PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Déformations différées des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place
Auteur: Author:	Marie-Claude Michaud
Date:	1998
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Michaud, M.-C. (1998). Déformations différées des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/8632/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/8632/
Directeurs de recherche: Advisors:	Bruno Massicotte
Programme: Program:	Non spécifié

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

INFORMATION TO USERS

This manuscript has been reproduced from the microfilm master. UMI films the text directly from the original or copy submitted. Thus, some thesis and dissertation copies are in typewriter face, while others may be from any type of computer printer.

The quality of this reproduction is dependent upon the quality of the copy submitted. Broken or indistinct print, colored or poor quality illustrations and photographs, print bleedthrough, substandard margins, and improper alignment can adversely affect reproduction.

In the unlikely event that the author did not send UMI a complete manuscript and there are missing pages, these will be noted. Also, if unauthorized copyright material had to be removed, a note will indicate the deletion.

Oversize materials (e.g., maps, drawings, charts) are reproduced by sectioning the original, beginning at the upper left-hand corner and continuing from left to right in equal sections with small overlaps.

Photographs included in the original manuscript have been reproduced xerographically in this copy. Higher quality 6" x 9" black and white photographic prints are available for any photographs or illustrations appearing in this copy for an additional charge. Contact UMI directly to order.

Bell & Howell Information and Learning
300 North Zeeb Road, Ann Arbor, MI 48106-1346 USA

UMI®
800-521-0600

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES DES PONTS FAITS DE POUTRES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON PRÉCONTRAINT AVEC DALLE COULÉE EN PLACE

MARIE-CLAUDE MICHAUD
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

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

DÉCEMBRE 1998

© Marie-Claude Michaud, 1998

National Library of Canada
Acquisitions and Bibliographic Services
395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale du Canada
Acquisitions et services bibliographiques
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.

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 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.

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.

0-612-42917-2

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES DES PONTS FAITS DE POUTRES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON PRÉCONTRAINT AVEC DALLE COULÉE EN PLACE

présenté par: MICHAUD Marie-Claude

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

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

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et directeur de recherche

Mme BASTIEN Josée, Ph.D., membre et codirectrice de recherche

M. DESGAGNÉ Gérard, M.Sc., membre

DÉDICACE

À mon père,

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche, M. Bruno Massicotte, professeur agrégé à l'École Polytechnique, pour la confiance qu'il m'a accordée et pour son support moral et financier tout au cours de ce projet. Je voudrais également remercier Mme Josée Bastien, professeur adjoint à l'Université Laval et codirectrice de ce projet de recherche. Mme Bastien m'a toujours appuyée dans mes démarches et c'est grâce à elle si j'ai développé le goût de la recherche.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin au projet du pont de la Rivière des Fèves, en espérant ne pas en oublier ; du Ministère des Transports du Québec: MM. Marc Savard, Gérard Desgagné et Gordon McKinnon; de l'École Polytechnique: MM. Gérard Degrange, Patrice Bélanger, Denis Fortier, Stéphane Aubé et Patrice Normandin ainsi que M. Stéphane Tremblay de l'IREQ.

Des remerciements particuliers sont adressés à M. Bart Mossor pour sa collaboration plus que précieuse durant toute la phase expérimentale in situ de ce projet ainsi qu'à mon copain, Olivier Gaillet, d'abord pour son soutien moral mais aussi pour son aide technique tout au cours de ce projet.

Finalement, je voudrais aussi remercier le Ministère des Transports du Québec, le CRSNG et le Fonds FCAR pour leur support financier ainsi que les entreprises Bétons Préfabriqués du Lac et Grandmont et fils pour leur coopération lors de l'instrumentation.

RÉSUMÉ

Des observations ont révélé que les mouvements des joints de tablier de certains ponts ne s'accordaient pas avec les mouvements théoriques, en particulier pour les ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place. Il semblerait que l'ouverture prévue de ces joints soit plus grande que celle requise. Les joints de tablier sont des dispositifs qui se détériorent rapidement et les coûts associés à leur surdimensionnement peuvent être très importants. D'un autre côté, la conception de ponts sans joints de tablier et de ponts à culées intégrales, nécessite la prise en compte des efforts induits par les effets différés dans le design de la superstructure et des culées de ponts. Étant donné l'importance de prédire correctement les phénomènes différés se produisant dans ces types de pont, le Ministère des Transports du Québec a mandaté l'École Polytechnique de Montréal pour réviser les méthodes de conception entourant cette question.

En plus des mouvements induits par les charges vives et les effets de température, les joints de tablier sont conçus pour reprendre les mouvements causés par le fluage et le retrait. Afin d'évaluer l'amplitude de ces phénomènes ainsi que leur variation dans le temps, un nouveau pont fait de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place a été instrumenté pour une période de 18 mois. Les mesures in situ comprennent essentiellement les déformations internes et externes de la superstructure, la distribution de température dans deux poutres et dans la dalle, la flèche au centre de l'unique travée du pont ainsi que les déplacements axiaux de cette travée. Parallèlement au programme in situ, des essais de retrait et de fluage sur des spécimens faits avec le béton des poutres et de la dalle ont été réalisés. Ces essais d'une durée d'une année ont été réalisés dans un environnement contrôlé. Ensuite, un logiciel d'analyse tenant compte des effets différés a été utilisé pour valider les résultats expérimentaux in situ. Ce même logiciel a aussi été utilisé pour évaluer l'amplitude des contraintes induites par ces effets dans les ponts à travées semi-continues et à culées

intégrales du même type. Finalement, une méthode révisée pour le calcul des joints de tablier a été proposée.

Les résultats en laboratoire et in situ ont donné lieu à des conclusions différentes. Ainsi, les résultats de laboratoire ont montré qu'aucune méthode réglementaire prédisant les déformations de fluage, de retrait ou élastiques n'était totalement appropriée. Cependant, des prédictions adéquates peuvent être obtenues en combinant quelques-unes des ces méthodes. Ainsi, les déformations de fluage sont bien prédites par la méthode du CHBDC (1998) alors que celles de retrait le sont mieux par l'AASHTO (1994) ou le ACI (1992). Pour leur part, les résultats in situ ont indiqué que les déformations de fluage sont bien prédites par la méthode du ACI (1992) et que la méthode du CHBDC (1998) surestime considérablement les résultats. Il semble donc que la calibration d'équations de fluage basée sur des résultats en laboratoire n'ait pas reproduit exactement les conditions réelles, en particulier à cause de l'âge au chargement et de l'humidité relative ambiante. Par contre, les deux volets du programme expérimental ont montré que l'équation de l'A23.3 (1994) concernant le module élastique était appropriée de même que celle du ACI (1992) en ce qui concerne les prédictions de retrait.

Pour leur part, les analyses à l'aide de CPF98 ont démontré que le choix de la méthode réglementaire pour prédire le retrait et le fluage a peu d'importance pour le design des joints de tablier, l'écart entre les résultats étant minime. Par contre, il en est tout autrement pour l'évaluation de la flèche et des efforts induits lorsque les déformations de fluage et de retrait sont empêchées. Il peut y avoir une différence de 50% entre les diverses méthodes. Enfin, les analyses avec CPF98 ont permis de montrer que les méthodes manuelles, actuellement utilisées par le Ministère des Transports du Québec, servant au calcul des joints de tablier et des efforts induits par le fluage et le retrait, ne sont pas tout à fait adéquates.

ABSTRACT

Field observations of bridges made of precast prestressed-concrete girders with cast-in-place slab have indicated that joint movements were noticeably less than those anticipated. Joints are often a source of material deterioration and the costs associated with overdesigned joints can be significant, both at construction and due to maintenance. On the other hand, with the increasing popularity of jointless or integral abutment bridges, forces induced by time-dependent effects must be included in the design of the bridge superstructure and abutments. Due to the importance of predicting adequately the phenomena associated with time-dependent effects in concrete bridges, Quebec Ministry of Transportation mandated Ecole Polytechnique de Montreal to revise current design specifications related to this issue.

In addition to traffic and temperature effects induced movements, expansion joints are designed to accommodate movements caused by creep and shrinkage. To evaluate the magnitude of these phenomena and their variation in time, a new bridge made of precast prestressed-concrete girders with a cast-in-place slab was instrumented and monitored for one and a half year. Field measurements included temperature distributions in two girders and in the slab, strain variations within and on concrete, strains in one prestressing tendon, bridge deflections and axial displacements. In parallel to the field monitoring program, creep tests and shrinkage measurements on specimens made with the girder and slab concrete were carried out for one year under controlled environment. Later on, a computer program taking into account the time-dependent effects was used to analyse the bridge and compare the results with the field experimental data. This program has also been used to evaluate the amplitude of the stresses caused by these time-dependent effects in continuous and integral abutment bridges. At the end, a revised method was suggested for expansion joint design.

Field and laboratory test series indicated different results for creep and shrinkage. Laboratory results have shown that none of the standard methods for predicting elastic, creep or shrinkage deformations is fully appropriate. However, satisfactory predictions are obtained by combining some of these methods. Hence, creep strains are well predicted by the CHBDC (1998) method while AASHTO (1994) or ACI (1992) predictions for shrinkage were found to be adequate. On the other hand, field results have shown that the creep strains were well predicted by ACI (1992) whereas the CHBDC (1998) method was considerably overestimating these values. Based on the field measurements, it appears that the calibration of the creep equation based on laboratory results is not appropriate. Differences in relative humidity and the age at first loading might explain the discrepancy. On the other hand, both experimental programs indicated that the equation of A23.3 (1994) is appropriate for prediction of elastic modulus as well as ACI (1992) is adequate for prediction of shrinkage strains.

