. Ce phénomène de fissuration thermique du béton est limité à une mince couche de la surface aval, ce qui a peu d'impact sur l'intégrité structurale. La poussée axiale causée par le réchauffement estival pourrait, dans certains cas, provoquer une contrainte axiale de compression importante.

La Figure 3.8 illustre l'inertie thermique de la masse d'un barrage-poids en béton. On remarque d'abord que l'amplitude de température moyenne est plus faible pour le barrage que pour l'air ambiant. Pour cet ouvrage-poids de 13 m de hauteur, un

déphasage d'environ 1 mois est observé entre la température moyenne maximale du barrage et le celle de l'air ambiant. Ce déphasage peut être plus important pour des ouvrages plus massifs.

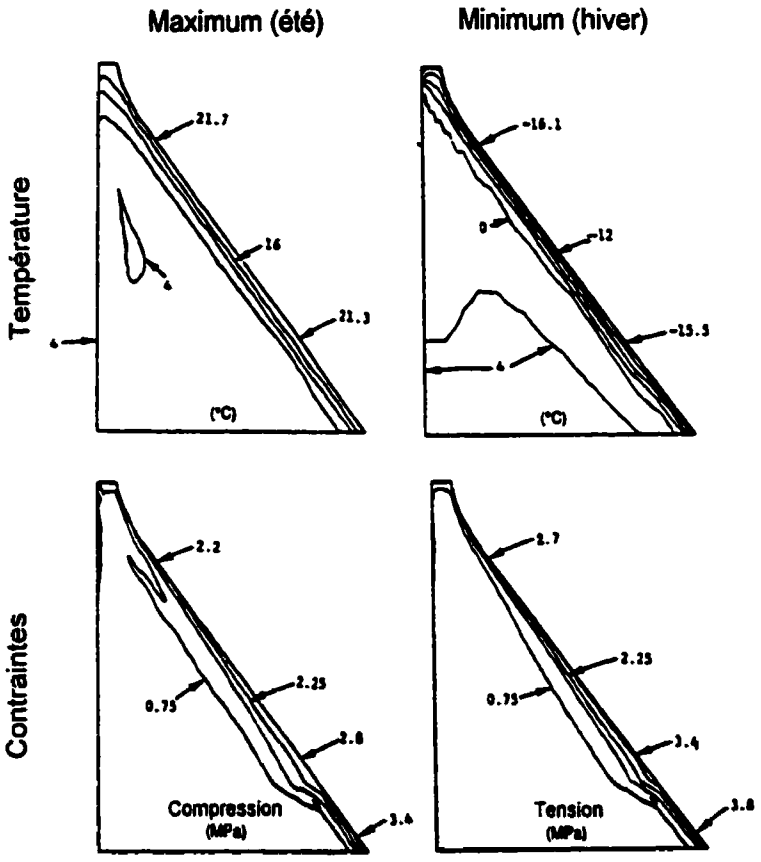


Figure 3.7 Analyse de transfert de chaleur d'un barrage

(Adapté de LÉGER et al. 1993A)

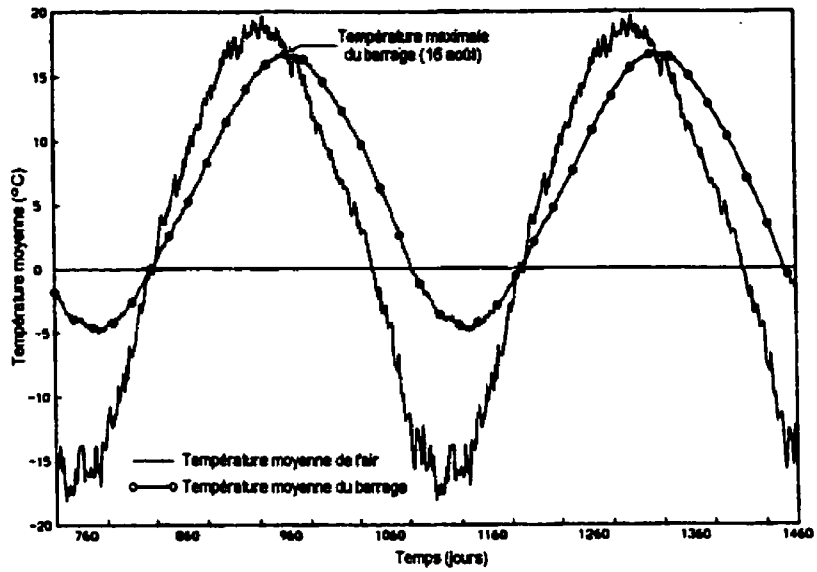


Figure 3.8 Historique, analyse thermique, Chute-à-Caron

(Adapté de BATTA et al. 1998)

3.2.4 Réaction Alcalis Granulats

La réaction alcalis granulats (RAG) affecte de nombreuses structures de béton, particulièrement celles construites dans la première moitié du 20ième siècle. Les principales répercussions de ce phénomène expansif sont la perte de résistance, la distorsion et la fissuration. L'endommagement par la RAG d'un barrage en béton peut entraîner des coûts importants dus à des pertes de productivité ou à la nécessité d'interventions de réhabilitation.

Un intérêt accru pour la recherche dans le domaine de la modélisation de la RAG a été constaté dans les années quatre-vingt-dix. L'utilisation d'un chargement thermique équivalent a été pendant longtemps la seule méthode utilisée pour reproduite l'effet d'un gonflement dû à la RAG dans un MEF. De nouveaux outils sont maintenant disponibles et sont le sujet d'un développement constant.

- ***PHÉNOMÈNOLOGIE***

La ***RAG*** est une réaction chimique entre les granulats, les hydroxydes (ions OH-) et les alcalis présents dans l'eau des pores du béton. Cette réaction cause un gonflement anisotrope irréversible des structures de béton affectées. Il faut ***trois conditions essentielles*** pour que la RAG se produise : (i) présence suffisante de granulats réactifs, (ii) présence suffisante d'alcalis et (iii) présence suffisante d'humidité. La Figure 3.9 (a, b et c) donne un aperçu de l'influence que peuvent avoir ces facteurs sur le gonflement dû à la RAG. Il faut noter que ces facteurs sont généralement très variables sur l'ensemble de l'ouvrage ce qui cause un gonflement hétérogène du béton.

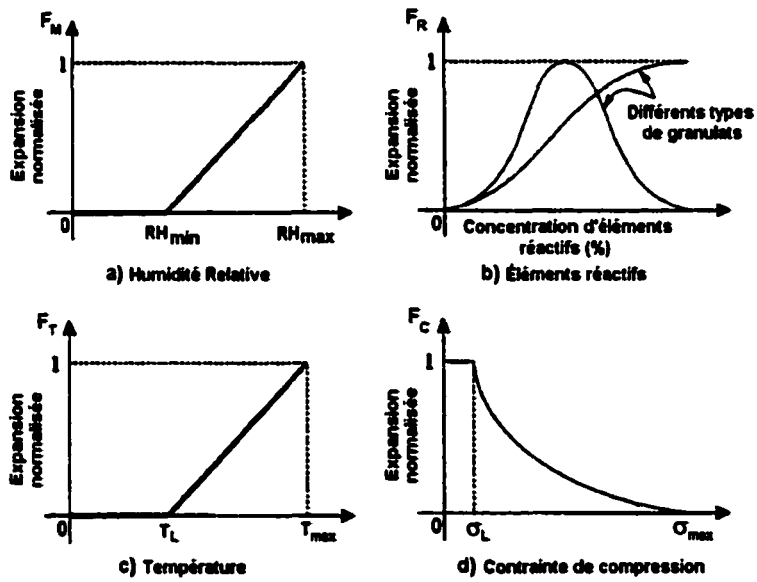


Figure 3.9 Facteur d'influence du gonflement dû à la RAG

(Adapté de LÉGER et al. 1996)

L'***état de contrainte*** du béton a également une influence sur le gonflement dû à la RAG. Lorsque le béton est confiné dans une direction par les pressions d'origine interne ou externe, les déformations dues à la RAG peuvent être ralenties, voire arrêtées. Comme nous l'avons vu au chapitre précédent, il existe une contrainte critique au-dessus de laquelle le gonflement dû à la RAG est empêché. L'anisotropie de la RAG

est amplifiée par l'influence du confinement qui ralentit le gonflement dans certaines directions.

La RAG évolue en ***trois phases*** : (1) la période d'initiation, pendant laquelle le béton se sature des produits de la réaction, (2) la période d'expansion, pendant laquelle la pression interne augmente et (3) la période de répit qui survient lorsque l'un des produits nécessaires à la réaction est entièrement consommé. Le gonflement peut se poursuivre sur plusieurs décennies au rythme de 20με à 200με par année (LÉGER et al. 1995). L'expansion accumulée dans une structure hyperstatique provoque des déplacements qui mènent parfois à des désordres structuraux importants.

Les ***propriétés mécaniques*** du béton sont affectées par la RAG, la cause principale de cet affaiblissement est la micro fissuration. Il a été reporté dans la littérature que des spécimens testés en expansion non confinée pouvaient subir une perte d'environ 15% de leur résistance à la traction (LÉGER et al. 1995). De plus, le coefficient de fluage de spécimens affecté par la RAG peut être 2 à 4 fois plus élevé que celui du béton sain. En réalité, il a été observé que cette perte était plus faible pour un spécimen de béton confiné provenant d'une structure réelle.

- ***MODÈLES***

La simulation de la RAG dans un modèle d'éléments finis est très complexe car ce comportement est influencé par plusieurs mécanismes inter-reliés : (1) chimique, (2) hydrique, (3) ionique et (4) thermique. Jusqu'à maintenant, deux types de modèles ont été utilisés pour modéliser la RAG : les modèles microscopiques et macroscopiques.

Les ***modèles microscopiques*** se concentrent sur des principes physico-chimiques pour simuler la progression de la RAG et l'expansion du béton. Malheureusement, ces modèles ne tiennent généralement pas compte du niveau de confinement et des déplacements d'humidité qui dépendent des conditions externes au matériau. Cependant, ces modèles sont basés sur des principes physiques rationnels et

utilisent des paramètres mesurables du matériau. Ceci constitue le point fort de ce type d'approche.

Les ***modèles macroscopiques*** utilisent des principes structuraux à plus grande échelle. Ils n'incluent généralement pas de modèles physico-chimiques rigoureux de la RAG. Des expressions empiriques simples reliant les contraintes, à l'humidité, à la température et à la présence de réactifs sont utilisées. Ces modèles utilisent généralement des taux d'expansion mesurés in situ et peuvent tenir compte de l'effet de confinement de la RAG. Ils permettent d'évaluer la durabilité et la sécurité à long terme d'ouvrages affectés par la RAG. Les exemples de modèles présentés ci dessous s'inscrivent dans cette philosophie d'ingénierie appliquée.

Pantazopoulou et Thomas (1999)

Ce modèle d'endommagement est basé sur les résultats d'essais de compression uni-axiale de cylindres de béton affectés par la RAG. Ce type d'approche nécessite des essais sur cylindres en laboratoire afin d'obtenir les valeurs des déformations de la section totale et due à la RAG (ε_A^t et ε_A^{RAG}).

Module d'élasticité endommagé :

$$E_c = \frac{Ec_0}{1 + \frac{\varepsilon_A^t}{\beta + \varepsilon_A^{RAG}}} \qquad [3.27]$$

Où :

Ec_0	Module d'élasticité initial
ε_A^t	Expansion totale de la section
ε_A^{RAG}	Expansion de la section par la RAG
β	Constante du béton sain

Cette approche empirique est simple, mais elle permet uniquement d'estimer, certes avec précision, la relation contraintes déformations du matériau à un instant t ponctuel. Plusieurs tests sont nécessaires pour caractériser l'endommagement en fonction du temps.

Huang & Pietruszczak (1999)

Dans ce modèle, le taux d'expansion dû à la RAG est relié au contenu en alcalis, à la contrainte de confinement σ_0 et à la température T. Le contenu en alcalis (réactivité) est considéré via les constantes du matériau A_1, A_2 et A_3. Les constantes T_0 et σ_{c0} caractérisent les propriétés du béton relativement aux influences respectives de la température et du confinement. De plus, le processus de réaction est relié à l'endommagement des propriétés mécaniques du béton par les constantes B_1 et B_2. Si le temps d'activation de la RAG tend vers l'infini ($t' \rightarrow \infty$), l'endommagement devient indépendant de la réactivité du béton étudié. Ceci reviens à dire que l'endommagement est nul ($Ec = B_1 \cdot Ec_0$ et $f'c = B_2 f'c_0 \rightarrow$ valeurs initiales de Ec et $f'c$ à $t=0$).

Taux d'expansion due à la RAG:

$$\dot{\varepsilon}_{RAG} = \exp\left(-A_1 \cdot \frac{\delta^T \sigma}{\sigma_{co}}\right) \cdot \left(\delta^T \sigma\right) \cdot A_2 \qquad [3.28]$$

Module d'élasticité endommagé :

$$Ec = Ec_0 \left[1 - (1 - B_1) \frac{t'}{A_3 + t'}\right] \qquad [3.29]$$

Résistance ultime endommagée :

$$f'c = f'c_0 \left[1 - (1 - B_2) \frac{t'}{A_3 + t'}\right] \qquad [3.30]$$

$$dt' = \frac{1}{2}\left[1 + \tanh\left(\frac{T - T_0}{A_2}\right)\right] dt \qquad [3.31]$$

Où :

$A_{1,2,3}$	Constantes du matériau (réactivité)
$B_{1,2}$	Constantes du matériau (endomm.)
δ	Delta de Kronecker (0 ou 1)
σ	Contrainte
σ_{co}	Contrainte critique de confinement
Ec_0	Module d'élasticité initial
$f'c_0$	Résistance en compression initiale

t'	Temps d'activation thermique
T	Température
T_0	Température d'activation du matériau

Ce modèle est très complet, il inclut les principaux paramètres d'influence de la RAG. Il a été mis à l'essai sur des analyses du barrage Beauharnois. Le but de ces analyses était (1) de déterminer l'influence à long terme de la coupure effectuée en 1973 à la jonction de la prise d'eau et du barrage poids rive gauche et (2) de statuer sur la pertinence d'entreprendre une autre coupure dans cet ouvrage. La coupure était modélisée à l'aide d'éléments de contacts[12]. Les zones fortement endommagées par la RAG ont pu être reproduites. Ces analyses démontrent que les bienfaits sont observés sur une zone limitée près de la coupure. L'endommagement du béton est illustré par un facteur d'endommagement β. Les bienfaits à long terme de la réhabilitation par une coupure simple sur l'ensemble de la structure n'ont pas été démontrés.

Pauletti, Pimenta & Pappalardo (1998)

Ce modèle simple inclut l'influence de la température, de la porosité, de l'humidité et de la compression sur l'expansion due à la RAG. Les facteurs g_T, g_P, g_U et g_C sont ispirés des travaux de LÉGER, COTÉ et TINAWI (1995) tel que précédemment illustré à la Figure 3.9.

Taux d'expansion due à la RAG:

$$\dot{\varepsilon}^{RAG} = \frac{\varepsilon_{vol}^{max} \cdot A_2 \cdot g_t}{\left[(A_2 \cdot g_T) + (t - t_p \cdot g_p)\right]^2} \cdot \sqrt{g_H \cdot g_C} \qquad [3.32]$$

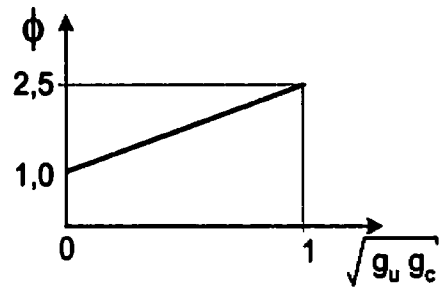
Où :

ε_{vol}^{max}	Expansion maximale (réactivité)
t	Temps
t_P	Temps de saturation des pores
A_2	Constante de stabilisation

[12] Les éléments de contact sont décrits à la section 3.4

g_T	Constante de température
g_P	Constante de porosité
g_U	Constante d'humidité
g_C	Constante compression

L'endommagement est considéré sous la forme d'une amplification du fluage par la RAG. Le facteur ϕ varie donc linéairement entre 1,0 et 2,5 en fonction de l'endommagement tel qu'illustré à la Figure 3.10.



Module d'élasticité endommagé :

$$Ec = \frac{Ec_0}{(1+\phi)}$$

Figure 3.10 Facteur de fluage *vs* endommagement

(Adapté de PAULETTI et al. 1998)

Ce modèle simple inclut tous les facteurs d'influence de la RAG sous la forme de quatre coefficients dont la valeur varie entre 0 et 1. De plus il simule l'endommagement du béton par la RAG. Il a été programmé dans le logiciel commercial ANSYS pour les analyses du barrage Billing-Pedras au Brésil.

Capra, Bournazel et Bourdarot (1995)

Expansion due à la RAG:

$$\varepsilon^{RAG} = H^m \cdot \frac{\varepsilon_0}{A_0} \cdot \left[1 - A_0 - \exp\left(-k_0 \cdot \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \cdot t\right)\right] \cdot f(\sigma) \qquad [3.33]$$

Où :

H	Humidité
ε_0	Expansion libre à H = 100%
A_0, k_0, m	Constantes du matériau
t	Temps

E_a	Énergie d'activation
R	Constante des gaz parfaits
T	Température
σ	Contrainte
f	Fonction reliant σ à ε^{RAG}

Des études approfondies ont été accomplies pour déterminer l'importance de chacun des facteurs d'influence de la RAG qui ont été introduits dans ce modèle. Cependant, cette formulation est lourde et les termes n'ont pas tous une signification concrète. Ce modèle a été utilisé dans les analyses d'un demi-plot coupé (voir Figure 3.11-a, Capra 1997) et association avec une loi d'endommagement de la forme suivante :

Endommagement: $$D = \left(1 + \frac{\beta}{E \cdot \varepsilon_{RAG}}\right)^{-1} \quad [3.34]$$

Déformation permanente : $$\varepsilon_P = \frac{\beta \cdot D}{E(1-D)} \quad [3.35]$$

Où :

β	Facteur de calibration (MPa)
E	Module d'élasticité
ε_{RAG}	Expansion due à la RAG (Eq. [3.33])

Voici un résumé des résultats obtenus pour les déplacements horizontaux de la face de la coupure (saignée). On remarque que le taux de fermeture est constant à la Figure 3.11-b et que le contact entre les deux faces de la coupure provoque un ralentissement de la fermeture en Figure 3.11-c.

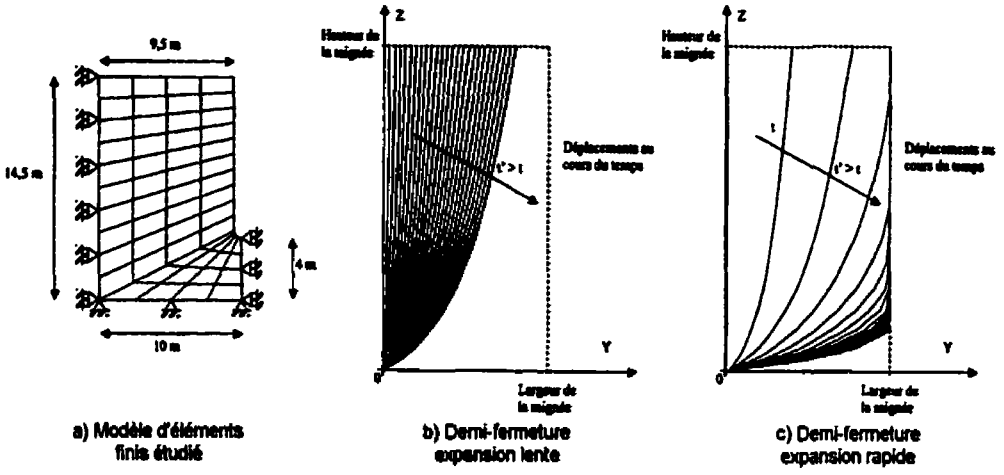


Figure 3.11 Demi-plot d'un barrage coupé

(Tiré de Capra 1997)

<u>Léger, Tinawi et Mounzer</u> (1995)

Cette approche est très différente de celles présentées plus haut. En fait, elle vise à calibrer les déplacements d'un modèle d'éléments finis avec les déplacements mesurés d'un ouvrage. Les quatre facteurs principaux influençant la RAG sont inclus dans cette méthodologie (Confinement, Température, Humidité et Réactivité).

On détermine d'abord la distribution des coefficients d'expansion normalisés, F_C, F_T, F_M et F_R, sur l'ensemble de la structure. Le confinement (C) qui dépend de la température, la température (T), l'humidité (M) et la réactivité (R) sont évalués pour une année "typique". Ces coefficients d'expansion normalisés sont ensuite combinés par la règle CTMR (eq. [3.36]) pour déterminer la distribution spatiale du gonflement dû à la RAG. Les déplacements en tout point (x,y,z) sont donnés par l'équation [3.37]. La règle CTMR à utiliser doit être calibrée à l'aide d'un processus itératif qui minimisera les écarts entre les déplacements du modèle et ceux de l'ouvrage réel. Ceci est accompli en ajustant la valeur des coefficients β_{nm}. Chaque itération nécessite douze analyses structurales, soit une par mois. Le processus est interrompu lorsque la convergence est satisfaisante ou qu'aucune convergence n'est observée.

Règle CTMR : $$CTMR_m(x,y,z) = \sum_{n,m} \beta_{nm} \cdot F_{nm}(x,y,z) \quad [3.36]$$

Déplacement : $$D_m(x,y,z) = D_m^{\max} \times CTMR_m(x,y,z) \quad [3.37]$$

Où :

n	Position du point étudié : x, y, z
m	Effets : C, T, M, R
	C Confinement
	T Température
	M Humidité ("*Moisture*")
	R Réactivité
F_{nm}	Facteurs d'expansion normalisés
β_{nm}	Facteurs de calibration des déplacements
D_m^{max}	Déplacement maximal enregistré dans la direction "m"

Cette méthode a l'avantage de permettre l'utilisation de la complexité d'analyse de notre choix. Cependant, un programme "maison" incluant le processus itératif de calibration doit être développé.

L'endommagement du matériau a été considéré comme une fonction variant linéairement tel que décrit aux équations [3.38] et [3.39] (LÉGER et al. 1996).

Module d'élasticité : $$Ec(t) = Ec_0 \cdot (1 - k_3 \cdot t) \quad [3.38]$$

Résistance en tension: $$ft(t) = ft_0 \cdot (1 - k_2 \cdot t) \quad [3.39]$$

Où :

t	Temps
k_2, k_3	Constantes du matériau
Ec_0	Module d'élasticité initial

ft_0 Résistance en traction initiale

Choisir un modèle :

Dans tous les modèles présentés précédemment, celui proposé par Pauletti et al. (1998) semble être un bon compromis. La formulation est simple et il inclut les quatres facteurs d'influence du fluage de même que l'endommagement. De plus, il a été utilisé dans le logiciel commercial ANSYS 5.6 ce qui démontre son applicabilité dans un projet de l'industrie.

L'approche présentée par Léger et al. (1995) présente une avenue intéressante pour calibrer un modèle de RAG avec des données d'instrumentation. Le choix du modèle dépendra des informations disponibles et des particularités de chaque projet.

- ***SOLUTION TRANSITOIRE***

La RAG étant un processus qui se développe relativement lentement, le ***pas d'intégration*** à utiliser peut être choisi en conséquence. Le gonflement dû à la RAG se poursuit généralement sur plusieurs décennies. Les exemples disponibles dans la littérature utilisent un pas de temps variant entre 1 et 6 mois. Si l'analyse effectuée est couplée avec d'autres phénomènes (thermiques, hydriques, mécaniques), il est fort possible que le pas d'intégration soit choisi selon ces autres phénomènes nécessitant généralement un pas d'intégration plus court.

Les concepteurs décident généralement d'effectuer des analyses découplées et d'en superposer les effets par la suite. Ceci permet de minimiser le temps de calcul en utilisant le pas de temps adéquat pour chaque type d'analyse.

- ***EQUATIONS SIMPLIFIÉES***

Il est possible de modéliser la RAG par une méthode simplifiée qui demeure une approche populaire pour sa simplicité. L'utilisation d'un gradient thermique uniforme ou modulé demeure une méthode intéressante pour modéliser la RAG. Cependant, il est

essentiel de vérifier les déplacements et les contraintes obtenues des analyses afin de corriger la distribution du gonflement au besoin. Par exemple, cette méthode tend à surestimer le gonflement dans les zones confinées de l'ouvrage. Le gradient de température à appliquer est obtenu par l'équation [3.40].

Gradient thermique équivalent:

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon_n^{RAG}}{\alpha_n} \qquad [3.40]$$

Où :

n	Direction du gonflement : x, y, z
ε_n^{RAG}	Déformation due à la RAG
α_n	Coefficient d'expansion dans la direction "n"

Il est possible d'utiliser un coefficient d'expansion (α) différent dans les directions x, y, et z afin de simuler l'anisotropie du gonflement dû à la RAG.

Le gonflement est modulé en fonction des données disponibles concernant la température, l'humidité et le confinement.

3.3 Conditions initiales

Pour une analyse de coupure, les conditions initiales sont définies comme les conditions mécaniques, chimiques, hydriques et thermiques qui prévalent dans l'ouvrage à l'instant précédant l'insertion de la coupure.

Les conditions initiales sont calibrées sur les données d'instrumentation disponibles de même que les observations d'endommagement de l'ouvrage.

Deux approches sont possibles pour obtenir les conditions initiales :

1. Reproduire l'historique de chargement de l'ouvrage depuis sa mise en fonction jusqu'à l'insertion de la coupure ou

2. Appliquer les chargements thermiques, mécaniques et chimiques estimés convenables.

Le but commun de ces deux approches est de reproduire avec le plus de précision possible les déplacements mesurés de la structure réelle et son endommagement.

3.4 Introduction d'une coupure

Autant pour une analyse transitoire que pour une analyse élastique, différentes méthodes peuvent être utilisées pour introduire une coupure dans un ouvrage. Le Tableau 3.1 résume les principales méthodes envisageables. Les différents paramètres inclus au tableau sont expliqués plus bas.

Tableau 3.1 Méthodes d'insertion d'une coupure dans un MEF

Maillage de la coupure	Rigidité modifiée Méthode sécante, tangente (*Newton-Raphson*)	Transfert des contraintes Rigidité constante (*Newton-Raphson-Modifiée*)
Largeur finie	1 – Sans élément de contact	5 – Sans élément de contact
	2 – Avec éléments de contact	6 – Avec éléments de contact
Largeur nulle	3 – Sans élément de contact	
	4 – Avec éléments de contact	

- ***MAILLAGE DE LA COUPURE***

La ***largeur finie*** permet de visualiser directement la fermeture de la coupure mais nécessite des éléments d'une épaisseur très faible par rapport à la taille du modèle. De plus, ces éléments de proportions élancées peuvent procurer des résultats erronés avant l'introduction de la coupure s'ils sont sollicités en cisaillement.

Certains types d'éléments de contacts (dans le logiciel ANSYS par exemple) possèdent une option qui permet de fixer l'espacement initial g comme étant égal à la distance initiale entre les deux joints i et j de l'élément. Ceci constitue un avantage à utiliser une coupure de largeur finie car il n'est pas nécessaire de spécifier la valeur de g.

La ***largeur nulle*** ne permet pas d'utiliser facilement la solution par transfert des contraintes qui sera expliquée ci-dessous car un nœud unique est indéformable. Pour y arriver, il faudrait appliquer l'incrément de force occasionné par la coupure à une certaine distance de celle-ci.

La solution de la largeur nulle est très acceptable car, en réalité, la largeur de la coupure est négligeable par rapport à la taille de l'ouvrage.

- <u>*MÉTHODE D'INSERTION (ET DE SOLUTION)*</u>

La ***matrice de rigidité modifiée*** peut être obtenue par différentes techniques. Pour une coupure de largeur finie, le module d'élasticité des éléments de la coupure peut être changé pour une valeur près de zéro ($Ec \cong 0$) ou les éléments peuvent être explicitement retirés de la matrice. Dans le cadre d'une analyse transitoire, ceci peut être effectué par un processus automatisé. À l'instant voulu de l'analyse, une méthode de création-destruction (*"birth & death"* dans le logiciel ANSYS) peut être utilisée pour détruire les éléments de la coupure. Les logiciels permettant cette technique utilisent une des deux techniques citées ci-haut ($Ec \cong 0$ ou éléments retirés).

Si la coupure a une largeur nulle, les nœuds sont simplement déconnectés pour permettre les déplacements des lèvres.

Il est également possible de reproduire l'effet de l'insertion d'une coupure par la méthode de ***transfert des contraintes***. Plutôt que de modifier la matrice de rigidité, un incrément d'effort est appliqué à la structure. Cet incrément de force est l'opposé des réactions aux nœuds des éléments de la coupure avant l'insertion de celle-ci. Cette technique permet de conserver la rigidité de la structure intacte ce qui peut devenir très

intéressant dans un processus de résolution automatique. La matrice de rigidité demeurant inchangée, elle n'a pas à être inversée à nouveau au moment de l'insertion de la coupure.

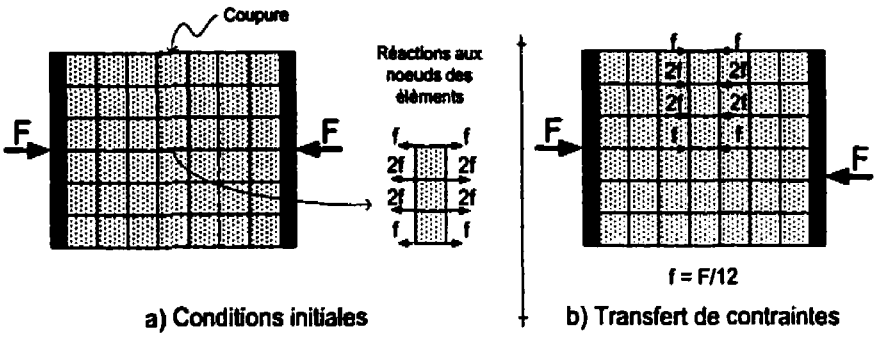


Figure 3.12 Méthode du transfert de contraintes

Un exemple de cette méthode sera expliqué en détail au chapitre suivant.

- ***ÉLÉMENTS DE CONTACT***

Les éléments de contacts (*"Gap-Friction element"*) permettent de modéliser l'interaction de deux surfaces qui peuvent entrer en contact. L'apparition d'efforts survenant en cas de convergence des deux faces d'une coupure, phénomène qui risque fort de se produire, peut être reproduit par ces éléments. La Figure 3.13 illustre schématiquement le fonctionnement de ce type d'élément. L'élément de contact général est illustré en (c) et son utilisation pour une coupure est illustrée en (d). Ici les nœuds *i* et *j* sont distancés, mais ils peuvent aussi être superposés. Dans son utilisation pour une coupure, l'élément n'a aucune rigidité avant que les deux surfaces ne convergent d'une distance *g*. Par la suite, sa rigidité normale en compression est très grande ($k_n \rightarrow \infty$) et la rigidité tangentielle est gérée par une loi de type Mohr-Coulomb (ϕ, c).

Ce type d'élément peut être utilisé autant pour une analyse statique que pour une analyse transitoire. Cette méthode permet de conserver la compatibilité des déformations en évitant que les deux blocs situés de part et d'autre de la coupure ne

s'interpénètrent. De plus, le principal avantage de cette technique est que, si la coupure se referme, la réapparition de la poussée axiale pourra être reproduite dans le modèle.

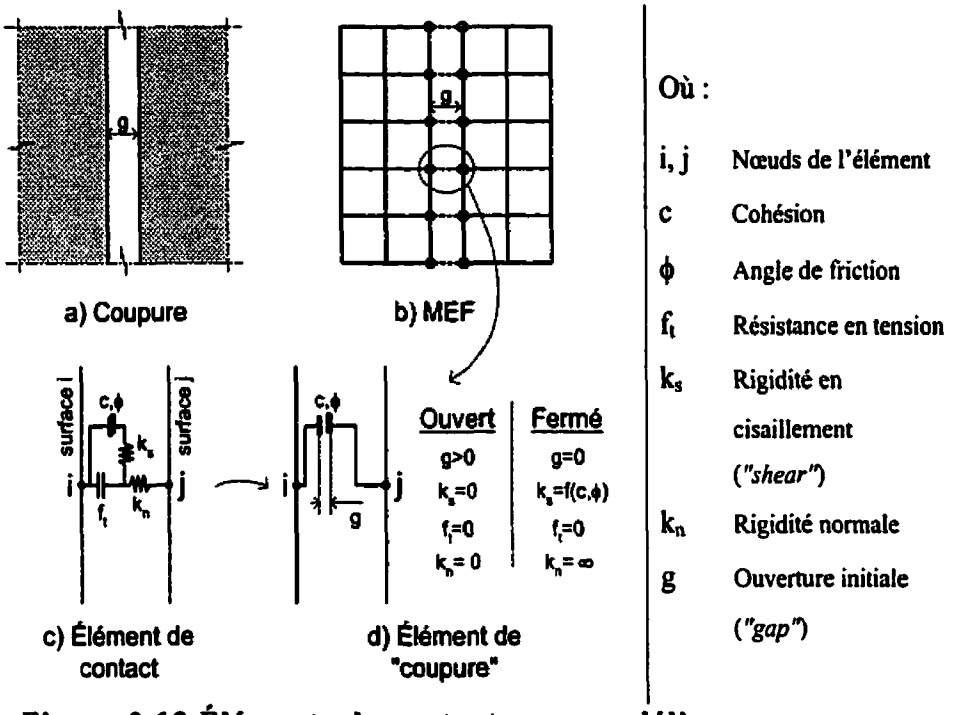


Figure 3.13 Éléments de contact pour modéliser une coupure

[redacted]

Cette méthode pourrait être utilisée si le logiciel utilisé ne permet pas d'utiliser les éléments de contact. Elle ne permet pas de reproduire la friction entre les deux surfaces mais ceci ne constitue pas un inconvénient important dans le cas d'une coupure.

La méthode du couplage cinématique consiste à introduire entre deux nœuds un ressort dont la rigidité *k* est très grande en compression et extrêmement faible en traction (voir Figure 3.14-a). Si un espacement initial des noeuds doit être modélisé, on peut y parvenir en modifiant la relation rigidité déplacement tel qu'illustré à la Figure 3.14-b ou en appliquant une déformation initiale au ressort.

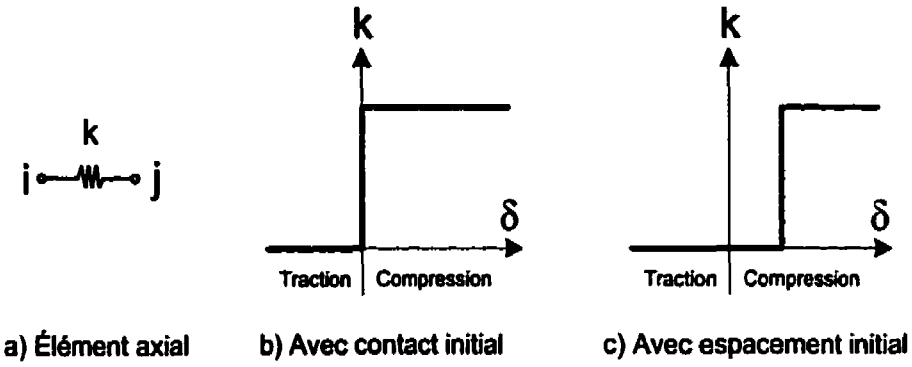


Figure 3.14 Couplage cinématique, rigidité de l'élément axial

3.4.1 Réponse à court terme (rebond élastique)

Une fois les conditions initiales reproduites et la coupure insérée, la fermeture instantanée est obtenue en rétablissant l'équilibre des forces du système. Si l'on s'intéresse à la distribution des contraintes au cours de la progression de la coupure, il peut être souhaitable d'introduire graduellement la coupure à l'aide d'une des techniques précédemment mentionnées.

3.4.2 Réponse à long terme (régime transitoire)

Comme il a été dit précédemment, deux approches peuvent être utilisées pour modéliser l'insertion d'une coupure dans un barrage : l'analyse élastique équivalente ou l'analyse transitoire.

Le choix de la méthode dépendra généralement des informations disponibles, des ressources disponibles et du type d'informations que l'on veut en tirer.

- ***APPROCHE ÉLASTIQUE ÉQUIVALENTE***

Cette approche vise à déterminer l'effet de la coupure plusieurs instants t_n après l'introduction. Il faudra procéder par une méthode itérative pour déterminer la durée utile de l'intervention.

Si l'on opte pour cette technique, un minimum d'analyses devraient être entreprises :

- À l'instant de l'insertion de la coupure ($t = t_c$),
- Aux chargements extrêmes (été, hiver, etc.),
- À l'ultime ($t \rightarrow \infty$).

Les différents phénomènes précédemment traités seront considérés de la manière suivante :

- Fluage via le module d'élasticité soutenu ou effectif,
- RAG via un gradient thermique équivalent : uniforme ou modulé, isotrope ou anisotrope,
- Chargements thermiques obtenus d'une analyse thermique en régime transitoire ou permanent (instant de la coupure, hiver, été).

- *APPROCHE TRANSITOIRE*

Cette approche nécessite une plus grande quantité d'information et de travail, mais les données que l'on peut en tirer sont très précieuses :

- Instant de la fermeture au sommet,
- Progression de la fermeture de la coupure,
- Délai pour rétablir l'état de contraintes avant coupure.

Idéalement, ce type d'analyse serait effectué de la façon suivante :

- Modèle de fluage en fonction du temps et des conditions ambiantes ($\phi(t,HR,T)$),
- Modèle de RAG fonction des paramètres d'influence (Confinement, Humidité, Température et Réactivité) avec endommagement,
- Chargement thermique en régime permanent.

3.5 Synthèse et conclusion

La théorie d'élasticité de même que la théorie du transfert de chaleur sont des théories éprouvées qui sont couramment utilisées dans les logiciels d'éléments finis. Les analyses de transfert de chaleur peuvent être exécutées en régime transitoire ou permanent. Les deux régimes nécessitent une bonne connaissance des conditions frontières et des propriétés des matériaux mais, contrairement au mode permanent, le régime transitoire ne nécessite pas une connaissance approfondie des températures initiales de la masse. Une analyse transitoire peut fort bien être utilisée pour déterminer les conditions initiales et finales d'une analyse en régime permanent d'un modèle plus détaillé. La RAG étant tributaire du niveau de contrainte qui, lui, dépend de la température, une analyse de transfert de chaleur rigoureuse est très profitable.

Le ***fluage*** du béton est un phénomène connu depuis de nombreuses années. D'ailleurs de nombreux articles scientifiques ont été publiés à ce sujet depuis les années 1950. Les développements de l'informatique ont ravivé l'intérêt pour les modèles rhéologiques complexes dans la modélisation du comportement global d'une structure. Il demeure cependant difficile de caractériser précisément les propriétés de fluage du béton en se basant uniquement sur les propriétés du mélange, l'âge et les conditions ambiantes du béton. Ce phénomène se manifestant à l'échelle microscopique, sa compréhension relève du domaine physico-chimique. Des modèles empiriques sont donc généralement utilisés pour reproduire le fluage et la relaxation. L'utilisation de l'hypothèse de superposition du fluage permet de simplifier le calcul des déformations de fluage tout en procurant une bonne estimation du phénomène.