From another point of view, analysis performed using the CPF98 program have proved that the choice of a standard method for predicting both creep and shrinkage had very little influence on the expansion joints design, the differences between the results being very small. The influence of the method used to estimate the deflection and the induced stresses in a bridge where creep and shrinkage deformations are restrained is much more important: a difference of 50% can occur between various methods. At last, CPF98 analysis have demonstrated that the manual methods, presently used by the Ministry of Transportation of Quebec, for designing expansion joints and computing creep and shrinkage induced stresses are not fully appropriate.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE ..... **IV**

REMERCIEMENTS ..... **V**

RÉSUMÉ ..... **VI**

ABSTRACT ..... **VIII**

TABLE DES MATIÈRES ..... **X**

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

LISTE DES FIGURES ..... **XXI**

LISTE DES ANNEXES ..... **XXVII**

LISTE DES SYMBOLES ..... **XXVIII**

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION **1**

1.1 LE BÉTON COMME MATÉRIAU STRUCTURAL 1

1.2 PARTICULARITÉ DU BÉTON 3

1.3 PROBLÉMATIQUE 5

1.4 PORTÉE DE L'ÉTUDE 7

1.5 CONTENU DU MÉMOIRE 10

CHAPITRE 2 : COMPORTEMENT DIFFÉRÉ DU BÉTON **13**

2.1 DÉFORMATION DANS LE BÉTON 13

2.2 RETRAIT DU BÉTON 16

2.2.1 Généralités....16
2.2.2 Mécanismes et causes....18
2.2.3 Facteurs influençant le retrait....20
2.2.4 Effet du retrait sur les structures en général....21
2.3 FLUAGE DU BÉTON....23
2.3.1 Généralités....23
2.3.2 Mécanismes et causes....28
2.3.3 Facteurs influençant le fluage....30
2.3.4 Relaxation du béton....32
2.3.5 Effet du fluage sur les structures en général....33
2.4 DÉFINITIONS DE TERMES COURANTS....34
2.4.1 Fluage spécifique....35
2.4.2 Fonction de fluage....35
2.4.3 Coefficient de fluage....35
2.5 PRÉDICTION DU RETRAIT ET DU FLUAGE PAR DES MÉTHODES EXPÉRIMENTALES....36
2.5.1 Généralités....36
2.5.2 Expressions de fluage et de retrait....37
2.5.3 Durée d'expérimentation requise....42
2.5.4 Prédiction du fluage et du retrait à partir d'essais à court terme (28 jours)....44
2.5.4.1 Méthode de Neville et al.(1983)....44
2.5.4.2 Méthode de Rasko et al.(1996)....48
2.6 PRÉDICTION DU RETRAIT ET DU FLUAGE PAR DES MÉTHODES RÉGLEMENTAIRES....51

2.6.1 Généralités 51

2.6.2 CEB-FIP, 1970 54

2.6.3 CEB-FIP, 1978 58

2.6.4 CEB-FIP, 1990 67

2.6.5 ACI, 1992 72

2.6.6 AASHTO, 1994 79

2.6.7 CHBDC, 1998 82

2.6.8 Sensibilité des méthodes 83

2.7 PRÉDICTION DU RETRAIT ET DU FLUAGE PAR DES MODÈLES RHÉOLOGIQUES 93

2.8 PRÉDICTION DE LA RÉSISTANCE EN COMPRESSION ET DU MODULE D'ÉLASTICITÉ PAR DES MODÈLES RÉGLEMENTAIRES. 94

2.8.1 CEB-FIP, 1978 95

2.8.2 CEB-FIP, 1990 96

2.8.3 ACI, 1992 98

2.8.4 AASHTO, 1994 99

2.8.5 CHBDC, 1998 99

2.8.6 CSA-A23.3, 1994 100

CHAPITRE 3 : PROGRAMME EXPÉRIMENTAL IN SITU 101

3.1 OBJECTIFS 101

3.2 DESCRIPTION DU PONT INSTRUMENTÉ 102

3.3 CHOIX DES INSTRUMENTS DE MESURES 105

3.3.1 Mesures de déformations 107

3.3.2 Mesures de déplacements 111

3.3.3 Mesures de température 113

3.3.4 Système d'acquisition de données 113

3.4 LOCALISATION DES INSTRUMENTS DE MESURES 114

3.5 PROCÉDURE D'INSTRUMENTATION 121

3.6 FRÉQUENCE DES LECTURES 124

3.7 CONTRETEMPS DANS L'INSTRUMENTATION IN SITU 124

3.8 CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX 126

3.9 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX 127

3.9.1 Lecture des instruments de mesure de déformations 128

3.9.2 Lectures des instruments de mesure de température 134

3.9.3 Effets thermiques 136

3.9.4 Coefficient de dilatation thermique 148

3.9.5 Déformation au centre de gravité et courbure de la poutre mesurées par les CVN 154

3.9.6 Déformation au centre de gravité et courbure de la poutre mesurées par les CVS 162

3.9.7 Dissociation des effets de retrait et de fluage 166

3.9.8 Déformations d'un toron 170

3.9.9 Flèche 174

3.9.10 Déplacement relatif entre la culée et la poutre 177

3.10 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 180

CHAPITRE 4 : PROGRAMME EXPÉRIMENTAL EN LABORATOIRE.....183

4.1 OBJECTIFS.....183

4.2 ESSAIS DE FLUAGE ET DE RETRAIT.....184

4.2.1 Cellule de fluage et taille des spécimens.....185

4.2.2 Mesures des déformations.....188

4.2.3 Salle de fluage et système de contrôle de l'environnement ambiant.....189

4.2.4 Spécimens.....191

4.2.5 Procédures d'essai.....194

4.3 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS.....197

4.3.1 Déformations des spécimens témoins et chargés.....197

4.3.1.1 Déformations de fluage des spécimens soumis à une contrainte constante.....208

4.3.2 Déformations de fluage des spécimens soumis à une contrainte variable.218

4.3.3 Comparaison des essais de fluage avec les modèles prédictifs réglementaires.....219

4.3.4 Comparaison des essais de retrait avec les modèles prédictifs réglementaires.....224

4.3.5 Comparaison des essais de fluage sous contrainte constante avec les modèles prédictifs à 28 jours.....229

4.3.6 Comparaison des essais de retrait avec les modèles prédictifs à 28 jours.232

4.3.7 Essais de compression simple et de module d'élasticité.....234

4.3.8 Comparaison des essais de compression simple et de module d'élasticité avec les modèles prédictifs réglementaires 236

4.4 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 239

4.4.1 Essais expérimentaux 239

4.4.2 Prédictions de fluage et de retrait 240

4.4.3 Prédictions de la résistance à la compression et du module d'élasticité 242

CHAPITRE 5 : ANALYSE STRUCTURALE DU PONT DE LA RIVIÈRE DES FÈVES 243

5.1 GÉNÉRALITÉS 243

5.2 MÉTHODE D'ANALYSE 245

5.3 MODÉLISATION DU PONT DE LA RIVIÈRE DES FÈVES 248

5.3.1 Structure 249

5.3.2 Sections 250

5.3.3 Aciers de précontrainte et d'armature 252

5.3.4 Propriétés des matériaux 254

5.3.5 Étapes de construction et intervalles de temps 256

5.3.6 Phénomènes différés 259

5.4 VALIDATION DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX 260

5.4.1 Prédictions réglementaires de la déformation au centre de gravité et de la courbure vs résultats expérimentaux 261

5.4.2 Détermination de la loi de module élastique correspondant aux résultats expérimentaux 265

5.4.3 Détermination des lois de fluage et retrait correspondant aux résultats expérimentaux 266

5.4.4 Prédictions réglementaires de la flèche au centre vs flèche expérimentale 272

5.4.5 Prédictions réglementaires du mouvement longitudinal à l'appui mobile. 275

5.5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 276

CHAPITRE 6 : RÉVISION DES CRITÈRES DE CONCEPTION ENTOURANT LES PHÉNOMÈNES DIFFÉRÉS 279

6.1 ANALYSE STRUCTURALE DE DEUX TYPES DE PONT À L'AIDE DE CPF98 280

6.1.1 Pont à deux travées semi-continues 281

6.1.1.1 Modèle CPF98 281

6.1.1.2 Résultats de l'analyse 283

6.1.2 Pont à culées intégrales 288

6.1.2.1 Modèle CPF98 290

6.1.2.2 Résultats de l'analyse 292

6.2 ÉVALUATION DE LA MÉTHODE PROPOSÉE PAR LE PCA POUR DÉTERMINER LES EFFORTS INDUITS PAR LE RETRAIT ET LE FLUAGE 297

6.2.1 Description de la méthode manuelle PCA (1969) 297

6.2.2 Comparaison des résultats de CPF98 à ceux de la méthode PCA (1969) .. 301

6.3 PROPOSITION DE MODIFICATIONS À LA MÉTHODE ACTUELLE DE CALCUL DES MOUVEMENTS DANS LES JOINTS DE TABLIER DES PONTS FAITS DE POUTRES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON PRÉCONTRAINT AVEC UNE DALLE COULÉE EN PLACE 307

6.3.1 Calcul du mouvement dans le joint de tablier causé par les charges vives 308

6.3.2 Calcul du mouvement dans le joint de tablier causé par le retrait 310

6.3.3 Calcul du mouvement dans le joint de tablier causé par le fluage 312

6.3.4 Comparaison des calculs du mouvement dans le joint de tablier causé par le fluage et le retrait. 316

6.4 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 317

CHAPITRE 7 : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....320

7.1 RAPPEL DES OBJECTIFS.....320

7.2 CONCLUSIONS 321

7.3 RECOMMANDATIONS.....325

7.3.1 Programme expérimental in situ 325

7.3.2 Programme expérimental en laboratoire 327

7.3.3 Volet analytique 327

7.4 SUGGESTIONS POUR RECHERCHES FUTURES 328

BIBLIOGRAPHIE.....332

ANNEXES.....338

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Coefficients de fluage et de retrait du CEB-FIP, 1978 61

Tableau 2.2: Facteurs affectant le fluage et le retrait et variables considérées par l'ACI (1992) 78

Tableau 2.3: Coefficient k_{RH} pour l'humidité relative ambiante 81

Tableau 2.4:Description du béton de référence 84

Tableau 2.5: Coefficients α et β pour déterminer $f'_c(t)$, (ACI, 1992) 98

Tableau 3.1: Instrumentation in situ 118

Tableau 3.2: Paramètres nécessaires au calcul de T_m, ΔT, ε_{th0} et ψ_{th} 142

Tableau 3.3: Courbures et déformations au centre de gravité mesurées par les CVN à différents instants 156

Tableau 3.4: Courbure et déformation au centre de gravité mesurées par les CVS à différents instants 163

Tableau 3.5: Déformations mesurées par la jauge Tensmeg 172

Tableau 3.6: Mesures de la flèche prisent avec le niveau 176

Tableau 4.1: Description des deux bétons étudiés 192

Tableau 4.2: Nombre de spécimens fabriqués pour les essais de fluage et de retrait 193

Tableau 4.3: Description des spécimens de fluage et de retrait 194

Tableau 4.4: Déformations totales des spécimens chargés à contrainte constante faits avec le béton de la poutre 198

Tableau 4.5: Déformations totales des spécimens témoins faits avec le béton de la poutre 199

Tableau 4.6: Déformations totales des spécimens chargés et témoins faits avec le béton de la dalle 200

Tableau 4.7: Déformations totales des spécimens chargés à contrainte variable faits avec le béton de la poutre 201

Tableau 4.8: Écart final entre les déformations totales mesurées sur les spécimens placés dans une cellule de fluage 205

Tableau 4.9: Écart final maximal entre les déformations totales mesurées sur les spécimens témoins 208

Tableau 4.10: Identification de la moyenne des spécimens 209

Tableau 4.11: Validation de l'hypothèse de proportionnalité entre l'amplitude du fluage et la charge appliquée 212

Tableau 4.12: Modules d'élasticité instantanés 218

Tableau 4.13: Retrait après un mois de séchage 228

Tableau 4.14: Résultats expérimentaux des essais de compression simple et de module d'élasticité 235

Tableau 4.15: Prédictions réglementaires de la résistance à la compression $f'_c(t)$ à partir de la résistance initiale $f'_c(t_0)$ des trois types de béton 237

Tableau 4.16: Prédictions réglementaires du module d'élasticité des deux type de béton 238

Tableau 5.1: Épaisseurs fictives de la section du pont de la Rivière des Fèves 256

Tableau 5.2: Événements considérés et intervalles de temps 257

Tableau 5.3: Modèles réglementaires inclus dans CPF98 259

Tableau 5.4: Validation du module élastique.....266

Tableau 5.5: Prédictions réglementaires de la flèche au centre 274

Tableau 6.1: Mouvement du joint causé par le retrait et le fluage.....288

Tableau 6.2: Rigidité des ressorts utilisés dans le modèle CPF98.....292

Tableau 6.3: Mouvement du joint causé par le retrait et le fluage.....297

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Courbe de déformation de retrait du béton en fonction du temps 19

Figure 2.2: Courbe déformation vs temps typique d'un matériau sujet à du fluage..... 23

Figure 2.3: Courbe déformation vs du temps typique du béton..... 26

Figure 2.4: Décomposition de la déformation différée 27

Figure 2.5: Courbe typique de relaxation des contraintes sous une déformation constante 32

Figure 2.6: Précision de la prédiction de fluage à partir de tests à court terme 44

Figure 2.7: Courbes de prédiction de fluage du CEB-FIP, 1970 56

Figure 2.8:Courbes de prédiction de retrait du CEB-FIP, 1970..... 59

Figure 2.9:Courbes de prédiction de fluage du CEB-FIP, 1978 62

Figure 2.10: Courbes de prédiction de retrait du CEB-FIP, 1978..... 66

Figure 2.11: Moyenne annuelle de l'humidité relative ambiante en Amérique du Nord (tirée de AASHTO (1994)) 81

Figure 2.12: Sensibilité du coefficient de fluage à l'humidité relative ambiante 85

Figure 2.13: Sensibilité du coefficient de fluage à la température ambiante 86

Figure 2.14: Sensibilité du coefficient de fluage au ratio *V/S*..... 86

Figure 2.15: Sensibilité du coefficient de fluage à la résistance à la compression 87

Figure 2.16: Sensibilité du coefficient de fluage à l'âge au chargement..... 87

Figure 2.17: Sensibilité du coefficient de fluage aux types de ciment et de cure 88

Figure 2.18: Sensibilité du retrait à l'humidité relative ambiante 88

Figure 2.19: Sensibilité du retrait à la température ambiante 89

Figure 2.20: Sensibilité du retrait au ratio *V/S* 89

Figure 2.21: Sensibilité du retrait à la résistance à la compression 90

Figure 2.22: Sensibilité du retrait aux types de ciment et de cure 90

Figure 3.1: Vue en élévation du pont de la rivière des Fèves 103

Figure 3.2: Coupe transversale du pont de la rivière des Fèves 104

Figure 3.3: Dimensions d'une poutre AASHTO de type V 105

Figure 3.4: Patron et profil des câbles de précontrainte 106

Figure 3.5:Cordes vibrantes de type C110 et SC2 108

Figure 3.6: Localisation et numérotation des témoins sonores 117

Figure 3.7: Localisation et numérotation des repères mécaniques 117

Figure 3.8: Localisation des thermocouples 119

Figure 3.9: Numérotation des thermocouples 120

Figure 3.10: Câblage de la poutre P2 122

Figure 3.11: Emplacement du système d'acquisition de données 123

Figure 3.12: Déformations longitudinales mesurées par les CVN 130

Figure 3.13: Déformations longitudinales mesurées par les CVS au niveau des semelles supérieure et inférieure 130

Figure 3.14: Déformations longitudinales mesurées par les CVS au niveau de l'âme 132

Figure 3.15: Déformations transversales mesurées par les CVN et CVS 134

Figure 3.16: Composantes d'un gradient thermique non linéaire pour une section de géométrie quelconque 138

Figure 3.17: Distribution verticale de la température de la poutre P2 141

Figure 3.18: Température moyenne de la poutre P2 143

Figure 3.19: Gradient de température vertical de la poutre P2 144

Figure 3.20: Déformation axiale du pont causée par les effets thermiques 145

Figure 3.21: Courbure du pont causée par les effets thermiques 147

Figure 3.22: Coefficient de dilatation thermique du béton de la poutre et de la dalle ... 154

Figure 3.23: Courbure brute mesurée par les CVN 157

Figure 3.24: Courbure mesurée par les CVN et corrigée des effets de température 158

Figure 3.25: Déformation au centre de gravité mesurée par les CVN 158

Figure 3.26: Courbure brute mesurée par les CVS 164

Figure 3.27: Courbure mesurée par les CVS et corrigée des effets de température 164

Figure 3.28: Déformation au centre de gravité mesurée par les CVS 165

Figure 3.29: Déformation d'un toron mesurée par la jauge Tensmeg 172

Figure 3.30: Flèche mesurée avec le niveau 176

Figure 3.31: Déplacement relatif entre la culée Sud et la poutre mesuré par le potentiomètre 177

Figure 3.32: Déformations au centre de gravité de la poutre P2 mesurées par les CVN 179

Figure 4.1: Cellule de fluage hydraulique 186

Figure 4.2: Cellule de fluage à ressort 187

Figure 4.3: Déformations totales des spécimens chargés à contrainte constante faits avec le béton de la poutre 202

Figure 4.4: Déformations totales des spécimens chargés à contrainte constante faits avec le béton de la dalle....202

Figure 4.5: Déformations totales des spécimens témoins faits avec le béton de la 203

Figure 4.6: Déformations totales des spécimens témoins faits avec le béton de la dalle203

Figure 4.7: Déformations totales des spécimens chargés à contrainte variable faits avec le béton de la poutre 204

Figure 4.8: Déformations de fluage des deux types de béton 210

Figure 4.9: Fonctions de fluage des deux types de béton 216

Figure 4.10: Coefficients de fluage des deux types de béton....216

Figure 4.11: Prédictions réglementaires des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure humide....221

Figure 4.12: Prédictions réglementaires des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur 222

Figure 4.13: Prédictions réglementaires des coefficients de fluage du béton de la dalle224

Figure 4.14: Prédictions réglementaires de la déformation de retrait du béton de la poutre ayant subi une cure humide....226

Figure 4.15: Prédictions réglementaires de la déformation de retrait du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur....227

Figure 4.16: Prédictions réglementaires de la déformation de retrait du béton de la dalle227

Figure 4.17: Prédictions, à partir d'essais à court terme, des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur 231

Figure 4.18: Prédictions, à partir d'essais à court terme, des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure humide 231

Figure 4.19: Prédictions, à partir d'essais à court terme, des coefficients de fluage du béton de la dalle 232

Figure 4.20: Prédictions, à partir d'essais à court terme, de la déformation de retrait du béton de la dalle 234

Figure 5.1:Modélisation du pont de la Rivière des Fèves 250

Figure 5.2: Modélisation de la section de pont de la Rivière des Fèves 252

Figure 5.3: Prédictions réglementaires de la déformation au centre de gravité au niveau des CVN 264

Figure 5.4: Prédictions réglementaires de la courbure au niveau des CVN 264

Figure 5.5: Validation de la déformation au centre de gravité mesurée par les CVN ... 268

Figure 5.6: Validation de la courbure mesurée par les CVN 268

Figure 5.7: Prédiction de la déformation au centre de gravité à long terme 271

Figure 5.8: Prédiction de la courbure à long terme au niveau des CVN 271

Figure 5.9: Prédictions réglementaires de la flèche au centre 273

Figure 5.10: Prédictions réglementaire du mouvement longitudinal au niveau du potentiomètre 276

Figure 6.1: Modèle CPF98 d'un pont à deux travées continues 282

Figure 6.2:Variation de la flèche à court terme au centre des travées 284

Figure 6.3: Variation de la flèche à long terme au centre des travées 284

Figure 6.4: Variation du moment à l'appui central 286

Figure 6.5: Variation de la contrainte à la fibre inférieure au centre des travées.....287

Figure 6.6: Connexion type entre le tablier et la culée d'un pont à culées intégrales....290

Figure 6.7: Modèle CPF98 d'un pont à culées intégrales 292

Figure 6.8: Variation de la flèche à court terme au centre de la travée.....294

Figure 6.9: Variation de la flèche à long terme au centre de la travée.....294

Figure 6.10: Variation du moment uniforme de la travée.....295

Figure 6.11: Variation de la contrainte à la fibre inférieure au centre de la travée.....296

Figure 6.12: Facteurs de moment de retenu 301

Figure 6.13: Comparaison des efforts déterminés à l'aide de CPF98 à la méthode manuelle du PCA (1969).....303

Figure 6.14: Influence de l'épaisseur fictive h_0 sur la prédiction du moment à l'appui central d'un pont à 2 travées continues 305

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A: Graphiques des mesures prises par les thermocouples 338

ANNEXE B: Calcul de l'épaisseur fictive (h_0) 345

ANNEXE C: Exemple d'un fichier d'entrée de CPF98 350

LISTE DES SYMBOLES

Les symboles et les abréviations utilisés dans ce mémoire sont divisés en deux catégories: alphabet latin et alphabet grec.