La ***réaction alcalis granulats*** (RAG) est un phénomène dont l'existence est connue depuis plusieurs décennies. L'importance de différents facteurs sur la RAG est de mieux en mieux comprise. Tout comme le fluage, ce phénomène relève du domaine de la chimie. Des relations empiriques tenant compte des quatre facteurs d'influence (Confinement, Humidité, Température et Réactivité) sont généralement utilisées pour

reproduire la RAG. Cependant, ces outils sont principalement du domaine de la recherche pour le moment.

Pour l'ensemble de ces modèles, de nombreux ***paramètres*** sont à déterminer. L'idéal serait d'effectuer une série de tests sur le matériau afin d'en connaître les propriétés : (1) essai de rigidité et de résistance en compression, (2) essai de résistance en traction, (3) essai de fluage, (4) analyse pétrochimique, (5) essai de gonflement accéléré et (6) essai de caractérisation thermique. Des ***données d'instrumentation*** in situ sont également nécessaires : (1) déplacements obtenus de pendules inversés, (2) températures de l'eau et de l'air, (3) température dans le corps de l'ouvrage, (4) niveau de la retenue, (5) mesure du gonflement, (6) mesures des contraintes, etc. Évidemment, ceci représente un investissement important qui n'est généralement pas entièrement réalisés dans un contexte de prise de décision technico-économique. Les concepteurs ont donc souvent recours à des données obtenues de la littérature ou d'autres sources de renseignements (données climatiques régionales, etc.).

Le paragraphe précédant introduit la notion d'incertitude qui plane au-dessus de la tête des concepteurs, particulièrement dans un projet de réhabilitation d'une structure vieillissante. Ce type de projet implique de nombreux phénomènes couplés et les incertitudes peuvent se multiplier pour donner une réponse finale parfois très floue. Ces imprécisions doivent être prises en compte dans le design avant d'entreprendre les travaux.

De nombreuses méthodes sont disponibles pour introduire une coupure dans un modèle de barrage de type éléments finis. Chaque méthode présente des avantages et des inconvénients. Les méthodes plus performantes nécessitent la compréhension de nombreux concepts avant de parvenir à une réponse acceptable. À l'opposé, les méthodes simplifiées nécessitent moins de ressources mais peuvent représenter une incertitude importante. Il revient donc au concepteur de décider de la méthode à utiliser en fonction des ressources dont il dispose (budget, temps, personnel, équipement) et de

la précision nécessaire pour une réalisation efficace de travaux de coupure (Optimisation à priori de la largeur nécessaire).

CHAPITRE 4

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET NUMÉRIQUE D'UNE COUPURE SUR DES PRISMES DE BÉTON

4.1 Introduction

L'expérience de mise en œuvre de coupures sur plusieurs barrages en béton a démontré qu'il est très difficile de prédire à priori la fermeture à court terme et l'évolution à long terme d'une ouverture pratiquée dans le corps d'un ouvrage en béton. Cette difficulté provient principalement des incertitudes reliées (a) à l'état des contraintes et déformations initiales, (b) aux propriétés des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation (E, υ, α, etc.), (c) à l'effet du relâchement des contraintes sur l'évolution des réactions alcalis-granulats, (d) à l'effet du fluage et de la relaxation, (e) à l'effet cumulatif des variations de températures saisonnières, (f) aux conditions frontières, (g) à la géométrie de l'ouvrage, etc.

Les essais en laboratoire sont effectués dans un environnement contrôlé qui permet de minimiser les incertitudes sur (a) les propriétés des matériaux, (b) la géométrie et les conditions frontières et (c) le chargement appliqué. Le programme expérimental proposé permet donc de valider les modèles constitutifs et les méthodologies de calcul visant à prédire la fermeture instantanée et l'incidence de la redistribution des contraintes et du fluage sur une section coupée.

S'il est possible d'interpréter les résultats d'une série d'essais simples, tels que ceux décrits plus loin dans ce chapitre, les informations qui en seront tirées seront très utiles pour la compréhension du comportement d'un ouvrage plus complexe, tel un barrage en béton.

Ce chapitre présente d'abord le programme expérimental puis les résultats obtenus et finalement la modélisation numérique de ces essais.

4.1.1 Essais de coupures sur des prismes de béton

La Figure 4.1 donne un aperçu du comportement anticipé pour un spécimen de béton soumis à un essai de coupure semblable à celui élaboré dans le cadre du présent mémoire.

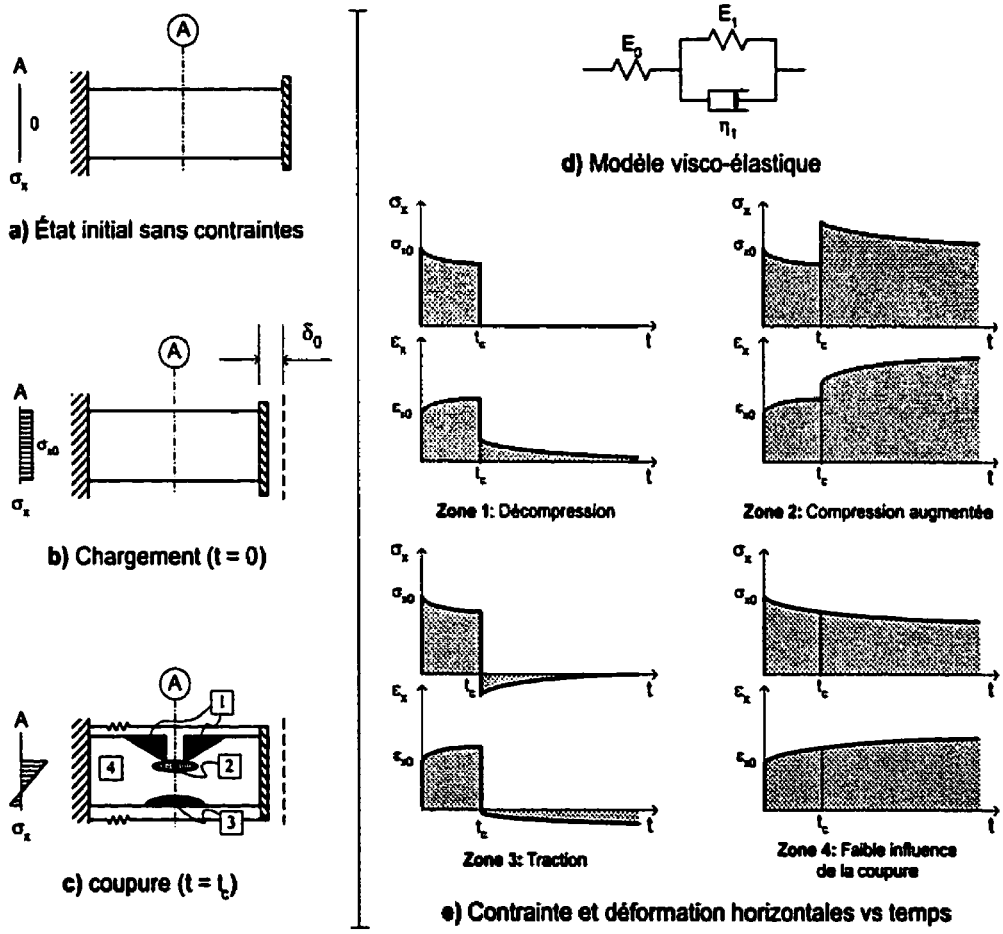


Figure 4.1 Comportement d'un spécimen coupé

[redacted]

D'abord, au temps t=0, le spécimen est comprimé à une contrainte initiale uniforme σ_{x0} sur toute sa section (Fig. 4.1-b). Si le béton se comportait comme un solide élastique, cette contrainte demeurerait constante aussi longtemps que le chargement ne serait pas modifié. En réalité, le béton présente un comportement visqueux qui entraîne

les phénomènes de fluage et de relaxation. Un modèle rhéologique tel que celui présenté à la Figure 4.1-d permettra d'inclure les propriétés visqueuses du béton dans les analyses transitoires par la MEF.

- ***COUPURE DU SPÉCIMEN***

Dans cet exemple simplifié, une coupure partielle de la section est introduite instantanément au temps $t=t_c$. Avant cet instant, les contraintes étant uniformes sur toute la section, toutes les parties du spécimen se comportent de la même manière (Figure 4.1-d, $0<t<t_c$). Après l'introduction de la coupure, différentes zones peuvent être délimitées. La zone d'influence de la coupure (1) est décomprimée de façon importante par l'introduction de cette nouvelle condition frontière. Une zone de compression importante (2) est créée près de la pointe de la coupure par la composante flexionnelle introduite dans le système. Par ce même phénomène, des contraintes de traction peuvent apparaître à la fibre inférieure de la section coupée (zone 3). Finalement, une grande partie du spécimen ne sera que faiblement influencée par cette modification (zone 4).

- ***COMPORTEMENT APRÈS COUPURE***

Chacune des quatre zones présentées à la Figure 4.1 évoluera conformément au modèle rhéologique présenté. Le comportement global du spécimen sera gouverné par ces différentes zones, et ce, proportionnellement à leur importance relative. L'hyperstaticité interne du spécimen entraîne une redistribution des contraintes qui provoque des déformations qui ne peuvent être calculées qu'à l'aide d'un modèle d'intégration.

4.1.2 Analyse du comportement des spécimens coupés

Deux phases d'analyse sont traitées dans les sections 4.8 et 4.9 du présent chapitre. D'abord, un modèle d'éléments finis combiné à un matériau élastique linéaire est utilisé pour reproduire les conditions initiales de coupure. Par la suite, une analyse transitoire est entreprise à l'aide d'un modèle d'élément finis combiné à un modèle

rhéologique de fluage (relaxation) du matériau. Des essais de fluage effectués simultanément aux essais de coupure permettent de calibrer les paramètres de fluage pour modéliser le béton.

4.2 Objectifs

Cette étude expérimentale et numérique se concentre principalement sur l'évolution des déformations d'un prisme de béton précomprimé qui sera ensuite coupé. Une attention particulière est portée à la fermeture de la coupure de même qu'à sa zone d'influence. L'objectif est de quantifier l'importance de différents phénomènes tels le fluage et la relaxation et de déterminer l'influence de différents paramètres tels la profondeur de la coupure et la contrainte initiale dans le béton.

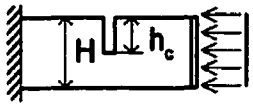
Un autre objectif important de cette étude est la validation des différentes méthodes d'analyse d'ouvrages coupés à court et à moyen terme.

Une méthode expérimentale d'étude de coupures sur des prismes de béton est développée et mise en pratique dans le cadre de ce projet. Cette méthode pourra, éventuellement, être réutilisée dans des travaux futurs incluant d'autres phénomènes affectant le béton tel la réaction alcalis-granulats.

4.3 Programme d'essais

L'influence de deux paramètres sur le comportement de la coupure est examinée. Les deux paramètres considérés sont la hauteur de la coupure et la contrainte initiale appliquée sur le spécimen. Les profondeurs de 167 mm et 196 mm correspondent respectivement à une contrainte calculée à la base du spécimen de σ=0 et de σ=f_t. Les contrainte appliquées de 2.5 et 5 MPa sont du même ordre de grandeur que les contraintes de compression maximale dans un barrage en béton.

Tableau 4.1 Programme expérimental

		*Contrainte initiale (σ_0)*	
		5 MPa	2.5 MPa
Hauteur de la coupure (h_c)	167 mm	Spécimen P1 & P2	-
	196 mm	Spécimen P3	Spécimen P4

Au total, 4 spécimens sont testés (Tableau 4.1 P1 à P4). La valeur de la force F appliquée par le vérin est déterminée par le produit de l'aire de la section et de la contrainte désirée ($F=\sigma \cdot A$).

Parallèlement à chacun des essais de coupure, des essais sur cylindres de béton sont entrepris pour déterminer les caractéristiques du matériau. Ces essais permettent d'évaluer le coefficient de fluage (ϕ), la résistance en compression (f'_c) et le module d'élasticité (E_c).

4.4 Description des spécimens

Cette section résume les informations relatives aux dimensions, aux matériaux et à la fabrication des spécimens de bétons utilisés pour les essais de coupure.

4.4.1 Dimensions géométriques

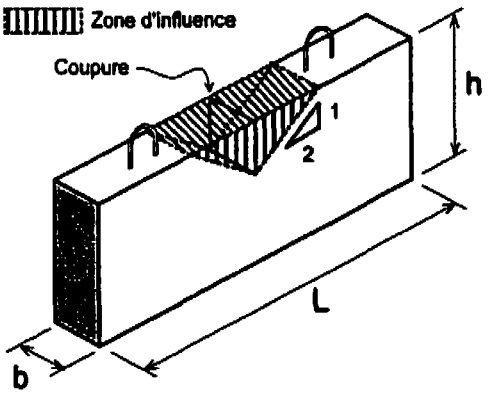
Afin de minimiser les effets d'échelle qui rendent parfois les essais expérimentaux peu représentatifs des ouvrages de tailles réelles, les dimensions des spécimens doivent être les plus grandes possibles. Cependant, certaines considérations techniques guident le choix de la taille des spécimens:

- Fabrication et manipulation du spécimen et du montage,

- Précision des instruments de mesure,
- Stabilité du spécimen chargé,
- Capacité du système de chargement.

Ce dernier critère est celui qui guide principalement la taille de la section du spécimen. Le vérin utilisé a une capacité de 100 tonnes impériales (891kN) ce qui limite la taille de la section afin de ne pas surpasser cette limite. Le ratio base sur hauteur doit permettre de conserver une bonne stabilité hors plan du spécimen une fois chargé. De plus, la longueur du spécimen doit être suffisante pour inclure la zone d'influence de la coupure et minimiser l'influence des conditions limites à l'emplacement de la coupure.

Les dimensions choisies pour les spécimens sont illustrées à la Figure 4.2. On y indique les dimensions de la zone d'influence de la coupure dont les proportions de 1 dans 2 sont obtenues de calculs préliminaires inspirés des travaux de R. Lupien (1991). Ces proportions sont basées sur un déplacement résiduel d'environ 10% (voir Figure 4.25).



Base (b) = 250 mm

Hauteur (h) = 500 mm

Longueur (L) = 1500 mm

Volume = 0,188 m^3

Masse ≅ 450 kg

Figure 4.2 Dimensions d'un spécimen

Pour ces dimensions et une contrainte de 5 MPa, la force à appliquer est de 625 kN. Cette charge est inférieure à la capacité maximale du vérin (891 kN). Une marge de manœuvre est conservée, car, lors du chargement, la charge de 625 kN est excédée afin

de compenser pour la perte qui survient lorsque la charge est transférée du vérin au profilé d'appui.

4.4.2 Mélange de béton et caractéristiques mécaniques

Le choix du mélange de béton qui est utilisé pour la confection des spécimens est guidé par deux contraintes;

- Résistance ($f'c$) d'environ 20 MPa pour une rigidité (E) d'environ 23 GPa,
- Rapport d'eau sur ciment (E/C) représentatif d'un béton normal.

Une rigidité faible permet d'amplifier les déformations et déplacements qui sont mesurés lors des essais. L'utilisation d'un béton au rapport E/C très élevé entraînerait une porosité importante et par conséquent un comportement peu représentatif d'un béton normalement utilisé en chantier.

Le Tableau 4.2 résume la composition du mélange choisi. La résistance de ce mélange a été préalablement testée au laboratoire à 22 MPa.

Tableau 4.2 Propriétés du mélange de béton (kg/m^3)

Ciment type 10	*Eau*	*Sable*	*Pierre*
245	160	915	1060

Quatre spécimens issus de deux coulées sont utilisés pour cette étude. Des tableaux de résultats plus complets sont présentés à l'Annexe 2.

La procédure et le mélange ayant été semblable, les propriétés du béton plastique obtenues pour les deux coulées sont similaires (voir Tableau 4.3).

Tableau 4.3 Propriétés moyennes du béton plastique

Coulée	*E/C*	*Affaissement (mm)*	*Masse vol. (kg/m³)*	*Teneur en air (%)*
1	0.65	30	2409	2.3
2	0.65	23	2386	1.7

Les propriétés de résistance et de rigidité obtenues sur le béton durci sont de supérieures à celles anticipées (Tableau 4.4). Néanmoins, la même composition de mélange a été conservée afin de maintenir une uniformité entre les spécimens des différentes coulées.

Tableau 4.4 Propriétés du béton durci

Coulée	*Âge (jours)*	*f'c (MPa)*	*Ec (GPa)*	*υ*
1	28	31.0	29.3	-
	71 (coupure 1)	34.4	32.7	0.19
	114 (coupure 2)	34.1	33.6	0.17
2	28	27.7	29.7	0.17
	56 (coupure 3)	30.4	31.5	0.18
	83 (coupure 4)	30.9	30.4	0.19

4.4.3 Construction des spécimens

Les spécimens sont coulés deux à la fois dans des coffrages fabriqués sur mesure tel qu'illustré à la Figure 4.3. Dans la phase préliminaire, un spécimen est coulé en position debout et un en position couchée afin de déterminer laquelle des deux

méthodes est la plus pratique. Les deux méthodes ayant été jugées équivalentes, les deux mêmes coffrages sont utilisés pour les coulées subséquentes.

Figure 4.3 Coffrages préliminaires

Chacune des coulées nécessite environ 0,5 m^3 de béton (Tableau 4.5) qui sont produits en 5 recettes de 0,1 m^3, fixées par la capacité maximale du malaxeur. Un temps de malaxage de 4 minutes est utilisé pour toutes les recettes.

Tableau 4.5 Calcul du volume de béton pour une coulée

Description	*Volume de béton (m^3)*
2 Spécimens de 1500 x 500 x 250 mm	0,375
15 cylindres de 152 x 305 mm	0,083
Pertes ≈10%	0,045
Volume total d'une coulée:	**0,500**

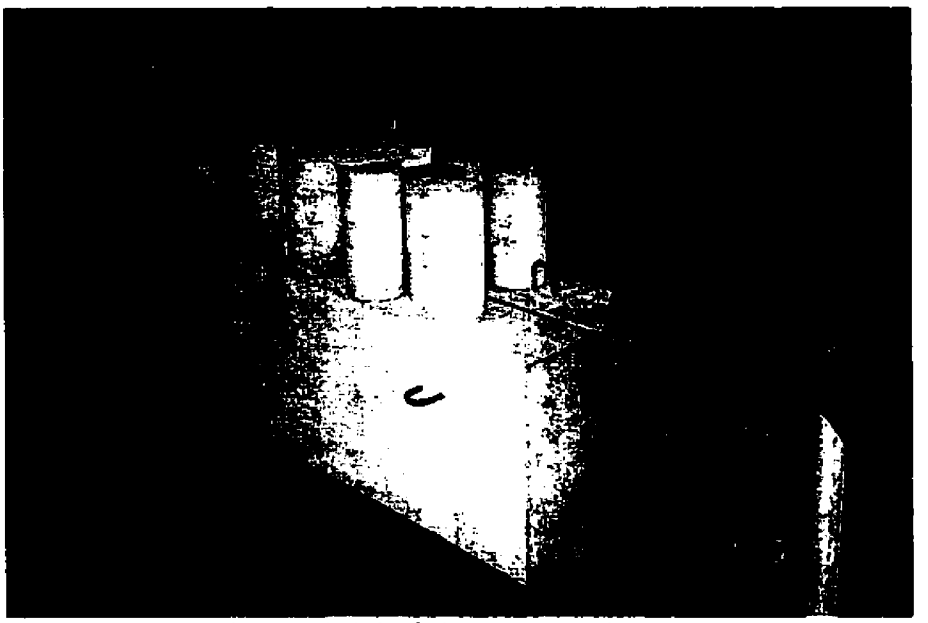


Figure 4.4 Spécimens et cylindres

4.5 Montage expérimental

Cette section traite de différents choix qui ont été faits concernant la méthode de chargement, le montage, l'instrumentation des spécimens, la méthode de coupure, et les essais de fluage.

4.5.1 Méthode de chargement

Deux modes de chargement peuvent être envisagés pour les essais de coupure de spécimens de béton précomprimés. La Figure 4.5 illustre ces deux modes.

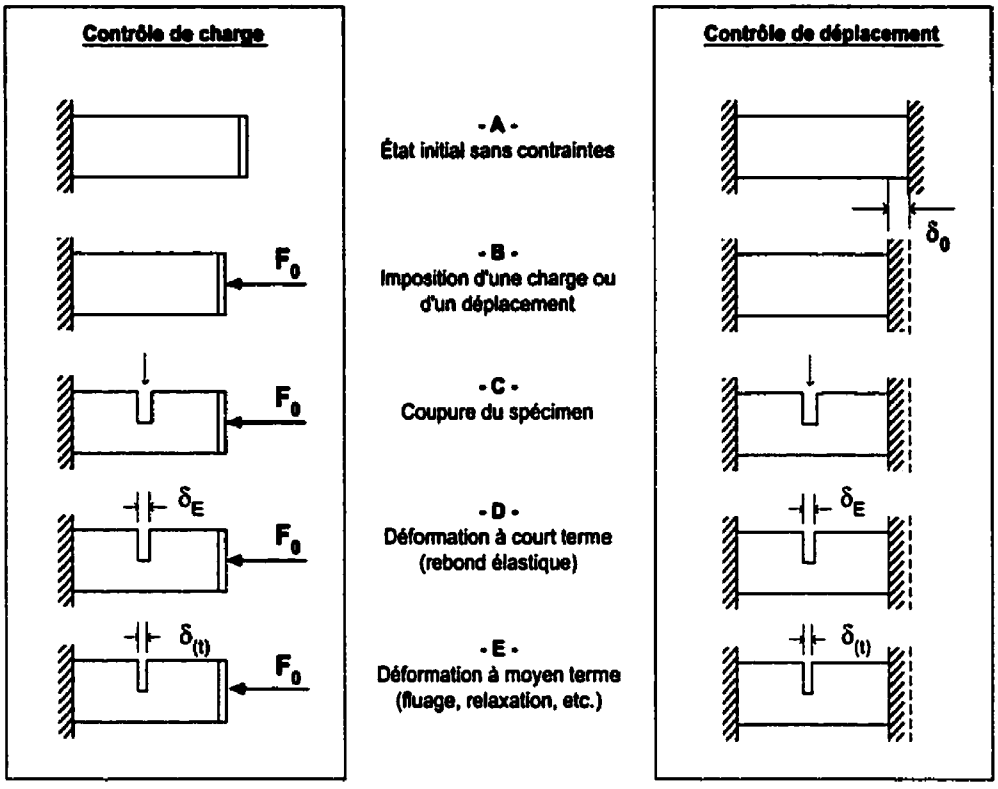


Figure 4.5 Modes de chargement

Le contrôle de charge nécessite un système de chargement qui compense pour le déplacement et maintien la charge (F_0) constante pour toute la durée de l'essai. Pour y parvenir, on utilise généralement un vérin équipé d'un contrôleur qui maintient la charge constante. Pour un essai à long terme, on peut utiliser un système de ressort très rigide qui maintien la charge relativement uniforme et peut nécessiter des réajustements périodiques de la charge.

Le contrôle de déplacements nécessite un système de chargement infiniment rigide ou encore, un système qui contrôle la charge pour maintenir le déplacement constant. Il est possible de reproduire ce type de chargement en laboratoire en utilisant un vérin à déplacement contrôlé. Un contrôleur commande la pompe hydraulique pour maintenir un déplacement constant. Pour un essai à long terme, on doit utiliser un système dont la rigidité est beaucoup plus grande que celle du spécimen afin que les déplacements dus au fluage soient négligeables.

Ces deux modes de chargement idéalisés exigent un contrôle constant durant toute la durée des essais. Ces conditions idéales demandent donc un travail important et un équipement spécialisé pour être approchés. Cependant ces efforts sont récompensés lors de la modélisation. Les conditions frontières ayant été soigneusement contrôlées, on peut les transposer directement dans un modèle d'éléments finis sans complications majeures.

La solution adoptée ne correspond à aucune de ces deux méthodes, elle constitue un compromis qui nous a permis de simplifier la démarche expérimentale. Les essais étant d'une durée d'environ 1 mois, il n'était pas envisageable d'utiliser un vérin équipé d'un contrôleur pour ces essais. Donc, le spécimen de béton sera précontraint à une contrainte initiale uniforme, puis le système ne sera plus réajusté par la suite. Cette méthode de précontrainte du spécimen constitue une méthode intermédiaire entre les deux cas cités plus haut. La calibration du modèle numérique sur les conditions initiales est donc plus laborieuse. Les forces appliquées au spécimen et leur évolution sont mesurées avec précision afin d'être introduites dans le modèle numérique (voir sous-section 4.8.4).

Le schéma présenté à la Figure 4.6 résume la méthode de chargement utilisée dans le cadre de cette étude: (a) à l'aide d'un vérin, on applique une force F_0 au spécimen, (b) ensuite, le déplacement est empêché et le vérin peut être retiré. Le spécimen subit donc une contrainte de compression uniforme σ_0. En réalité, cette situation est idéalisée, car la force F_0 n'est pas entièrement conservée lors du transfert (voir sous-section 4.6.3).

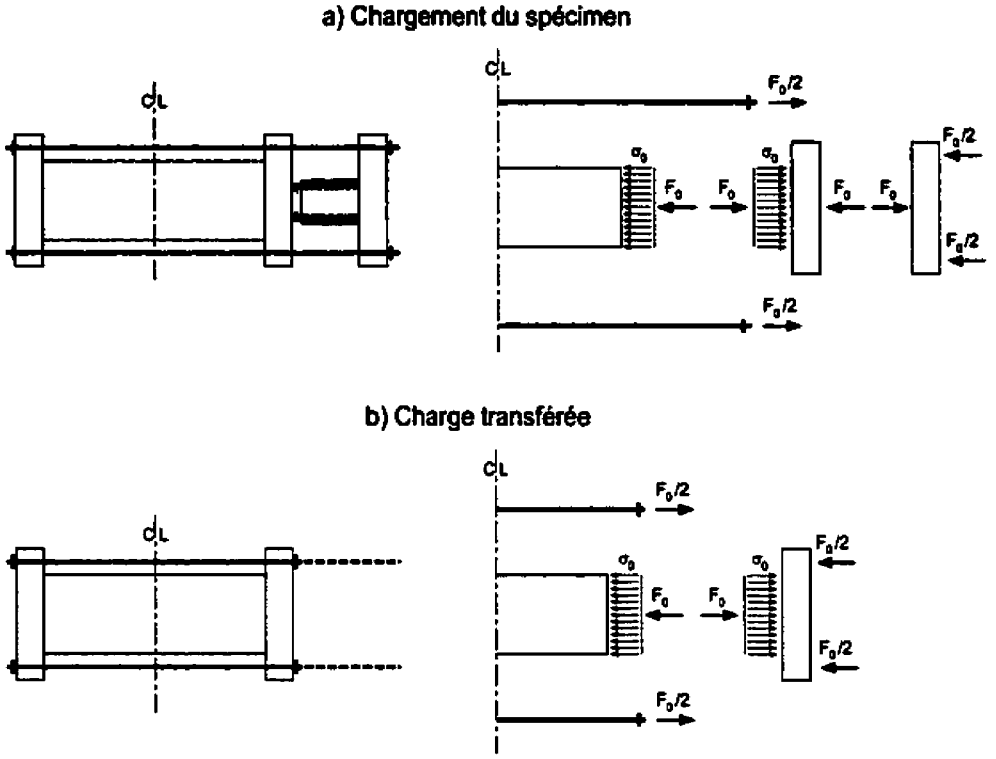
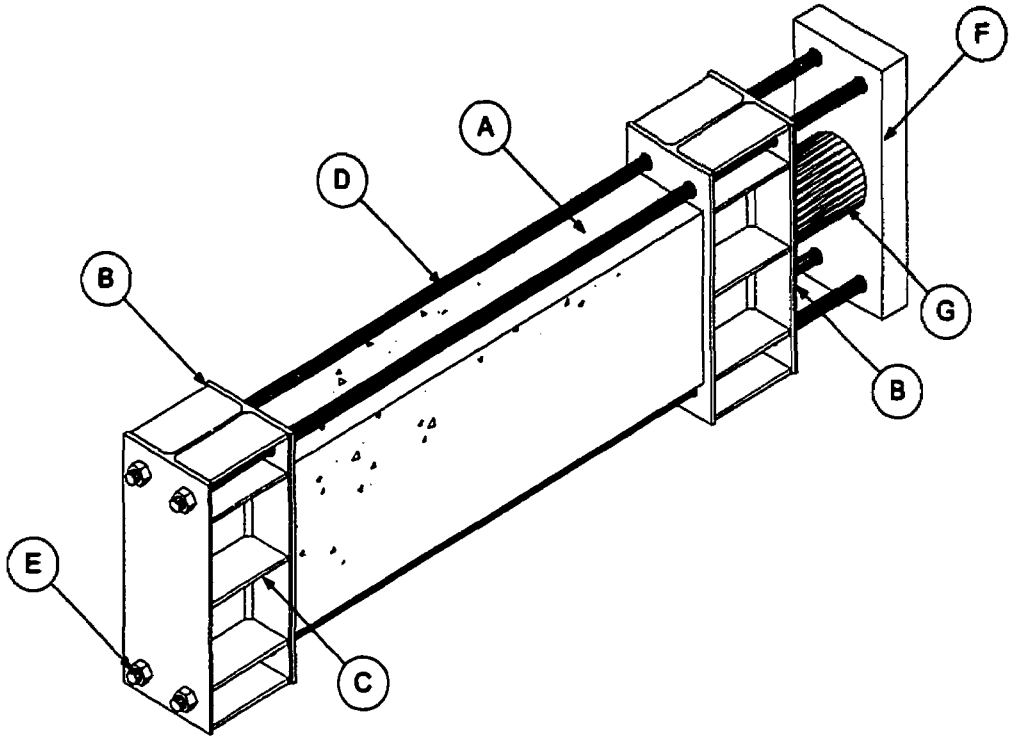


Figure 4.6 Principe de chargement

4.5.2 Conception et fabrication du montage

Le montage en acier est dimensionné conformément aux recommandations de la norme *ACNOR-S16.1-94 Conception de structures d'acier aux états limites.* Les deux étapes de chargement présentées à la Figure 4.6 ont été considérées dans le choix des sections. Les critères de résistance à la flexion et de largeur minimale ont été considérés pour les profilés d'appui et la plaque. La largeur minimale des sections est fixée par l'épaisseur du spécimen soit 250 mm. De plus, le critère de flèche maximale a été considéré pour les profilés d'appui uniquement. La Figure 4.7 décrit le montage, des schémas de fabrication complets sont présentés à l'Annexe 3.



A. Spécimen de béton 1500 x 500 x 250 mm,
B. Profilés d'acier W310x97M (W12x65I) x 728 mm, 350W, (2),
C. Raidisseurs 140 x 12 mm, 350W, (20),
D. Barres d'acier 32 mm (1¼") x 2600 mm, 7 filets/po, Grade 5, (4),
E. Écrous doubles 1¼", 7 filets/po, GLB-2H, Capacité > 315kN, (32),
F. Plaque d'acier 305 x 90 x 728 mm,
G. Vérin, capacité de 100 tonnes (983 kN).

Figure 4.7 Schéma descriptif du montage

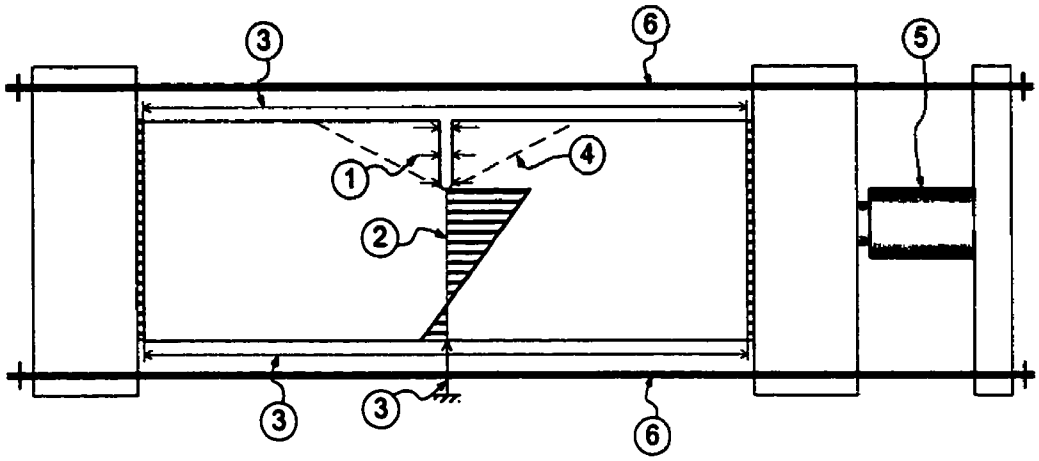
Le montage a été entièrement fabriqué dans le laboratoire de structures de l'École Polytechnique. Environ une semaine de travail a été nécessaire pour la fabrication des pièces du montage. Les nombreux percements et la soudure des raidisseurs ont été les plus longues opérations de fabrication. La Figure 4.8 montre les deux profilés d'appuis, la plaque d'appui du vérin et les plaquettes d'appui. De petits bouts de tuyaux de CPV ont été découpés pour être insérés dans les trous où seront ensuite glissées les barres filetées. Ils permettent d'éviter tout coincement des barres filetées dans les trous et facilitent l'assemblage du montage. Tous les écrous sont doublés par souci de sécurité.

Figure 4.8 Pièces du montage

La base de transport du montage et les appuis ont été fabriqués à l'aide de matériel disponible au laboratoire. Étant donné qu'ils ne servent qu'à supporter le poids propre du montage et ne subissent donc pas une charge importante, ils n'ont pas fait l'objet d'une conception détaillée.

4.5.3 Instrumentation des spécimens

L'instrumentation permet de mesurer les déplacements et les déformations dans le spécimen et dans le montage. La Figure 4.9 résume les paramètres pertinents de cet essai.



Spécimen :	1. Profil de fermeture de la coupure, 2. Distribution des déformations sur la section de béton, 3. Déformations globales du spécimen, 4. Étendue et importance de la zone d'influence de la coupure,
Montage:	5. Charge dans le vérin, 6. Forces dans les barres d'acier.

Figure 4.9 Paramètres à mesurer

Plusieurs contraintes d'ordre technique ont orienté le choix des méthodes et équipements d'auscultation du spécimen et du montage:

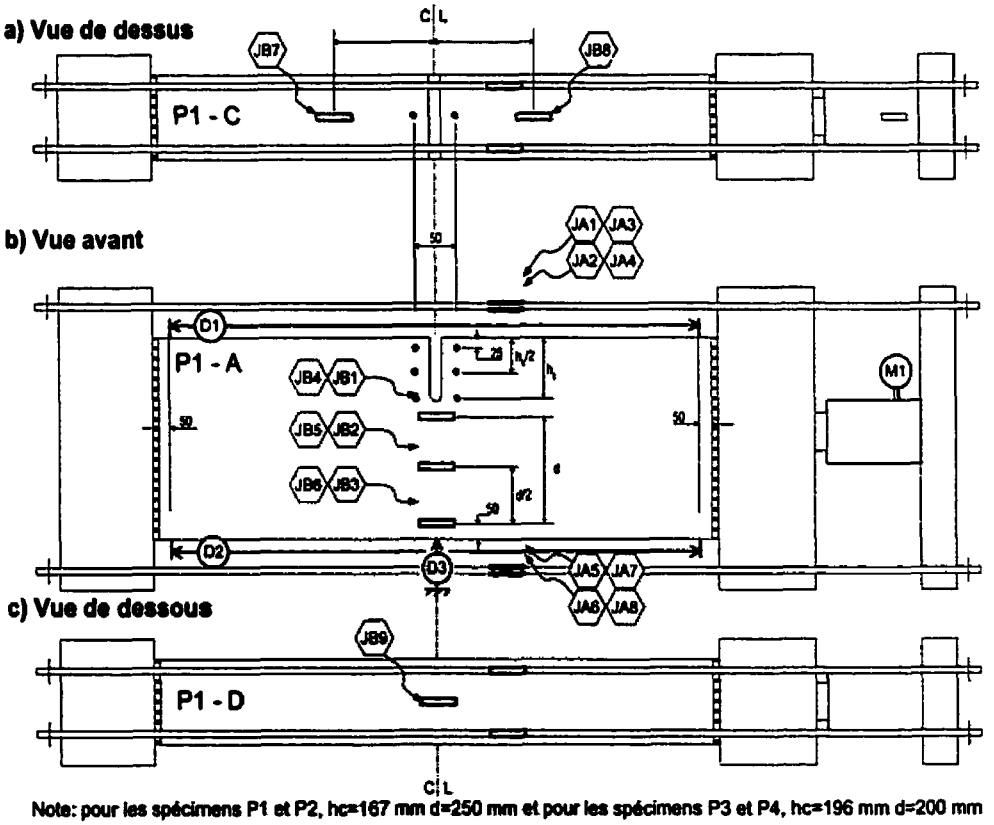
- Essais d'une durée d'environ 1 mois,
- Écoulement d'eau nécessaire pour la coupure au câble diamanté,
- Aucun instrument encombrant le passage de la coupure,
- Transport du montage à l'extérieur du laboratoire pour la coupure,
- Disponibilité des différents systèmes d'acquisition et de mesures.

Chaque instrument est numéroté de la façon suivante selon la nomenclature du Tableau 4.6.

Tableau 4.6 Identification des instruments

P1A-JB1	**P1** - Numéro de spécimen (P1, P2, P3, P4)
	A - Face du spécimen (A, B, C, D)
	JB - Type d'instrument JA = Jauge Acier, JB = Jauge Béton, D = Déflectomètre, F = Fermeture, M = Manomètre (Vérin)
	1 - Numéro séquentiel (1,2...)

La configuration de l'instrumentation est illustrée sur la Figure 4.10.



Note: pour les spécimens P1 et P2, hc=167 mm d=250 mm et pour les spécimens P3 et P4, hc=196 mm d=200 mm

Figure 4.10 Instrumentation des spécimens

- ***FERMETURE DE LA COUPURE***

Le système de mesure de fermeture de la coupure ne doit pas être affecté par l'opération de coupure du spécimen au câble diamanté. Il est donc impossible d'utiliser des jauges de déformations ou tout autre système traversant la coupure. Nous utilisons

donc des paires de points *Demec* espacés de 50 mm et situés de chaque coté de la coupure. L'espacement de ces points peut être mesuré à l'aide d'un vernier à haute précision dont l'amplitude maximale est d'environ 4 mm avec une précision de ±0,00063 mm. Trois mesures seront prises sur chacune des deux faces verticales (A et B) et une sur la face du dessus (C). Le même type de système sera utilisé pour les essais de fluage décrits à la sous-section 4.5.5. Ce système mécanique permet de prendre des mesures précises sur une longue période.

- ***DISTRIBUTION DES DÉFORMATIONS SUR LA SECTION DE BÉTON***

Afin de connaître l'évolution du champ de contraintes sur la section de béton dans le plan de la coupure, on doit mesurer les déformations qui s'y présentent. Trois jauges de déformation sont disposées sur chaque face du spécimen ce qui procure un bon aperçu de la distribution (JB1 à JB6). Pour les deux derniers essais, une jauge supplémentaire a été prévue sous le spécimen (JB9). Elle permet de connaître les déformations à la fibre inférieure et d'interrompre l'essai pour éviter une éventuelle rupture en traction du béton.

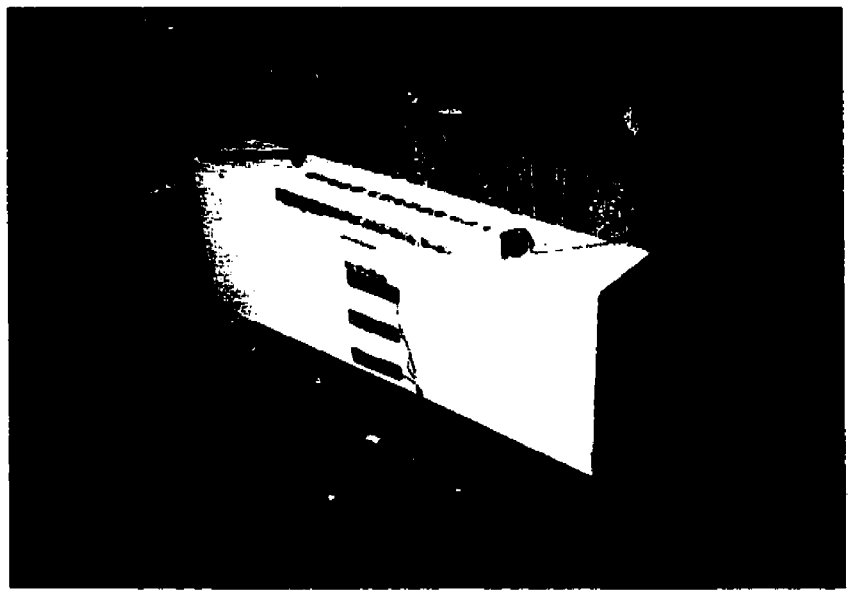


Figure 4.11 Jauges d'extensométrie et points *Demec*

- ***DÉFORMATIONS GLOBALES DU SPÉCIMEN***

Les déformations globales du spécimen sont mesurées par des déflectomètres à cadran. Ces mesures sont prises le jour de l'essai seulement, car la précision obtenue par ces instruments (±0,005 mm) ne permet pas de mesurer avec précision les faibles déformations obtenues à plus long terme. Trois déflectomètres sont utilisés pour mesurer la déformation longitudinale supérieure (D1) et inférieure (D2) de même que la flèche à mi-portée (D3).

a) Déformation longitudinale b) Flèche à mi-portée

Figure 4.12 Déflectomètres à cadran

- ***ZONE D'INFLUENCE DE LA COUPURE***

La première tentative d'utiliser des points *Demec* pour mesurer les déformations dans la zone d'influence ne s'est pas avéré efficace. Les déformations obtenues étaient trop faibles. Cette méthode a été remplacée par deux jauges (JB7 et JB8) situées à 250 mm de part et d'autre de la coupure sur le dessus du spécimen. Ces deux points de

mesure permettent de valider les différentes méthodes d'évaluation de la zone d'influence et les modèles d'éléments finis.

- *CHARGE DANS LE VÉRIN*

Afin de connaître la charge qui est appliquée sur le spécimen, on a calibré le système de chargement à l'aide de la presse hydraulique du laboratoire. Le vérin a été placé dans la presse et relié à la pompe manuelle. La charge a été augmentée à l'aide de la pompe jusqu'à l'obtention de la charge visée. La pression manométrique (M1) de la pompe a été prise en note.

- *FORCES DANS LES BARRES D'ACIER*

Une fois le système de chargement retiré, il doit être possible de déterminer les forces toujours présentes dans le système. Chacune des 4 barres d'acier a donc été instrumentée avec deux jauges de déformation (JA1 à JA8). Ces points de mesures permettent également d'équilibrer la charge initiale des barres par serrage des écrous.

- *SYSTÈME D'ACQUISITION*

Le système HP9000 a été utilisé pour les lectures des déformations de 120Ω sur le béton (JB1 à JB9). Les jauges de 350Ω sur les barres d'acier (JA1 à JA8) ne pouvaient être lues à l'aide de ce système, les lectures sont donc prises à l'aide de boîtes de lectures manuelles. Une fois la coupure terminée et le spécimen entré à l'intérieur du laboratoire, toutes les mesures sont prises manuellement.

4.5.4 Méthode de coupure

Plusieurs méthodes de coupure ont été envisagées : (a) le câble diamanté, (b) les carottages successifs et (c) la scie circulaire. Cette dernière alternative a rapidement été éliminée, le sciage aurait nécessité un dégagement important ce qui aurait compliqué énormément le système de chargement. Les deux autres solutions ont été sérieusement considérées.

La coupure au câble diamanté nécessite un équipement spécialisé et ne peut être mise en œuvre que par sous-traitance. Un test a donc été entrepris pour estimer la faisabilité d'une coupure par carottage. Un seul trou a été percé dans un spécimen de 250 mm d'épaisseur à l'aide d'une carotteuse de 25 mm de diamètre. La durée d'un seul percement a été de 30 minutes ce qui correspond à une opération de coupure de plus de 5 heures pour une hauteur de 200 mm. Suite à la première coupure, il a été décidé que toutes les coupures seraient aussi faite au câble diamanté.

4.5.5 Essais de chargement sur spécimen coupé

Une fois les quatre premiers essais terminés, le spécimen P4 coupé a été conservé dans le montage afin d'effectuer d'autres chargements sur un spécimen pré-coupé.

Ce type d'essais permet de valider les résultats élastiques obtenus pour les essais précédents en utilisant des équipements de mesures électroniques qui permettent une acquisition en continu. L'avantage d'un tel essai est qu'il peut être entrepris rapidement, des outils d'acquisition plus performant peuvent donc être utilisés. Les résultats obtenus par cette méthode sont comparés à ceux obtenus par les méthodes de mesures décrites dans les sections précédentes.

L'instrumentation utilisée pour ces essais est similaire à celle utilisée pour les essais précédents à quelques différences près:

- Les trois déflectomètres à cadran sont remplacés par des *LVDT*.
- Une jauge d'ouverture (*clip gage*) est insérée dans la coupure pour mesurer la fermeture au sommet (erreur maximale de 0,15% de la déformation lue).
- Toutes les jauges sont lues en continu à l'aide du système d'acquisition.

- Les mesures de fermeture sont toujours mesurés à l'aide des points *Demec* et du vernier.

Deux essais sont entrepris à des charges équivalentes à une contrainte initiale (σ_0) d'environ 2,5 MPa et 5,0 MPa. La profondeur de la coupure du spécimen P4 demeure constante à 196 mm.

4.5.6 Essais de fluage

Simultanément à chacune des coupures, deux cylindres de béton sont mis en charge dans une cellule de fluage dans le but de déterminer les propriétés de fluage du béton. Ces essais se déroulent conformément aux recommandations de la norme *ASTM C512-82 Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression.* Les essais sont effectués à des contraintes identiques à la contrainte initiale des spécimens soit 2,5 et 5,0 MPa.

Afin de calibrer la cellule de fluage à la charge visée, une calibration est effectuée avant l'essai. Une cellule de charge dont la calibration est connue est placée dans la cellule de fluage et des plaques d'acier sont intercalées pour combler le vide. La cellule est mise sous charge et la déformation de la cellule de charge est observée en continu. À la contrainte visée correspond une charge totale qui est mesurée par la cellule. Une fois cette charge atteinte, la pression manométrique de la cellule de charge est prise en note. La cellule est déchargée puis les cylindres à tester sont placés dans la cellule. Les mesures de déformation sont prises à l'aide d'un vernier de 250 mm et de points *Demec*. Une mesure initiale de déformation est prise, puis la cellule est chargée à la pression désirée. Pour chacune des mesures de déformation des deux cylindres chargés, une mesure est prise sur deux cylindres témoins situés dans le même environnement. Cette valeur sera soustraite afin d'éliminer l'effet des variations thermiques et hygrométriques ainsi que le retrait. Les mesures de déformation sont prises à la fréquence suivante:

- Le plus tôt possible après le chargement,
- De 2 à 6 heures plus tard,
- Quotidiennement pendant la première semaine,
- Hebdomadairement pendant le premier mois.

Idéalement, ce type d'essai doit se dérouler dans un environnement à humidité et température contrôlées. Le phénomène de fluage est un phénomène complexe qui dépend grandement du taux d'humidité du béton. Cependant, nous avons décidé de placer la cellule de fluage dans le même environnement que le spécimen coupé afin que les résultats des essais de fluage reflètent le plus possible le comportement des spécimens coupés.

La durée d'un essai de fluage standard est de douze mois. Il a été décidé d'interrompre l'essai après environ 1 mois afin de libérer le matériel pour les essais suivants. Il est important de noter que les déformations les plus importantes sont mesurées dans les premiers jours de l'essai de fluage.

4.6 Procédure d'essai

Afin que les résultats des différents essais puissent être rigoureusement comparés, la séquence des événements doit être semblable pour chacun des essais. Pour cette raison, une procédure est établie et validée lors de l'essai préliminaire, elle est ensuite répétée pour l'ensemble des essais.

La procédure de mise à l'essai d'un spécimen se résume en quatre principales étapes: (1) préparation du montage, (2) chargement, (3) coupure et (4) prise de mesures. Les trois premières étapes sont illustrées sur la Figure 4.13.

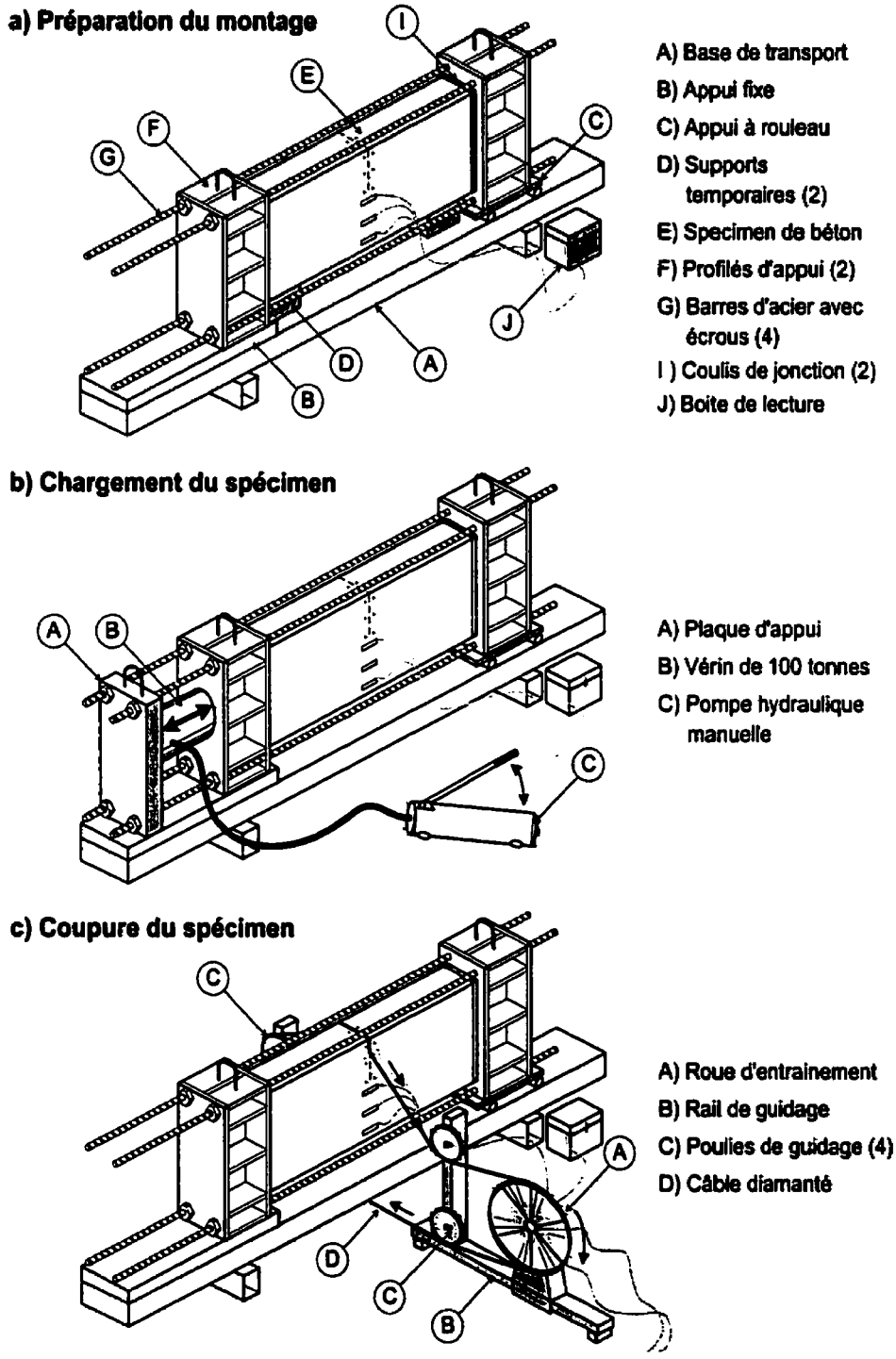


Figure 4.13 Procédure d'essai

4.6.1 Essai préliminaire

Afin de valider la procédure et d'évaluer la faisabilité de l'essai développé dans le cadre de ce projet, un essai préliminaire a été effectué. Cet essai a permis de constater le bon fonctionnement global de la méthode mais certaines modifications ont été apportées au montage pour les essais subséquents. La liste suivante résume les principales modifications qui ont été apportées à la procédure. Malgré ces quelques rectifications mineures sur la procédure, les résultats obtenus pour le spécimen préliminaire (P1) ont pu être conservés. Ils seront utilisés dans l'analyse des résultats (section 4.7).

- Pour un meilleur contrôle de la charge du vérin, la pompe hydraulique manuelle est utilisée plutôt que la pompe électrique.
- L'utilisation d'une série de points *Demec* pour mesurer l'étendue de la zone d'influence est inefficace. Deux jauges additionnelles sont ajoutées pour étudier le phénomène et le nombre de points *Demec* est diminué.
- La deuxième série de points *Demec* qui avait été prévue à 150 mm de part et d'autre de la coupure n'est pas nécessaire car aucun des points espacé de 50 mm n'a été arraché par l'opération de coupure.
- Les déflectomètres à cadran procurent une mesure précise uniquement au cours de la coupure. Ces mesures sont donc prises le jour de l'essai seulement et pas à long terme.
- L'utilisation des boîtes de mesures manuelles est préférable au système d'acquisition pour les prises de mesure à long terme. Les risques de pertes de résultats sont moindres de cette façon.

Suite à cette première expérience, la méthode de coupure au câble diamanté a été jugée satisfaisante et réutilisée pour les essais subséquents.

4.6.2 Préparation du montage

La Figure 4.13-a illustre les principales composantes décrites dans cette section. D'abord, la base du montage est placée au niveau puis les deux appuis (un appui fixe et un rouleau) sont mis en place. Le profilé d'appui du côté qui recevra le vérin est placé sur l'appui fixe puis les barres d'acier du bas sont glissées en place. Par la suite, les blocs d'appuis temporaires en bois sont placés pour soutenir le spécimen à la bonne hauteur en attendant qu'il soit chargé. Après avoir placé et mis au niveau le spécimen de béton, les barres d'acier du dessus sont mises en place. Le deuxième profilé d'appui est ensuite glissé en place et déposé sur l'appui à rouleau. Les plaquettes d'acier (non illustrées sur la Figure 4.13) sont glissées en place et les écrous doubles sont vissés en s'assurant de conserver entre le spécimen et le profilé d'acier un espace d'au moins 1 cm afin de pouvoir y verser un coulis de jonction.

Malgré toutes les précautions prises lors de la fabrication des coffrages, la surface du spécimen de béton n'est pas parfaitement plane. Le profilé d'acier qui doit s'y appuyer présente également des irrégularités causées par la soudure des raidisseurs. Afin d'obtenir une bonne surface d'appui, un coulis de jonction est coulé entre ces deux éléments. Avant la mise en place du coulis, toutes les pièces du montage sont calées et mises parfaitement au niveau. Le produit utilisé (*Ultracal 30*) se caractérise par un temps de prise rapide ce qui permet de poursuivre rapidement les opérations. Ce produit s'apparente à un plâtre de Paris dont la prise survient après environ 20 minutes. Moins de 90 minutes plus tard, les coffrages peuvent être retirés sans danger.

a) Mise en place b) Après décoffrage

Figure 4.14 Coulis de jonction

Les jauges peuvent maintenant être reliée au système d'acquisition et aux boîtes de pont de Wheatstone. Les déflectomètres longitudinaux et de flèche sont mis en place à l'aide des ancrages préalablement introduits dans le béton. Le bon fonctionnement des jauges est vérifié à l'aide du système d'acquisition et des boîtes de lectures manuelles. Les connexions sont vérifiées au besoin.

Afin d'assurer la sécurité du personnel dans l'éventualité d'une rupture du spécimen, deux câbles d'acier sont placés autour du montage afin de retenir le spécimen.

4.6.3 Chargement du spécimen

La Figure 4.13-b illustre la méthode de chargement qui est décrite dans cette section. La plaque d'appui est glissée en place puis le vérin est installé sur des béquilles

de bois taillées à la bonne longueur. Le vérin est centré horizontalement sur le profilé et la plaque afin d'assurer une charge la plus uniforme possible sur les 4 barres d'acier. Les écrous doubles sont vissées puis barrés pour coincer le vérin en s'assurant que la plaque s'appuie bien à plat sur celui-ci. La pompe hydraulique manuelle est reliée au vérin puis un préchargement à une faible charge est effectué afin de s'assurer du bon fonctionnement du système de chargement, du système d'acquisition et des jauges. La charge est ensuite relâchée puis le montage est réajusté et les connexions vérifiées au besoin.

Les zéros du système d'acquisition et des boîtes de lectures manuelles sont ajustés puis on peut procéder au chargement du spécimen. On pompe jusqu'à l'atteinte de la pression désirée au manomètre de la pompe hydraulique. On vérifie continuellement l'équilibre de la charge dans les barres d'acier et on décharge afin de réajuster le montage si un déséquilibre important est observé. Une fois la charge atteinte, on barre les écrous sur le profilé d'appui afin de combler le jeu créé par le chargement. Les écrous sont serrés légèrement à l'aide d'une clé afin de minimiser les pertes lors du transfert de charge du vérin au profilé. La charge du vérin est relâchée, puis on équilibre la charge dans les barres en serrant au besoin les écrous. Le système de chargement et les blocs d'appuis temporaires peuvent ensuite être retirés. Le déflectomètre longitudinal inférieur est installé puis le spécimen est prêt à être coupé.

Au cours du chargement du spécimen, l'influence des variations de températures est non négligeable. Il a été remarqué au cours de l'essai 4 qu'une variation rapide de la température ambiante faisait varier les déformations mesurées par les jauges ce qui rendait le chargement laborieux. L'acier et le béton ont un coefficient de dilatation thermique équivalent, mais le montage métallique peut se réchauffer et se refroidir beaucoup plus rapidement que le spécimen de béton. Il est donc souhaitable que l'acier et le béton soient à la même température lors du chargement en régularisant la température ambiante.

4.6.4 Coupure du spécimen

La méthode de coupure utilisée est résumée sur la Figure 4.13-c. Le montage doit être transporté à l'extérieur car la coupure au câble diamanté nécessite un refroidissement par un écoulement d'eau continu ce qui n'était pas envisageable à l'intérieur du laboratoire.

Figure 4.15 opération de coupure

Une entreprise spécialisée en sciage de béton a été engagée pour effectuer la coupure du spécimen en utilisant un câble diamanté. Le système se compose d'un système hydraulique, d'un panneau de contrôle et d'un système d'entraînement du câble. La Figure 4.15 montre une vue d'ensemble de l'opération de coupure.

- ***SYSTÈME HYDRAULIQUE:***

  Le système hydraulique se compose d'un moteur à essence semblable à un moteur d'automobile qui actionne une pompe hydraulique et qui fournit la force motrice du système. Le système est actionné par le panneau de contrôle.

- ***PANNEAU DE CONTRÔLE:***

Un panneau de contrôle permet à l'entrepreneur de démarrer et arrêter le système, de régler la vitesse de rotation du câble et la traction dans le câble.

- ***SYSTÈME D'ENTRAÎNEMENT:***

Le système d'entraînement est ancré au sol de part et d'autre du spécimen (voir Figure 4.16). De chaque côté, une paire de poulies permet de guider le câble afin de conserver l'alignement. Ces poulies peuvent être ajustées au besoin lorsque le câble s'écarte de l'alignement prévu. La roue d'entraînement glisse sur un rail ce qui permet de combler le jeu qui se produit dans le câble à mesure que la coupure progresse. Le câble diamanté d'un diamètre de 10 mm est refroidit par un écoulement d'eau continu tout au long de la coupe.

Figure 4.16 Système d'entraînement du câble diamanté

- ***CÂBLE DIAMANTÉ:***

La Figure 4.17 présente un morceau du câble diamanté qui a été utilisé pour couper les spécimens. Sur un câble d'acier de 5 mm de diamètre sont fixés des

bagues de diamant industriel de 10 mm à un intervalle de 25 mm. Entre chacune des bagues, une gaine de caoutchouc protège le câble d'acier et uniformise le profil du câble.

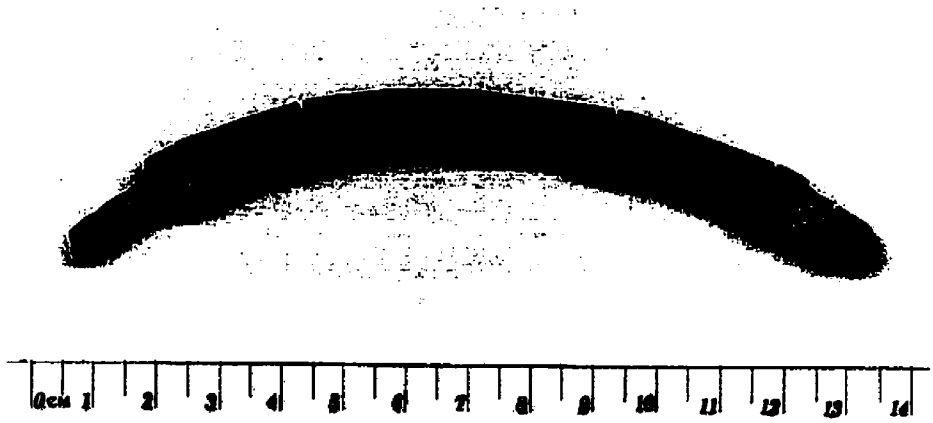


Figure 4.17 Câble diamanté

Avant de débuter la coupe, des mesures sont prises afin de connaître l'état initial de déformation. Par la suite, on coupe le spécimen en interrompant les opérations à des profondeurs précises pour prendre des mesures. Une fois la coupe terminée, une dernière série de mesures est prise avant de transporter le montage à l'intérieur du laboratoire.

Au cours des opérations de coupure, des bris de câble sont survenus à quelques reprises. Ces incidents nous ont démontré l'importance de se tenir à l'extérieur de l'axe de la coupure, car lorsque le câble se brise, il se rabat au sol comme un fouet ce qui est dangereux.

4.6.5 Prise de mesures

La cellule de fluage est mise en charge le plus rapidement possible après la fin de la coupure et le calendrier de mesure est identique à celui du spécimen coupé.

Des mesures périodiques sont prises afin de connaître l'évolution des déformations dans le temps. L'intervalle entre les prises de mesures a été tiré de l'essai

de fluage de la norme *ASTM* décrit à la sous-section 4.5.5. Les mesures sont prises sur une durée totale d'environ 28 jours après la coupure. Cette durée a été écourtée de quelques jours pour certains essais afin de respecter l'échéancier.

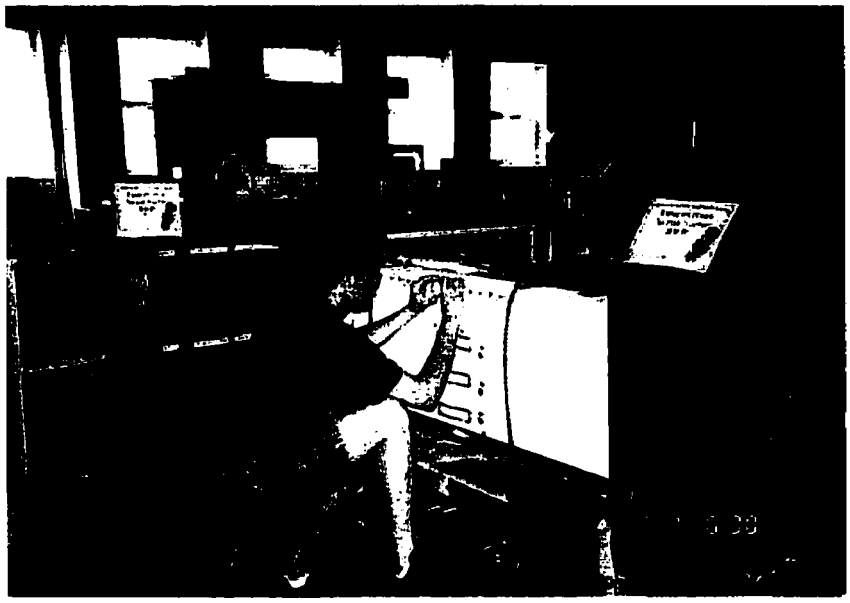


Figure 4.18 Spécimen et cellule de fluage

4.7 Résultats expérimentaux

Les résultats des essais expérimentaux décrits précédemment sont résumés et discutés dans cette section. La comparaison des résultats expérimentaux et numériques est faite aux sections 4.8 et 4.9 qui traitent respectivement des analyses numériques élastiques et transitoires.

4.7.1 Déformation à court terme d'un spécimen coupé

Le plus tôt possible après la fin de la coupure, une première série de mesure est prise afin de connaître le comportement à court terme du spécimen. La Figure 4.19 illustre les principaux résultats obtenus pour cette première série de mesures. Les conditions initiales avant coupure y sont également indiquées.

Avant de procéder à la comparaison des résultats à court terme, il faut prendre note qu'ils sont fortement influencés par les conditions ambiantes qui prévalent lors de la coupure: durée de l'opération de coupure, humidité, température, etc. Nous verrons plus loin, à la sous-section 4.7.2, que ces différences seront atténuées à plus long terme. La comparaison directe des résultats à court terme est donc faite en gardant toujours à l'esprit que l'insertion d'une coupure n'est pas instantanée et que les résultats sont sensibles aux conditions ambiantes.

- ***OPÉRATION DE COUPURE***

Pour les essais 1 à 4, la durée de l'opération de coupure (t_c) varie de 33 à 104 minutes. Certains essais ont nécessité des réajustements du système et des réparations du câble, ce qui explique cette variation dans les durées. Les essais 5 et 6 ont été effectués sur le spécimen P4 préalablement coupé, c'est pourquoi la durée (t_c) indiquée à la Figure 4.19 est de 0 minute.

Les résultats obtenus pour l'Essai 4 ont été légèrement influencés par des effets thermiques. La température extérieure était très froide le jour de l'essai (4°C) en comparaison avec la température du laboratoire (20°C). Lorsque les zéros du système d'acquisition ont été enregistrés, les portes du laboratoire venaient tout juste d'être ouvertes. Le montage métallique s'est refroidit rapidement, alors que le spécimen de béton a conservé sa température. La pression du vérin a été augmentée jusqu'à la valeur calibrée, mais les déformations mesurées sur l'acier et sur le béton semblent avoir été légèrement influencées par les variations thermiques. Ceci explique que la déformation mesurée est légèrement inférieure à la valeur attendue pour le béton et légèrement supérieure dans le cas de l'acier.

- ***RÉPÉTABILITÉ DES RÉSULTATS***

La première observation qui a été faite, une fois les deux premiers essais achevés, est la répétabilité des résultats. Cette nouvelle méthode expérimentale ayant été développée dans le cadre de ce projet, il fallait s'assurer que deux essais semblables

procureraient des résultats similaires. Les résultats furent satisfaisants. Tel que le démontre la Figure 4.19, tous les essais dont les paramètres sont semblables ont donné des résultats équivalents (voir Figure 4.19 essai 1 VS essai 2, essai 3 VS essai 6 et essai 4 VS essai 5).

- ***FORCES DANS LES BARRES***

On remarque ensuite que les forces dans les barres ne sont que très peu influencées par l'introduction de la coupure. La longueur du spécimen ayant été choisie pour inclure toute la zone d'influence de la coupure, il est normal que ces variation soient faibles ($\Delta F < 8\%$). Pour les quatre coupures, la force dans les barres supérieures diminue. Cette diminution est plus marquée pour les essais 3 et 4 car la profondeur de la coupure y est plus importante. Les barres du bas ont démontré une faible augmentation pour les essais 2 et 3 et une faible diminution pour les essais 1 et 4.

Le Tableau 4.7 montre que, dans tous les cas, la coupure a induit dans le spécimen un moment externe positif additionnel sur le spécimen.

Tableau 4.7 Calcul du moment M_{eq} induit par la coupure

Spécimen	F_{avant} *(kN)*		$F_{après}$ *(kN)*		ΔF	M_{eq}
	Haut	*Bas*	*Haut*	*Bas*	*(kN)*	*(kN.m)*
P1	275	280	268	275	2	1.0
P2	274	292	269	297	10	5.8
P3	260	266	242	273	24	14.1
P4	166	169	151	166	11	6.6

NOTE: $M_{eq} = \Delta F \cdot d = \left[(F_{av.h} - F_{ap.h}) - (F_{av.b} - F_{ap.b})\right] \cdot d$ où d=0.582m

- ***CONTRAINTES SUR LA SECTION***

La contrainte sur la section est calculée en multipliant les déformations mesurées par le module d'élasticité du spécimen étudié[13].

Pour les essais 1 à 4, la contrainte initiale sur la section de béton est relativement uniforme avant l'introduction de la coupure. Une fois la coupure accomplie, cette distribution est modifiée. L'excentricité de l'effort axial par rapport à la section diminuée apporte une importante composante flexionnelle dans le système. La distribution des contraintes axiales sur la section réduite devient trapézoïdale. On remarque que les essais 3 à 6, pour lesquels la profondeur coupée est de 196 mm, ont tous provoqué des efforts de traction à la fibre inférieure du spécimen. Pour l'essai 6, la contrainte calculée à la base atteint 6.0 MPa ce qui est supérieur à la résistance en traction du béton. (Soit environ 3.3 MPa selon l'équation [4.1].) Cependant, pour l'ensemble des essais, aucune fissuration apparente n'a été observée dans la zone tendue du spécimen. Il est pratiquement impossible de détecter à l'œil nu des fissures d'un largeur de moins de 0.05 mm. L'excédant de déformation mesurée pour l'essai 6 équivaut à une ouverture de fissure de 0.009 mm. (Soit 91 $\mu\varepsilon$ me pour une jauge de 100 mm) Il est donc possible qu'une fissures fine soit apparue sans être détectée.

Résistance en traction du béton :

$$f_t \cong 0.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \qquad [4.1]$$

Où :

λ 1.0 pour un béton de densité normale

$f'c$ Résistance en compression du béton

- ***FERMETURE DE LA COUPURE***

Le profil de fermeture des coupures est relativement linéaire pour tous les essais entrepris. La fermeture est très faible à la pointe de la coupure et augmente de façon

---

[13] Voir Annexe 2 pour les propriétés du béton pour chaque essai

linéaire jusqu'au sommet du spécimen. Lorsque la charge est doublée, la fermeture est également doublée (voir Figure 4.19 essai 3 VS essai 4 et essai 5 VS essai 6). Lorsque la hauteur de la coupure est augmentée de 29 mm, la fermeture est augmentée de 70% (voir essai 2 VS essai 3).

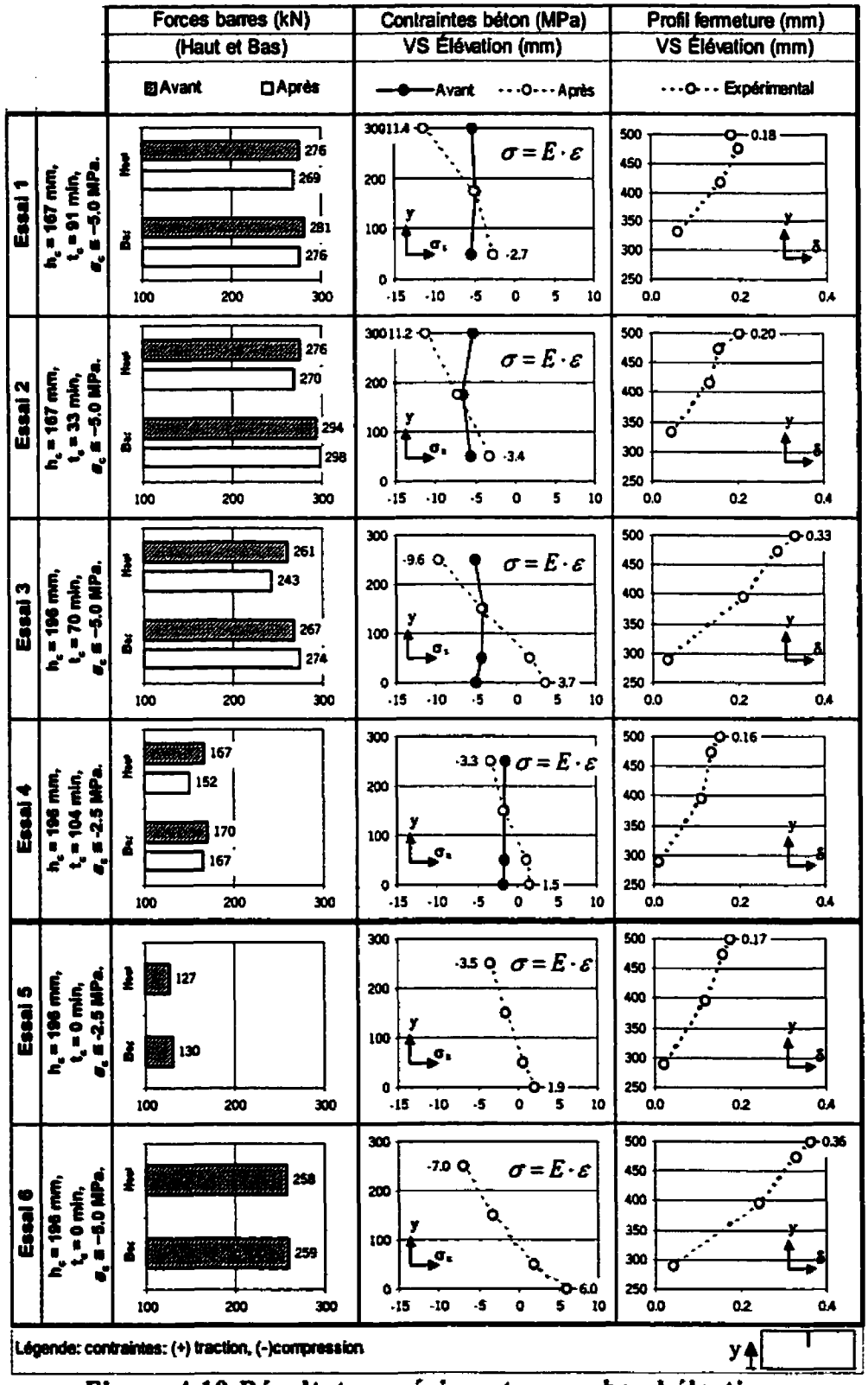


Figure 4.19 Résultats expérimentaux, rebond élastique

4.7.2 Déformation à moyen terme d'un spécimen coupé

Une fois la coupure réalisée, des mesures de déformation sont prises périodiquement pour une période d'environ 28 jours. La Figure 4.20 illustre les résultats obtenus pour les 4 essais de coupure de prismes de béton. Les courbes de fermeture sont basées sur les mesures de la deuxième série de points *Demec* situés à 25 mm du sommet du spécimen. Cette série de résultats est choisie car elle se base sur deux lectures comparativement à une seule pour la mesure du dessus.

La Figure 4.20-a illustre la fermeture de la coupure obtenue pour chaque essai. Le graphique a été subdivisé en trois zones (I, II et III) représentatives du comportement à court terme, moyen terme et long terme. Pour chacune de ces zones, on pourrait approximer les courbes par des segments linéaires de pentes différentes. La première zone (I) dure environ une journée et présente une pente prononcée. Dans cette zone, les résultats sont fortement influencés par les conditions ambiantes le jour de l'essai. Le montage et le spécimen ont subi des variations thermiques et hygrométriques causées par les opérations de transport et de coupure. Les premières valeurs de déformation mesurées sont donc influencées par ces conditions. On remarque à la Figure 4.20-a que la différence initiale entre les essais 1 et 2 s'atténue avec le temps dans les zones II et III. De plus, pour l'ensemble des essais, une augmentation moyenne de 43% de la fermeture est observée entre le 1er et le 28ième jour. Ceci démontre l'importance des phénomènes transitoires. Cette augmentation différée est importante et sera considérée dans les analyses par éléments finis présentées plus loin (voir section 4.8).

Tableau 4.8 Augmentation de la fermeture de la coupure

Spécimen	δ_E	$\delta_{(1\ jour)}$	$\delta_{(\pm 28\ jours)}$	*Augmentation**
P1	0.20	0.23	0.31	43%
P2	0.15	0.24	0.32	53%
P3	0.29	0.39	0.50	39%
P4	0.14	0.16	0.21	37%

* NOTE: $Augmentation = \frac{\delta_{(28\,jours)} - \delta_{(1\,jour)}}{\delta_{(1\,jour)}} \cdot 100\%$

La Figure 4.20-b présente la valeur des forces dans les barres d'acier en fonction du temps. Pour tous les essais, la force totale dans les barres du haut est supérieure à la force dans les barres du bas. De plus, cette différence entre les barres du haut et celles du bas demeure constante pour toute la durée de chaque essai.

Les observations qui ont été faites sur l'amplitude des fermetures instantanées à la sous-section 4.7.1 demeurent vraies à moyen terme. L'augmentation de la profondeur de 29 mm provoque une augmentation de la fermeture d'environ 60%. La diminution de la charge provoque une diminution proportionnelle de la fermeture (voir Figure 4.20-a).