Alphabet latin

AASHTO : American Association of States Highways and Transportation Officials

ACI : American Concrete Institute

A_c : Aire de la section d'une membrure, (mm²)

A_d : Aire de la section de dalle, (mm²)

A_j : Aire de la partie j de la section d'une membrure, (mm²)

A_{te} : Allongement dû à la température, mm

C : Quantité de ciment, (kg/m³)

CEB-FIP : Comité Euro-International du Béton – Fédération Internationale de la Précontrainte

CHBDC : Canadian Highway Bridge Design Code

CV : Corde vibrante

CVN : Corde vibrante noyée

CVS : Corde vibrante de surface

d : Hauteur du tablier, (mm)

D : Maturité du béton, (jours)

D_f : Déplacement du point d'appui fixe sous l'action des forces de freinage, (mm)

D_r : Déformation due à la rotation du tablier par la surcharge de camion, (mm)

D_{sh} : Déformation due au retrait du béton du tablier, (mm)

D_c : Déformation due au fluage du béton du tablier, (mm)

E : Quantité d'eau, (kg/m³)

E_c : Module d'élasticité du béton, (MPa)

E_{cd} : Module élastique du béton de la dalle, (MPa)

$E_c(28)$: Module d'élasticité du béton à 28 jours, (MPa)

$E_c(t)$: Module d'élasticité du béton au temps t, (MPa)

$E_c(t_0)$: Module d'élasticité du béton au temps t_0, (MPa)

E_{ns} : Module d'élasticité de l'acier d'armature, (MPa)

E_{ps} : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte, (MPa)

$\overline{E_c(t,t_0)}$: Module effectif ajusté en fonction de l'âge, (MPa)

f'_c : Résistance en compression nominale, (MPa)

f_{ck} : Résistance caractéristique spécifiée à la compression, (MPa)

f_{cm} : Résistance moyenne du béton à la compression à 28 jours, (MPa)

f_{ct} : Résistance du béton à la traction, (MPa)

F_{pu} : Résistance ultime de l'acier de précontrainte, (MPa)

F_{py} : Limite élastique de l'acier de précontrainte, (MPa)

g : Quantité de granulats, (kg/m³)

h : Épaisseur moyenne et hauteur totale d'une section, (mm)

h_0 : Épaisseur fictive, (mm)

I_x : Inertie d'une section selon l'axe x, (mm^4)

I_y : Inertie d'une section selon l'axe y, (mm^4)

I_z : Inertie d'une section selon l'axe z, (mm^4)

j : Numéro d'une partie d'une section

$J(t,t_0)$: Fonction de fluage, (1/MPa)

k_1 : Coefficient pour l'humidité ambiante

$k_{1'}$: Coefficient pour l'humidité ambiante

k_2 : Coefficient pour l'âge du béton à l'application de la charge

k_3 : Coefficient pour la composition du béton

k_4 : Coefficient pour l'épaisseur fictive

$k_{4'}$: Coefficient pour l'épaisseur fictive

k_5 : Coefficient décrivant le développement du fluage dans le temps

k_f : Coefficient pour l'effet de la résistance du béton

k_{RH} : Coefficient pour l'humidité relative

k_{VS} : Coefficient pour le ratio volume/surface

L : Longueur du tablier soumise à la variation à partir d'un point fixe, (mm)

M : Coefficient d'erreur, (%)

M_r : Moment de retenu causé par le fluage et le retrait, (kN·m)

M_p : Moment de précontrainte à l'appui intermédiaire, (kN·m)

M_{DL} : Moment causé par les charges mortes à l'appui intermédiaire, (kN·m)

M_{sh} : Moment causé par le retrait différentiel à l'appui intermédiaire, (kN·m)

nC : Quantité de ciment non-hydraté, (kg/m³)

P : Force totale de précontrainte en service sur la section soumise à la précontrainte, (N)

P_t : Force totale de précontrainte immédiatement après le transfert, (N)

PCA : Portland Cement Association

PCI : Prestressed Concrete Institute

PTI : Post-Tensionning Institute

R_{te} : Raccourcissement dû à la température, (mm)

RH : Humidité relative du milieu ambiant, (%)

s : Affaissement, (mm)

S : Surface, (mm²)

t : Âge du béton au moment considéré, (d)

: Épaisseur de la dalle, (mm)

t_0 : Âge du béton au moment de la mise en charge, (d)

t_1 : Âge du béton au moment du changement de conditions limites, (d)

$t_{0,T}$: Âge du béton au chargement corrigé pour la température, (d)

t_{0a} : Âge ajusté du béton au chargement, (d)

t_a : Âge ajusté du béton au moment considéré, (d)

$t_{sh,0}$: Âge du béton au début du séchage, (d)

t_{sh1} : Âge du béton au moment de la coulée de la dalle, (d)

t_{sh} : Âge du béton à l'instant final considéré, (d)

Δt_m : Nombre de jours où la température journalière moyenne vaut T

T : Température, (°C)

T_j : Température de la partie j de la section, (°C)

$T_r\,(y)$: Champ de températures résiduelles selon l'axe y

ΔT : Variation de température, (°C)

ΔT_z : Gradient de température selon l'axe z, (°C)

TC : Thermocouple

$T_c(t)$: Fonction de temps du fluage

T_m : Température moyenne, (°C)

$T_{sh}(t)$: Fonction de temps du retrait

u : Périmètre de la section exposé à l'air ambiant, (mm)

V : Volume, (mm^3)

y_{cg} : Distance de la fibre inférieure de la section jusqu'à son centre de gravité, (mm)

y_j : Distance de la fibre inférieure de la section jusqu'au centre de gravité de la partie j, (mm)

y_{scomp} : Distance du centre de gravité de la section composite jusqu'au dessus de la poutre, (mm)

y_{sup} : Distance du centre de gravité de la section du tablier au dessus du joint, (mm)

Alphabet grec

α : Coefficient pour le type de ciment

α_{th} : Coefficient de dilatation thermique, (με/°C)

α_{thc} : Coefficient de dilatation thermique du béton, (με/°C)

α_{thj} : Coefficient de dilatation thermique de la partie *j* de la section, (με/°C)

α_{thg} : Coefficient de dilatation thermique d'un instrument de mesure, (με/°C)

α_{thps} : Coefficient de dilatation thermique de l'acier de précontrainte, (με/°C)

α_{thns} : Coefficient de dilatation thermique de l'acier d'armature, (με/°C)

β_a : Écoulement initial

β_c : Fonction décrivant le développement du fluage dans le temps

β_d : Fonction correspondant au développement dans le temps de la déformation élastique différée

β_f : Fonction correspondant au développement dans le temps de la plasticité

β_{sh} : Fonction décrivant le développement du retrait dans le temps

β_{shc} : Coefficient pour le type de ciment

$\chi(t,t_0)$: Coefficient de vieillissement

ε_c : Déformation de fluage, (με)

$\varepsilon_c(\infty)$: Fluage ultime, (με)

$\varepsilon_c(t,t_0)$: Fluage observé après le temps $(t-t_0)$, (με)

$\varepsilon'_c(t,t_0)$: Fluage prédit après le temps $(t-t_0)$, évalué par des tests à court terme, (με)

$\overline{\varepsilon_c}(t,t_0)$: Fluage moyen après le temps $(t-t_0)$, ($\mu\varepsilon$)

ε_{cp} : Fluage de la pâte de ciment, ($\mu\varepsilon$)

$\varepsilon_{csp}(t,t_0)$: Fluage spécifique, ($\mu\varepsilon$)

$\varepsilon_{el}(28)$: Déformation élastique à 28 jours, ($\mu\varepsilon$)

$\varepsilon_{el}(t_0)$: Déformation élastique instantanée, ($\mu\varepsilon$)

$\Delta\varepsilon_{el}(t)$: Variation de la déformation élastique au temps t, ($\mu\varepsilon$)

ε_{shd} : Déformation de retrait différentiel, ($\mu\varepsilon$)

ε_{sh} : Déformation de retrait, ($\mu\varepsilon$)

$\varepsilon_{sh}(\infty)$: Retrait ultime, ($\mu\varepsilon$)

$\varepsilon_{sh}(t,t_{sh.0})$: Retrait au temps t mesuré à partir du début du séchage $t_{sh.0}$, ($\mu\varepsilon$)

ε_{sh1} : Coefficient pour le milieu ambiant

ε_{sh2} : Coefficient pour l'épaisseur fictive

ε_{shb} : Coefficient de base du retrait

ε_t : Déformation totale du béton, ($\mu\varepsilon$)

ε_{th} : Déformation thermique, ($\mu\varepsilon$)

$\varepsilon_{thE}(y)$: Déformations mécaniques auto-équilibrées

ε_0 : Déformation axiale de la section à son centre de gravité, ($\mu\varepsilon$)

$\phi(t,t_0)$: Coefficient de fluage après le temps $(t-t_0)$

$\phi(\infty)$: Coefficient de fluage ultime

ϕ_d : Coefficient d'élasticité différée

ϕ_f : Coefficient de plasticité différée

ϕ_{f1} : Coefficient pour l'humidité ambiante

ϕ_{f2} : Coefficient pour l'épaisseur fictive

γ_c : Coefficient servant à déterminer le coefficient de fluage ultime ou

Masse volumique du béton, (kg/m³)

γ_C : Coefficient pour quantité de ciment

γ_h : Coefficient pour l'épaisseur moyenne ou pour le ratio volume/surface

γ_{la} : Coefficient pour l'âge du béton au chargement

γ_{RH} : Coefficient pour l'humidité relative ambiante

γ_s : Coefficient pour l'affaissement

γ_{sh} : Coefficient servant à déterminer le retrait ultime

γ_η : Coefficient pour la quantité d'air entraîné

γ_Ψ : Coefficient pour le pourcentage de granulats fins

η : Pourcentage d'air entraîné, (%)

λ : Coefficient pour le milieu ambiant

σ : Contrainte, (MPa)

$\Delta\sigma(t)$: Variation de contrainte au temps *t*, (MPa)

θ : Rotation du tablier sur l'appareil d'appui due à la surcharge de camion,

ψ : Courbure réelle de la section, (rad/mm)

Ψ : Pourcentage de granulats fins, (%)

CHAPITRE 1:

INTRODUCTION

Ce chapitre comporte un bref aperçu de l'utilisation du béton comme matériau structural et des particularités propres à ce matériau. Ensuite, la problématique entourant les phénomènes différés dans les ponts en béton est exposée, suivie de la portée de l'étude, à savoir les objectifs spécifiques du projet de même que la méthodologie adoptée. Finalement, la dernière partie de ce chapitre présente l'organisation de ce mémoire.