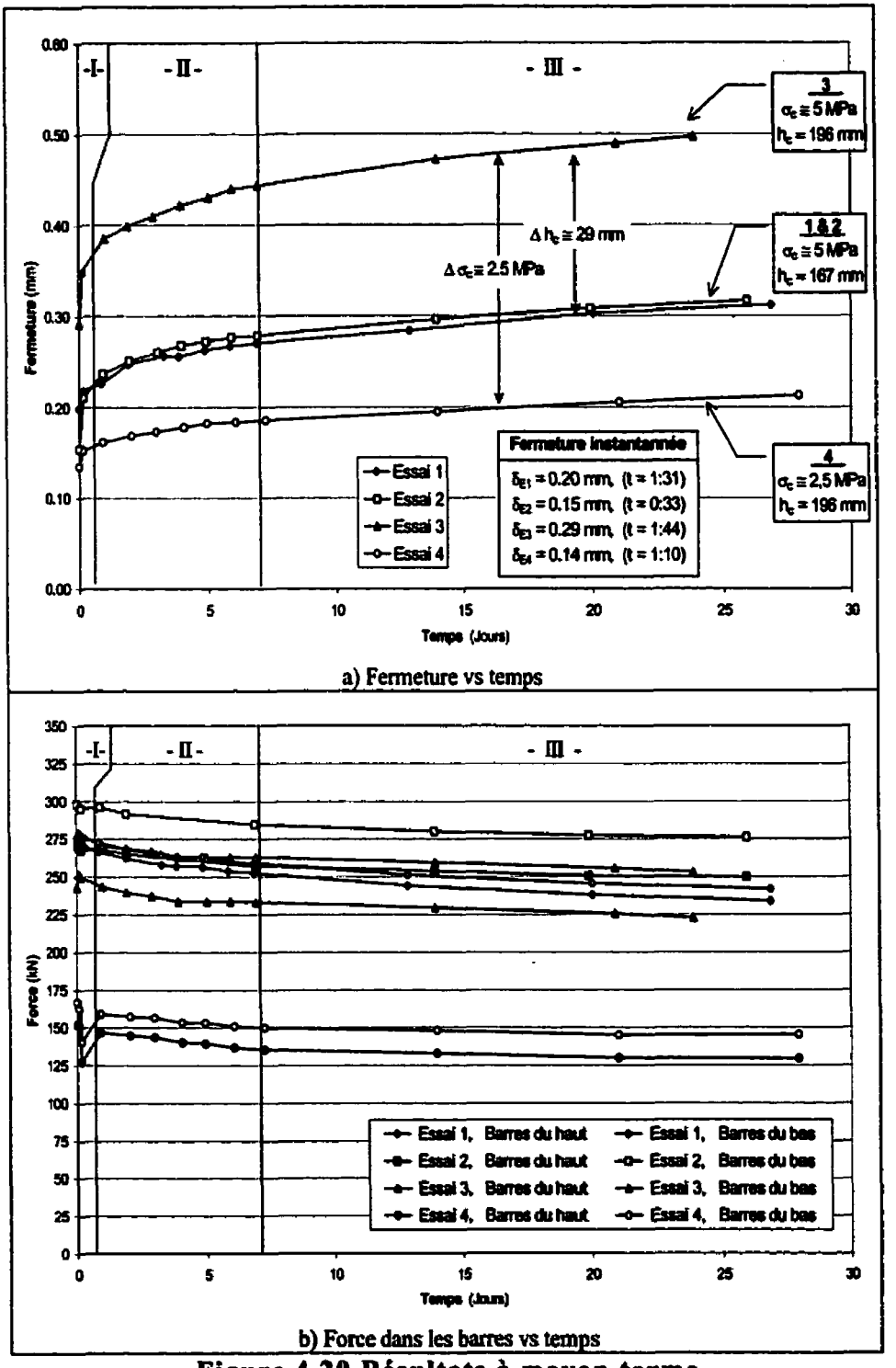


Figure 4.20 Résultats à moyen terme

4.7.3 Essais de fluage

La Figure 4.21 illustre les résultats obtenus pour les essais de fluage sur une échelle de temps (a) linéaire et (b) logarithmique. Le taux de fluage F(K) est calculé conformément à la norme *ASTM C512-82 Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression*. Il est obtenu à partir de la pente d'une droite représentant la courbe de fluage dans le plan semi logarithmique (voir Figure 4.21-b). Cette pente est obtenue par régression linéaire des moindres carrés. On obtient alors les fonctions suivantes :

Déformation totale : $$\varepsilon_{(t)} = \varepsilon_0 + \varepsilon_{cr(t)} \quad [4.2]$$

Déformation de fluage : $$\varepsilon_{cr(t)} = \sigma_0 \cdot F(k) \log_{10}(t) \quad [4.3]$$

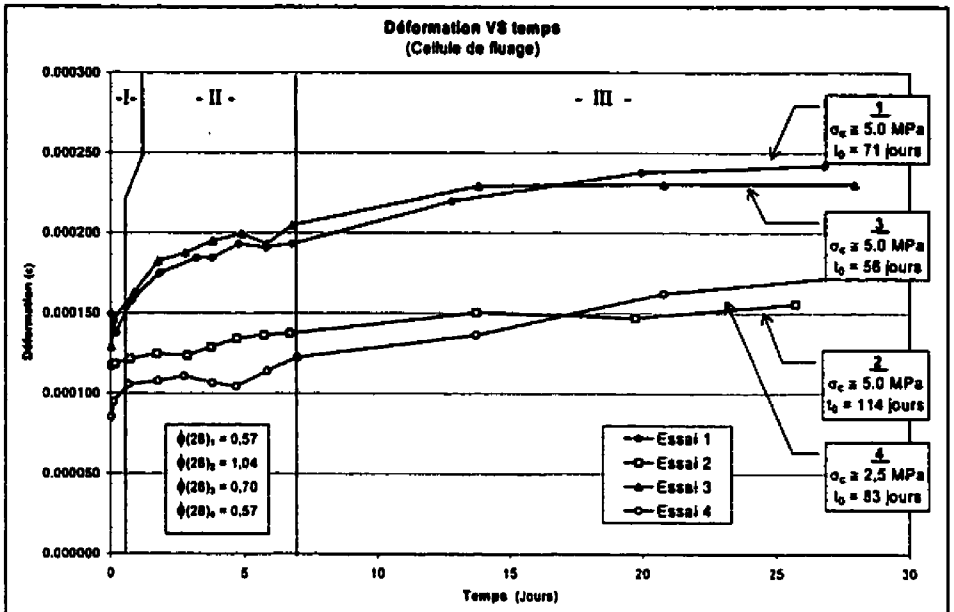
Où :

ε_0 Déformation élastique

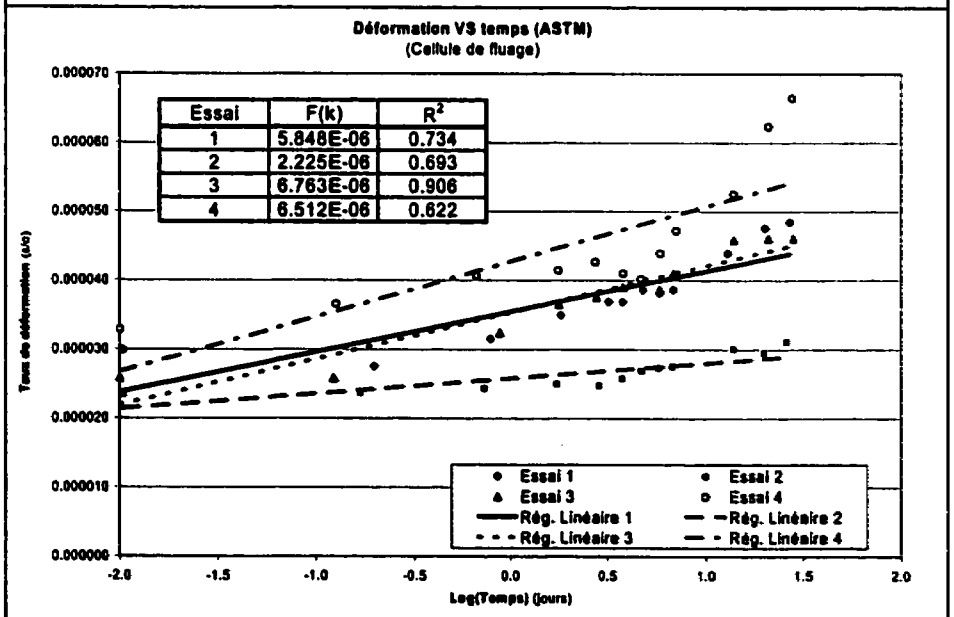
$F(k)$ Taux de fluage *(ASTM)*

σ_0 Contrainte initiale

t Temps



a) Fluage vs temps



Essai	F(k)	R^2
1	5.848E-06	0.734
2	2.225E-06	0.693
3	6.763E-06	0.906
4	6.512E-06	0.622

b) Fluage vs log(temps)

Figure 4.21 Résultats, essais de fluage

Le Tableau 4.9 résume les valeurs de F(K) obtenues pour les 4 essais de fluage. Les résultats obtenus pour ce jeune béton sont assez variables. Ils sont grandement dépendants des conditions d'humidité ambiantes. Les valeurs de ε_{cr} obtenues pour l'essai

2 semblent anormalement faibles comparativement à celles obtenues pour les essais 1 et 3 qui ont subi un chargement équivalent ($\sigma_c \approx 5.0$ MPa). On remarque que les coefficients de corrélation R^2 sont généralement faibles pour l'expression proposée dans la norme. Il est possible que la faible corrélation observée soit due au fait que l'expression de la norme suppose une durée d'essai de 12 mois. Une expression permettant de modéliser plus adéquatement le fluage sera proposée à la sous-section 4.9.1.

Tableau 4.9 Taux de fluage (ASTM)

Essai	*1*	*2*	*3*	*4*
σ (MPa)	5.0	5.0	5.0	2.5
F(K)	5.85e-6	2.23e-6	6.76e-6	8.35e-6
R^2 (Figure 4.21-b)	0.734	0.693	0.906	0.618
$\phi_{(28\ jours)}$	0.57	1.04	0.70	.57

4.7.4 Discussion

En se basant sur le fait que les essais 1 et 2 ont procuré des résultats très rapprochés pour la fermeture de la coupure, la fiabilité de la procédure expérimentale de coupure de spécimens de béton précomprimés est bien établie. La variation de la profondeur de l'entaille ou de la contrainte initiale a provoqué l'effet attendu.

Cependant, il semble que les essais de fluage ont procuré des résultats inattendus qui devront être utilisés avec précautions dans la suite de l'interprétation des résultats.

4.8 Modélisation numérique, réponse à court terme

Un cheminement progressif est employé pour analyser le comportement à court terme d'un spécimen de béton comprimé puis coupé. D'abord, des calculs simples

permettent d'estimer les contraintes et les déformations instantanées. Ensuite un maillage d'éléments finis est utilisé pour faire les calculs qui sont finalement discutés et comparés aux valeurs expérimentales.

4.8.1 Estimation du comportement élastique par calculs simples

Parallèlement aux analyses par élément finis, des vérifications par des méthodes de calcul simples sont entreprises. Ces méthodes éprouvées permettent d'acquérir une meilleure compréhension du comportement d'un spécimen de béton comprimé subissant une coupure. De plus, ces calculs fourniront une première estimation des résultats expérimentaux et numériques pour fins de validation.

- *CONTRAINTES SUR LA SECTION COUPÉE*

Les contraintes initialement uniformes sur la section d'un élément de béton en compression axiale sont modifiées par l'introduction d'une coupure. Plus la coupure est profonde, plus le champ de contraintes sera influencé. La nouvelle distribution de contraintes sera trapézoïdale et pourra même présenter des contraintes de traction à la fibre inférieure ce qui pourrait mener à la rupture du spécimen si la résistance du béton en traction est surpassée.

La théorie de poutre permet d'obtenir une bonne estimation des contraintes sur la section de béton coupée.

Contrainte :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I} \qquad [4.4]$$

Où :

P	Force axiale
A	Aire de la section
M	Moment sur la section
c	Distance de l'axe neutre

I Inertie de la section

Le Tableau 4.10 résume les résultats du calcul de la contrainte sur la section, des calculs détaillés sont présentés à l'Annexe 4.

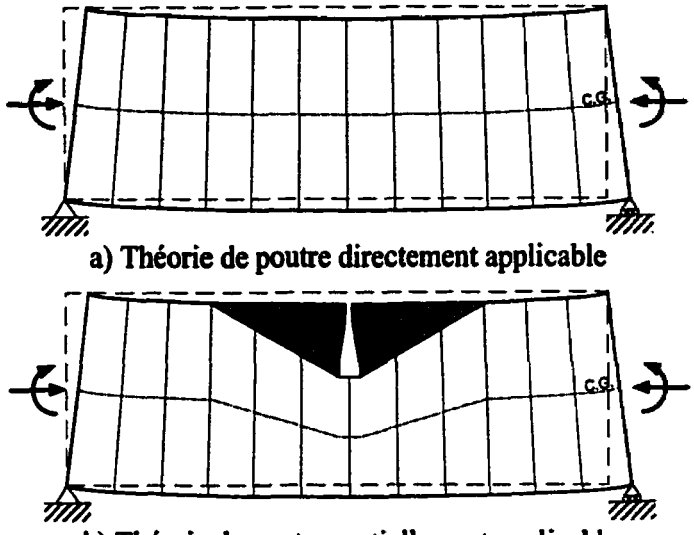
Tableau 4.10 Contraintes sur la section coupée

Essai	h_c (mm)	P (kN)	A (m^2)	M (kN.m)	I ($10^6 mm^4$)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)
1	167	545	0.083	47.5	769.3	-16.8	+3.7
2	167	566	0.083	55.4	769.3	-18.8	+5.2
3	196	515	0.076	59.5	585.3	-22.2	+8.7
4	196	317	0.076	35.4	585.3	-13.4	+5.0
5	196	256	0.076	26.2	585.3	-10.2	+3.4
6	196	514	0.076	51.0	585.3	-20.0	+6.5

Convention, contraintes : (-) compression, (+) traction.

- ***CALCUL DE LA FLÈCHE PAR LA THÉORIE DE POUTRE***

La théorie de poutre peut être utilisée pour calculer les déplacements d'ensemble du spécimen tel la flèche à mi-portée. Il faut cependant garder à l'esprit que cette méthode est basée sur l'hypothèse de Navier selon laquelle les sections planes restent planes. Il sera donc impossible d'utiliser cette méthode lorsque cette hypothèse ne s'applique pas. La Figure 4.22-a démontre que la théorie de poutre peut être appliquée sans restrictions pour un spécimen sans coupure. Un spécimen comportant une coupure (Figure 4.22-b) présente une zone pour laquelle l'hypothèse de Navier n'est pas applicable. La théorie de poutre ne procurera pas des résultats réalistes pour la fermeture de la coupure mais pourra être utilisée pour estimer les mouvements globaux telle la flèche à mi-portée.



a) Théorie de poutre directement applicable

b) Théorie de poutre partiellement applicable

Figure 4.22 Limitation de la théorie de poutre

Remarquons que l'insertion d'une coupure dans le spécimen provoque une excentricité de la charge axiale qui, même lorsque aucun moment n'est appliqué extérieurement, provoque un moment sur la section diminuée.

La flèche d'une poutre à section variable est calculée par l'intégration du diagramme de courbure ϕ par la formule [4.5].

Flèche : $$\Delta = \int_0^{L/2} \phi_{(x)} \cdot x \, dx \qquad [4.5]$$

Où :

$$\phi_{(x)} = \frac{M(x)}{EI(x)} \quad \text{Courbure} \qquad [4.6]$$

L	Longueur de la poutre
$M(x)$	Moment sur la section
$EI(x)$	Rigidité flexionnelle de la section

La poutre équivalente utilisée pour calculer la flèche correspond à la partie ou la théorie de poutre s'applique c'est à dire la partie non grisée de la Figure 4.22-b. Les flèches obtenues par cette méthode sont présentées au Tableau 4.11, un exemple de

calcul complet est présenté à l'Annexe 4. Les essais 1 et 2 démontrent que la flèche à mi-portée est très sensible au moment d'extrémité causé par la différence entre la force dans les barres du haut et celles du bas. L'introduction de la coupure cause une déflexion vers le bas provenant de l'excentricité de la charge sur la section diminuée. Cette déflexion est partiellement annulée par l'apparition des moments d'extrémités qui créent un moment négatif sur l'ensemble du spécimen. Ce phénomène est dû à l'hyperstaticité interne du système provenant de la présence de deux points de chargement à chaque extrémité. Un seul point de chargement par extrémité annulerait cette redistribution des efforts.

Tableau 4.11 Calcul de la flèche

Essai	1	2	3	4	5	6
Force Axiale, N (kN)	545	568	519	319	257	517
Hauteur, h_c (mm)	167	167	196	196	196	196
Moment d'extrémité, M_0 (kN.m)	-2.0	-8.5	-7.8	-4.4	-0.8	-0.3
***Flèche, Δ* (mm)**	**0.073**	**0.046**	**0.084**	**0.057**	**0.059**	**0.127**

Les mesures expérimentales de flèches obtenues pour les essais 5 et 6 sont respectivement de 0.39 et 0.109 mm ce qui donne une erreur moyenne de +34%. L'utilisation de la théorie de poutre et le fait de négliger la rigidité de la zone située de part et d'autre de la coupure provoque donc une erreur importante sur la flèche.

- ***CALCUL DE LA FERMETURE DE LA COUPURE***

Comme il a été expliqué précédemment, l'hypothèse de Navier n'est pas applicable aux zones situées de part et d'autre de la coupure (voir Figure 4.22). Une fermeture calculée à l'aide de la théorie de poutre supposerait que les sections situées de part et d'autre de la coupure demeurent parfaitement planes ce qui est très peu réaliste dans cette configuration.

Une méthode basée sur différentes observations est utilisée pour estimer la fermeture de la coupure. Les travaux de Lupien (1991) ont servi de base pour développer cette méthode approximative. La largeur de la coupure étant faible par rapport à la taille du spécimen, la part de fermeture due aux phénomènes de flexion est considérée négligeable. La fermeture est calculée à l'aide d'une analogie avec un élément encastré à sa base tel qu'illustré à la Figure 4.23.

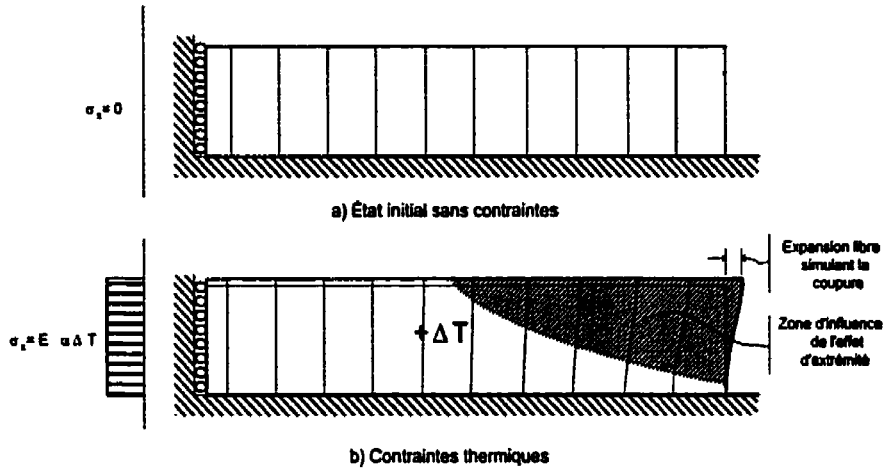


Figure 4.23 Analogie d'un élément encastré à la base

Lorsque l'élément est chauffé, une déformation interne en découle, ce qui provoque des contraintes dues aux conditions d'encastrement à la base. À une certaine distance de l'extrémité libre, les contraintes horizontales (σ_x) sont pratiquement uniformes sur toute la hauteur. La zone où les effets d'extrémités se font ressentir peut être déterminée selon différents critères. Selon les travaux de Lupien (1991), la longueur de la zone d'extrémité à l'intérieur de laquelle l'amplitude des déplacements en crête est significative est de 1.5 fois la hauteur du modèle. Les calculs par la méthode des éléments finis ont été effectués pour un élément de béton de 300 mm de hauteur réchauffé de 20°C. La déformation thermique et la contrainte équivalente pour un spécimen confiné sont calculés comme suit :

Expansion thermique libre : $$\varepsilon_{th} = \alpha_c \cdot \Delta T = 10^{-5}(^\circ C^{-1}) \cdot 20^\circ C = 200(\mu\varepsilon) \qquad [4.7]$$

Contrainte de confinement équiv. :

$$\sigma_{th} = E_c \cdot \varepsilon_{th} = 19365(MPa) \cdot 200 \cdot 10^{-6} = 3.87(MPa) \qquad [4.8]$$

Où :

α_c Coeff. d'expansion thermique du béton

E_c Module d'élasticité du béton

ΔT Variation thermique

La Figure 4.24 illustre les résultats obtenus pour cette configuration d'essai. On remarque que la distribution du déplacement, du cisaillement à la base et de la contrainte à la fibre supérieure sont d'allure parabolique. À partir d'une de ces trois courbes et d'un critère de tolérance, il est possible d'obtenir une définition de la zone d'influence d'une coupure. La Figure 4.25 permet de déterminer l'importance de la zone d'influence de l'effet d'extrémité en fonction du critère de déplacement en crête désiré. Le ratio de déplacement résiduel est défini comme le quotient du déplacement à l'extrémité libre et du déplacement à une certaine distance de l'extrémité. Pour un ratio de 5% de déplacement résiduel, la longueur de la zone d'influence est de trois fois la hauteur (L_i=3·H) (voir Figure 4.25).

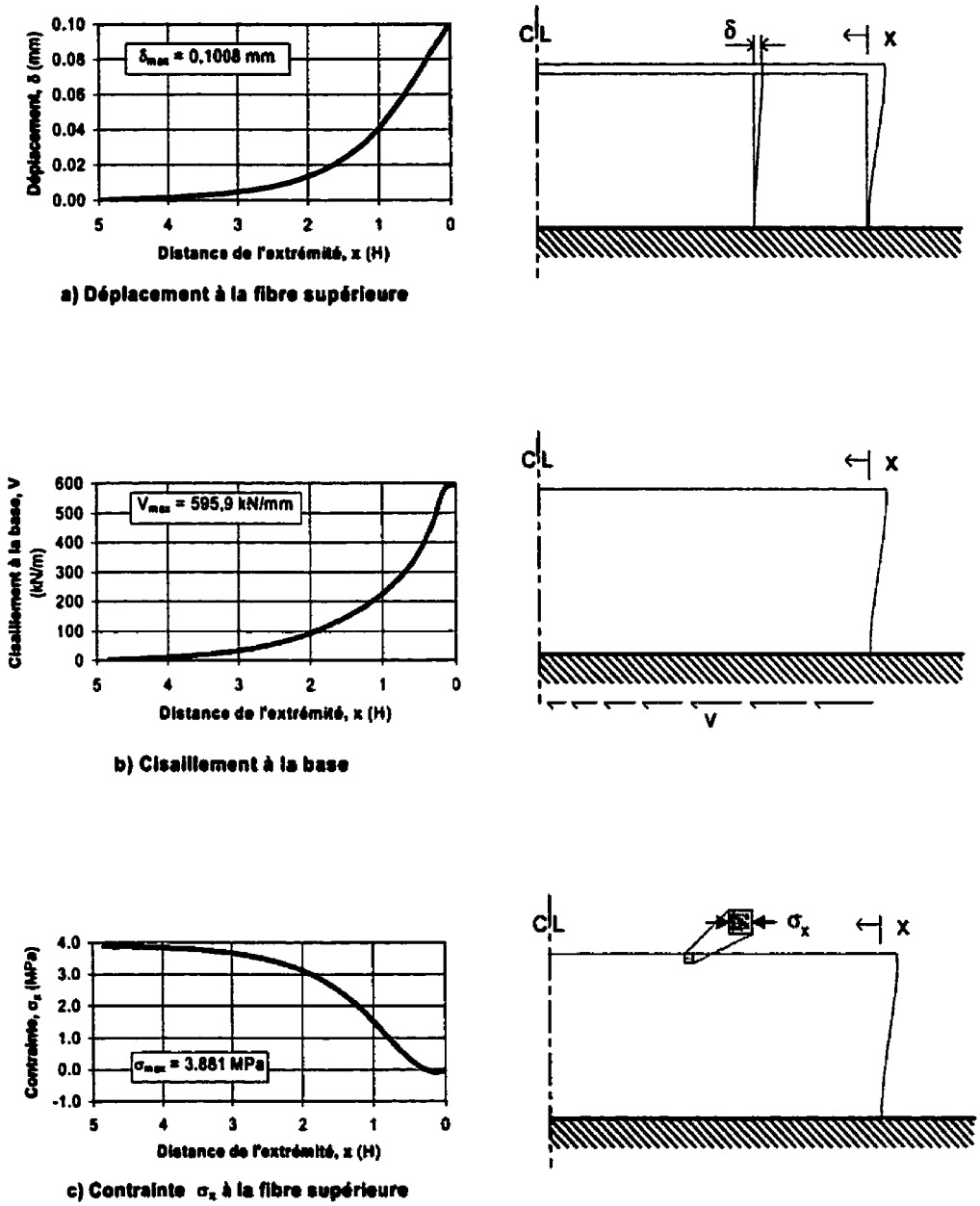


Figure 4.24 Expansion d'un spécimen encastré à sa base

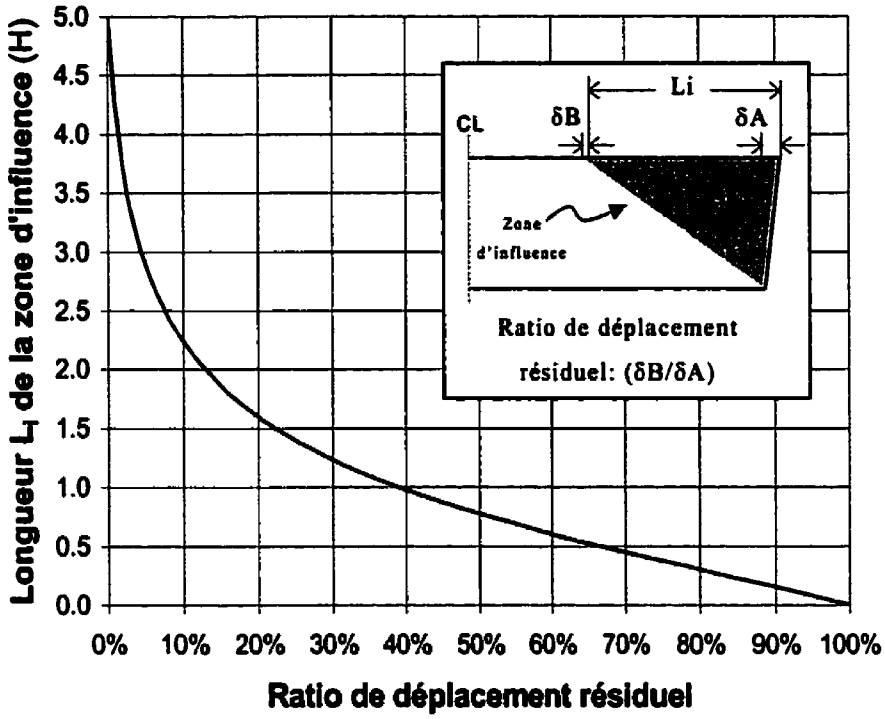


Figure 4.25 Longueur de la zone d'Influence

En se basant sur les observations obtenues du modèle thermique, la fermeture de la coupure est calculée par une méthode approximative tel qu'illustrée à la Figure 4.26. La longueur du bloc influencé par la coupure est fixée à trois fois la hauteur de la coupure. La fermeture est obtenue par la somme de la déformation libre au sommet δ_1 et de l'effet de surcompression à la base δ_2 causé par la composante flexionnelle. On obtient donc par intégration le déplacement total δ au sommet du bloc. La fermeture est obtenue par la formule [4.9].

Fermeture : $$2\delta = \frac{\sigma_{Bmax}}{3 \cdot E_c} \qquad [4.9]$$

Où :

σ_{Bmax} Contrainte à la pointe de la coupure

E_c Module d'élasticité du béton

Cette formule suppose une distribution parabolique des contraintes à la base et au sommet ainsi qu'une longueur de la zone d'influence de trois fois la hauteur de la coupure. Le mouvement de corps rigide en rotation résultant de la composante flexionnelle est négligé. La fermeture devrait donc être sous-estimée pour les coupures plus profondes.

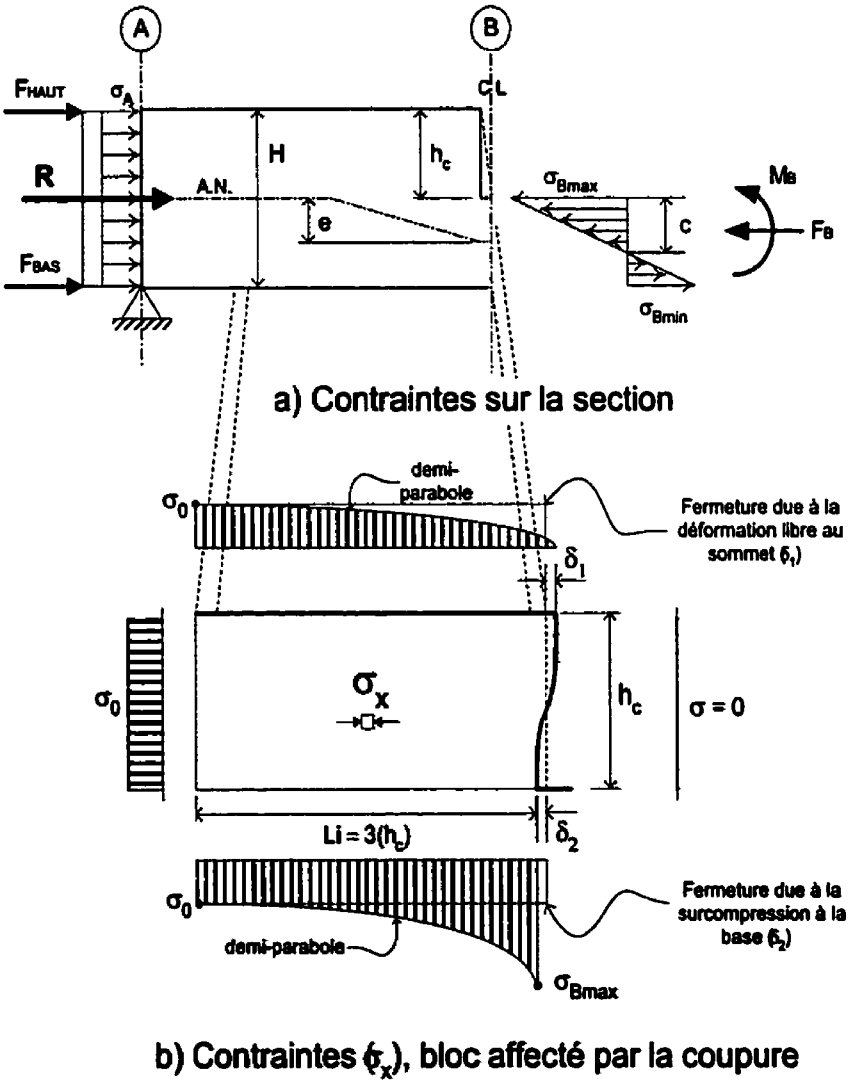


Figure 4.26 Calcul simplifié de la fermeture

Les fermetures calculées par cette méthode sont inclues au Tableau 4.12 et seront discutées plus loin. On remarque que le fait de doubler la charge axiale double la

fermeture calculée (essai 4 vs essai 3) et que l'augmentation de 29 mm de la profondeur de la coupure cause une augmentation considérable de la fermeture (essai 2 vs essai 3).

4.8.2 Principe de transfert des contraintes

Deux méthodes différentes peuvent être utilisées pour modéliser l'introduction d'une coupure dans une structure avec contraintes initiales. La Figure 4.27 illustre un exemple simplifié qui sera utilisé pour illustrer ces deux méthodes.

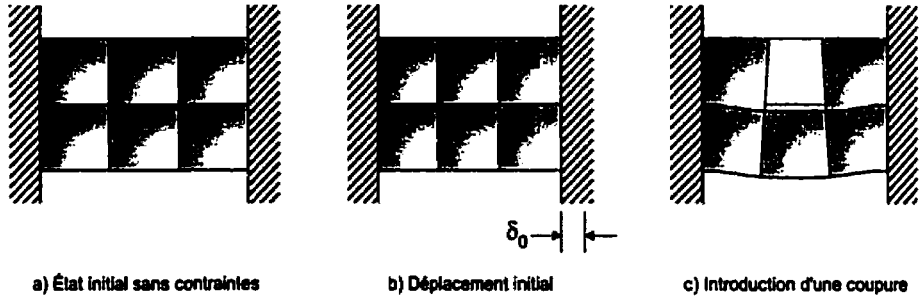


Figure 4.27 Exemple simplifié, modélisation d'une coupure

Dans les deux cas, une première analyse permettra de calibrer le modèle pour reproduire les conditions initiales avant coupure. Par la suite deux méthodes de solution s'offrent à nous :

- *MÉTHODE DIRECTE (MODIFICATION DE LA RIGIDITÉ)*

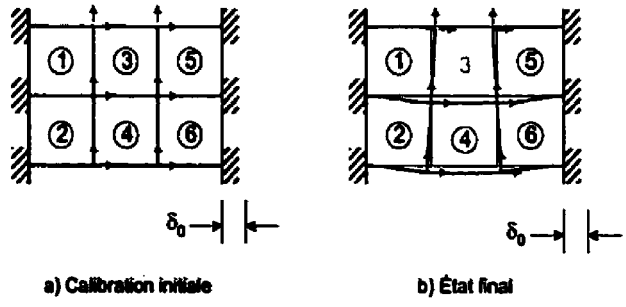


Figure 4.28 Procédure, méthode directe (élément 3 retiré)

Par la méthode de solution directe, une seconde analyse est effectuée avec la matrice de rigidité modifiée et le chargement initial. La Figure 4.28 illustre les étapes de cette méthode.

Cette méthode a pour avantage de procurer les résultats directement sans nécessiter de manipulations supplémentaires des résultats.

- ***SOLUTION PAR LA MÉTHODE DE SUPERPOSITION***

Par cette méthode, une seconde analyse est effectuée avec la structure modifiée sur laquelle est appliqué l'incrément de forces. Cet incrément est obtenu des conditions initiales et correspond à l'inverse des forces aux nœuds de l'élément éliminé. Les déplacements et les efforts obtenus de cette seconde analyse sont superposés à ceux de l'analyse initiale pour obtenir la solution. La Figure 4.29 illustre les étapes de cette méthode.

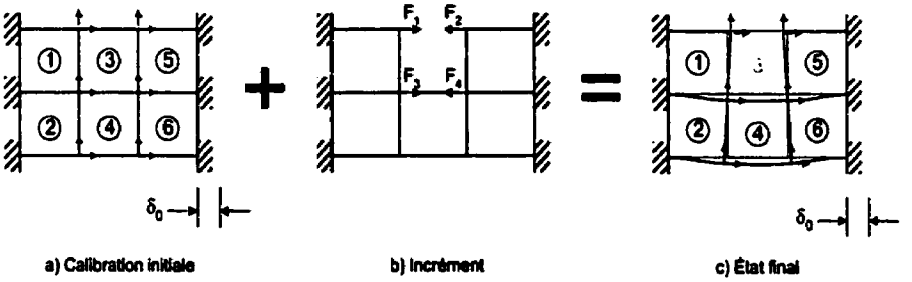


Figure 4.29 Procédure, méthode de superposition

Si une analyse des conditions initiale a déjà été effectuée, cette méthode permet de sauver sur le temps de calcul, ce qui peut devenir avantageux pour un modèle à DDL nombreux. Cette méthode s'avère intéressante pour une analyse transitoire au cours de laquelle un élément est éliminé (*"Element death"*).

L'exemple simple illustré ci-haut a été résolu par ces deux méthodes et les mêmes résultats ont été obtenus. Pour les analyses élastiques présentées plus loin, la méthode directe sera utilisée afin de minimiser les manipulations de résultats.

4.8.3 Description du modèle élastique

Un maillage d'éléments finis en deux dimensions des spécimens décrits à la section 4.4 a été développé à l'aide du logiciel SAP2000. Un modèle d'éléments solides en trois dimensions n'a pas été jugé nécessaire car les déformations subies par un spécimen coupé se produisent principalement dans le plan vertical.

La Figure 4.30 illustre le maillage d'éléments finis utilisé pour ces analyses. Les éléments utilisés sont des éléments linéaires à 4 nœuds en contraintes planaires (*ASOLID*). La majorité des éléments sont de forme carrée sauf certains situés dans le plan de la coupure. Des éléments de poutre sont utilisés pour modéliser les profilés d'appui métallique et des éléments de treillis sont utilisés pour les barres d'acier. Les deux barres d'acier du dessus et du dessous sont modélisées par une seule barre d'aire équivalente. Les effets du poids propre sont négligés dans ce modèle, l'emplacement des supports n'a donc aucun effet sur les contraintes car ils ne reçoivent aucune charge. Le système de supports isostatiques a été choisi de façon à obtenir des déplacements symétriques dans la structure.

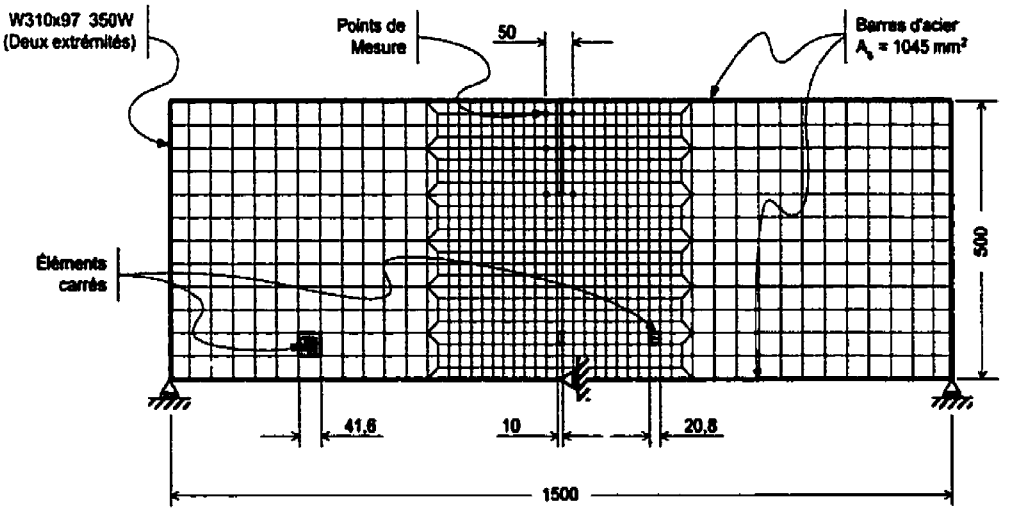


Figure 4.30 Maillage d'éléments finis, SAP2000N

4.8.4 Calibration du modèle

Comme il a été expliqué à la sous-section 4.5.1, le mode de chargement utilisé n'est ni un chargement en déplacement contrôlé, ni un chargement en charge contrôlée. Il est donc impossible d'imposer comme conditions initiale, une force ou un déplacement fixes aux frontières du modèle. Le modèle doit donc être calibré sur les valeurs de forces initiales mesurées dans les barres d'acier.

La procédure utilisée pour le modèle élastique est la suivante:

1. Une première analyse du spécimen est effectuée de façon à calibrer la force initiale de postcontrainte pour obtenir la force initiale désirée dans les barres.

2. Ensuite les éléments de la coupure sont retirés et l'analyse est répétée avec la structure modifiée et les mêmes valeurs de postcontrainte qu'en (1).

3. La fermeture finale est calculée comme la différence entre l'état (2) et l'état (1) ($\delta_F = \delta_2 - \delta_1$). Cette valeur est comparable à celle qui sera mesurée expérimentalement.

Deux méthodes équivalentes peuvent être utilisées pour calibrer le modèle. La postcontrainte peut être appliquée aux barres d'acier par un gradient thermique ou directement par la fonction de précontrainte du logiciel SAP2000. La seconde méthode a été utilisée pour ce modèle. La force de postcontrainte appliquée est fonction de la rigidité relative des barres d'acier et du spécimen, elle est obtenue par l'équation [4.10].

Force de postcontrainte à appliquer :

$$F_{SP} = F_S \cdot \left(1 + \frac{A_S E_S}{A_C E_C}\right) \qquad [4.10]$$

Où:

F_s Force visée dans la barre

A_s Aire totale de la section d'acier

E_s Module d'élasticité de l'acier

A_c Aire totale de la section de béton

E_c Module d'élasticité du béton

En utilisant cette méthode, la force F_s obtenue après l'analyse initiale en utilisant la force de postcontrainte F_{sp} s'approche de la valeur recherchée. Des ajustements sont apportés au besoin.

4.8.5 Résultats des analyses élastiques

La Figure 4.31 résume les principaux résultats obtenus par la M.É.F. pour les six essais de même que les résultats expérimentaux. Dans les deux cas, la fermeture est mesurée sur la deuxième série de points situés à 25 mm du sommet du spécimen. La moyenne de la valeur absolue des erreurs obtenues sur la fermeture au sommet pour les six essais est de 12%. La M.É.F. jumelée à un solide élastique linéaire procure donc des résultats satisfaisants pour la simulation du rebond élastique de l'essai expérimental qui fait l'objet du présent chapitre.

Le Tableau 4.12 résume les fermetures obtenues par la méthode simplifiée, la MEF et les résultats expérimentaux. La MEF procure d'excellents résultats pour l'ensemble des essais et la méthode simplifiée présente une erreur plus élevée.

Tableau 4.12 Fermeture au sommet

Essai	*Méthode simplifiée*	*MEF élastique*	*Expérimental*
1	0.17	0.20	0.18
2	0.19	0.19	0.20
3	0.28	0.26	0.33
4	0.17	0.17	0.16
5	0.13	0.16	0.17
6	0.26	0.32	0.36
Erreur moyenne	-0.03 mm (-12%)	-0.02 mm (-4%)	
Écart type	0.04 mm (13%)	0.03 mm (12%)	

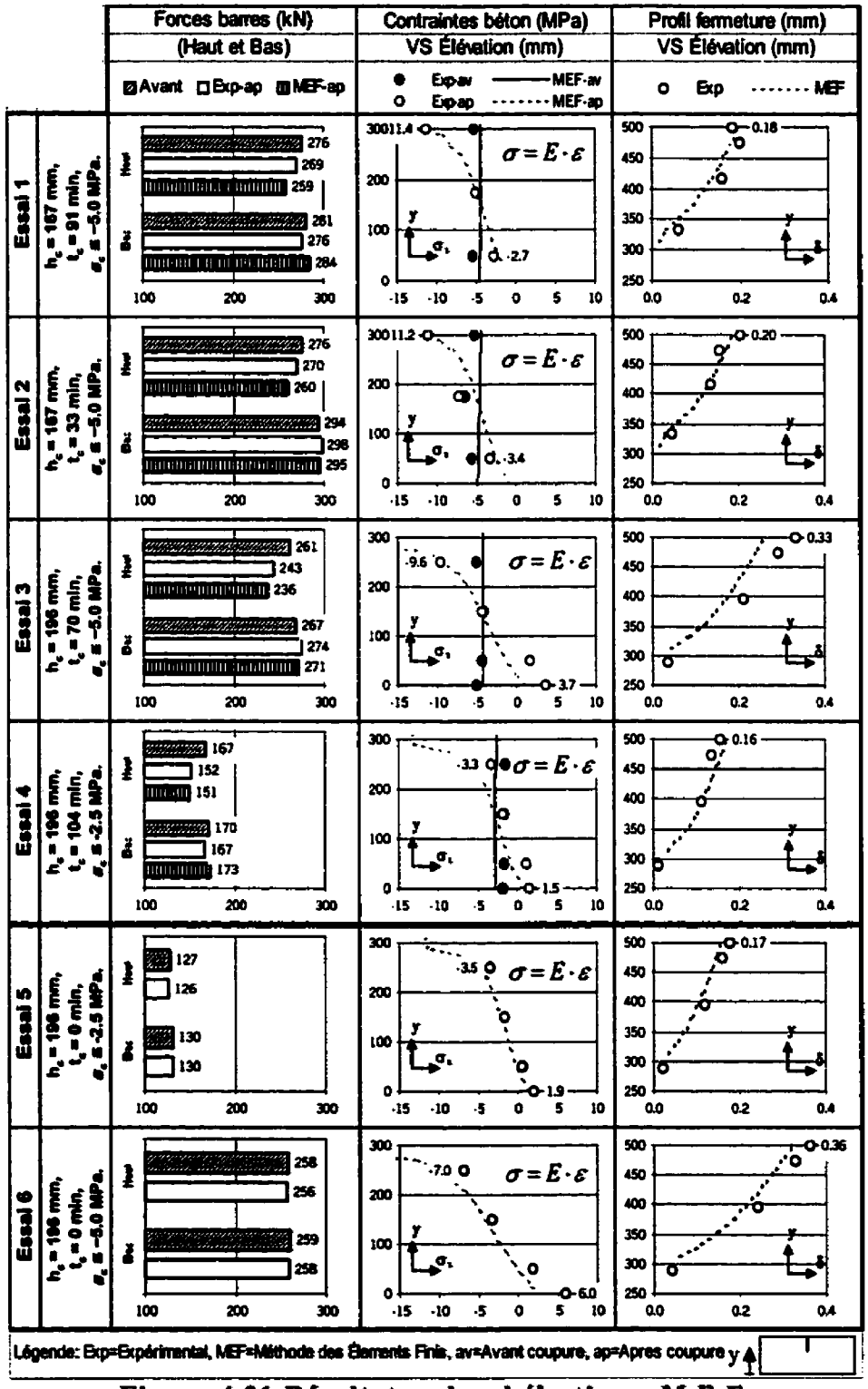


Figure 4.31 Résultats rebond élastique, M.E.F.

- ***ZONE D'INFLUENCE DE LA COUPURE***

Le Tableau 4.13 résume les résultats obtenus pour la baisse de contraintes dans la zone d'influence de la coupure, des graphiques plus complets sont présentés à l'Annexe 5. On remarque que les contraintes des essais 2 à 3, calculées à partir des déformations mesurées, semblent légèrement erronées. Cependant, la diminution de contrainte induite par l'introduction de la coupure est très similaire numériquement et expérimentalement. Si l'on se fie à cette dernière observation, le maillage d'éléments finis utilisé pour les analyses élastiques semble bien reproduire le comportement de la zone d'influence de la coupure.

Tableau 4.13 Contraintes à la fibre supérieure du spécimen

Essai	*Expérimental*			*Numérique (MEF)*		
	σ_{xav}* (MPa)	σ_{xap}* (MPa)	***diminution*** **(MPa)**	σ_{xav}* (MPa)	σ_{xap}* (MPa)	***Diminution*** **(MPa)**
1	-	-	-	-4.3	-2.7	**-1.60**
2	-6.4	-4.9	**-1.48**	-4.1	-2.6	**-1.55**
3	-5.2	-3.0	**-2.27**	-4.0	-2.1	**-1.95**
4	-1.9	-0.7	**-1.25**	-2.6	-1.3	**-1.26**
5	-	-0.9	-	-	-1.3	-
6	-	-2.1	-	-	-2.7	-

* Contraintes calculées à partir des déformations mesurées à la fibre supérieure du spécimen à 250 mm de la coupure. ($\sigma=\varepsilon \cdot E$)

4.8.6 Discussion

Les calculs simplifiés ont procuré une bonne approximation de la déformation élastique des spécimens 1 et 2 (h_c=167 mm) et ont présentés une erreur plus importante pour les spécimens 3 à 6 (h_c=196 mm). Ceci est dû à l'hypothèse selon laquelle la rotation due à la composante flexionnelle est négligeable.

Les analyses élastiques par la MEF entreprises dans la présente sous-section ont procuré une excellente estimation du rebond élastique provoqué par la coupure d'un spécimen. Ces analyses, basées sur les propriétés élastiques du matériau (E, υ) serviront de conditions initiales aux analyses transitoires qui dépendent des propriétés visco-élastiques du matériau ($\phi(t, t_0)$).

4.9 Modélisation numérique, réponse à moyen terme

Cette section présente la procédure suivie pour l'élaboration de la méthodologie d'analyse transitoire. D'abord, le modèle visco-élastique qui simule les propriétés de fluage du béton est choisi, ensuite, plusieurs analyses de complexité croissante mènent au choix d'un modèle optimisé.

4.9.1 Fluage, relaxation et retrait

Le béton est un matériau complexe qui doit être considéré d'une façon particulière dans les analyses transitoires. Dans cette sous-section, les choix relatifs au comportement visco-élastique du béton (fluage et relaxation) et à ses propriétés hygrométriques (retrait) seront expliqués.

- *FLUAGE ET RELAXATION DU BÉTON*

Le modèle de fluage utilisé doit nous permettre de reproduire avec justesse le comportement visco-élastique du béton tout en demeurant le plus simple possible. Une priorité est accordée aux modèles les plus couramment utilisés pour modéliser le béton afin de pouvoir faire un parallèle avec la pratique. Les expressions choisies doivent être transposables dans le logiciel ANSYS.

Les données tirées des essais de fluage (voir sous-section 4.5.6) sont utilisées pour étudier différentes expressions mathématiques. La validité des différentes expressions est vérifiée par le coefficient de corrélation des moindres carrés. Une bonne corrélation devrait procurer un coefficient R^2 s'approchant de 1.0.

Une expression polynomiale pourrait être utilisée mais, dans la pratique, ce type d'expression est rarement employé. De plus, un polynôme de degré supérieur à deux ne produit pas une fonction strictement croissante ce qui ne représente pas bien le comportement du béton soumis à une charge constante.

La déformation du béton est calculée à l'aide de l'expression générale suivante :

Déformation : $$\varepsilon(t) = \varepsilon_e + \varepsilon_{cr} = \frac{\sigma_0}{E_0} + \varepsilon_{cr} \qquad [4.11]$$

Où :

ε_e Déformation élastique

ε_{cr} Déformation de fluage

σ_0 Contrainte initiale

E_0 Module instantané

Le terme ε_e représente la déformation élastique calculée par la loi de Hooke et modélisée par un ressort simple de rigidité E_0. Le second terme, ε_{cr}, représente la déformation de fluage. En réalité, ce terme inclut d'autres phénomènes différés, tel que le vieillissement du béton (facteur χ), qui sont inclus dans les mesures prises en laboratoire.

Différents modèles constitués de plusieurs éléments de base, (solide de Hooke et fluide de Newton), disposés en série et en parallèle sont couramment utilisés pour simuler le fluage du béton. Les trois modèles étudiés sont illustrés sur la Figure 4.32.

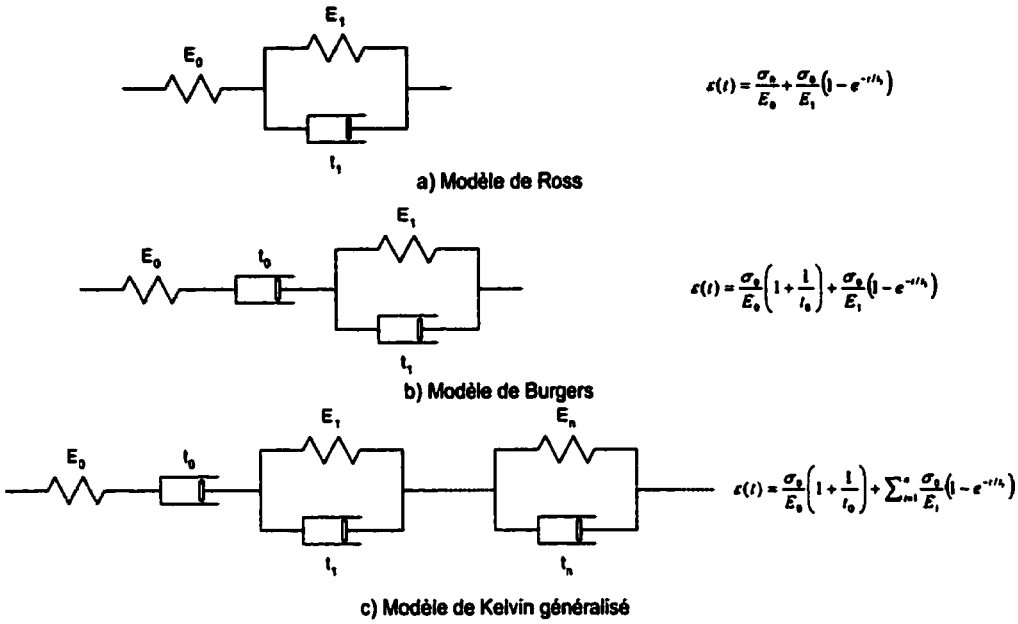


Figure 4.32 Modèles de fluage étudiés

De ces trois expressions, le modèle de Ross a été retenu. À titre d'exemple, la Figure 4.33 illustre la régression obtenue avec les trois modèles de fluage pour l'essai 1. La régression sur les données des essais de fluage a démontré que les trois modèles dégénèrent tous en modèle de Ross (voir Figure 4.33) avec une excellente corrélation (R^2=0.976). Les essais d'une durée d'environ 28 jours ont permis de mesurer principalement le fluage primaire. Ceci explique pourquoi le plus simple des trois modèles est satisfaisant. L'utilisation d'un modèle plus complexe, tel le modèle de Kelvin généralisé, serait utile pour modéliser les composantes primaire et secondaire du fluage que l'on observerait pour un essai de plus longue durée.

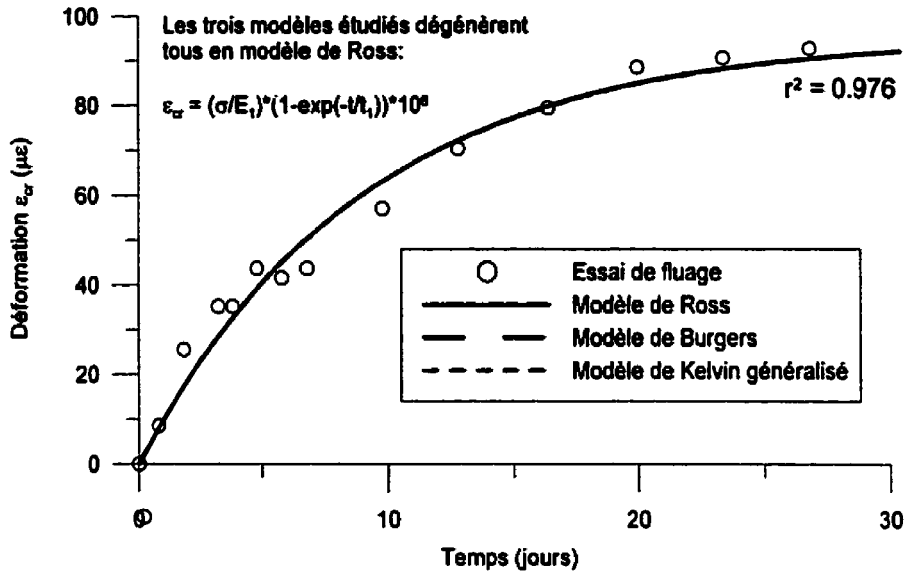
Le Tableau 4.14 résume les paramètres obtenus par régression pour les 4 essais de fluage, des graphiques plus complets sont présentés à l'Annexe 6.

Tableau 4.14 Paramètres des modèles de fluage (Ross)

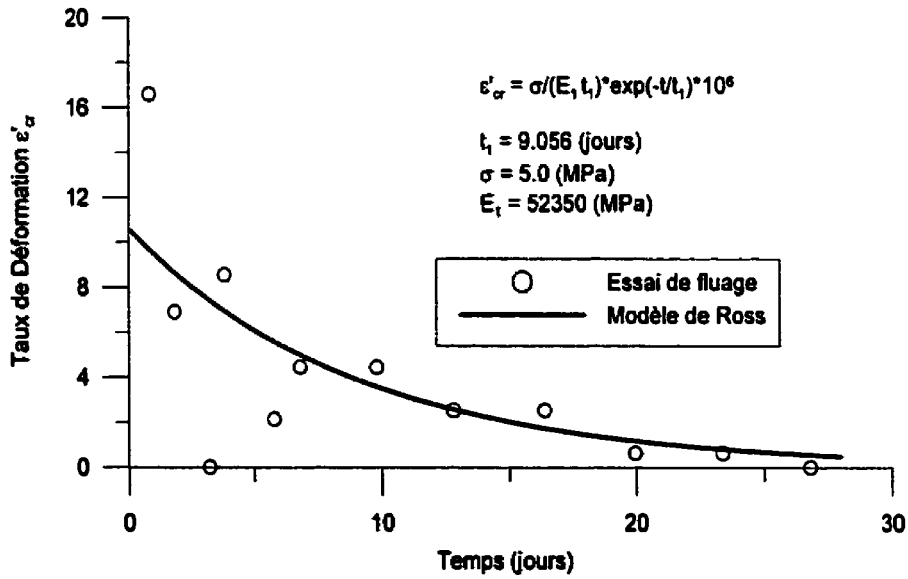
Essai	σ(MPa)	t_l (jours)	E_l (MPa)
1	5.0	9.056	52350
2	5.0	9.082	129808
3	5.0	3.574	50369
4	2.5	14.785	26930

Tel que montré à l'Annexe 6, les courbes de fluage des quatre essais de fluage sont toutes légèrement différentes, plus la déformation est rapide, plus le temps t_l est faible. La rigidité E_l détermine l'amplitude de la fonction, plus la rigidité est grande plus faibles seront les déformations différées. Tel qu'observé précédemment, l'essai 2 ayant présenté de très faibles déformations de fluage, la rigidité E_l se retrouve amplifiée.

Dans les paragraphes qui suivent, les propriétés du modèle choisi seront introduites dans une des expressions de taux de fluage (ε'_{cr}) disponibles dans le logiciel ANSYS.



a) Régression sur la déformation de fluage



a) Taux de déformation de fluage, modèle de Ross

Figure 4.33 Régression, modèles visco-élastiques, essai 1

- ***RETRAIT DU BÉTON***

De par son origine interne au matériau, le retrait du béton ne peut être directement inclus aux expressions de fluage. Cette déformation différée du matériau est

indépendante du chargement appliqué à la structure et n'implique que des contraintes auto équilibrées lorsque le matériau est libre de se déformer. Les mesures prises sur les spécimens témoins de retrait sont utilisées pour évaluer l'importance de ce phénomène tout au long de chacun des essais. Comme le but de cet ouvrage n'est pas d'étudier de façon précise ce phénomène particulier aux bétons jeunes, une méthodologie simplifiée sera utilisée pour tenir compte de ce phénomène.

Tel que cela se fait couramment dans la pratique, le retrait sera inclus aux analyses sous la forme d'une variation thermique négative. Ce retrait apparaissant graduellement au cours d'un essai, il serait irréaliste de l'inclure instantanément en début ou en fin d'essai. Le retrait du béton influence les forces dans les barres tout au long de la procédure, c'est pourquoi il sera augmenté linéairement sur la durée de l'analyse. La Figure 4.34 illustre les mesures de déformations moyennes prises sur les spécimens témoins et la droite de régression linéaire passant par l'ordonnée à l'origine pour un des essais. Les résultats des régressions pour les quatre essais sont indiquées au Tableau 4.15.

Ces résultats seront utilisés à la section 4.9 traitant des analyses transitoires.

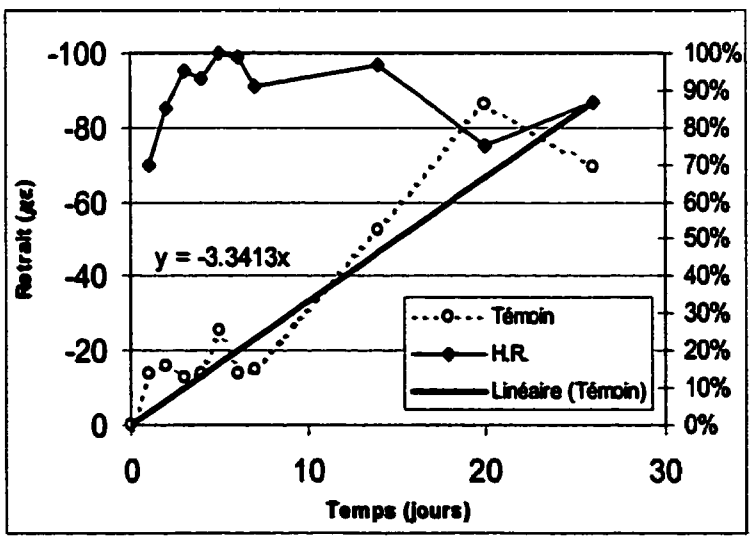


Figure 4.34 Retrait, cylindres témoins, essai 2

Tableau 4.15 Variation thermique équivalente au retrait

Essai	*Age du béton au chargement (jours)*	*Pente de la droite, m (με/jour)*	*Variation thermique finale équivalente $\Delta T_{(30)}$ (°C)*
1	71	1.81	-5.45
2	114	3.34	-10.0
3	56	2.96	-8.90
4	83	1.58	-4.74

$\Delta T_{(t)} = \frac{m \cdot t}{\alpha_c}$ où α_c = Coeff. d'exp. thermique du béton (10^{-5} /°C)

4.9.2 Méthodologie d'analyse

Le processus qui a mené au choix de la méthodologie qui sera utilisée pour simuler l'ensemble des essais de coupure est décrit dans cette sous-section.

Le logiciel ANSYS 5.6 est utilisé pour effectuer les analyses transitoires. Ce logiciel est très puissant et polyvalent. Environ 200 types d'éléments sont disponibles et de nombreuses lois de matériaux peuvent y être inclues. Il est également possible de personnaliser le logiciel en y greffant nos propres lois constitutives. Le modèle peut être construit soit en utilisant l'interface graphique (GUI) ou par l'entremise d'un fichier d'entrée. Cette dernière méthode permet de mieux contrôler les paramètres du modèle et sa solution, donc de minimiser les chances d'erreur. Elle permet également de réutiliser facilement un fichier en n'y modifiant que quelques paramètres. Des fichiers d'entrée seront donc utilisés pour les analyses.

Afin d'apprivoiser progressivement le logiciel et de bien contrôler les paramètres du modèle final qui sera utilisé pour la simulation, une approche progressive est utilisée. Le Tableau 4.16 résume les différentes analyses qui ont mené au choix de la méthodologie qui sera utilisée pour la modélisation des quatre essais.

- ***CONTRÔLE DE LA SOLUTION***

Le module de solution du logiciel ANSYS permet de contrôler la solution selon plusieurs critères. L'utilisation d'un pas d'intégration trop long cause une perte de précision sur les résultats et la durée de l'analyse s'allonge si un pas de temps très faible est utilisé. La méthode généralement utilisée pour contrôler la solution est la diminution du pas de temps jusqu'à la convergence sur le résultat final. Comme il a été expliqué précédemment, le phénomène de fluage est rapide dans les premiers instants puis ralentit graduellement. Un pas d'intégration très petit est nécessaire au début de l'essai mais est inutile dans les derniers instants. Heureusement, la version 6.0 du logiciel ANSYS permet d'utiliser un critère de contrôle du pas de temps qui permet d'ajuster le pas en fonction du taux de fluage (*CRPLIM*). Au moment de la solution, le logiciel fixe d'abord le premier pas de temps de façon arbitraire et solutionne les équations pour cet incrément. Si le taux de fluage obtenu par la formule [4.12] est supérieur au critère de fluage spécifié par l'utilisateur, l'analyse est répétée pour ce pas en diminuant l'incrément de temps. Le pas de temps est donc contrôlé afin de minimiser le temps de calcul tout en conservant une bonne précision. Une limite du taux de fluage de 1% sera donc utilisée pour les analyses décrites plus bas. Cette limite a été choisie en la diminuant jusqu'à observation d'une convergence sur la solution finale.

Taux de fluage [14] : $$C_s = \frac{\Delta\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{et}} \qquad [4.12]$$

Où :

$\Delta\varepsilon_{cr}$ Incrément de déformation de fluage

ε_{et} Déformation totale

[14] ANSYS theory reference, section 4.3.2 Calculation of Creep

- ***ÉLÉMENT AXIAL (TABLEAU 4.16 [1] & [2])***

D'abord, des analyses sur un élément axial simple permettent de reproduire l'essai de fluage sur éprouvette et de s'assurer du bon fonctionnement du modèle de fluage. On procède également à un essai de relaxation afin de s'assurer de la performance du modèle de fluage pour ce type de chargement. Les relations entre le paramètre de fluage ϕ et le paramètre de relaxation r sont vérifiées. (À l'aide de l'équation [3.11].)

- ***FLUAGE ET RELAXATION. SPECIMEN NON COUPÉ (TABLEAU 4.16 [3] & [4])***

Pour ces analyses et les suivantes, les propriétés symétriques du spécimen ont été mises à profit afin de minimiser le temps de calcul nécessaire à la solution. Le maillage utilisé correspond donc à la moitié du maillage décrit précédemment à la Figure 4.30 avec les conditions limites appropriées sur l'axe de symétrie. Le spécimen 1 et son chargement sont utilisés pour les modèles préliminaires. Les autres spécimens seront étudiés une fois la procédure établie.

Afin de s'assurer du bon fonctionnement de la loi de fluage, des essais uni-axiaux de fluage et de relaxation sont effectués directement sur le spécimen. Le fluage est obtenu par l'application d'une force F et la relaxation par un déplacement δ. On obtient les mêmes valeurs de ϕ et de r que pour l'élément axial.

Tableau 4.16 Analyses préliminaires sur ANSYS

No	*Description*	*Figure*	*Objectif*	*Fichier*
[1]	Essai de fluage, Élément axial.	① F ② δ	Valider modèle de fluage, et critères de solution sur élément simple.	Fluage-Link.
[2]	Essai de relaxation, Élément axial.			Relax-Link.
[3]	Essai de fluage, Spécimen P1 non-coupé	F ou δ	Valider modèle de fluage sur spécimen complet.	Fluage-P1-NC
[4]	Essai de relaxation, Spécimen P1 non-coupé			Relax-P1-NC
[5]	Essais de post-contrainte, Spécimen P1 non-coupé	Fh Fb	Calibrer postcontrainte à l'instant du chargement initial.	Elast-P1-a
[6]				Elast-P1-b
[7]	Essai de fluage, Spécimen P1 coupé	F ou δ	Analyser le comportement en fluage et en relaxation, spécimen coupé.	Fluage-P1-C
[8]	Essai de Relaxation, Spécimen P1 coupé			Relax-P1-C
[9]	Post-contrainte et fluage, Spécimen P1 initialement coupé	Fh Fb	Évaluer effet du chargement Spécimen coupé.	P1-C
[10]	Post-contrainte et fluage, Spécimen P1 Option Birth/Death $t = t_0$.	Fh death Fb	Valider procédure Birth & Death.	P1-C-BD-a
[11]	Post-contrainte sans fluage, Spécimen P1 Option Birth/Death $t = t_c$.		Évaluer influence option Birth & Death.	P1-C-BD-b
[12]	Post-contrainte et fluage, Spécimen P1 Option Birth/Death $t = t_c$.			P1-C-BD-c

- ***CALIBRATION DE LA POST-CONTRAINTE (TABLEAU 4.16 [5] & [6])***

La post-contrainte est calculée en utilisant la formule utilisée pour les analyses élastiques (voir sous-section 4.8.4). Elle est introduite dans ANSYS sous forme de déformation initiale dans les éléments axiaux des barres. Ces analyses élastiques permettent de calibrer les conditions initiales pour les analyses suivantes. Les résultats élastiques obtenues précédemment, à la sous-section 4.8.5, sont reproduits correctement.

- ***FLUAGE ET RELAXATION, SPÉCIMEN COUPÉ (TABLEAU 4.16 [7] & [8])***

Les analyses de fluage et de relaxation purs [5] et [6] sont répétés ici et seront utilisés plus loin pour caractériser le comportement du spécimen au cours d'un chargement par post-contrainte. On ne peut pas obtenir de valeur de ϕ et r pour cet essai qui comporte une composante flexionnelle induite par la présence de la coupure.

- ***SPÉCIMEN INITIALEMENT COUPÉ (TABLEAU 4.16 [9])***

Une première façon de procéder à la simulation d'un essai, et probablement la plus simple, est de démarrer l'analyse avec un spécimen déjà coupé. Dès le départ, la rigidité de la structure est amputée des élément de la coupure et les forces de précontrainte calibrées à l'aide du modèle [5] sont entrées. Les résultats obtenus par cette méthode seront discutés à la sous-section suivante. Un exemple de fichier d'entrée est présenté à l'Annexe 7.

- ***OPTION « BIRTH AND DEATH » (TABLEAU 4.16 [10], [11] & [12])***

Comme le nom de cette méthode l'indique, le logiciel ANSYS permet de faire naître ou mourir un ou plusieurs éléments en cours d'analyse en utilisant respectivement les commandes *EALIVE* et *EKILL*. Ces éléments sont soit ajoutés ou retirés de la matrice de rigidité. Trois modèles ont été étudiés afin de déterminer la performance de cette méthode.

D'abord [10], les éléments ont été éliminés dès le début de l'analyse et les mêmes résultats qu'en [9] ont été obtenus.

Ensuite un essai sans fluage [11] a été fait pour s'assurer de reproduire les résultats du spécimen avec [6] et sans coupure [5]. Les résultats furent identiques.

Finalement, la coupure a été introduite à l'instant où elle a été terminée en réalité soit à 0.094 jours. Le rebond élastique et les résultats finaux semblables à ceux obtenus par l'introduction initiale de la coupure [9] ou [10].

- ***MÉTHODE D'ANALYSE CHOISIE***

Suite à ce processus, il a été décidé que l'insertion de la coupure dès le départ [9] sera utilisée pour les analyses des quatre spécimens. L'utilisation de l'option « *birth and death* » ne s'est pas avérée nécessaire étant donnée la faible durée de l'opération de coupure. Les résultats des analyses sont présentés à la sous-section suivante.

4.9.3 Résultats

La Figure 4.35 résume les résultats obtenus pour les analyses transitoires des 4 essais de coupures. Les deux paramètres principaux y sont représentés, c'est à dire les forces dans les barres et la fermeture de la coupure.

- ***FORCE DANS LES BARRES D'ACIER***

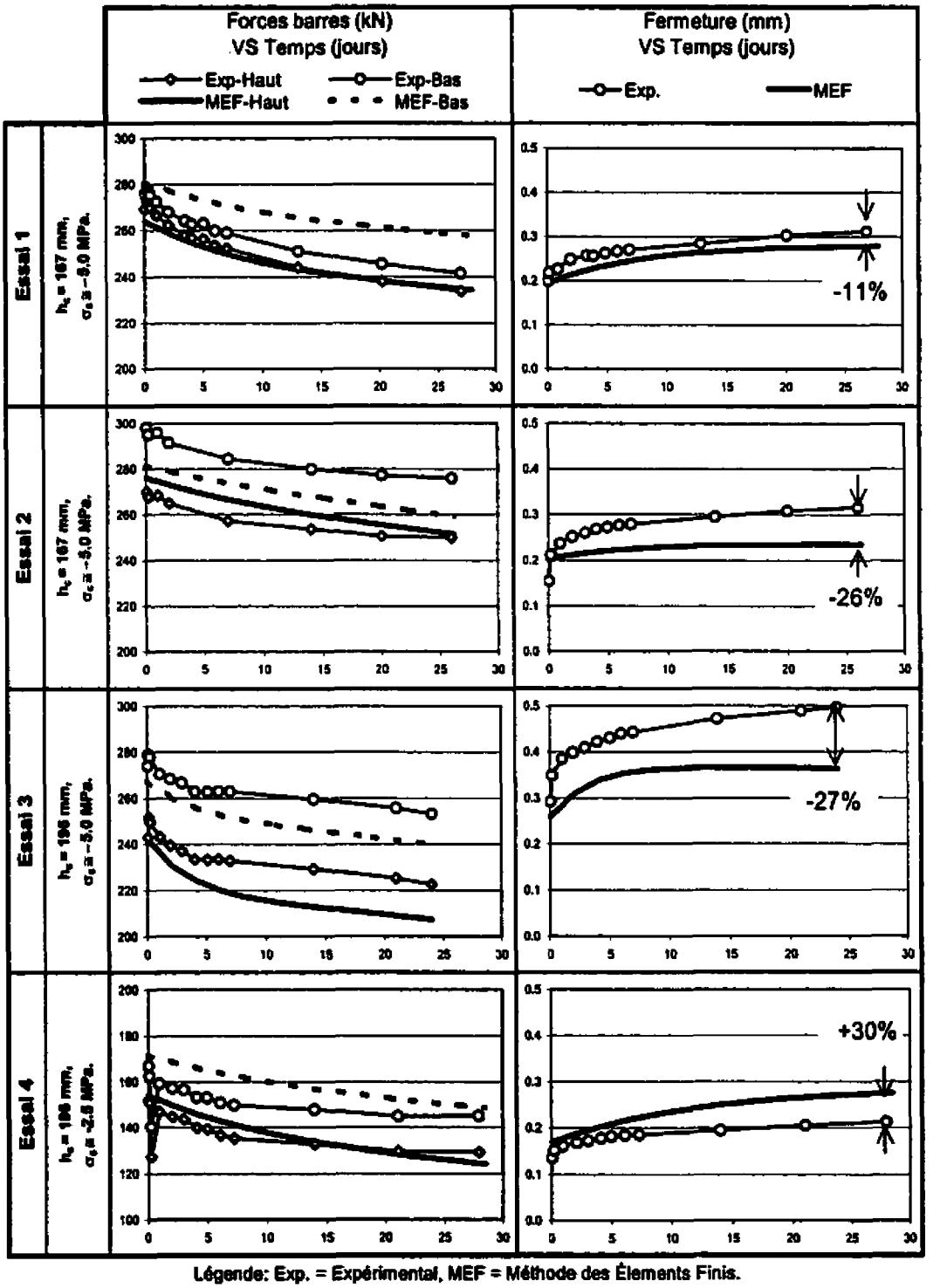
On remarque d'abord que la progression des forces dans les barres obtenue numériquement semble bien refléter les essais. Il faut cependant se rappeler que le modèle a été calibré à partir des forces initiales dans les barres, il est donc normal que ces résultats soient précis en début d'essai. Dans tous les cas, numériques et expérimentaux, l'écart de force entre les barres du haut et celles du bas demeure stable tout au long des essais. La valeur de cet écart de force est cependant différent expérimentalement et numériquement. Ceci est du au fait que le calibrage de la force dans les barres a été fait à partir des forces avant coupure et non pas à l'aide des forces après coupure. En pratique, pour un ouvrage existant, les conditions initiales sont « connues » avant coupure et non pas après celle-ci.

- ***FERMETURE DE LA COUPURE***

Observons maintenant la fermeture de la coupure en fin d'essai. Les résultats d'analyse des essais 1 à 3 sous-estiment la fermeture alors que les résultats numériques pour l'essai 4 la sur-estiment. Comme il avait été observé à la sous-section 4.7.1 il est possible que les résultats de cet essai aient été influencés par la différence de température entre l'intérieur et l'extérieur du laboratoire. Ceci pourrait aussi expliquer la baisse et la remontée subite de la force, observés dans les barres d'acier au début de cet essai. Mis à part ce dernier essai, les propriétés de fluage du béton semblent avoir été sous-estimées. C'est en début d'essai que la différence est remarquable. Le taux de fermeture observé dans les premiers instants est beaucoup plus élevé expérimentalement que numériquement ce qui explique une bonne partie de l'erreur observée pour les essais 1 à 3. Le taux de fermeture dans les premiers instants pourrait avoir été amplifié par la présence abondante d'humidité dans le béton qui fut arrosé durant l'opération de coupure. Selon Slate et al. (1969) environ 80% de la déformation de fluage est due à la migration et à l'échange d'humidité avec le milieu ambiant. Ceci pourrait expliquer la pente abrupte observée uniquement au début des essais expérimentaux. Les essais

numériques sont basés sur des tests effectués sur des cylindres du même béton qui, contrairement aux spécimens, ne furent jamais aspergés d'eau.

On remarque aussi que le comportement du spécimen est directement lié au modèle de fluage qui y a été inclus. Par exemple, les valeurs faibles de déformation de fluage obtenues de l'essai de fluage no.2 ont influencé à la baisse les déformations de fluage obtenues numériquement. Malgré cette différence entre les résultats numérique des essais 1 et 2, les résultats expérimentaux 1 et 2 sont très similaires (voir sous-section 4.7.2).



Légende: Exp. = Expérimental, MEF = Méthode des Éléments Finis.

Figure 4.35 Résultats, analyses transitoires

Le Tableau 4.17 résume l'augmentation de la fermeture observée pour chacun des essais. On remarque que la fermeture est largement sous-estimée pour l'essai 2.

Tableau 4.17 Augmentation de la fermeture (mm)

Essai	*Mesure expérimentale*			*Évaluation numérique*		
	Init.	*Fin.*	*% augm.*	*Init.*	*Fin.*	*% augm.*
1	0.199	0.312	57%	0.195	0.279	43%
2	0.155	0.317	104%	0.205	0.235	15%
3	0.292	0.497	70%	0.260	0.364	40%
4	0.135	0.213	57%	0.170	0.275	62%

NOTE: Pourcentage d'augmentation, $\%augm. = \frac{Final - Initial}{Initial} \cdot 100\%$

4.9.4 Discussion

Contrairement aux analyses élastiques, les analyses transitoires n'ont pas procuré de concordance précise avec les résultats expérimentaux. L'analyse de l'essai 1 a procuré une différence acceptable de -11% sur la fermeture finale. En ce qui concerne les essais 2 et 3 les différences sont respectivement de –26% et –27%, ce qui est considérable. De plus, l'écart de +30% observé pour l'essai 4 est opposée à la tendance des autres essais. Différentes justifications de ces écarts sont présentées plus bas. Notons que l'erreur moyenne des essais est de –8.5% et l'écart type de 27%.

Comme il a été noté à la sous-section 4.7.1 les résultats de l'essai 4 pourraient avoir été influencés par des variations thermiques. Pour cet essai, la différence de température entre l'intérieur et l'extérieur du laboratoire était de 16°C. Cette variation de température étant survenue juste avant la prise des zéros, une déviation aurait pu s'introduire dans la valeur de la force dans les barres. Ceci est dû au fait que l'acier se refroidit plus rapidement que le béton. Cette sur-estimation de la force appliquée devrait

influencer à la hausse la fermeture. Sur la Figure 4.35, uniquement l'essai 4 présente cette sur-estimation numérique de la fermeture. De plus, lorsque le spécimen est retransporté à l'intérieur, le phénomène se répéterait en sens inverse, ce qui diminuerait la fermeture observée au cours des premières heures. La Figure 4.35 montre que la pente expérimentale en début d'essai est très faible pour l'essai 4 comparativement aux autres essais. Ceci pourrait donc signifier que les variations de température ont influencé les résultats de l'essai 4.

Les propriétés élastiques du béton (E, υ) présentées à l'Annexe 2 ne montrent pas une variabilité importante. De plus, les analyses élastiques furent concluantes, ce qui confirme la validité de ces propriétés.