1.1 Le béton comme matériau structural

Le béton est utilisé comme matériau structural depuis déjà plusieurs siècles. Il a l'avantage d'être malléable, durable, résistant au feu et surtout économique. Il est très résistant et relativement ductile sous l'action de forces de compression; cependant, sa résistance en traction est faible, voire quasiment nulle, et sa rupture est fragile. Au tout début, son utilisation se limitait donc à la fabrication de pièces soumises à des efforts de compression pure comme des colonnes ou des arches.

Ensuite, vers le milieu du 19e siècle, le béton armé fit son apparition. Cette innovation consiste à introduire dans le béton des armatures d'acier aux endroits où celui-ci est susceptible d'être sollicité en traction. Le matériau devient alors hétérogène, le béton résistant aux efforts de compression alors que l'acier résiste aux efforts de

traction. Bien entendu, le béton qui entoure l'acier d'armature dans les zones tendues se fissure mais puisque l'acier reprend les efforts de traction, l'intégrité structurale de la pièce n'est pas détruite. Le béton à ces endroits agit plutôt comme support et protection pour l'acier d'armature. Les pièces ainsi construites sont ductiles et peuvent être utilisées pour résister à des efforts de flexion. Cette nouveauté fut d'une grande importance pour l'industrie de la construction. Le béton armé a dès lors commencé à être utilisé couramment pour la fabrication de dalles, de poutres, de réservoirs et de tuyaux.

Afin d'optimiser l'utilisation du béton armé, Eugène Freyssinet, au cours des années 30, conçut un tout nouveau type de béton armé: le béton précontraint. Le principe consiste à introduire des contraintes de compression permanentes, uniformes ou non, dans les zones où les charges externes causent des contraintes de traction (Picard, 1983). Le béton est donc utilisé de manière plus efficace puisque les zones de traction sont éliminées. Le matériau ainsi créé peut alors être considéré comme un matériau homogène si les charges appliquées ne dépassent pas la capacité du béton en traction ou en compression. En augmentant l'efficacité du béton, la précontrainte permet d'augmenter la portée des pièces tout en augmentant leur élancement.

La précontrainte est appliquée au béton en mettant en tension des aciers à haute résistance dans le béton. Cette mise en tension de l'acier peut se faire avant ou après la coulée du béton. La précontrainte peut donc être appliquée au béton de deux manières différentes, par prétension ou par post-tension de l'acier de précontrainte (Picard, 1983).

Puisque le béton armé peut se fissurer, il est donc plus sensible aux conditions environnementales pouvant provoquer la corrosion des armatures. Le béton précontraint devient donc un matériau de tout premier choix pour ces conditions. Ainsi, il est très employé pour les structures de ponts et viaducs, les stationnements ou les structures en mer. L'utilisation courante du béton précontraint est toutefois assez récente. Depuis environ le milieu des années soixante, le procédé est bien implanté, même qu'une majeure partie des pièces précontraintes est fabriquée en usine. Il s'agit alors du procédé de préfabrication. Cette façon de faire uniformise la qualité du produit fini ce qui le rend de bien meilleure qualité. Aujourd'hui, plus de 50% des nouveaux ponts construits au Québec sont en béton précontraint.

1.2 Particularité du béton

Le béton peut être considéré comme étant un matériau unique parmi les différents matériaux structuraux faits par l'homme. Il est le seul à subir d'importants changements physiques et chimiques tout au cours de sa vie ce qui fait qu'un bon nombre de ses caractéristiques mécaniques sont appelées à changer dans le temps. Parmi les plus importantes, il y a sa résistance et son module d'élasticité. De plus, le béton est un matériau qui est sujet à la température ambiante, au fluage, de même qu'au retrait. Ces deux derniers phénomènes viennent fortement influencer le comportement à long terme des ouvrages en béton.

Les structures, de façon générale, doivent être construites pour résister aux efforts pour lesquels elles ont été conçues tout en ayant un comportement en service qui soit adéquat. Il est donc important de pouvoir évaluer correctement la capacité des pièces structurales ainsi que les déformations qu'elles subiront et ce, tout au cours de la vie de l'ouvrage en question.

Dans les structures de béton, on doit être en mesure de prédire correctement le comportement du béton à court et à long terme. Ainsi, la connaissance de la résistance du béton et, dans une moindre mesure, de son module d'élasticité à tout moment dans le temps, permettra d'évaluer correctement la capacité de la structure de béton alors que la connaissance de l'évolution du retrait et du fluage aidera principalement à évaluer la déformation de l'ouvrage tout au cours de sa vie.

Plus particulièrement, dans les structures isostatiques, le fluage et le retrait auront comme effet de faire augmenter les flèches. Afin de garantir une bonne tenue en service, l'ingénieur doit être en mesure d'évaluer correctement ces paramètres. Dans le cas des structures hyperstatiques, où ces déformations ne sont pas libres de se produire, il survient alors une redistribution des contraintes. Afin de bien connaître la répartition des efforts et pour ne pas dépasser la capacité des pièces structurales, il faut évidemment évaluer ces effets correctement. En béton précontraint, le fluage et le retrait amèneront également des pertes de précontrainte qui peuvent s'avérer importantes.

Le fluage et le retrait peuvent affecter le design de certains éléments d'une structure. Par exemple, pour les structures de pont, la taille et l'ajustement de certaines composantes des appareils d'appui et des joints de tablier sont affectés par ces effets différés.

1.3 Problématique

Au Québec, il y a environ 700 ponts qui sont faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place et, depuis 1980, il s'en construit une dizaine par année. D'après les observations du Ministère des Transports du Québec (MTQ), il semble que les ouvertures théoriques des joints de tablier de ce type de pont ne s'accordent pas avec les mesures réelles faites sur ceux-ci, les joints de tablier ayant des ouvertures permises souvent plus grandes que requises. Il en résulte des coûts à court terme puisque les joints plus grands sont plus chers à l'achat. Ce phénomène amène également d'importants coûts à long terme car les joints permettant des ouvertures plus grandes ont tendance à se détériorer plus rapidement. Il faut donc les entretenir plus souvent et même les changer fréquemment.

Les mouvements des ponts devant être repris par les joints de tablier sont issus des déformations axiales et de la rotation des poutres causées par les déformations thermiques, le retrait, le fluage, les mouvements d'appuis et les charges vives. Les déformations de retrait, de fluage et thermiques sont intimement liées aux constituants utilisés dans la fabrication du béton ainsi qu'aux conditions environnementales. Ainsi les

valeurs suggérées dans les méthodes de calcul normalisées s'appliquent généralement à une large gamme de bétons utilisés à travers le pays ou même l'Amérique du Nord. Il n'est donc pas acquis que ces valeurs correspondent aux bétons utilisés au Québec et à ses conditions environnementales. Il faut donc déterminer si les propriétés rhéologiques des bétons utilisés pour la fabrication des ponts au Québec correspondent à celles proposées dans les normes.

Aussi, pour la conception des ponts en béton à travées semi-continues et des ponts à culées intégrales, il est primordial de prédire correctement les efforts induits par les déformations différées. S'il y a réellement une surestimation des mouvements de tabliers, on peut également supposer que les efforts à long terme qui leur sont associés puissent également être mal évalués. Inversement, si certains phénomènes sont sous-estimés, les efforts correspondants pourraient conduire à des comportements inadéquats des ouvrages.

Étant donné l'importance de prédire correctement les phénomènes différés se produisant dans les ponts en béton, le Ministère des Transports du Québec a mandaté l'École Polytechnique de Montréal pour réviser les méthodes de conception entourant cette question.

1.4 Portée de l'étude

L'objectif général du projet de recherche est de déterminer l'amplitude et la variation des déformations différées dans les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place construits au Québec.

Les objectifs spécifiques du projet sont les suivants:

1. La détermination des mouvements de tabliers induits par les déformations de retrait, de fluage et de température.
2. La validation des méthodes réglementaires prédisant les déformations de retrait et de fluage. À cette fin, il y a cinq méthodes qui ont été sélectionnées: celles proposées par le *Comité Euro-International du Béton et la Fédération Internationale de la Précontrainte* (CEB-FIP) en 1978 et en 1990, celles proposées par le *American Concrete Institute* (ACI) en 1992 et par le *American Association of States Highways and Transportation Officials* (AASHTO) en 1994, et finalement celle proposée dans la future norme canadienne des ponts, soit le *Canadian Highway Bridge Design Code* en 1998.
3. La révision des critères de conception entourant les phénomènes différés, plus particulièrement ceux concernant la conception des joints de tablier et ceux entourant l'évaluation des efforts induits par le retrait et le fluage dans les ponts à travées semi-continues et les ponts à culées intégrales.