Notre questionnement se tourne maintenant vers les essais de fluage. Il a été remarqué que l'essai 2 montrait des déformations de fluage ε_{cr} anormalement faibles. L'Annexe 6 démontre également que la déformation de retrait ε_{sh} mesurée sur les spécimens témoins est anormalement élevée par rapport à l'âge du béton au début de l'essai 2. Normalement la pente de la courbe de retrait diminue avec le vieillissement du béton ce qui n'est pas respecté par l'essai 2 (voir Figure 4.36). Une erreur importante semble donc s'être insérée dans les mesures des spécimens témoins de cet essai. Une correction en ce sens procurerait des résultats similaires à l'essai 1 pour l'essai 2 étant donné que les modèles de fluages deviendraient semblables.

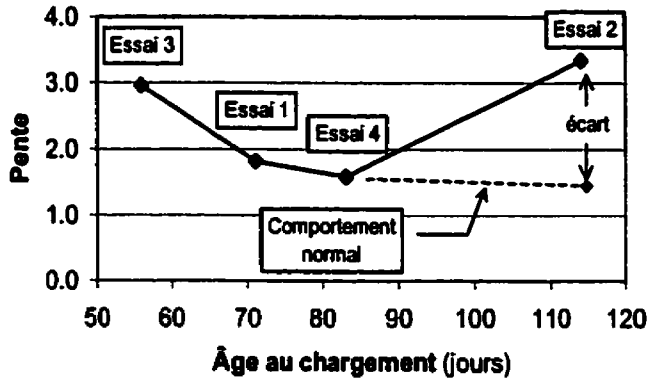


Figure 4.36 Pente du retrait vs Âge du béton au chargement

(Voir Annexe 6)

Les modèles de fluage utilisés ont tous présenté un facteur R^2 supérieur à 0.94, ce qui exclut les erreurs dues à la mauvaise corrélation des équations de fluage. Cependant, ces essais de fluage sont entrepris à une charge unique, la loi de fluage obtenue suppose que le fluage est toujours proportionnel à la contrainte appliquée. Cette procédure sous-estime le fluage dans les zones où le béton est en traction ($\sigma_c < 0$) ou en compression importante ($\sigma_c > 0.4 \cdot f'c$). Comparons l'essai 1 et l'essai 3 dont le chargement est similaire mais dont la profondeur de coupure est différente ($h_{c1} < h_{c3}$). Selon le modèle d'éléments finis et les mesures expérimentales, l'essai 3 présente une zone de traction à la base qui n'est pas observée pour l'essai 1. Selon Neville (1981), le fluage en traction serait de 20% à 30% supérieur au fluage en compression. De plus, la zone où la compression est supérieure à la limite de proportionnalité du fluage ($\sigma_c > 0.4 \cdot f'c$), est deux fois plus importante pour l'essai 3. Les calculs simplifiés effectués au début de cette section ont démontré que la fermeture est grandement influencée par la déformation de cette zone. Selon les expressions du code CEB-FIP 1990, le coefficient de fluage serait 35% plus élevé à $0.6 \cdot f'c$ qu'à $0.4 \cdot f'c$. Afin de quantifier l'influence du phénomène de non-proportionnalité, une vérification simple a été effectuée à l'aide du modèle d'éléments finis élastique. Le module d'élasticité a été diminué de 30% pour les éléments subissant une contrainte supérieure à $0.4 \cdot f'c$ ou inférieure à zéro. La fermeture

élastique fut augmentée de 4% pour l'essai 1 et de 7% pour l'essai 3. Il a été remarqué que l'influence de la zone tendue à la base du spécimen est faible. Un modèle de fluage tenant compte de l'intensité de la charge aurait donc pu améliorer légèrement les prédictions de fermeture.

Lorsqu'on compare les graphiques de fermetures expérimentales et numériques, on remarque que la pente expérimentale est très importante dans les premiers instants ce qui n'est pas reproduit par les analyses numériques. L'arrosage du béton lors de la coupe pourrait favoriser ce comportement. Rappelons que le fluage est un phénomène majoritairement contrôlé par la migration de l'eau dans le béton et l'échange d'humidité avec le milieu ambiant. Cependant, la pénétration de l'eau dans le béton est très lente, l'influence de ce phénomène pourrait donc être faible. Il est difficile d'estimer l'influence d'un seul cycle de mouillage séchage pendant quelques heures. Les expressions mathématiques que l'on retrouve dans la littérature permettent d'étudier le comportement à long terme de structures soumises à une humidité relative moyenne et non pas l'influence à court terme d'une variation momentanée du taux d'humidité.

Le fluage est également influencé par un facteur d'échelle qui tient compte de l'aire exposée et du volume de béton. Plus l'épaisseur équivalente est élevée, moins le fluage est important.

Épaisseur équivalente :

$$h = \frac{2 \cdot A_c}{u} \qquad [4.13]$$

Où :

A_c Aire de la section de béton

u Périmètre exposé

Si l'on calcule ce ratio et que le coefficient de fluage ϕ est recalculé[15], on trouve un ratio $\phi_{spécimen}/\phi_{cylindre}$ de 0.81. Le fluage devrait donc être 20% plus élevé dans les analyses numériques transitoires basées sur les essais de fluage que dans les essais expérimentaux. Ceci ne reflète pas les observations faites dans cette étude. Ce facteur est donc surestimé ou compensé par les autres sources d'écarts énumérées dans cette section. (Le phénomène de fluage est expliqué de façon plus complète à la section 3.2.2.)

Le dernier élément pouvant être source d'écart est l'imprécision des mesures. Le Tableau 4.18 illustre la précision des principaux instruments et les valeurs mesurées. La précision des mesures des forces et de la fermeture sont excellentes. L'erreur moyenne sur les mesures de fluage est plus importante, elle est due aux faibles charges appliquées aux spécimens de fluage.

Tableau 4.18 Erreur sur les principales mesures

Mesure	Appareil	Précision	Lecture moy.	Erreur moy.
Forces	Jauges	± 2 (με)	1000 (με)	0.2 %
Fluage	Demec 250 mm	± 7 (με)	130 (με)	5.8 %
Fermeture	Demec 50 mm	± 0.00126 (mm)	0.25 (mm)	0.5 %

Les essais de fluage pourraient donc avoir incorporé un écart significatif dans les analyses numériques transitoires.

[15] Les expressions du CEB-FIP 1990 sont utilisées (RH = 60%)

4.10 Conclusion

L'étude expérimentale et numérique entreprise dans le cadre du présent chapitre démontre qu'il est possible, dans un environnement contrôlé, de prédire la fermeture instantanée d'une coupure dans un prisme de béton précomprimé. Il a été observé numériquement et expérimentalement que la fermeture augmentait de façon importante en fonction de la profondeur de la coupure. Pour un spécimen d'une hauteur de 500 mm coupé sur un tiers de sa hauteur (167 mm), une simple augmentation de 29 mm de la profondeur cause une augmentation d'environ 50% de la fermeture. De plus, la fermeture mesurée est proportionnelle à l'intensité de la contrainte initiale dans le spécimen.

Malgré le fait que l'évolution à moyen terme de la fermeture n'a pu être reproduite numériquement avec grande précision, plusieurs observations importantes peuvent en être tirées. Il faut noter qu'il aurait été possible de calibrer la valeur de la fonction de fluage $\Phi_{(t)}$ pour reproduire plus fidèlement le comportement transitoire. Cet exercice n'a pas été entrepris car la fonction de fluage ainsi obtenue n'est ni basée sur des valeurs tirées de la pratique ni sur des mesures expérimentales. Les informations ainsi obtenues auraient été de faible intérêt dans l'optique d'un rapprochement avec la pratique. Le choix de la fonction de fluage est donc l'opération critique qui guide la performance des analyses transitoires entreprises dans ce projet. L'utilisation directe des valeurs obtenues d'essais uni-axiaux sur des spécimens représentatifs du béton ne procure pas nécessairement des résultats pouvant être extrapolés au prototype. Certains facteurs tenant compte de la géométrie et de l'historique du chargement et des variations environnementales devraient être appliqués à ces fonctions de fluage. La marge de sécurité à adopter lors du choix de la largeur d'une coupure devrait donc être fixé en conséquence de l'incertitude des différents paramètres.

CHAPITRE 5

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

5.1 Introduction

L'expérience de coupures de nombreux barrages en béton a démontré la difficulté que représente la prédiction à court terme et plus particulièrement à moyen terme des déformations d'un ouvrage coupé.

En premier lieu, le chapitre 2 de ce mémoire a permis de faire un retour sur l'expérience, d'abord en effectuant le recensement des cas de barrages coupés, ensuite en approfondissant les cas de coupures des barrages de Chute-à-Caron et La Tuque pour lesquels des données d'instrumentation avant et après coupure ont été rendues disponibles pour fins de recherche.

Par la suite, la théorie pertinente à la compréhension de l'étude expérimentale entreprise a été présentée au chapitre 3. Les principaux modèles constitutifs du béton, ont été présentés, de même que les méthodes disponibles pour introduire une coupure dans un modèle d'éléments finis.

Le chapitre 4 a présenté une étude expérimentale et numérique d'un prisme de béton qui était d'abord comprimé puis coupé en laboratoire. Cette étude a permis de valider des méthodes de modélisation à court et moyen terme d'un élément de béton coupé.

Ce dernier chapitre présente un sommaire du mémoire et les conclusions pouvant être tirées de l'ensemble des travaux entrepris de même que des recommandations pour le dimensionnement de coupures et la poursuite des travaux de recherche.

5.2 Sommaire et conclusions

5.2.1 Observations in situ

- *COMPORTEMENT STRUCTURAL D'UN BARRAGE COUPÉ*

L'introduction d'une coupure dans un ouvrage en modifie de façon importante le comportement structural. Plusieurs effets bénéfiques peuvent être obtenus par cette méthode de réhabilitation : (i) relâchement des contraintes de compression de la zone d'influence dans l'axe longitudinal de l'ouvrage, (ii) fermeture de joints ou de fissures, (iii) diminution des infiltrations, (iv) correction de problèmes mécaniques. Inévitablement, des effets indésirables sont provoqués : (i) ouverture de joints, (ii) perte de la solidarité des monolithes, (iii) concentration de contraintes au voisinage du fond de la coupure et apparition de nouvelles zones de fissuration, (iv) reprise ou accélération des déformations associées à la RAG.

Le champ de contraintes est grandement modifié lors de l'introduction d'une coupure dans un barrage. Une zone de compression importante (horizontale et verticale) apparaît à la pointe de la coupure. De plus, les contraintes de compression verticales sont diminuées à une certaine distance de la coupure et une zone de traction pourrait apparaître. L'ouverture d'un joint de levée pourrait donc être possible si sa résistance en traction est surpassée. Les contraintes de cisaillement sur le plan horizontal de l'ouvrage passant par la pointe de la coupure sont grandement amplifiées par l'introduction de la coupure. L'endommagement d'un joint de reprise pourrait donc être provoqué si sa résistance en cisaillement est surpassée. L'emplacement des zones de concentration de contraintes doit donc être étudié avec soin afin d'éviter l'endommagement de joints ou la distorsion d'équipements mécaniques.

- *REVUE DES CAS DE BARRAGES COUPÉS*

Le recensement des cas de coupures de barrages en béton dans la littérature a démontré que la principale source de problèmes était la réaction alcalis-granulats (RAG)

souvent jumelée à l'expansion thermique saisonnière. Les problèmes à la source de la décision de couper sont principalement les déplacements, la fissuration, les infiltrations et les problèmes mécaniques.

La coupure est souvent considérée dans les études de réhabilitation de barrages souffrant de problèmes de gonflement. Étant donné ses répercussions importantes sur le comportement structural, elle n'est généralement utilisée qu'en dernier recours. Les concepteurs procèdent généralement par élimination avant de recommander une coupure. De nombreuses méthodes alternatives et complémentaires sont disponibles. La coupure fait souvent partie d'un plus vaste programme de réhabilitation d'un ouvrage visant à en modifier le comportement structural (coupure) et à soigner localement les symptômes (injection, drainage, etc.).

Technologie de coupures

Dans plusieurs projets de coupures, l'étanchéité de la face amont doit être assurée avant de procéder à la coupure proprement dite. Pour certains ouvrages le niveau de la retenue peut être abaissé pour travailler à sec. Le cas échéant, des batardeaux peuvent être utilisés ou le recours à des plongeurs est aussi possible. Certaines techniques, notamment celle utilisée par Hydro-Québec, permettent d'installer le système d'étanchéité sans nécessiter l'accès à la face amont. Une série de forages verticaux est entreprise pour ensuite y introduire le dispositif étanche.

Le forage vertical successif a été la première et demeura longtemps la seule technique utilisée pour couper les barrages. Elle permet d'obtenir des coupures larges (jusqu'à 150 mm) mais nécessite un excellent contrôle de la verticalité du forage. La coupure au câble diamanté est maintenant utilisée dans la majorité des projets de coupure. Elle nécessite des forages verticaux et horizontaux pour permettre le passage initial du câble et produit une coupure mince (jusqu'à 15 mm). La coupure aux trépans multiples, récemment développée par Hydro-Québec, permet d'effectuer des coupures

larges (30 mm à 150 mm) par forage horizontal par traction. L'expérience au barrage Chelsea a démontré l'applicabilité de cette méthode.

Les données d'instrumentation sont très précieuses dans le processus de coupure d'un barrage. Elles permettent d'abord de pondérer l'importance du phénomène observé et de déterminer la nécessité d'intervention. Par la suite elles sont utilisées pour calibrer les modèles numériques utilisés pour les études de stabilité et de réhabilitation. Finalement, elles permettent le suivi de l'ouvrage après intervention.

Problématique de coupure

Les problèmes de gonflement à l'origine des décisions de couper les barrages peuvent être de trois sources : (i) thermique, (ii) hydrique et (iii) chimique. Le gonflement chimique (RAG) cause les plus graves problèmes car elle peut produire un gonflement continu sur plusieurs décennies. Après plusieurs décennies d'accumulation de déformations, des problèmes structuraux importants peuvent survenir. Trois types d'interventions sont possibles pour combattre le phénomène : (i) contrôler le problème à la source, (ii) soigner les symptômes (iii) modifier le comportement structural. Aucune technique n'est disponible pour enrayer la RAG à la source dans un ouvrage de béton massif. Si l'on considère que la sécurité, la production hydroélectrique ou la durabilité de l'ouvrage ne sont pas menacées, il est possible d'opter pour des réparations locales qui ne modifieront pas le comportement structural de l'ouvrage (ex : injection). Finalement, si la nécessité est démontrée, il est possible de modifier le comportement structural de l'ouvrage pour minimiser les effets néfastes du gonflement (ex : coupure(s), post-tension, etc.).

Lorsqu'un phénomène de gonflement survient et que les joints d'expansion deviennent inefficaces, l'effort axial croissant peut devenir une source de problèmes structuraux. Les discontinuités géométriques sont les principales zones de faiblesse des ouvrages-poids: (i) changement d'angle, (ii) changement brusque de section transversale et (iii) partie évidée pouvant comporter des équipements mécaniques. Les

problèmes directs pouvant être générés sont : (1) la fissuration du béton ou l'ouverture des joints de reprise, (2) les déplacements cumulatifs horizontaux et verticaux dont les valeurs maximales sont généralement mesurées en crête et (3) la distorsion des zones discontinues. Les problèmes indirects sont : (1) les infiltrations d'eau, (2) les problèmes d'équipement mécanique et (3) les désordres architecturaux.

De nombreux phénomènes peuvent être source de questionnement et d'inquiétude pour le propriétaire d'un ouvrage (fissuration, infiltration, déplacements, etc.). Cependant, la décision de couper un ouvrage devrait être basée uniquement sur des arguments qui touchent la sécurité de l'ouvrage (stabilité et capacité d'évacuation), la productivité (bon fonctionnement des turbines) et la durabilité (ex : l'infiltration d'eau qui sature le béton et apporte une dégradation du parement aval par les cycles de gel-dégel).

- ***EXPÉRIENCE DE CHUTE-À-CARON***

De 1992 à 1995, des infiltrations croissantes ont été constatées dans une galerie de drainage du barrage Chute-à-Caron. La géométrie particulière en cet endroit de l'ouvrage (angle de 147°) jumelée aux cycles thermiques saisonniers a provoqué l'ouverture d'un joint de levée au bas de la face amont de l'ouvrage. Les infiltrations croissantes démontrent un endommagement graduel du joint et la nécessité d'intervenir. Des analyses par la méthode des éléments finis ont démontré l'origine thermique du problème ainsi qu'un facteur de stabilité insuffisant des monolithes de la jonction.

En 1997, une coupure partielle de la section du barrage a été entreprise à proximité de la jonction problématique. La coupure d'une hauteur de 13m et d'une largeur de 15 mm s'est refermée instantanément de 10 mm alors que la prédiction était de 4.5 mm. Suite à ce constat, des mesures de températures dans le corps de l'ouvrage furent entreprises et les paramètres thermiques du béton furent mesurés sur des échantillons. La fermeture calculée corrigée selon les nouveaux paramètres est de 7.9 mm ce qui est légèrement inférieur au déplacement mesuré.

Dans les analyses par la MEF, la fermeture différée avait été supposée négligeable pour cet ouvrage dont le béton est très âgé et présente un taux de granulat élevé. La relaxation avait été appliquée sous la forme d'un coefficient de fluage C_f aux contraintes d'origines thermiques. Les déplacements dus au fluage sont supposés négligeables (≈0) par cette méthode.

À l'été 1999, deux ans après la coupure, les deux surfaces de la coupure sont entrées en contact pour la première fois. Un phénomène différé a produit cette fermeture qui n'avait pas été prédite à priori. Le phénomène du fluage et de la relaxation pourrait avoir eu une influence suffisante pour provoquer cette fermeture complète au sommet. En effectuant une régression sur les 2 premières années et une fonction exponentielle, la fermeture complète de la coupure a été estimée vers 2007. Cependant, la situation qui prévalait avant coupure nécessiterait encore plus de temps avant de se reproduire car, pour cela, les contraintes internes devront se redévelopper.

D'autres phénomènes difficilement quantifiables pourraient expliquer une partie du comportement observé : rotation dans les blocs découpés, fissuration, colmatage des joints, etc.

L'expérience de Chute-à-Caron a été à la source de la démarche entreprise dans le cadre de ce mémoire. La prédiction des déformations à court terme et plus particulièrement à moyen terme d'un ouvrage coupé constitue un défi réel. L'étude expérimentale expliquée en détail au chapitre 4 et résumée plus loin a pour objectif d'apporter certaines réponses aux questions provenant de l'expérience in situ.

De géométrie plutôt similaire à celle de Chute-à-Caron, le barrage La Tuque présente une problématique beaucoup plus complexe. Un puits de transfert est situé à proximité de la jonction et représente une zone d'affaiblissement de la structure. De plus, un gonflement provoqué par la RAG joue un rôle important dans les problèmes de

cet ouvrage et se superpose aux variations thermiques saisonnières. Un déplacement graduel de la crête vers l'aval est mesuré par les pendules. De plus, des fissures de largeurs importantes sont observées dans le puits de transfert.

Suite à des analyses par la méthode des éléments finis, une coupure de 50 mm de largeur fut recommandée près de la jonction afin de procurer un relâchement des contraintes accumulées (≈10 mm) et les cycles d'expansion thermiques saisonniers (≈±20 mm).

En 1993, une coupure de 12 mm fut entreprise et se referma en peu de temps. Le taux de déformations observé avant coupure se rétablit dès la première année. Il fut estimé que l'opération a permis de gagner environ 2 ans de déformation. Dans le cas de cet ouvrage, l'utilité à long terme de cette coupure mince n'a pas été démontrée.

5.2.2 Modélisation d'une coupure et prédiction de la fermeture

L'analyse par un modèle d'éléments finis (MEF) de l'introduction d'une coupure peut se faire par la méthode élastique équivalente ou par la méthode transitoire. La première méthode consiste à déterminer l'effet de l'introduction d'une coupure par plusieurs analyses élastiques des instants considérés critiques dans l'historique du comportement de l'ouvrage. Ceci permet de simplifier le travail des concepteurs et de minimiser l'effort de calcul. La seconde approche cherche à reproduire l'ensemble de l'historique de l'ouvrage subissant une coupure. Elle a l'avantage de reproduire l'historique de l'ouvrage coupé mais nécessite des fonctions du temps pour tous les chargements appliqués et la connaissance de l'évolution des propriétés du matériau en fonctions du temps (ex : fluage).

Malgré le progrès constant dans les techniques de modélisation structurale, la fiabilité de la prédiction de la fermeture à court terme (rebond élastique) et de la fermeture à long terme d'une coupure n'est pas garantie. L'étude de cas du barrage Chute-à-Caron a démontré que l'incertitude des paramètres d'entrée (matériaux,

conditions frontières, etc.) peut procurer une imprécision importante sur la fermeture prédite (4.5 mm calculé vs 10 mm mesuré). Ces difficultés observées dans la pratique ont motivé l'étude expérimentale entreprise.

5.2.3 Étude expérimentale et numérique d'une coupure

Afin d'étudier l'évolution transitoire de la fermeture d'une coupure dans un environnement contrôlé, une étude expérimentale de coupure sur 4 prismes de béton de 1500 mm x 500 mm x 250 mm a été effectuée. Chaque spécimen est d'abord axialement comprimé et la charge est maintenue par le biais de quatre barres filetées. Par la suite la section du prisme est partiellement coupée à l'aide d'un câble diamanté et les déformations sont observées sur une période de 28 jours. Les variables étudiées sont la profondeur de coupure (167 mm et 196 mm) et la contrainte axiale initiale (environ 5 MPa ou 2.5 MPa). Pour chacun des essais de coupure, un essai complémentaire de fluage sur des cylindres standards de béton (hauteur=300 mm et diamètre=150 mm) est effectué pour en déterminer les propriétés.

Le comportement à court terme du spécimen coupé dépend principalement des propriétés élastiques du béton et son comportement à moyen terme dépend des propriétés visco-élastiques du béton. Les différentes parties du spécimen présentent des intensités de contraintes variées elles présenteront donc des comportements différents dans le temps. Le comportement global du spécimen est obtenu de la somme des influences relatives de chacune de ces zones. La redistribution des contraintes due à l'hyperstaticité interne du spécimen nécessite une méthode intégrale pour être reproduite.

Les résultats démontrent que la fermeture différée est du même ordre de grandeur que la fermeture élastique. La reproductibilité des résultats a été vérifiée par les essais 1 et 2. L'augmentation de la profondeur de coupure amplifie la fermeture, faiblement d'abord, puis plus rapidement vers la fin de l'opération de coupure. La

diminution de la contrainte initiale appliquée au spécimen réduit proportionnellement la fermeture.

L'estimation des résultats élastiques par la théorie de poutre n'est pas directement valable car l'hypothèse de Navier (les sections planes restent planes) n'est pas applicable de part et d'autre de la coupure. La fermeture élastique est bien estimée par une formule basée sur une analogie d'un élément encastré à la base. L'erreur moyenne est de 12% à l'aide de cette formule (équation [4.9]).

L'introduction d'une coupure dans un modèle d'éléments finis peut être faite de deux façons différentes : soit en modifiant directement la matrice de rigidité de la structure, soit en utilisant la méthode de transfert des contraintes.

La modélisation de la réponse élastique a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse structurale SAP2000, d'éléments linéaires à quatre nœuds en contraintes planaires et d'un matériau élastique linéaire. La fermeture instantanée est reproduite avec une erreur moyenne de 4% et un écart type important de 12%. La baisse de contrainte dans la zone d'influence, située de part et d'autre de la coupure, est également bien reproduite par ce modèle.

La modélisation de la réponse à moyen terme a été effectuée à l'aide du logiciel d'éléments finis ANSYS 5.6 et d'un modèle similaire aux analyses élastiques. Le fluage est simulé par un modèle de Ross calibré sur les essais de caractérisation du béton. Le retrait est considéré par une relation linéaire et introduit sous la forme d'un gradient thermique équivalent. L'analyse transitoire est effectuée sur une durée de 28 jours. Les résultats obtenus pour la diminution des forces dans les barres d'acier sont excellents. Cependant, la fermeture finale obtenue n'est pas très représentative des résultats expérimentaux. Trois essais ont procuré une fermeture plus faible (-11%, -26% et -27% ou -0.033 mm, -0.082 mm et -0.133 mm) et un essai a procuré une fermeture plus élevée (+30% ou +0.062 mm). Ceci procure une erreur moyenne acceptable (-8.5% ou -0.047 mm) mais un écart type élevé (27% ou 0.083 mm). Ces différences sont dues aux

fonctions de fluage utilisées. Celles-ci sont calibrées sur des essais effectués de petits cylindres que l'on suppose représentatifs du traitement subit par les spécimens qui furent coupés. Cette hypothèse ne semble pas être adéquate. Une faible imprécision sur les mesures de fluage induit une erreur importante sur les fermetures en fin d'essais. La fermeture élastique est du même ordre de grandeur que la fermeture différée.

5.2.4 Méthodologie d'analyse et de dimensionnement d'une coupure

La Figure 5.1 illustre schématiquement le processus de modélisation d'une coupure de barrage. La précision des prédictions obtenues en sortie est dépendante de l'importance des incertitudes lors de l'estimation des paramètres d'entrée.

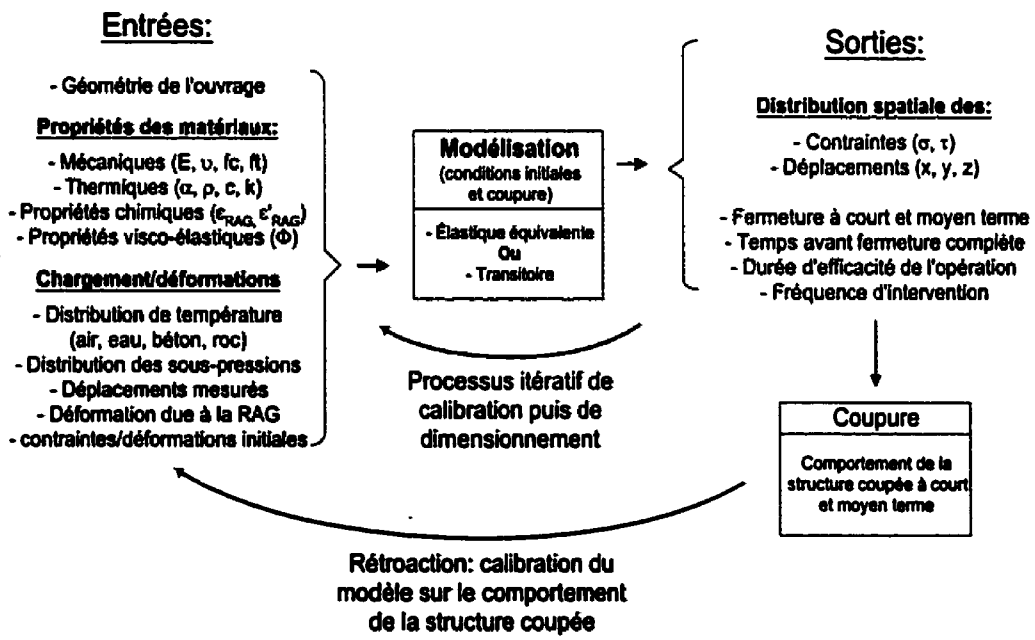


Figure 5.1 Modélisation d'une coupure

Le processus de modélisation devra d'abord reproduire le mieux possible le comportement de la structure avant de procéder au processus de dimensionnement de la coupure (si c'est cette solution qui a été choisie parmi les différentes alternatives disponibles.) Ces deux processus (calibration et dimensionnement) sont itératifs et visent à choisir les paramètres optimaux du modèle. Une fois les travaux de coupure

terminés, il serait idéal qu'une rétroaction soit entreprise pour appliquer les modifications au modèle et en tirer des conclusions quant aux différences observées entre la réponse prédite et la réponse réelle de la structure. Malheureusement, ce travail n'est pas effectué de façon systématique par les propriétaires d'ouvrages.

Les deux approches disponibles pour modéliser une coupure présentent chacune leurs avantages:

Tableau 5.1 Avantages des méthodes d'analyses

Élastique équivalente	*Transitoire*
+ Simplicité de la méthode d'analyse numérique + Ne nécessite pas une grande puissance informatique (ordinateur et logiciel)	+ Permet d'inclure la redistribution des contraintes si un matériau visco-élastique est utilisé + Permet d'obtenir l'historique détaillé du comportement

Le maillage d'une coupure ne constitue pas une difficulté majeure, de nombreuses alternatives de complexité diverses sont envisageables quant au type d'élément et à la méthode d'introduction de la coupure. Des logiciels commerciaux comme ANSYS 5.6, utilisé dans le cadre de ce projet, contiennent une vaste librairie d'éléments et de fonctions spécialisées tels les éléments de contacts et les commandes de création/destruction ("*birth & death*"). Ces fonctionnalités facilitent beaucoup la modélisation d'une coupure. Le défi principal réside dans la modélisation réaliste des différents phénomènes qui sont fonction du temps et couplés les uns avec les autres (expansion thermique, fluage, RAG, confinement, endommagement, fissuration, etc.). Des outils incluant plusieurs de ces phénomènes sont en développement mais demeurent du domaine de la recherche.

- ***FLUAGE***

Un argument est souvent avancé pour négliger le fluage du béton d'un barrage, le béton d'un ouvrage hydraulique âgé (disons de plus de 50 ans) ne flue pratiquement

plus. Effectivement, de nombreuses études sur le fluage du béton ont permis de démontrer que le fluage est plus faible pour un béton âgé que pour un béton jeune et plus faible pour un béton à haute teneur en granulats qu'à faible teneur en granulats. Ces deux facteurs diminuent l'importance du fluage d'un béton hydraulique mais ne l'éliminent pas complètement. De plus, un chargement uniforme d'une structure, tel le poids propre, ne produira généralement aucune déformation de fluage après une trentaine d'années. Cependant, la coupure d'un barrage, dont le but est de soulager des contraintes internes, introduit une perturbation importante du champs de contraintes qui causera inévitablement des déformations de fluage-relaxation. On ne devrait donc pas négliger ce phénomène pour un dimensionnement optimal de coupure.

Certaines études ont démontré qu'un chargement cyclique amplifie le fluage du béton (NEVILLE 1981). Les déformations thermiques saisonnières et les variations du niveau de la retenue sont des chargements cycliques donc ceci devrait amplifier le fluage.

La modélisation du fluage par l'entremise du module effectif ou soutenu procure des résultats acceptables. Cependant, le choix du coefficient de fluage ϕ est critique et doit être fait en gardant en tête les considération ci-haut mentionnées. Il faut garder à l'esprit que cette méthode d'analyse simplifiée néglige la redistribution des contraintes due à l'hyperstaticité du système car le fluage et la relaxation sont considérés uniformes (indépendant de la contrainte σ) sur toute la structure sous la forme d'un module d'élasticité E_c modifié. Le phénomène de redistribution ne peut être reproduit qu'à l'aide d'un algorithme d'intégration en fonction du temps et d'un modèle visco-élastique adéquat.

Il a été démontré que le fluage a une influence marquée sur les déformations des barrages voûtes et barrages à contreforts. La stabilité de ce type d'ouvrage repose sur la rigidité et la forme et non pas sur la masse. Dans des conditions d'exploitation normale, ces ouvrages présentent un taux de contraintes élevé et un fluage proportionnel. Les

déformations provenant du fluage sont donc importantes et leur effet devrait être considéré. Pour les barrages-poids en condition normale d'exploitation, les déformations dues au fluages sont de beaucoup moindre importance et peuvent généralement être négligées. Cependant, l'introduction d'une coupure constitue une modification importante du champ de contraintes de la structure qui entraînera des déformations différées importantes. Dans ce cas, le fluage devrait être inclus aux analyses de comportement si l'on désire reproduire fidèlement le comportement à moyen et long terme de la structure et évaluer l'efficacité de l'intervention.

- ***CHARGEMENT THERMIQUE***

Une bonne estimation des propriétés thermiques du béton (coefficient d'expansion α, chaleur spécifique c, conductivité k, masse volumique ρ, etc.) et des conditions d'exposition (température de l'eau et de l'air, rayonnement, etc.) est essentielle à l'obtention de distributions des températures approchant la réalité. De plus, des mesures de températures dans la masse de béton de l'ouvrage existant sont très utiles pour la calibration des paramètres du modèle de transfert de chaleur.

La distribution des températures à l'intérieur de la masse doit être estimée avec le plus de précision possible pour trois raisons: (1) la fermeture instantanée après coupure est fortement influencée par l'état de contrainte avant coupure, (2) la prévision des cycles saisonniers d'ouverture-fermeture de la coupure dépend des températures internes et (3) si un modèle de RAG tenant compte de l'influence de la température et du confinement est utilisé [RAG(T, σ)], le gonflement dû à la RAG sera estimé avec une meilleure précision.

- ***DONNÉES D'INSTRUMENTATION ET CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX :***

La première opération à réaliser dans un projet de réhabilitation est la récolte de données d'instrumentation. Au minimum, des données de déplacements en crête doivent être obtenues afin de permettre la calibration du modèle d'élément finis utilisé pour

représenter le comportement réel de l'ouvrage. La présence de plusieurs pendules inversés, bornes d'arpentage et autres instruments procure des informations très précieuses qui permettront une calibration optimale du modèle. Les observations visuelles procureront des données concernant la présence de zones d'endommagement qui devraient concorder avec certaines zones de concentrations de contraintes du modèle numérique.

Les données obtenues de test de caractérisation des matériaux sont très précieuses. Cependant, l'étude expérimentale de ce mémoire l'a démontré, les résultats doivent être utilisés avec scepticisme et les répercussions d'une imprécision doivent être envisagées (les résultats des essais de fluage effectués pour chacun des essais de coupure n'ont pas permis de reproduire précisément le comportement à moyen terme d'un spécimen coupé). Les propriétés du matériau peuvent être très variables sur l'ensemble de la structure. Une étude paramétrique à l'aide d'un modèle d'éléments finis permettra de déterminer quels facteurs ont une influence marquée et mériteraient une investigation approfondie afin d'en réduire l'incertitude.

Peu importe la complexité des maillages et la précision des modèles constitutifs utilisés dans les analyses, si certains paramètres entrés dans le modèle ont été définis avec beaucoup d'incertitude, la réponse obtenue n'aura que peu de valeur.

- ***DIMENSIONNEMENT:***

Les quatre paramètres principaux du dimensionnement par coupure sont illustrés à la Figure 5.2.

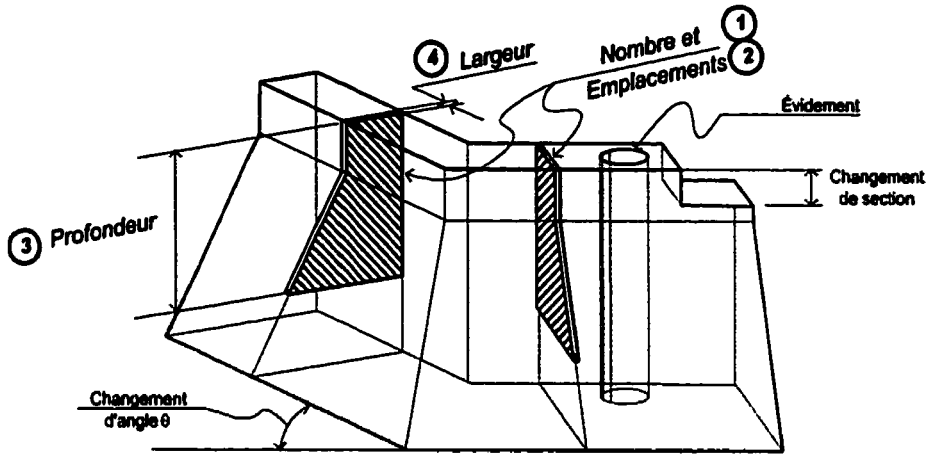


Figure 5.2 Dimensionnement et discontinuités géométriques

Les recommandations qui suivent portent sur le dimensionnement d'une coupure, elles sont basées sur l'ensemble des chapitres de ce mémoire.

1- Nombre de coupures

Il a été démontré qu'une coupure ne procure un effet de relâchement que sur une zone limitée située de part et d'autre de celle-ci. Le choix du nombre de coupures dépendra du type d'effet recherché. ***Une seule coupure*** ne procure qu'un soulagement local des contraintes. Si les problèmes structuraux sont dus à une discontinuité géométrique locale (voir Figure 5.2) une coupure unique peut être effectuée près de la zone problématique. À l'opposé, si un soulagement global de la structure est recherché, ***plusieurs coupures*** devraient être entreprises pour y parvenir.

2- Emplacement de la coupure

En plus d'être située à proximité de la zone problématique, certaines précautions doivent être prises quant à l'emplacement d'une coupure:

A. La stabilité des blocs créés par la coupure doit être vérifiée.

B. La présence d'équipements mécaniques (vannes, turbines, etc.) et d'évidements doit être prise en compte afin d'éviter leur distorsion.

3 - Profondeur de la coupure

Des concentrations de contraintes de compression et de cisaillement apparaissent inévitablement à la pointe de la coupure. Il faut donc éviter l'endommagement de joints ou d'équipements mécaniques en interrompant la coupure à une profondeur qui affectera le moins possible ces éléments.

La coupure sur la pleine hauteur d'un ouvrage n'est pas une situation envisageable pour deux raisons:

A. On désire généralement éviter d'altérer le contact béton rocher qui pourrait être affecté par l'apparition de contraintes de cisaillement,

B. Le gonflement est généralement limité en fond de vallée par le confinement des deux rives et le poids de la structure au-dessus, il est donc superflu, dans la majorité des cas, de couper la partie basse de la structure.

4 - Largeur de la coupure

Les considérations techniques ont une grande importance pour le choix de la largeur d'une coupure. Malheureusement, dans certains cas de coupures, l'équipement disponible pour scier le béton a été le critère principal de décision quant à la largeur de la coupure. Heureusement, de nombreuses techniques de coupures sont maintenant disponibles et permettent d'effectuer des coupures de 10 mm à 150 mm de largeur.

Évidemment, la largeur de la coupure est directement liée au nombre de coupures et à la profondeur des coupures. Par exemple, la réhabilitation du barrage Chambon en France a été entreprise à l'aide de 8 coupures minces. Un nombre élevé de coupures nécessite un investissement supérieur à un nombre moindre mais permet de répartir le soulagement sur l'ensemble de la structure.

Un autre cas intéressant est celui du barrage Hiwassee où la coupure a été entreprise puis, après s'être refermée au sommet, elle fut recoupée sur une profondeur partielle.