Pour atteindre ces objectifs, le projet a été divisé en trois volets. Le premier volet, le programme expérimental in situ, consiste à prendre, entre autres, des mesures de déformations et de température à court et à long terme sur un pont fait de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place. Évidemment, il doit s'agir d'un pont nouvellement construit puisqu'il faut suivre ses déformations tout au cours de sa construction ainsi qu'en service. Pour l'occasion, le pont de la Rivière des Fèves, situé sur la route 138 entre les villes de Ste-Martine et d'Howick, a été identifié par le Ministère des Transports du Québec. Il s'agit d'un pont qui doit être entièrement reconstruit à cause de son haut niveau de dégradation. Les mesures in situ doivent être prisent pendant un minimum de douze mois pour avoir une bonne idée du comportement à long terme du pont. Cette étape du projet permettra de déterminer les mouvements de tabliers et les déformations induits par le fluage, le retrait et les effets thermiques.

Parallèlement au programme expérimental in situ, le deuxième volet de l'étude consiste en un programme expérimental en laboratoire. Celui-ci vise à déterminer les caractéristiques de fluage et de retrait du béton utilisé pour la construction du pont de la Rivière des Fèves. Des échantillons de béton prélevés lors de la fabrication des poutres précontraintes, ainsi que lors de la coulée de la dalle du pont, permettront de valider les méthodes de prédictions réglementaires de retrait et de fluage pour les bétons étudiés pour des conditions de laboratoire.

Finalement, lors du troisième volet, la portion analytique de l'étude sera réalisée. Les analyses structurales se feront au moyen du programme CPF créé par Elbadry (1988) dans le cadre de sa thèse de doctorat. Ce programme a montré sa grande flexibilité lors des analyses du pont de Grand-Mère effectuées par Rivest en 1993 pour son projet de maîtrise. Ce programme permet, entre autres, de modéliser les phénomènes variables dans le temps comme le fluage et le retrait. Certaines lois de fluage et de retrait sont déjà incluses dans ce programme. Toutefois, si on veut évaluer les différentes méthodes réglementaires, d'autres lois doivent être ajoutées. La version du programme mise à notre disposition ne possède pas une interface d'entrée ou de traitements de données conviviale telle qu'offerte dans les logiciels modernes. Cependant, le code FORTRAN complet de la version du programme est disponible, ce qui permet d'apporter les améliorations propres à notre application. Ainsi Massicotte et Michaud (1998) ont modifié le programme afin de lui donner plus de versatilité et de lui incorporer les nouvelles lois prédisant le comportement différé du béton.

Les analyses avec CPF permettront ainsi de comparer le comportement du pont instrumenté à celui prévu par les méthodes réglementaires. Diverses lois de fluage et de retrait pourront être mises en parallèle afin de déterminer celles qui modélisent le mieux le comportement du pont en question. Les résultats obtenus en laboratoire seront d'ailleurs à cette étape-ci très utiles. Il sera alors possible de déterminer si les lois de fluage déterminées en laboratoire peuvent bel et bien s'appliquer aux conditions réelles.

Suite à ces analyses structurales, on sera en mesure de procéder à la révision des critères de conception entourant les phénomènes différés. Ainsi, il sera possible de proposer une méthode de calcul améliorée pour les mouvements de tabliers. Cette proposition doit, autant que possible, s'apparenter aux méthodes de calcul existantes.

À la suite des analyses du pont de la Rivière des Fèves, il sera également possible d'effectuer d'autres analyses sur des ponts typiques ayant une géométrie similaire à ce dernier mais avec des conditions de support différentes. Pour évaluer les efforts induits par les phénomènes différés, il importe de faire des analyses sur des ponts hyperstatiques dans lesquels il y a redistribution des efforts internes lorsque ceux-ci sont soumis à du fluage et du retrait. Deux types de ponts sont étudiés: les ponts à travées semi-continues et les ponts à culées intégrales. Ces dernières analyses permettront de déterminer si les méthodes manuelles, actuellement utilisées par le Ministère des Transports du Québec, pour le calcul de la redistribution des efforts internes induits par le fluage et le retrait, sont valables.

1.5 Contenu du mémoire

Ce mémoire, incluant ce premier chapitre d'introduction, est divisé en sept chapitres. L'ensemble de ces chapitres présente les parties expérimentales, analytiques ainsi que la revue de la littérature se rattachant au projet de recherche.

Plus spécifiquement, le chapitre 2 se veut une revue d'ordre générale de la théorie concernant le retrait et le fluage et sur les différentes méthodes réglementaires disponibles pour prédire ces phénomènes. Entre autres, les cinq modèles prédictifs réglementaires énumérés précédemment sont présentés en détails.

Le chapitre 3 consiste essentiellement en la description détaillée de l'ensemble du programme expérimental in situ et en la présentation des résultats expérimentaux obtenus. Ce chapitre traite d'abord de la description du pont instrumenté, du choix des instruments de mesure et de leur localisation, de la fréquence des lectures, de certaines particularités de l'instrumentation et de la caractérisation des matériaux. Ensuite, ce chapitre est complété par la présentation de l'ensemble des résultats expérimentaux et des différentes hypothèses ayant servi à leur interprétation.

Pour sa part, le chapitre 4 est consacré au programme expérimental en laboratoire. En premier lieu, il traite de la description des différents essais réalisés en laboratoire, c'est-à-dire le type d'essais, le type de spécimens, la procédure d'exécution et de l'instrumentation. Ensuite, les résultats obtenus de ces essais sont présentés et analysés. Finalement, ils sont comparés, entre autres, aux méthodes réglementaires.

En ce qui concerne les analyses structurales du pont instrumenté, elles sont toutes présentées au chapitre 5. En effet, ce chapitre est entièrement dédié à la validation des résultats expérimentaux in situ à l'aide du logiciel d'analyse CPF98. Une brève

description du logiciel est d'abord faite, suivie du détail du modèle utilisé pour représenter le pont de la Rivière des Fèves. Ensuite, différents résultats expérimentaux dont principalement la déformation au centre de gravité et la courbure sont comparés aux résultats d'analyse de CPF98.

La révision des critères de conception entourant les phénomènes différés se trouve au chapitre 6. On y retrouve une proposition pour le calcul des mouvements de tablier de même que des analyses structurales faites sur un pont à travées semi-continues et un pont à culées intégrales. Les résultats de ces analyses servent à évaluer les efforts induits par les phénomènes différés dans les structures hyperstatiques. Ces efforts sont ensuite comparés à ceux déterminés manuellement à l'aide de la méthode suggérée par le *Portland Cement Association* (PCA) en 1969 et qui est actuellement utilisée par le Ministère des Transports du Québec.

La synthèse de tous ces chapitres se retrouve au chapitre 7. Un rappel des différentes conclusions et recommandations faites lors des chapitres précédents concernant les trois volets du projet de recherche y sont exposés. Par la suite, des conclusions d'ordre générale sont faites suivi de recommandations. Enfin, le sujet étant particulièrement complexe et cette étude étant loin de le couvrir complètement, des suggestions pour des recherches futures dans ce domaine sont également faites. Le mémoire est complété par une bibliographie et par les annexes utiles à sa compréhension.

CHAPITRE 2:

COMPORTEMENT DIFFÉRÉ DU BÉTON

Comme il a déjà été mentionné au chapitre 1, le béton est un matériau qui évolue dans le temps, c'est-à-dire qu'il subit des modifications chimiques et physiques en vieillissant. Certaines caractéristiques mécaniques sont donc appelées à se modifier au cours des années. Toutefois, ce qui caractérise principalement le béton vieillissant, c'est qu'il subit du retrait et du fluage tout au cours de sa vie. Ce chapitre se veut donc une revue générale de la théorie concernant essentiellement ces deux phénomènes alors qu'une attention toute particulière est portée sur la façon de les prédire.

2.1 Déformation dans le béton

Les déformations du béton peuvent être divisées en déformations dépendantes et indépendantes des contraintes. Les déformations dépendantes des contraintes comprennent les déformations élastiques et les déformations de fluage tandis que celles qui sont indépendantes des contraintes comprennent les déformations de retrait et les déformations thermiques. Parmi ces déformations, celles de fluage et de retrait sont des déformations différées, c'est-à-dire qu'elles sont fonction du temps.

La déformation totale d'un élément de béton peut donc s'exprimer comme suit :

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{el}(t_0) + \varepsilon_c + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{th} \qquad [2.1]$$

où,

ε_t = Déformation totale du béton

$\varepsilon_{el}(t_0)$ = Déformation élastique instantanée

ε_c = Déformation de fluage

ε_{sh} = Déformation de retrait

ε_{th} = Déformation thermique

Les déformations de fluage et de retrait sont considérées ici comme étant totalement indépendantes alors qu'en réalité, ce n'est pas tout à fait le cas; une nuance est apportée sur le sujet à la section 2.3.1. Il est néanmoins de pratique courante de considérer séparément ces deux types de déformations. La plupart, sinon à peu près toutes les publications sur le sujet procèdent ainsi pour des raisons de simplifications évidentes.

La déformation élastique instantanée est la déformation mécanique qui survient immédiatement après l'application de la contrainte au temps t_0. Pour un incrément de contrainte appliquée au temps t, le changement dans la déformation s'exprime comme suit :

$$\Delta\varepsilon_{el}(t) = \frac{\Delta\sigma(t)}{E_c(t)} \qquad [2.2]$$

où

$\Delta\varepsilon_{el}(t)$ = Variation de la déformation élastique au temps t

$\Delta\sigma(t)$ = Variation de contrainte au temps t

$E_c(t)$ = Module d'élasticité du béton au temps t

De cette équation, on observe que le module d'élasticité du béton est fonction de son âge. Il augmente très rapidement au début de la cure et ensuite progresse très lentement tout au long de la vie du béton. La déformation élastique provoquée par un incrément de contrainte au temps t est donc inférieure à celle causée par ce même incrément mais au temps t_0 (pour $t > t_0$). De plus, si la contrainte est enlevée après un certain intervalle de temps, le recouvrement sera inférieur à la déformation initiale. Le module d'élasticité est généralement exprimé en fonction de la résistance en compression nominale (f'_c).

Les déformations de fluage et de retrait sont le sujet essentiel de ce mémoire. Elles seront donc décrites plus en détails dans les sections suivantes.

Les déformations thermiques causées par une variation substantielle de température peuvent être considérables. Au Québec, les écarts thermiques sont très grands, soit de l'ordre de 70°C. Les variations de déformations causées par ces écarts doivent donc absolument être prises en compte. Les variations de déformations thermiques ($\Delta\varepsilon_{th}$) s'évaluent comme suit :

$$\Delta\varepsilon_{th} = \alpha_{th} \cdot \Delta T \qquad [2.3]$$

où

α_{th} = Coefficient de dilatation thermique ($°C^{-1}$)

ΔT = Variation de température (°C)

Le coefficient de dilatation thermique du béton varie selon divers facteurs dont principalement la composition du mélange, le type d'granulats et le type de cure. Sa valeur se situe entre $6,1\times10^{-6}$ °C^{-1} et $13,1\times10^{-6}$ °C^{-1} (Neville, 1996). En général, lorsque celui-ci n'est pas connu précisément, la valeur de 10×10^{-6} °C^{-1} est recommandée (CHBDC, 1996). Cependant, si l'on désire connaître une plage de mouvements thermiques, comme par exemple dans les ponts, il est recommandé d'utiliser une borne inférieure et supérieure de coefficient d'expansion thermique correspondant à $8,5\times10^{-6}$ °C^{-1} et $11,7\times10^{-6}$ °C^{-1} respectivement (ACI, 1992), ce qui correspond à une plage de variation de ±15% environ.

2.2 Retrait du béton

2.2.1 Généralités

Le retrait du béton peut se définir de façon générale comme étant une diminution de volume principalement causée par l'évaporation de l'eau libre contenue dans le béton et par l'hydratation dans le temps de ses constituants. Le phénomène opposé existe aussi : il s'agit du gonflement qui lui, provient uniquement de la saturation du béton en eau. Trois types de retrait se retrouvent dans le béton, à savoir les retraits plastique, endogène et de séchage.

Le retrait plastique est celui qui survient en premier et a lieu lors de la prise. Ce retrait est provoqué par l'évaporation de l'eau à la surface du béton ou par la succion de cette eau par le béton plus sec en dessous. Il correspond à la variation de volume du

béton entre la phase visqueuse et la phase solide. Ce type de retrait doit être empêché le plus possible car il peut induire des fissures de surface qui peuvent être préjudiciables à la qualité et à la durabilité de l'élément. Il sera en grande partie évité si, lors de la prise, le béton est continuellement hydraté. En fait, il faut empêcher toute évaporation possible. Le retrait plastique, s'il est contrôlé correctement, n'aura toutefois pas tellement d'incidence sur le comportement structural de la pièce de béton. En fait, ce sont les deux autres types de retrait dont il faut tenir compte pour le calcul des déformations car ils se produisent après la mise en service.

Le retrait endogène est principalement causé par l'hydratation du béton, il se produit donc tant et aussi longtemps que l'hydratation a lieu. La déformation qu'il provoque est très faible, soit de l'ordre de 50×10^{-6}(50 με) à 100×10^{-6} (100 με) (Neville et Brooks, 1993).

Le retrait de séchage ou de dessiccation, est la composante principale du retrait. La déformation qu'il entraîne peut atteindre 900 με. Ce type de retrait est essentiellement dû à un déséquilibre hygrométrique externe, c'est-à-dire entre l'humidité relative du béton et celle de l'air ambiant. Lorsque l'humidité relative de l'air ambiant est supérieure à celle d'une pièce de béton, celle-ci se gonfle et, à l'inverse, lorsque l'humidité relative de l'air ambiant est inférieure, la pièce de béton rétrécie. Ce type de retrait est en partie réversible, c'est-à-dire que lorsque le béton subit des cycles de mouillage et de séchage, celui-ci gonfle et rétrécie selon qu'il s'agît de mouillage ou de

séchage. La partie réversible du phénomène peut représenter 40% à 70% du retrait de séchage total. Cela dépend de l'âge du béton avant le premier séchage (Neville et Brooks, 1993).

Le retrait total après la mise en service d'une pièce de béton est donc composé de retrait endogène et de retrait de séchage. De plus, il est généralement admis qu'outre les mouvements d'humidité, le retrait atteint une valeur asymptotique $\varepsilon_{sh}(\infty)$ au fil des ans (Neville et al., 1983). Le mécanisme de formation de ces deux types de retrait est présenté à la section 2.2.2.

La Figure 2.1 présente l'allure générale d'une courbe de déformation de retrait en fonction du temps. La courbe en trait plein montre le retrait d'un béton de l'âge t_0 jusqu'à l'âge t_∞ et la partie en trait pointillé montre le retrait qui se produit lorsqu'à partir de l'âge t, le béton est soumis à des cycles de mouillage et de séchage.

2.2.2 Mécanismes et causes

L'état des connaissances ne nous permet pas de décrire avec exactitude les mécanismes du retrait. Ceux qui sont exposés ici, sont généralement admis comme étant les mécanismes principaux du retrait endogène et du retrait de séchage. Les mécanismes décrits ici-bas ont été en majeure partie tirés de Le Roy (1996).

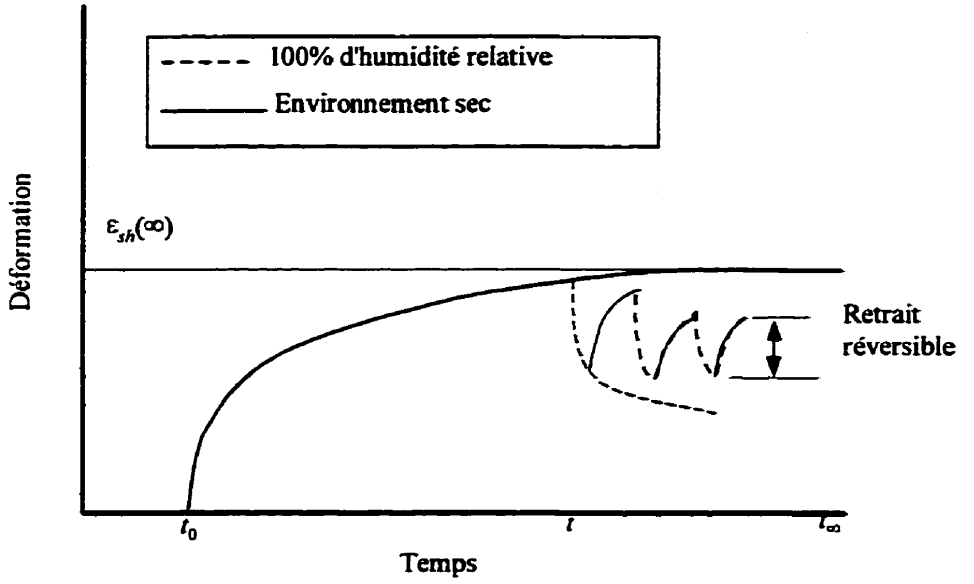


Figure 2.1 : Courbe de déformation de retrait du béton en fonction du temps

Le mécanisme principal du retrait endogène s'explique comme suit. Lors de la prise du béton il y a une réduction du volume absolu du matériau, c'est-à-dire que le volume total de solide et de liquide après la prise est inférieur au volume des constituants de départ. C'est ce que l'on appelle la contraction *Le Châtelier*. Cette réduction de volume absolu n'empêche toutefois pas une augmentation de volume apparent qui elle, est causée par la poussée des cristaux de portlandite ou d'ettringite du béton. Lorsque le béton est durci, il reste toujours des particules de ciment non hydratées. Les réactions chimiques se poursuivent donc avec l'eau qui est contenue dans le réseau poreux du béton et ce, pour très longtemps. En conséquence, la contraction *Le Châtelier* continue mais la rigidité des hydrates l'empêche d'avoir lieu librement. Il se crée alors une dépression capillaire à l'intérieur de la masse de béton et c'est cette force qui entraîne la compression du squelette solide c'est-à-dire le retrait endogène.

Le mécanisme principal du retrait de séchage s'énonce comme suit. Un échantillon de béton est initialement saturé par de l'eau liquide, sa vapeur d'eau et de l'air. Lorsqu'on place celui-ci dans l'air ambiant, son mélange de liquide et de gaz est à la pression atmosphérique mais son humidité relative est supérieure à celle de l'air ambiant. Il y a alors un déséquilibre thermodynamique. Le béton doit donc échanger de la vapeur d'eau avec l'extérieur de manière à ce que sa pression de vapeur décroisse, afin de se rapprocher de celle de l'extérieure. Si la pression de vapeur à l'intérieur du béton diminue, elle n'est donc plus en équilibre avec l'eau contenue dans le béton. La pression de l'eau doit donc décroître aussi. En conséquence, il y a évaporation de l'eau liquide et puisque le mélange de liquide et d'air doit demeurer à la pression atmosphérique, il se crée donc une dépression capillaire dans le béton. C'est cette dépression qui amène une contraction du squelette solide. Cette contraction génère de nouveaux liens chimiques et physiques dans le gel de ciment ce qui rend une partie de ce retrait irréversible.

2.2.3 Facteurs influençant le retrait

Il y a plusieurs facteurs qui affectent le retrait. Premièrement, il y a ceux reliés à la composition du mélange. Le rapport eau/ciment (*E/C*) et la quantité d'granulats sont certainement les plus importants. En effet puisque le retrait est directement lié à la quantité d'eau contenue dans le béton, plus le rapport *E/C* est grand, plus le retrait sera important. Aussi, puisque les granulats ne subissent aucun retrait (c'est plutôt la pâte de

ciment dans le béton qui le subit), plus le volume de granulats sera élevé, moins il y aura de retrait.

Ensuite, entre en ligne de compte la taille des éléments. Le retrait étant en grande partie un phénomène de diffusion, plus les éléments seront massifs, c'est-à-dire que leur rapport volume/surface (*V/S*) est grand, plus le retrait aura tendance à se produire lentement ou, plutôt, de manière différentielle. En fait, les mouvements de l'eau se produiront beaucoup plus difficilement au cœur de la masse qu'en surface. Il y aura donc, dans ce type de membrure, du retrait différentiel relié au retrait de séchage. D'ailleurs, comme on le verra plus loin, cette variable entre souvent dans les méthodes de prédiction du retrait.