En imposant le critère que la coupure doit demeurer ouverte sur une période t_e, la largeur nécessaire d'une coupure pourrait être estimée comme suit à partir des résultats de différentes analyses:

Largeur nécessaire:

$$\delta = [\gamma_E \cdot \delta_E] + [\gamma_\phi \cdot \delta_\phi(t_e)] + [\gamma_{TH} \cdot \delta_{TH}^{max}] + [\gamma_{RAG} \cdot \delta_{RAG}(t_e)] \quad [5.1]$$

Où:

γ_E	Fact. d'incertitude des paramètres élastiques
γ_ϕ	Fact. d'incertitude des paramètres de fluage
γ_{TH}	Fact. d'incertitude des paramètres thermiques
γ_{RAG}	Fact. d'incertitude des paramètres de RAG
δ_E	Fermeture élastiques calculée
δ_ϕ	Fermeture de fluage calculée au temps $t=t_e$
δ_{TH}^{max}	Fermeture thermiques maximale calculée
δ_{RAG}	Fermeture due à la RAG calculée au temps $t=t_e$
t_e	Temps pendant lequel la coupure doit demeurer efficace (100% ouverte)

Le Tableau 5.2 présente un aperçu de l'ordre de grandeur que pourraient avoir les différents paramètres d'incertitude. Les valeurs minimales correspondent à la situation idéale où les paramètres d'entrée ont été obtenus de test sur des échantillons ou mesurés in situ. À l'opposé, l'incertitude maximale correspond à des valeurs estimées à partir de la littérature et un minimum d'information.

Tableau 5.2 Facteurs d'incertitudes des paramètres d'entrée

Facteurs d'incertitudes des paramètres :		*Min*	*Max*
γ_E	(élastiques : E, υ)	1.25	2.00
γ_ϕ	(fluage : Φ, R)	1.25	3.00
γ_{TH}	(thermiques : α, ρ, c, k, etc.)	1.25	3.00
γ_{RAG}	(RAG : ε_{RAG} , ε'_{RAG})	1.25	3.00

Plusieurs autres phénomènes difficilement quantifiables peuvent survenir et amplifier la fermeture élastique ou accélérer la fermeture de la coupure à moyen terme:

- Colmatage des joints
- Mouvements de corps rigide des blocs
- Glissement à l'interface de joints
- Zones d'endommagement et fissures

Les mouvements de corps rigide pourraient être anticipés lorsque des joints ou des fissures ouvertes sont remarqués préalablement à l'opération de coupure. Par exemple, la fermeture instantanée observée lors de la coupure du barrage Chute-à-Caron pourrait avoir été amplifiée par la présence du joint ouvert à la base de l'ouvrage. Ceci pourrait expliquer, du moins en partie, la différence entre la fermeture initiale mesurée (10 mm) et la fermeture calculée corrigée(7.9 mm).

En se basant sur les hypothèses qui suivent et en utilisant une démarche similaire à celle présentée à la sous-section 4.8.1, il est possible d'estimer les paramètres d'une coupure par la formule [5.2]:

- Zone d'influence de proportions 1 : 2 ($e/2 = 2 \cdot h_c$)
- Distribution uniforme des contraintes sur la section avant coupure
- Distribution non linéaire des contraintes au sommet après coupure
- Espacement e entre deux coupures supérieur à e_{min}

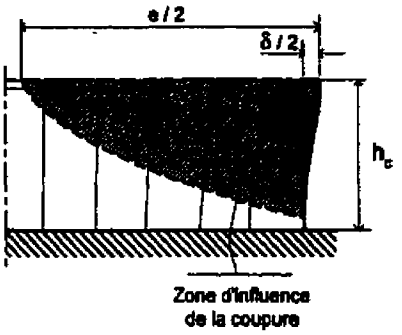


Figure 5.3 Fermeture

Fermeture : $\delta = \frac{4}{3} \cdot \frac{\sigma_0 \cdot h_c}{E_c}$ [5.2]

Espacement : $e_{min} = 4 \cdot h_c$ [5.3]

Où :

σ_0 Contrainte initiale

h_c Hauteur de la coupure

E_c Module d'élasticité du béton

5.3 Recommandations pour la poursuite des études

Suite aux essais expérimentaux effectués dans le cadre de cette recherche, certaines recommandations et suggestions peuvent être avancées:

Dans l'optique d'essais à l'aide d'un montage expérimental similaire à celui qui fut utilisé pour ce projet:

1. Utiliser des prismes de béton âgé provenant d'ouvrages hydrauliques, afin de déterminer l'importance du fluage après une coupure pour ce type de béton à teneur élevée en granulats.

2. Utiliser une procédure permettant de reproduire la RAG de façon accélérée sur un spécimen qui sera ensuite coupé pour déterminer l'effet de ce phénomène sur le comportement à moyen terme d'un spécimen coupé.

3. Fabriquer des spécimens avec joints froids horizontaux puis les couper afin d'étudier l'influence à court et moyen terme de joints à proximité d'une coupure.

4. Afin de minimiser les incertitudes reliées aux conditions ambiantes, il serait intéressant soit:

   a) D'effectuer les essais sur des prismes préalablement coupés et insérer un système de pressurisation de la coupure tel un vérin plat. Le prisme serait

comprimé puis la coupure serait activée en diminuant la pression à l'intérieur de celle-ci. Ceci permettrait d'éviter les variations thermiques et hydriques causées par l'opération de coupure. De plus, ce système rendrait possible l'étude de l'influence de la vitesse d'insertion d'une coupure.

b) D'utiliser un système de mesure de l'expansion thermique afin de diminuer les incertitudes quant à l'importance de ces phénomènes sur les résultats obtenus. Ceci pourrait être accompli en prévoyant des instruments de mesures en continu de la température et de l'humidité du spécimen ou en utilisant des jauges de compensation thermiques.

Et également d'effectuer les essais de fluage à une charge supérieure à 5 MPa tout en demeurant sous la limite de linéarité du phénomène (0.4 f'_c). Ceci permettrait de diminuer l'importance de l'erreur provenant des variations de températures et d'humidité.

<u>De nouveau types d'essais expérimentaux pourraient être développés:</u>

5. Effectuer une nouvelle série de coupures à l'aide d'un montage qui permettrait de minimiser le phénomène de flexion. Cette procédure permettrait d'obtenir un comportement qui serait plus près de celui subit par un barrage. Ceci pourrait être accompli en utilisant un système de chargement à plusieurs réactions (voir Figure 5.4). Cependant, ceci aurait l'inconvénient de rendre le spécimen hyperstatique et nécessiterait un système de mesure des efforts élaboré. Une autre façon de parvenir à cette fin serait d'effectuer une coupure en haut et en bas du spécimen en conservant le montage utilisé dans notre étude ce qui éliminerait l'excentricité de la charge.

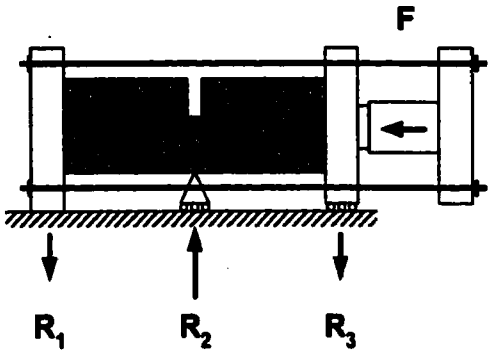


Figure 5.4 Chargement avec réactions verticales

6. Effectuer des essais sur des blocs de béton armé en condition d'encastrement et RAG accélérée pour ensuite relâcher les contraintes ce qui équivaut à une coupure. Ceci permettrait d'étudier l'influence de coupures à proximité de groupes de même que l'influence de la présence d'armatures sur la RAG et sur l'efficacité de la réhabilitation à l'aide de coupures pour les centrales.

7. Effectuer une étude visant à mieux caractériser le fluage du béton des barrages et estimer avec plus de précision les contraintes initiales. Des mesures de contraintes de compression dans un barrage en voie d'être coupé pourraient être entreprises par la méthode de surcarottage. Les carottes pourraient être chargées dans des cellules de fluage et les déformations des trous de forage pourraient être mesurées sur une certaine période après la coupure.

<u>Des études numériques pourraient également être entreprises:</u>

8. Effectuer une étude par la méthode des éléments finis de barrages simples afin d'examiner l'influence des discontinuités dans le matériau: joints horizontaux et verticaux modélisés à l'aide d'éléments de contact, etc.

9. Effectuer une étude numérique sur les différentes méthodes permettant de modéliser le fluage dans un barrage de béton. Ceci permettrait de déterminer l'importance de la

redistribution des contraintes donc de mieux connaître la performance de la méthode du module soutenu ou effectif.

RÉFÉRENCES

ADEGHE, L., HINDY, A. et HO, M.S., 1995. "R.H. Saunders GS Concrete Growth mitigation Project Instrumentation and Finite Element Analysys", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, pp. 323-342.

ANSYS inc., 1999. "ANSYS Software Reference Manuals", Release 5.6, 3 vol.: Elements Reference, Commands Reference & Theory Reference, Canonsburg, Pensylvanie, États-Unis.

ASTM, 1984. "Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression", American Society for Testing and Materials Standards, C512-82, pp. 343-347.

BATTA, V., COUTURIER, F. et JOBIN, H., "Cutting the Chute-à-Caron Concrete Gravity Dam to Relieve Thermal Distress", Canadian Dam Association, First Annual Conference, Halifax, pp. 322-336.

BUETTNER, D.R. et HOLLRAH, R.L., 1969. "Creep of Preshrunk Concrete", ACI Journal Sept 1969, pp. 737-740.

CAPRA, B., 1997. "Modélisation des effets mécaniques induits par les réactions alcali-granulats", Thèse de doctorat, LMT, École Normale Supérieure de Cachan, 194 p.

CAVALCANTI, A.J.C.T. et SILVEIRA, J.F.A., 1992. "AAR at Moxoto GS - Remedial Measures Development and Implementation", International Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams, Canadian Electrical Association, Fredericton, 10 p.

CEB, 1991. "CEB-FIP Model Code 1990", Comité Euro-International du Béton, Chapitre 2 - Material Properties.

CHARLWOOD, R.G., 1994. "A Review of Alkali Aggregate Reaction in Hydro Plants and Dams", Hydropower and Dams, Vol. 1 No. 3, pp. 73-80.

CHARLWOOD, R.G., et SOLYMAR, Z.V., 1995. "Long-Term Management of AAR-Affected Structures - An International Perspective", Second International Conference on AAR in Hydro Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, pp 19-55.

Computers & Structures Inc, 1998. "SAP2000 Nonlinear User's Manual", Berkeley, Californie, États-Unis.

COOK, R.D., MALKUS, D.S. ET PLESHA, M.E., 1989. "Concepts and Applications of Finite Element Analysis", Third Edition, John Whiley & Sons, USA, 630 p.

COULSON, D.M., DAY, H., et KHAN, S.H., 1992. "Effects of Alkali-Aggregate Reactivity at the Warsak Hydroelectric Generating Station Islamic Republic of Pakistan", International Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants And Dams, Canadian Electrical Association, Fredericton, 12 p.

CPCI, 1982. "Metric Design Manual - Precast and Prestressed Concrete", Canadian Prestressed Concrete Institute, Ottawa, Canada.

CURTIS, D.D., 2000. "Analysis and Structure Response to Recent Slot Cutting at Mactaquac Generating Station", 11th International Conference on Alkali Aggregate Reactions, Québec, Canada, pp. 1283-1291.

D'APPOLONIA, E., 1990. "Monitored Decisions", Journal of Geotechnical Engineering, vol. 116 No. 1, pp 4-34.

DE BEAUCHAMP, t. et GOGUEL, B., 1992. "Gonflement et projet de confortement du barrage du Chambon", International Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants And Dams, Canadian Electrical Association, Fredericton, 11 p.

DE BEAUCHAMP, T., 1994. "Concrete Swelling and Reinformcement Measures at the Chambon Dam", HydroPower & Dams, Vol. 1, No. 2, pp. 63-66.

DE BEAUCHAMP, T., 1995. "The Progress of Remedial Measures at Chambon Dam", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, pp. 209-220.

DE OLIVEIRA PAULETTI, R.M., MATTOS PIMENTA, P. et PAPPALARDO JUNIOR, A., 1998. "A New Procedure for the Long-Term Evaluation of Structural Effects Due to Alkali-Aggregate Reaction", Eighth International ANSYS Conference and Exhibition, Pittsburg, PA, USA, 10 p.

DEL HOYO FERNANDEZ-GAGO, R. et PAYO NOVOA J. A., 1996. "Repair Works in Two Dams with Problems of Expansion in the Concrete", Proceedings of ICOLD Conference on Repair and upgrading of Dams, Stockholm 1996, pp 3-13.

DUBREUIL, L., SZITA, P. et PEDNEAULT, A., 1992. "Coupures dans les barrages", Symposium sur les techniques avancées de surveillance et de maintenance des barrages et sur le béton et les matériaux connexes", Hydro-Québec, IREQ, Canada, pp. 109-115.

DUNGAR, R., 1991. "The effect of cyclic creep on the ageing of arch dams" Dix-septième congrès des grands barrages, Vienne, 1991, pp. 140-158.

DURAND, B., 1992. "Review of Repair Methods Used at Hydro-Québec to Inhibit Alkali-Aggregate Reactions in Concrete Structures", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, pp 289-309.

DURAND, B., GRAVEL, C., SALEH, K., TREMBLAY, S., and BALIVY, G., 1995. "Evaluation of potential Residual Espansion of AAR Affected Hydroelectric Dams", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, 38 p.

FAVRE, R., JACCOUD, J.-P., BOURDET, P. et CHARIF, H., 1997. "Dimensionnement des structures de béton – Aptitudes au service et éléments de

structures". Traités de génie civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne, Vol. 8, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 591 p.

GHALI, A. et FAVRE, R., 1994. "Concrete Structures, Stresses and Deformations", Second edition, Chap.1-Creep and Shrinkage of concrete, Chapman & Hall, London, U.K, pp. 1-18.

GOCEVSKI, V. 1995. "Réfection des ouvrages hydroélectriques affectés par la réaction aclalis-granulats (expérience de la centrale Beauharnois)", ACI Seminars on Concrete, 13 p.

GOCEVSKI, V. et PIETRUSZCZAK, S., 2000. "Assessment of the Effect of Slot-Cutting in Concrete Dams Affected by Alkali-Aggregate Reaction" 11th International Conference on Alkali Aggregate Reactions, Québec, Canada, pp. 1303-1312.

GOCEVSKI, V., 1995. "Monitoring, testing and Remedial Work at Beauharnois Power Plant" Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, pp. 101-115.

GOGUEL, B., DE BEAUCHAMP, T., LEFRANC, M., JACQUET-FRANCILLON, H., HO TA KHANH, M., et MICHEL, G., 1994. "Concrete Swelling: Detection of Consequences, Remedial Works", Proceedings of ICOLD conference, Durban, 1994.

GOSSCHALK, E.M., HINKS, J.L., JOHNSON, F.G. et JARVIS, R.M., 1991. "Overcoming the build-up of Stresses, Cracking and Leakage in Mullardoch Dam, Scotland", Proceedings of the 17th ICOLD conference, Vienne, 1991, pp. 475-498.

GRENOBLE, B.A., MEISENHEIMER, J.K., WAGNER, C.D., et NEWELL, V.A., 1995. "Finite Element analysis of Three TVA Dams With Alkali-Aggregate Reaction", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, pp. 57-66.

HAYWARD, D.G., THOMPSON, G.A., CHARLWOOD, R.G. et STEELE, R.R., 1991. "Remedial Measures at the Mactaquac Generating Station", Proceedings of the 17th ICOLD conference, Vienne, pp. 847-865.

HO, M.S., 1995, "Recent Development in R.H. Saunders GS Concrete Growth Mitigation Project", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, pp. 209-220.

HUANG, M. et PIETRUSZCZAK, S., 1999. "Modeling of Thermomechanichal Effects of Alkali-Silica Reaction", ASCE Journal of Engineering Mechanics, april 1999, pp. 476-485.

KEE, D.C., LISCIO, L.L., Ho, M.S. et EASTMAN, T., 1998. "Rehabilitating R.H. Saunders: Enhancing Value", Hydro Review, Vol. 17, No. 7, pp. SR1-SR9.

KLADEK, I., PIETRUSZCZAK, S., et GOCEVSKI, V., 1995. "Modeling of Mechanical effects of Alkali-Silica Reaction in Beauharnois Powerhouse", Fifth Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG 5, Davos, Suisse, 6 p.

LÉGER, P., COTÉ, P. et TINAWI, R., 1995. "Finite Element Analysis of Concrete Swelling Due to Alkali-Aggregate Reactions in Dams", Computers and Structures, Vol. 60, pp. 601-611.

LÉGER, P., TINAWI, R. et MOUNZER, N., 1995. "Numerical Simulation of Concrete Expansion in Concrete Dams Affected by Alkali-Aggregate Reaction: State of The Art", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 22, No. 4, pp. 692-713.

LÉGER, P., TINAWI, R. et ROTTER, H., 1995. "Numerical Analysis of Concrete Swelling Due to AAR – A Review.", CANMET/ACI International Workshop on AARR in Concrete, Dartmouth, Canada, pp. 333-347.

LÉGER, P., VENTURELLI, J., et BATTACHARJEE, S.S., 1993A. "Seasonal temperature and stress distribution in concrete gravity dams. Part 1: modelling.", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 20, No. 6, pp. 999-1017.

LO, K.Y. et HEFNY, A.M., 1999. "Measurements of Residual Expansion Rates Resulting from Alkali-Aggregate Reaction in Existing Concrete Dams", ACI Materials Journal, Mai/Juin 1999, pp. 339-345

LUPIEN, R., 1991. "Aménagement Paugan conséquences de la coupure du barrage principal rapport d'avancement" Hydro Québec, rapport 14112 403-45, Canada.

MALLA, S. et WIELAND, M., 1999. "Analysis of an arch-gravitiy dam with a horizontal crack", Computers & Structures, No. 72, pp. 267-278.

MENDES, L.P., 1999. "Étude de comportement post-coupure, Barrage La Tuque", Hydro-Québec, Direction Production Des Cascades.

NEVILLE, A.M., 1981, "Properties of Concrete", Third Edition, Chapt.6-Elasticity, Shrinkage, and Creep, Longman Scientific & Technical, England, 779 p.

NEWELL, V. A. et WAGNER, C. D., 1995. "Modification to Hiwassee Dam and Planned Modification to Fontana and Chickamauga Dams by the Tennessee Valey Authority to Manage Alkali-Aggregate Reaction", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, pp. 83-100.

PANTAZOPOULOU, S.J., et THOMAS, M.D.A., 1999. "Modeling Stress-Strain Behavior of Concrete Damaged by Alkali-Aggregate Reaction (AAR)", ACI Structural Journal, Sept-Oct 1999, pp. 790-798.

PAPPALARDO JUNIOR, A., 1998. "Uma Methodologia Para Modelagem Mathematica de Barragens de Concreto Afetadas pela Reacao Alcali-Agregado", Thèse de doctorat, université de Sao Paulo, Brésil.

SALEH, K., TREMBLAY, S., SZITA, P., CHAALLAL, O., et KHALED, A., 1996. "Technique de coupure de barrages: État des connaissances", Hydro-Québec, Rapport IREQ-96-138, 100 pp.

SILVEIRA, J. F. A., 1995. "AAR at Moxoto - Ten Years of Monitoring and Remedial Measures", Second International Conference on AAR in Hydro Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, pp. 133-146.

SLATE, F.O. et MEYERS, B.L., 1969. "Some Physical Processes Involved in Creep of Concrete", Structure Soil Mechanics and Engineering Design, Proc. of the Southhampton Civil Engineering Materials Conference, Wiley, 5 pp.

TADDEI, B. et POUPART, M., "Reinforcement of the Chambon Dam (France)", Proceeding of the symposium on Repair and upgrading of Dams, Stockholm 1996, P 13-23.

TANG, J., DANAY, A. et HO, M.S., 1992. "AAR at R.H. Saunders G.S. Investigation and Planned Remedial Measures", International Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants And Dams, Canadian Electrical Association, Fredericton, 17 pp.

TANNER, D.T., 1992. "The Use of Monitoring and finite Element Analysis in Evaluating Remedial Measures at TVA's Hiwassee Dam", International Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams, Canadian Electrical Association, Fredericton.

THOMPSON, G.A. et STEELE, R.R, 1992, "Alkali Aggregate Reaction at Mactaquac Generating Station Remedial Measures Progress Report", International Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants And Dams, Canadian Electrical Association, Fredericton, 16 P.

THOMPSON, G.A., CHARLWOOD, R.G., STEELE, R.R. et CURTIS, D.D., 1991. "Mactaquac Generating Station Intake And Spillway Remedial Measures", Proceedings of ICOLD conference, Durban, P 347-369.

THOMPSON, G.A., STEELE, R.R. et COULSON, D.M., 1995. "Management of Concrete Growth at the Mactaquac Generating Station", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, P 147-159.

ULM, F.J., COUSSY, O., KEFEI, L., et LARIVE, C., 2000. "Thermo-Chemo-Mechanics of ASR in Concrete Structures", Journal of Civil Engineering, P. 233-242.

USBR, 1987. "Design of Small Dams", Third Edition, United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 860 P.

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.

VEILLEUX, M., 1992. "Aménagement La Tuque problème et solution (coupure) reliés à la fissuration à la jonction prise d'eau et barrage-poids rive gauche", Symposium sur les techniques avancées de surveillance et de maintenance des barrages et sur le béton et les matériaux connexes", P 117- 167.

VEILLEUX, M., 1995. "Hydro-Québec's Experience Using Deep Slot Cutting to Rehabilitate Concrete Gravity Dams Affected by Alkali-Aggregate Reaction", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, P 221-235.

VEILLEUX, M., 1996. "La Tuque Dam: Rehabilitation of Concrete Gravity Structure Affected by Temperature and Concrete Growth Using Deep Slot Cutting", Proceedings of Canadian Dam Association Conferecnce on Hydrolic Power, Montréal.

WAGNER, C.D. et NEWELL, V.A., 1995. "A Review of the History of Alkali-Aggregate Reaction at Three of the Tennessee Valley Authority's Dam", Second International Conference on AAR in Hydro. Plants and Dams, Chattanooga, Tennessee, P 57-66.

ZIENKIEWICZ, O.C., VALLIAPAN, S. et KING, I.P., 1968. "Stress Analysis of Rock Foundation as a No Tension Material", Geotechnique 18, P. 56-66.

ANNEXE 1

MODÈLE DE FLUAGE, CEB-FIP 1990 (EXEMPLE)

Equations de fluage, CEB-FIP 1990

Module d'élasticité (28 jours): $E_c := 30000 \cdot MPa$

Résistance utilme du béton: $f_{cm} := 30 \cdot MPa$

Résistance de référence: $f_{cm0} := 10 \cdot MPa$

Age actuel du béton: $t := 115 \cdot day$

Age à l'instant du chargement: $t_0 := 114 \cdot day$

Temps de référence: $t_1 := 1 \cdot day$

Humidité relative: $RH := 50 \cdot \%$

Humidité relative maximale: $RH_0 := 100 \cdot \%$

Aire de la section: $A_c := 0.125 \cdot m^2$

Périmètre de la section: $u := 1.5 \cdot m$

Épaisseur équivalente: $h := \frac{2 \cdot A_c}{u}$ $\quad h = 167 \cdot mm$

Épaisseur de référence: $h_0 := 100 \cdot mm$

Coefficient de fluage en fonction de l'humidité:

$$\phi_{RH} := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{RH_0}}{0.46 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^3}$$ eq. [2.1 - 66]

$\phi_{RH} = 1.235$

Coefficient d'humiditée:

$$\beta_H := \left[1 + \left(1.2 \cdot \frac{RH}{RH_0}\right)^{18}\right] \cdot \frac{150 \cdot h}{h_0} + 250$$ eq. [2.1 - 71]

$\beta_H = 500.025$

Facteur de développement du fluage:

$$\beta_c := \left[\frac{\frac{(t - t_0)}{t_1}}{\beta_H + \frac{(t - t_0)}{t_1}}\right]^{0.3}$$ eq. [2.1 - 71]

$\beta_c = 0.155$

Facteur d'intensité: $\beta_{fcm} := 5.3 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{-0.5}$ eq. [2.1 - 67]

$\beta_{fcm} = 3.06$

Facteur de maturité: $\beta := \left[0.1 + \left(\frac{t_0}{t_1}\right)^{0.2}\right]^{-1}$ eq. [2.1 - 67]

$\beta = 0.373$

Coefficient de fluage ultime: $\phi_0 := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta$ eq. [2.1 - 65]

$\phi_0 = 1.411$

Coefficient de fluage: $\phi := \phi_0 \cdot \beta_c$ eq. [2.1 - 64]

$\phi = 0.218$

Contrainte appliquée. $\sigma_c := 5 \cdot MPa$

Déformation de fluage: $\varepsilon_{cr} := \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot \phi$ eq. [2.1 - 61]

$\varepsilon_{cr} = 36 \cdot 10^{-6}$

ANNEXE 2

PROPRIÉTÉS DU BÉTON

Propriétés du béton plastique

Volume du récipient: 0.007 (m^3)
Masse du récipient: 2.80 (kg)

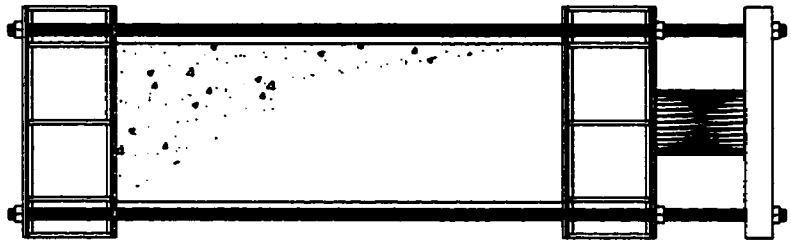
Coulée	Mélange	Affaissement (mm)	Masse (kg)	Masse (kg/m^3)	Teneur en air (%)
1 (30-03-99)	1	30	19.71	2416	2.2
	2	35	19.72	2417	1.8
	3	20	19.49	2384	3.5
	4	35	19.71	2416	2.2
	5	32	19.70	2414	1.9
	moy.	**30**		**2409**	**2.3**
2 (30-06-99)	1	50	16.74	2391	-
	2	20	16.71	2388	1.5
	3	19	16.66	2380	1.9
	4	20	16.63	2376	1.6
	5	8	16.78	2397	1.9
	moy.	**23**		**2386**	**1.7**
3 (08-07-99)	1	175	16.60	2371	1.2
	2	150	16.47	2353	1.3
	3	119	16.52	2360	1.4
	4	25	16.63	2376	1.9
	5	165	16.53	2361	1.2
	moy.	**127**		**2364**	**1.4**

Propriétés du béton durci

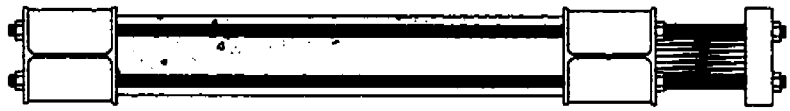
		Cyl.	f'c		40% f'c	σ_1	σ_2	Déf. long (με)				Déf. Transv		Ec	υ	Date
			(10^3 lbf)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	50 (με)		40% f'c		50 (με)	40% f'c	(GPa)		
Coulée 1 30/03/99	28 jours	1	125.0	30.5												29/4/99
		2	129.0	31.5												29/4/99
		moy		**31.0**										**29.3**		
	coupure 1 (71 jours)	1	150.2	36.6	14.6	2.4	14.5	53	65	392	443	12	89	33.8	0.21	09/6/99
		2	132.0	32.2	12.9	2.4	12.0	23	125	259	493	9	61	31.7	0.16	09/6/99
		moy		**34.4**										**32.7**	**0.19**	
	coupure 2 (114 jours)	1	139.4	34.0	13.6	2.6	14.6	10	113	350	509	9	72	32.7	0.17	22/7/99
		2	140.4	34.2	13.7	2.5	14.5	102	30	464	363	11	71	34.5	0.17	22/7/99
		moy		**34.1**										**33.6**	**0.17**	
Coulée 2 30/06/99	28 jours	1	106.0	25.8	10.3	2.5	9.9	81	77	354	350	11	62	27.3	0.18	28/7/99
		2	121.2	29.5	11.8	2.4	12.1	60	70	373	362	9	57	32.1	0.16	28/7/99
		moy		**27.7**										**29.7**	**0.17**	
	coupure 3 (56 jours)	1	126.8	30.9	12.4	2.4	11.9	97	24	353	329	8	57	34.0	0.17	25/8/99
		2	118.0	28.8	11.5	2.4	12.0	90	53	375	391	15	71	30.9	0.19	25/8/99
		3	129.8	31.6	-			-	-	-	-	-	-	29.6	-	25/8/99
		moy		**30.4**										**31.5**	**0.18**	
	coupure 4 (83 jours)	1	114.8	28.0	11.2	2.4	10.8	79	70	347	367	12	67	29.9	0.19	21/9/99
		2	129.0	31.5	12.6	2.6	12.1	87	68	375	386	15	76	31.1	0.20	21/9/99
		3	136.2	33.2	-									30.3	-	21/9/99
		moy		**30.9**										**30.4**	**0.19**	
Coulée 3 08/07/99	28 jours	1	103.0	25.1	10.0	2.5	9.8	81	76	287	354	13	61	30.0	0.19	05/08/99
		2	120.8	29.5	11.8	2.5	12.1	22	118	293	449	9	59	31.8	0.16	05/08/99
		moy		**27.3**										**30.9**	**0.17**	
	coupure 5															
	coupure 6															

ANNEXE 3

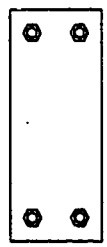
FABRICATION DU MONTAGE



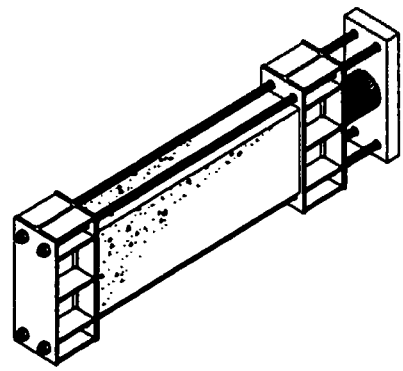
ÉLÉVATION AVANT



VUE EN PLAN

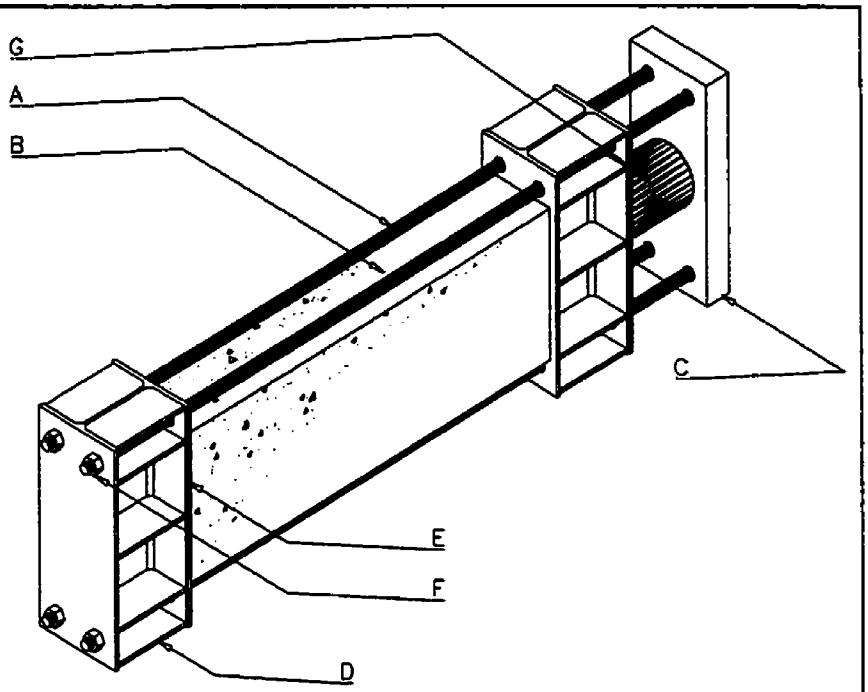


ÉLÉVATION GAUCHE



VUE ISOMÉTRIQUE

ÉCOLE POLYTECHNIQUE Génie civil, structures	TITRE MONTAGE EXPERIMENTAL	PROJET COUPURES DE PRISMES DE BÉTON	
DATE 20/05/1999	DESSINÉ PAR PATRICE CARON	ÉCHELLE 1:20	PAGE 1/5



VUE ISOMÉTRIQUE DÉTAILLÉE

A Barres d'acier 32 mm (1¼") x 2600, 7 filets/po

B Spécimen de béton non armé 1500 x 500 x 250

C Plaque d'acier 305 x 90 x 728

D Raidisseurs 140 x 12 (x 277 approx.)

E Écrous 1¼", 7 filets/po, capacité > 315 kN (71000 lbs)

F Profilé W310x97m (W12x65i) x 728

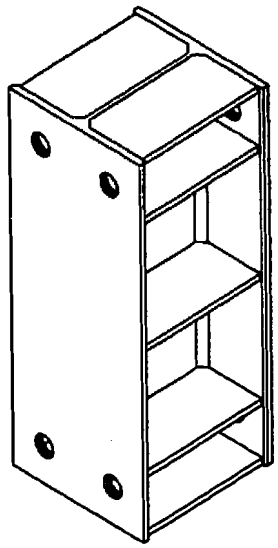
G Vérin 100T (983 kN)

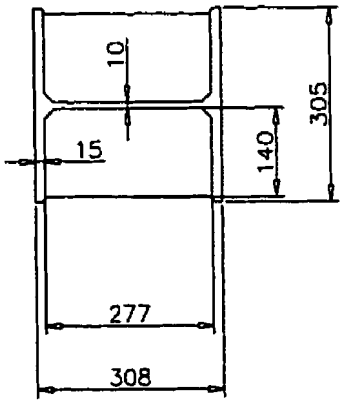
Acier profilés: 350W (Fy = 350 MPa)

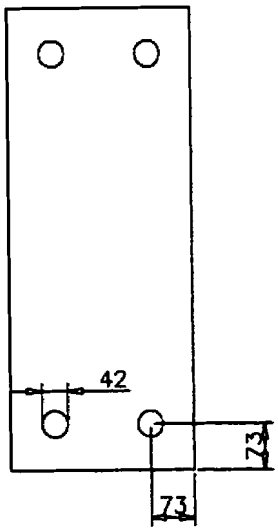
Acier barres: Grade 5 (Fy = 724 MPa)

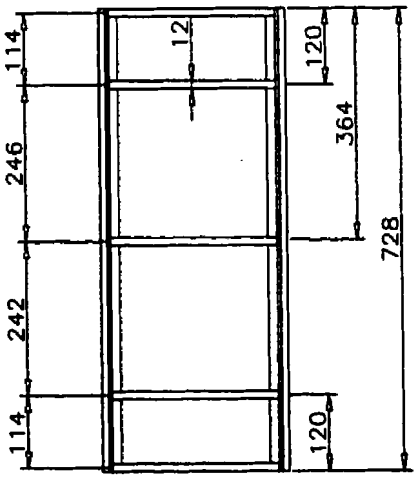
Béton: F'c = 20 MPa (approx.)

ÉCOLE POLYTECHNIQUE Génie civil, structures	TITRE: MONTAGE EXPERIMENTAL	PROJET: COUPURES DE PRISMES DE BÉTON	
DATE: 20/05/1999	DESSINÉ PAR: PATRICE CARON	ÉCHELLE: AUCUNE	PAGE: 2/5



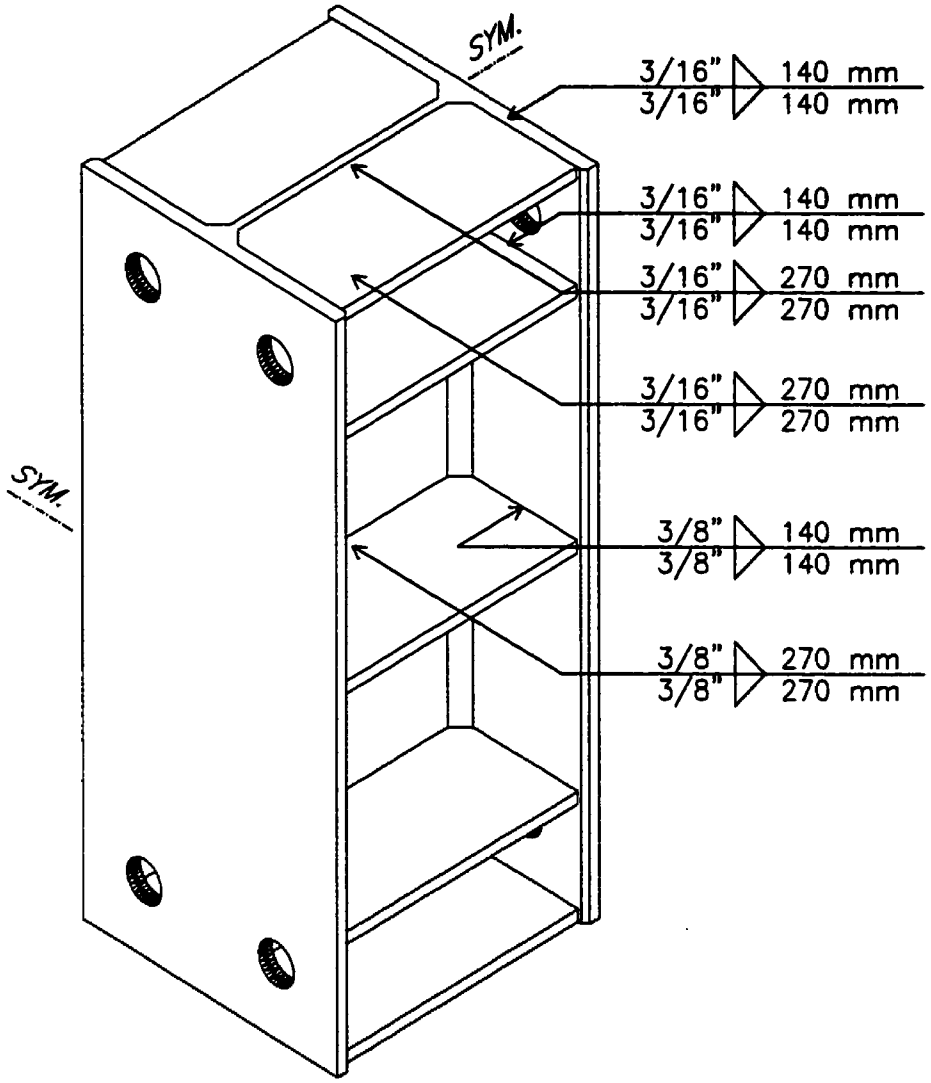






DÉTAIL, PIÈCE D'APPUI

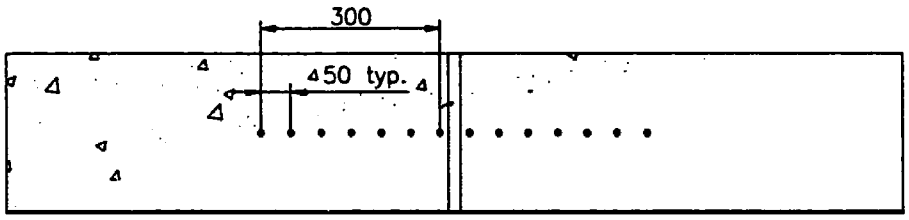
ÉCOLE POLYTECHNIQUE Génie civil, structures	TITRE MONTAGE EXPERIMENTAL	PROJET COUPURES DE PRISMES DE BÉTON	
DATE 20/05/1999	DESSINÉ PAR PATRICE CARON	ÉCHELLE 1:10	PAGE 3/5



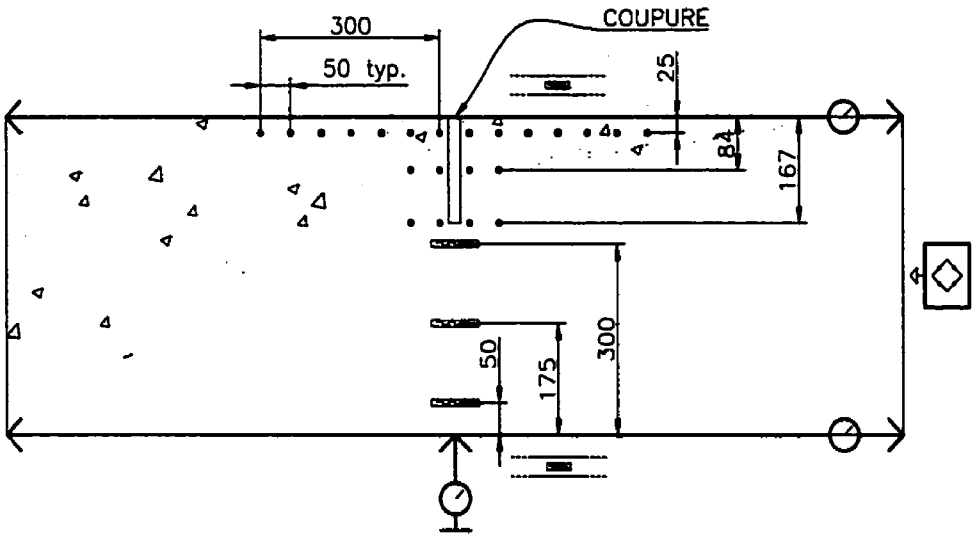
Soudure à l'aide d'électrodes 480 MPa (70 ksi)

DÉTAIL, SOUDURES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE Génie civil, structures	TITRE: MONTAGE EXPERIMENTAL	PROJET: COUPURES DE PRISMES DE BÉTON	
DATE: 20/05/1999	DESSINÉ PAR: PATRICE CARON	ÉCHELLE: 1:5	PAGE: 4/5



VUE EN PLAN



ÉLÉVATION AVANT

CELLULE DE CHARGE

POINTS DEMEC (58)

JAUGES DE DÉFORMATION BÉTON (6)

JAUGES DE DÉFORMATION BARRES D'ACIER (8)

DÉFLECTOMÈTRES À CADRAN

INSTRUMENTATION DES SPÉCIMENS

ÉCOLE POLYTECHNIQUE Génie civil, structures	TITRE MONTAGE EXPERIMENTAL	PROJET COUPURES DE PRISMES DE BÉTON	
DATE 20/05/1999	DESSINÉ PAR PATRICE CARON	ÉCHELLE 1:10	PAGE 5/5

ANNEXE 4

EXEMPLES, CALCULS SIMPLIFIÉS

Estimation de la flèche, Essai 1

Longueur du spécimen: $L := 1500 \cdot mm$

Hauteur de la section du spécimen: $H := 500 \cdot mm$

Base de la section si spécimen: $b := 250 \cdot mm$

Forces dans les barres: $Fh := 269 \cdot kN$ $\quad Fb := 276 \cdot kN$

Force Axiale totale: $N := (Fh + Fb)$ $\quad N = 545 \cdot kN$

Distance entre les barres $dist := 585 \cdot mm$

Excentricité de la force axiale: $e_0 := \frac{Fh \cdot dist}{Fh + Fb} - \frac{dist}{2}$ $\quad e_0 = -3.757 \cdot mm$

Profondeur de la coupure: $p := 167 \cdot mm$

$e_0 \cdot N = -2.047\ m \cdot kN$

Largeur de la coupure $l := 10 \cdot mm$

Module d'élasticité du béton: $E_c := 30400 \cdot MPa$

Courbure sur l'intervale 1 (constante)

$$\phi_1 := N \cdot e_0 \cdot \frac{12}{E_c \cdot b \cdot H^3} \qquad \phi_1 = -2.586 \cdot 10^{-5} \cdot m^{-1}$$

Courbure sur l'intervale 2

$$h(x) := -x + H + \frac{(L - l)}{2} - p \qquad h\left(\frac{L - l}{2} - p\right) = 0.5\ m \quad \text{(hauteur totale)}$$

$$h\left(\frac{L - l}{2}\right) = 0.333\ m \quad \text{(hauteur sect. coupée)}$$

$$\phi_2(x) := N \cdot \left[e_0 + \left(\frac{H - h(x)}{2}\right)\right] \cdot \frac{12}{E_c \cdot b \cdot h(x)^3}$$

Courbure sur l'intervale 3 (constante)

$$\phi_3 := N \cdot \left(e_0 + \frac{p}{2}\right) \cdot \frac{12}{E_c \cdot b \cdot (H - p)^3} \qquad \phi_3 = 1.858 \cdot 10^{-3} \cdot m^{-1}$$

Flèche totale (à mi-portée):

$$\Delta_1 := \int_{0 \cdot m}^{\frac{L - l}{2} - p} \phi_1 \cdot x\, dx \qquad \Delta_1 = -4.32 \cdot 10^{-3} \cdot mm$$

$$\Delta_2 := \int_{\frac{L-l}{2}-p}^{\frac{L-l}{2}} \phi_2(x)\cdot x\,dx \qquad \Delta_2 = 0.07\cdot mm$$

$$\Delta_3 := \int_{\frac{L-l}{2}}^{\frac{L}{2}} \phi_3\cdot x\,dx \qquad \Delta_3 = 6.946\cdot 10^{-3}\cdot mm$$

$$\Delta_{tot} := \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \qquad \Delta_{tot} = 0.073\cdot mm$$

Courbure totale (à mi-portée):

$$\theta_1 := \phi_1\cdot\left(\frac{L-l}{2}-p\right) \qquad \theta_1 = -8.565\cdot 10^{-4}\cdot deg$$

$$\theta_2 := \int_{\frac{L-l}{2}-p}^{\frac{L-l}{2}} \phi_2(x)\,dx \qquad \theta_2 = 5.735\cdot 10^{-3}\cdot deg$$

$$\theta_3 := \phi_3\cdot\frac{l}{2} \qquad \theta_3 = 5.324\cdot 10^{-4}\cdot deg$$

$$\theta_{tot} := \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 \qquad \theta_{tot} = 5.411\cdot 10^{-3}\cdot deg$$

Estimation de la fermeture par un calcul simplifié. Essai 1

$MPa := 10^6 \cdot Pa$ $\quad kN := N \cdot 1000$

Propriétés géométriques:

$H := 500 \cdot mm$

$b := 250 \cdot mm$

$hc := 167 \cdot mm$

$A := b \cdot (H - hc)$ $\quad A = 0.083 \cdot m^2$

$e := \frac{hc}{2}$ $\quad e = 83.5 \cdot mm$

$l := 3 \cdot hc$ $\quad l = 501 \cdot mm$

$I := \frac{b \cdot (H - hc)^3}{12}$ $\quad I = 7.693 \cdot 10^5 \ m \cdot mm^3$

$c := \frac{(H - hc)}{2}$ $\quad c = 0.166 \ m$

Module d'élasticité: $Ec := 32700 \cdot MPa$

Chargement:

$Fh := 269 \cdot kN$ $\quad Fb := 276 \cdot kN$

$\sigma_0 := \frac{(Fh + Fb)}{H \cdot b}$ $\quad \sigma_0 = 4.4 \cdot MPa$

$P := Fh + Fb$ $\quad P = 545 \cdot kN$

$M_0 := (Fb - Fh) \cdot \frac{0.58}{2} \cdot m$ $\quad M_0 = 2 \cdot kN \cdot m$

$M := e \cdot P + M_0$ $\quad M = 47.5 \cdot kN \cdot m$

Contraintes sur la section diminuée:

$\sigma_{max} := \frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I}$ $\quad \sigma_{max} = 16.8 \cdot MPa$

$\sigma_{min} := \frac{P}{A} - \frac{M \cdot c}{I}$ $\quad \sigma_{min} = -3.7 \cdot MPa$

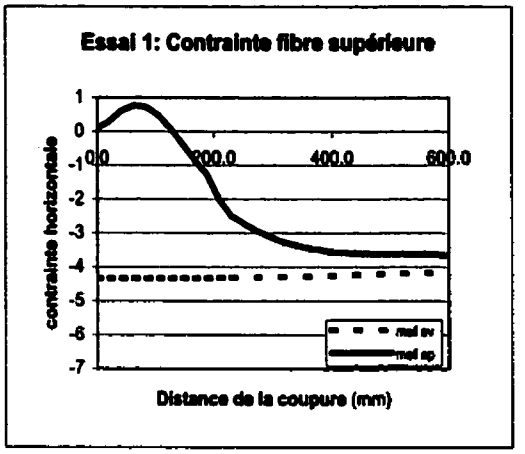
Fermeture:

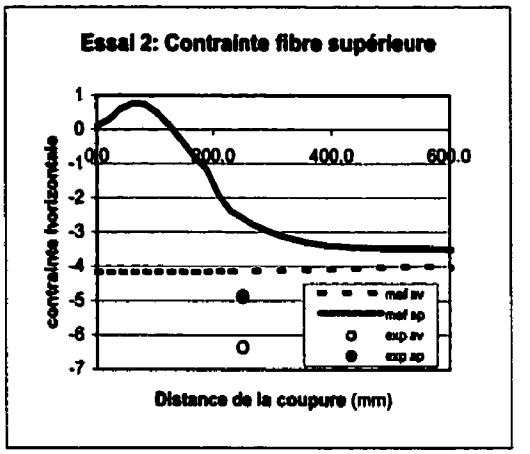
$\delta := \frac{\sigma_{max}}{Ec} \cdot \frac{l}{3}$ $\quad 2 \cdot \delta = 0.17 \cdot mm$

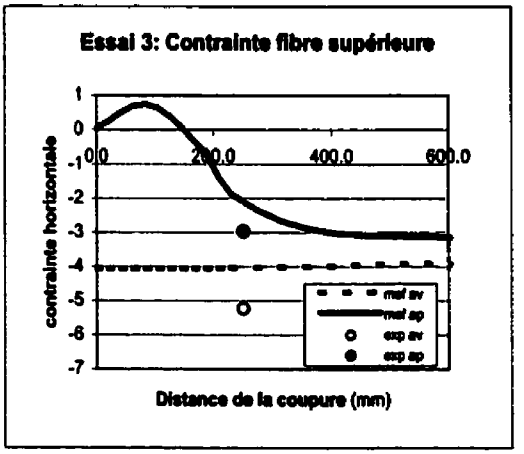
ANNEXE 5

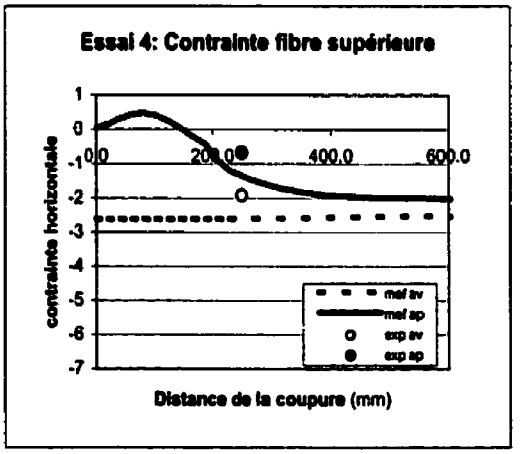
ZONE D'INFLUENCE DE LA COUPURE

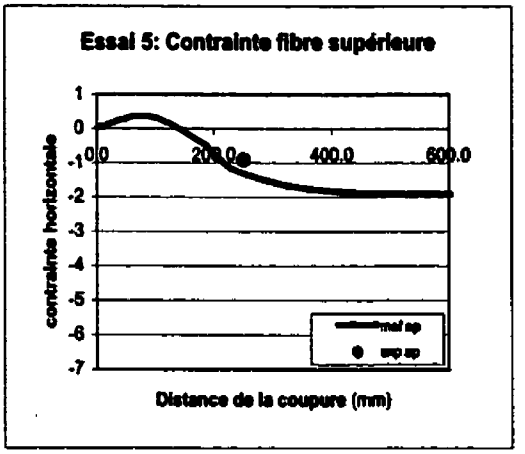
Zone d'influence de la coupure

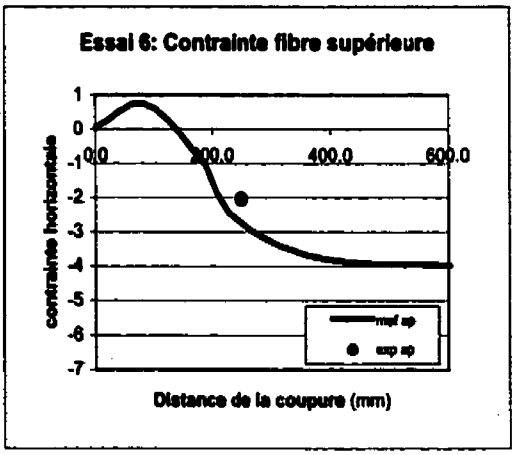








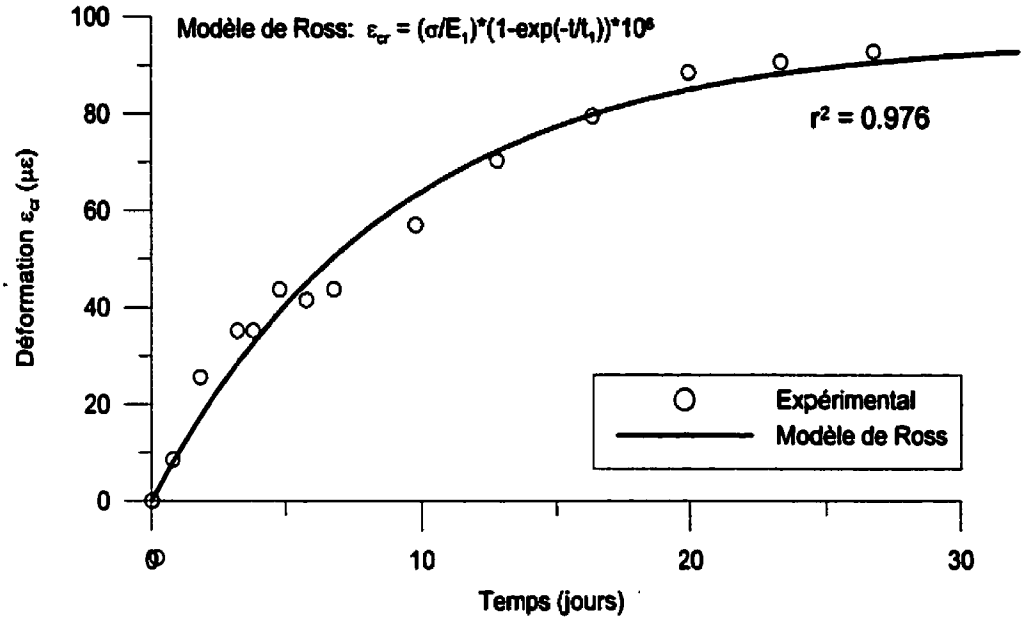




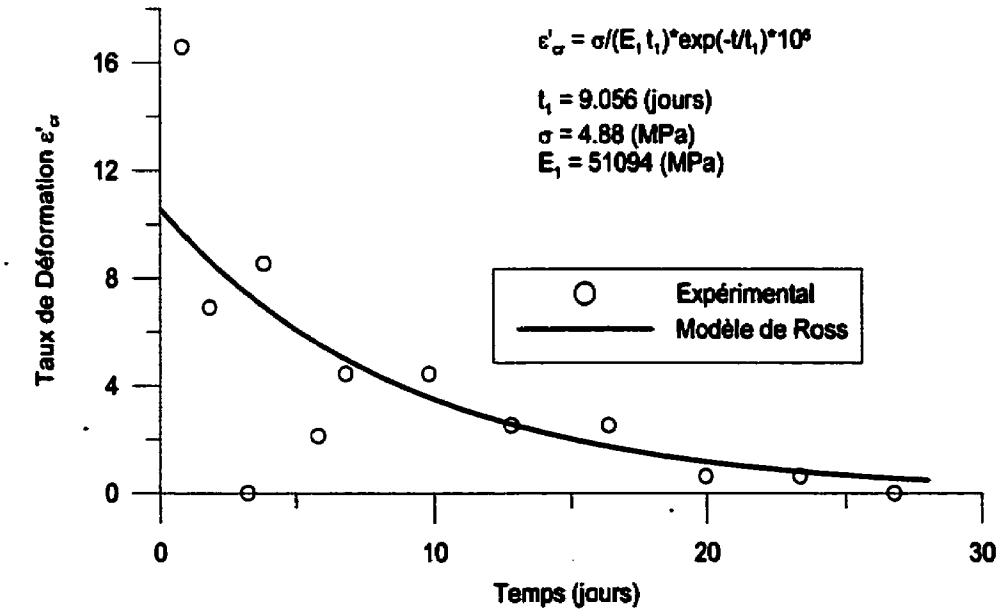
ANNEXE 6

RÉSULTATS DÉTAILLÉS, FLUAGE ET RETRAIT

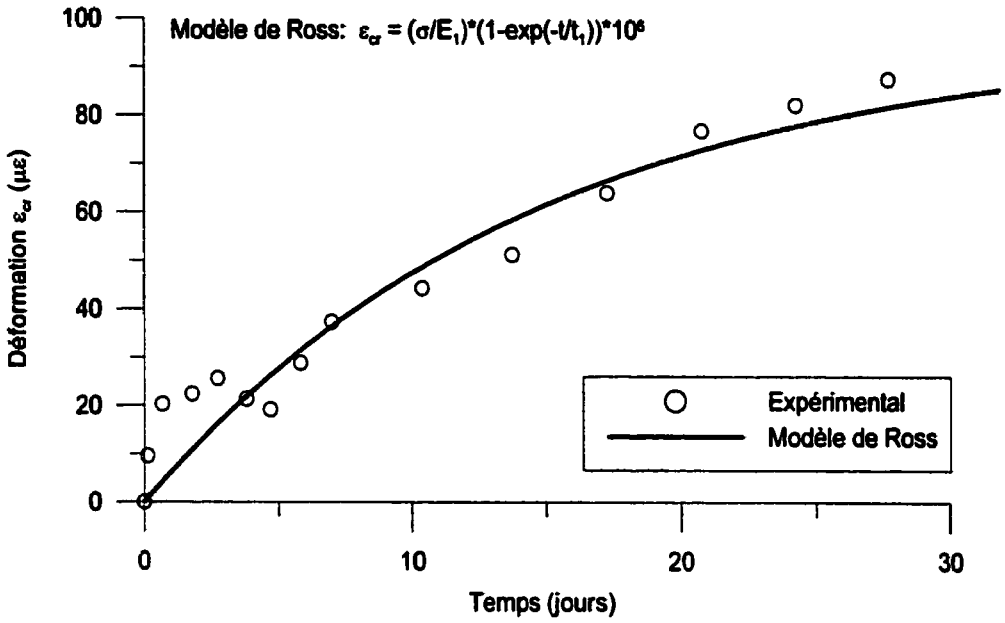
ESSAI 1



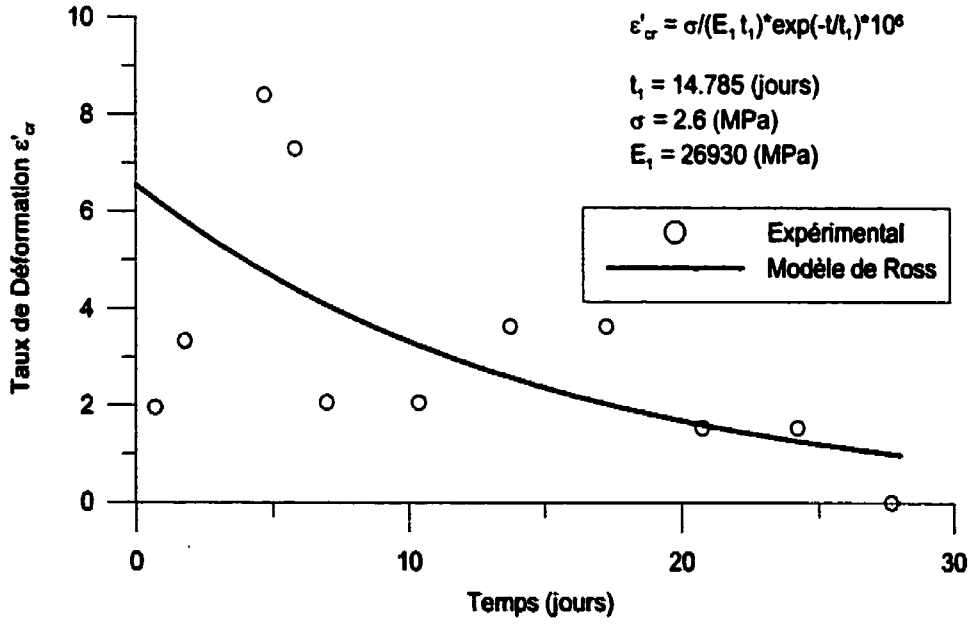
a) Régression sur la déformation de fluage



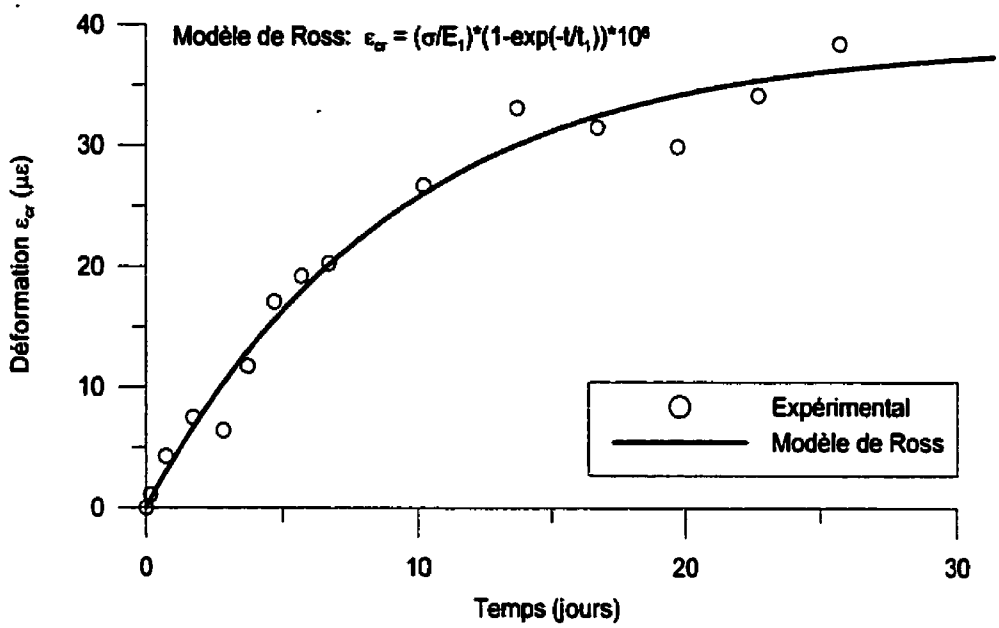
ESSAI 2



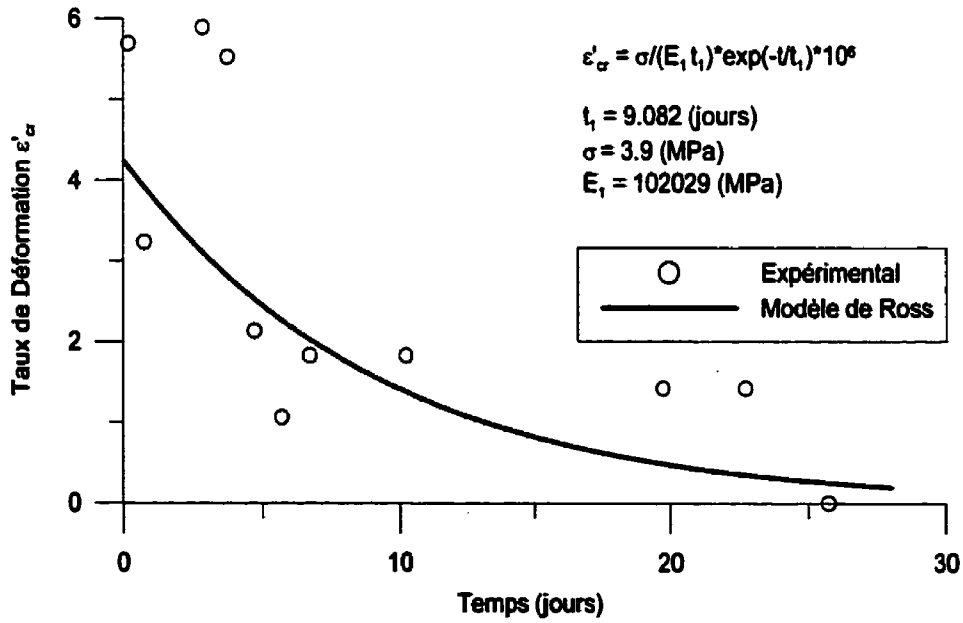
a) Régression sur la déformation de fluage



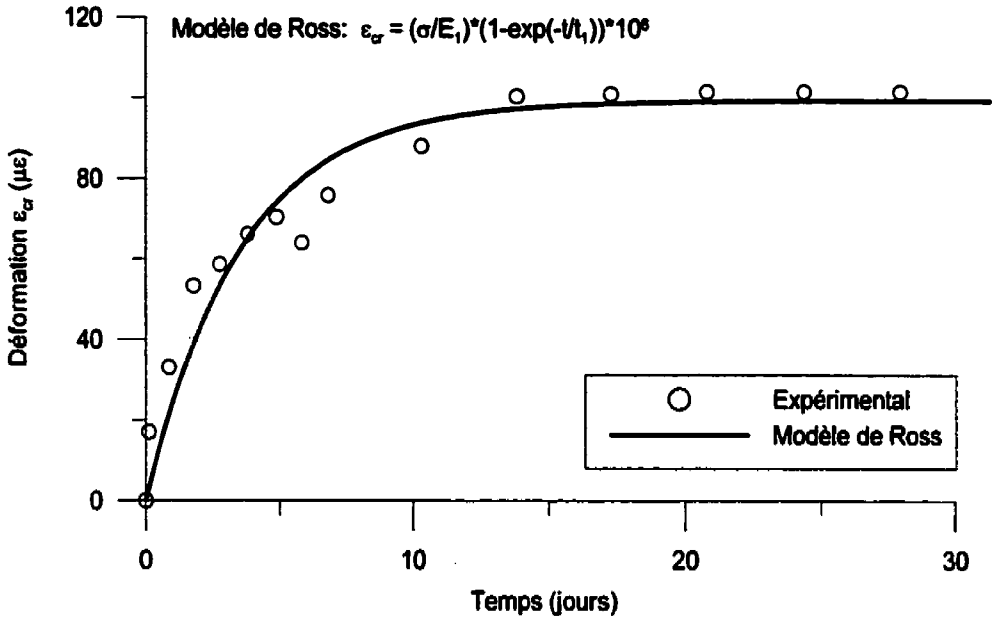
ESSAI 3



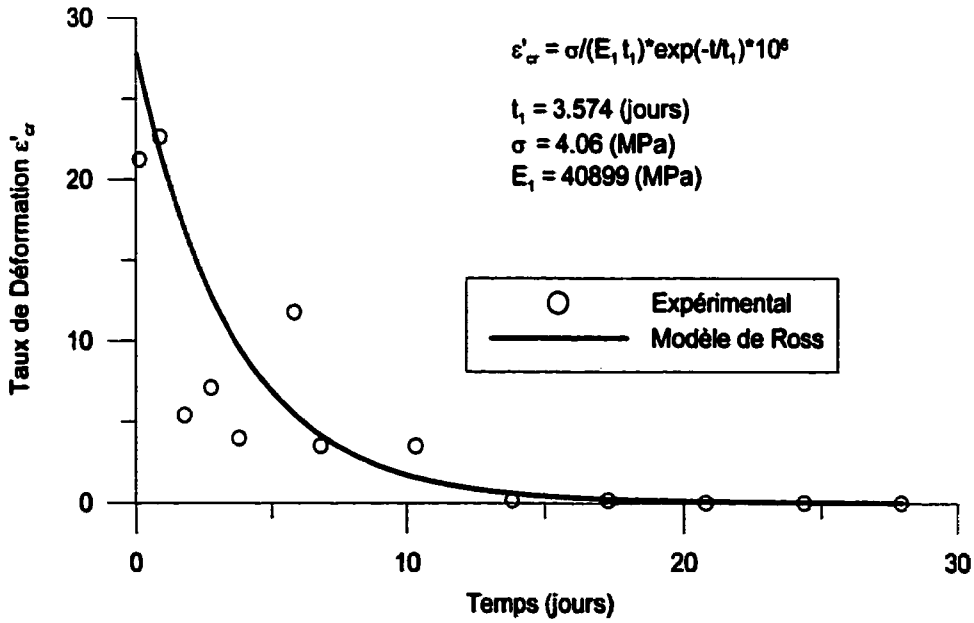
a) Régression sur la déformation de fluage



ESSAI 4

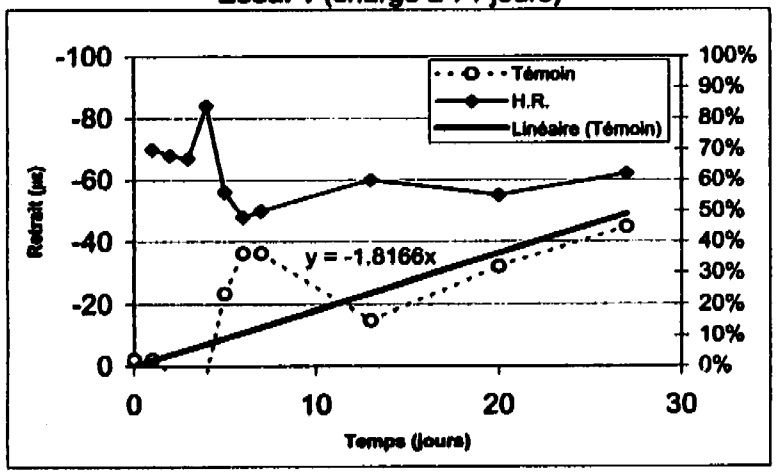


a) Régression sur la déformation de fluage

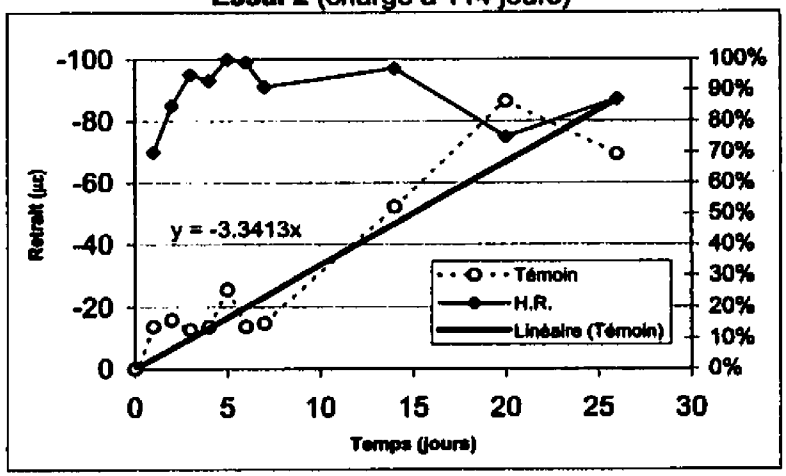


Retrait: Déformation VS Temps (Régression linéaire passant par l'origine sur témoins de fluage)

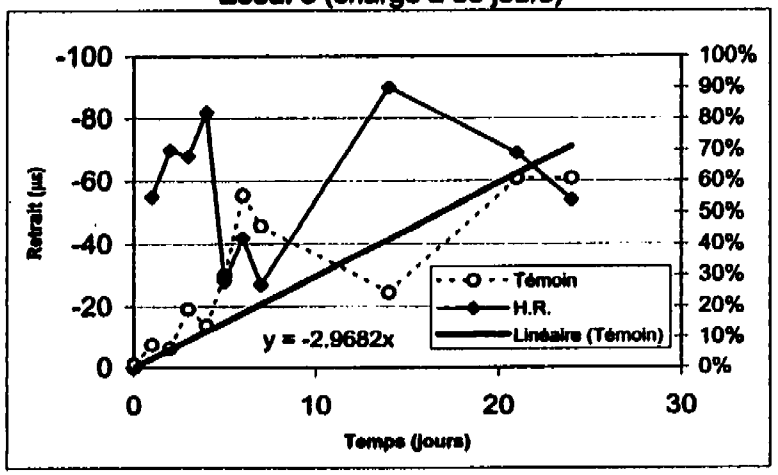
Essai 1 (chargé à 71 jours)



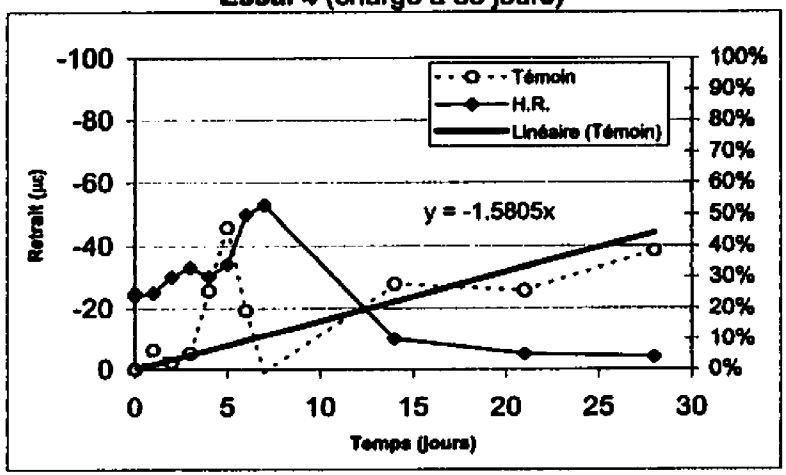
Essai 2 (chargé à 114 jours)



Essai 3 (chargé à 56 jours)



Essai 4 (chargé à 83 jours)



ANNEXE 7

EXEMPLES DE FICHIER D'ENTRÉE, ANSYS

```
c*****************************************************************************
c******************** CONSTRUCTION SPÉCIMEN 1 SANS COUPURE, ************************
c*****************************************************************************

/PREP7
ANTYPE,STATIC                    ! Analyse statique
ET,1,PLANE182                    ! Def. type d'element 1 (Plane stress) Béton
ET,2,LINK1                       !                     2 (Link) Barres
ET,3,BEAM3                       !                     3 (Poutre 2D) Profilés
MP,EX,1,32700                    ! Definition de materiau 1 (Ec) Béton
MP,NUXY,1,0.19                   !                          (u) Béton
MP,ALPX,1,1e-5                   !                          (alpha) Béton
MP,REFT,1,100,                   !                          (temp zéro) Béton
MP,EX,2,202000,                  !                       2 (Es) Acier
TB,CREEP,1,,,3,                  ! Activation de l'eq 3 de fluage implicite (Mat 1)
TBDATA,1,1.910E-5,1,0,0,0.1104,  ! Valeur des constantes du modèle de fluage
TUNIF,1,                         ! Température uniforme à 100 deg. c.

                                 ! Construction du modèle

KEYOPT,1,3,3                     ! Option KT 1 (Plain stress avec épaisseur)

R,1,250,                         ! Constante 1 (épaisseur)
R,2,1045.2,1449e-6               !           2 (Ab, eCh)  début de coupure
R,3,1045.2,1479e-6               !           3 (Ab, eCh)
R,4,12300,333e6                  !           4 (A, Izz)

NERANG,1,999999,1,
NREAD,noeuds,txt,                ! Lecture du fichier de noeuds
ERRANG,1,999999,1,
EREAD,element3,txt,              ! Lecture du fichier d'elements

D,1,UY,0,                        ! Réaction verticale (UY=0) noeud 1

D,1418,UX,0                      ! Plan de symétrie (UX=0) en X=0
D,1417,UX,0
D,1414,UX,0
D,1413,UX,0
D,1410,UX,0
D,1409,UX,0
D,1406,UX,0
D,1405,UX,0
D,1402,UX,0
D,1401,UX,0
D,1398,UX,0
D,1397,UX,0
D,1394,UX,0
D,1393,UX,0
D,1390,UX,0
D,1389,UX,0
D,1386,UX,0
D,1385,UX,0
D,1382,UX,0
D,1381,UX,0
D,1378,UX,0
D,1377,UX,0
D,1374,UX,0
D,1373,UX,0
D,5,UX,0

D,2001,UX,0                       ! Noeuds fixes à l'axe de sym. pour barres
D,2004,UX,0

/COLOR,OUTL,WHITE                 ! Couleurs d'affichage
/COLOR,ELEM,BLUE
/REPLOT
EPLOT

BFUNIF,TEMP,100                   ! Température uniforme non nulle (fluage)
NSC,1                             ! Charge const. sur l'interval de chargement
FINISH
```

```
c*****************************************************************************
c***************************** Construction du modèle ****************************
c*****************************************************************************

KEYW,PR_STRUC,1                    ! Preference structure

/INPUT,Construction-P1,log,.\Input\,, 0

/PREP7

EDELE, 1                           ! Suppression des éléments de la coupure
EDELE, 2
EDELE, 3
EDELE, 148
EDELE, 149
EDELE, 150
EDELE, 151
EDELE, 152

FINISH

c*****************************************************************************
c*********************************** Solution ********************************
c*****************************************************************************

                        ! CONDITIONS INITIALES (t=0)

/SOLU
RATE, OFF                          ! Fluage implicite inactif
TIME, 1e-8                         ! Temps initial très faible (t0)
OUTRES,ALL,1                       ! Sauvegarde tous les résult. à tous les pas
SOLVE

                        ! INTÉGRATION DANS LE TEMPS

/INPUT,Solution-Fluage_Retrait1,log,.\Input\,, 3   ! Voir fichier .log

c*****************************************************************************
c************************** post-processeur VS temps *****************************
c*****************************************************************************

/INPUT,P1-Post26,log,.\Input\,, 0

c**** FINISH
```

```
c*****************************************************************************
c********************** Commandes de solutions de fluage ************************
c*****************************************************************************

                          ! INTÉGRATION DANS LE TEMPS

RATE, ON                                  ! Fluage implicite activé
TIME,30                                   ! Analyse sur 30 jours
ESEL,NONE                                 ! Déselectionner tout
ESEL,S,MAT,,1                             ! Sélectionner elements de béton
BFE,ALL,TEMP,1,94.5, , ,                  ! Appliquer température
SOLCONTROL, 1                             ! Controle automatique de la solution
CUTCONTROL, CRPLIM, 0.01, 1               ! Critère de fluage implicite limite (1%)
c**** !DELTIM, (1/240), ,(1/3), 1         ! Pas d'intégration (init, min, max)
c**** !NSUBST, 90                         ! Nombre de pas d'intégration
KBC,0                                     ! Force constante sur l'interval de chargement
AUTOS,1                                   ! Ajustement automatique du pas d'intégration
OUTRES,ALL,-15                            ! Sauvegarde max. N résult. de pas constant
ESEL,ALL                                  ! Selectionner tout
SOLVE
FINISH

c*****************************************************************************
```