Les conditions environnementales jouent aussi un rôle majeur. Un environnement sec induira du retrait de séchage important tandis qu'un environnement humide le limitera. La température joue également un rôle. Si celle-ci est très élevée, cela facilitera l'hydratation continue du béton ainsi que l'évaporation de l'eau, ce qui aura une influence sur le taux de retrait.

2.2.4 Effet du retrait sur les structures en général

Le retrait total est principalement lié à la fissuration et aux déformations des structures. Lorsqu'il est gêné, comme c'est souvent le cas dans les structures de béton,

des contraintes de traction se développent et lorsqu'elles deviennent trop importantes, elles peuvent engendrer de la fissuration plus ou moins importante.

En béton armé, il peut y avoir du retrait différentiel significatif si par exemple une grande partie de l'armature est située près d'une seule surface de béton. L'armature empêche le retrait d'avoir lieu et il y a alors un développement de contraintes internes, de courbure et de flèches dans les éléments structuraux. Ce phénomène est toutefois contrebalancé par la relaxation des contraintes dans le béton. En béton précontraint, le retrait provoque des pertes de précontrainte (Collins et Mitchell, 1987).

Le retrait de séchage agit principalement de façon différentielle. Le retrait de l'eau ne se faisant pas au même taux en surface et au cœur de la structure, des contraintes de traction se développent donc à la surface alors que des contraintes de compression se forment au cœur de la masse. Une fissuration de peau fait alors son apparition. Cette fissuration n'est cependant pas néfaste pour le rôle structural de la membrure. Généralement, elle amoindrit surtout son esthétisme et la confiance qu'ont les usagers en la structure (Le Roy, 1996). Cependant, dans certains cas, la fissuration peut causer préjudice aux structures exposées aux agents corrosifs, comme dans le cas des ponts.

Finalement, le retrait endogène agit de façon globale sur la structure. S'il provoque de la fissuration, ce sera de part et d'autres de la membrure. Il pourrait donc y

avoir une perte de la qualité structurale de celle-ci. Toutefois, comme ce type de retrait est petit, il n'y a que peu de chance que cela se produise. La relaxation des contraintes dans le béton aide également à réduire ce phénomène (Le Roy, 1996).

2.3 Fluage du béton

2.3.1 Généralités

De façon générale, le fluage est défini comme étant une augmentation de la déformation dans le temps lorsqu'un matériau est soumis à une contrainte soutenue. La courbe de déformation en fonction du temps d'un matériau sujet à du fluage prend l'allure générale de celle présentée à la Figure 2.2.

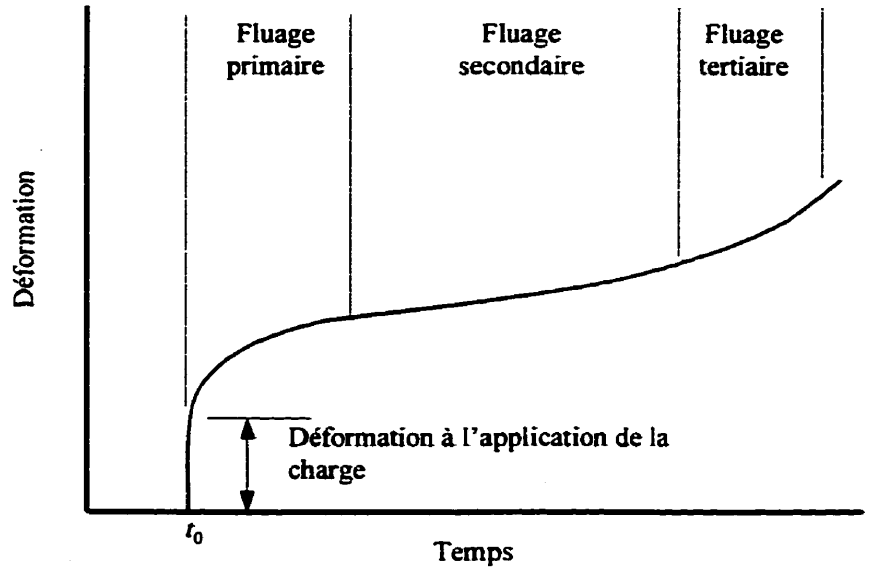


Figure 2.2 : Courbe déformation vs temps typique d'un matériau sujet à du fluage

Sur cette courbe on distingue quatre périodes. La première correspond à la déformation à t_0. Cette déformation est essentiellement élastique mais peut également inclure une composante non-élastique. Ensuite, il y a trois étapes de fluage. Le fluage primaire est la période où le taux de fluage diminue avec le temps. Si le matériau possède un taux de fluage minimum, le fluage secondaire est l'étape où le taux de fluage est relativement constant. Finalement, le fluage tertiaire a lieu uniquement s'il y a une augmentation de contrainte dans le matériau (Neville et al., 1983).

En béton, pour des niveaux de contraintes de service ($\sigma < 0{,}4f'_c$), le fluage primaire ne peut se différencier du fluage secondaire et le fluage tertiaire n'existe pas. De plus, les déformations causées par le fluage sont considérables. Elles peuvent atteindre deux à quatre fois la déformation élastique instantanée et ce sur une période de 25 ans (Neville et al., 1983).

Le phénomène inverse au fluage existe également. Il s'agit de la recouvrance de fluage. Celle-ci se produit lorsque la charge soutenue est enlevée. Au début, il y a la récupération de la déformation élastique qui, comme il a été mentionné plus haut, n'est pas équivalente à la déformation élastique initiale. Ensuite la recouvrance du fluage se produit jusqu'à une valeur asymptotique. La recouvrance n'est donc pas égale au fluage. Une déformation permanente demeurera au fil des ans.

La Figure 2.3 présente l'allure générale d'une courbe de déformation sous chargement soutenu en fonction du temps du béton. Le chargement est soutenu du temps t_0 au temps t et il est ensuite enlevé complètement.

La déformation à l'application de la charge est principalement élastique et elle correspond au module d'élasticité statique à l'âge du chargement. La déformation supplémentaire correspond au fluage. Étant donné que le module d'élasticité augmente avec le temps, la déformation élastique diminue proportionnellement à cette augmentation. Pour être rigoureux, il faudrait donc considérer le fluage comme étant la déformation excédentaire à la déformation élastique à un temps donné et non excédentaire à la déformation élastique initiale. Toutefois, la différence obtenue entre les deux méthodes est minime et, pour des raisons de simplification, il est de pratique courante de procéder ainsi (Neville et al., 1983).

Comme il a été mentionné précédemment, il est aussi de pratique courante de séparer le fluage et le retrait même si ces deux variables ne sont pas totalement indépendantes. En fait, il est connu que l'effet du retrait sur le fluage est d'augmenter l'amplitude du fluage (Neville et al, 1983). En effet, lorsqu'on compare des essais de fluage effectués sur des éprouvettes scellées (aucun échange possible d'humidité avec le milieu ambiant) avec des essais de fluage faits sur des éprouvettes séchantes, on s'aperçoit que la déformation totale d'une éprouvette séchante est plus grande que

l'addition de la déformation totale d'une éprouvette scellée et de la déformation de retrait d'une éprouvette témoin (non-chargée).

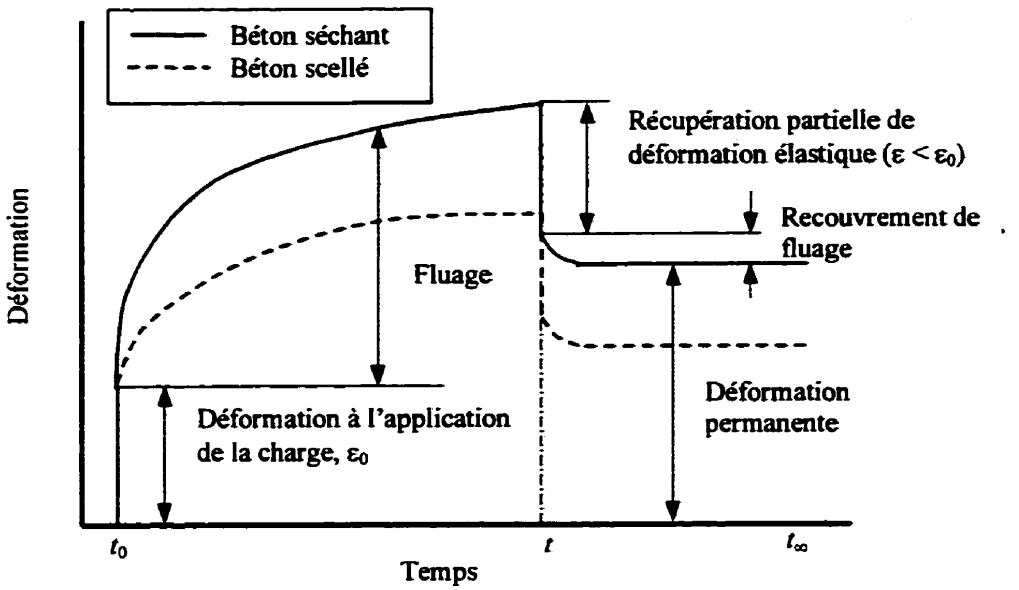


Figure 2.3 : Courbe déformation vs du temps typique du béton

Suite à ces observations, il a donc été décidé de diviser le fluage en deux composantes : le fluage propre et le fluage de séchage (ou de dessiccation). Le fluage propre est celui qui se produit lorsque le béton est complètement saturé en eau, c'est-à-dire sur des éprouvettes de béton scellées avec une matière imperméable. Il est principalement causé par un déséquilibre hygrométrique interne, soit un déséquilibre à l'intérieur même de la masse de béton. Le fluage de séchage est le fluage supplémentaire qui se produit lorsque l'éprouvette de béton est séchante. Il est principalement causé par un déséquilibre hygrométrique externe. Le fluage total après la mise en service d'une pièce de béton est donc composé de fluage propre et de fluage de séchage.

Avec ces définitions, il devient alors possible de séparer les déformations de fluage et de retrait. La partie fluage de la courbe présentée sur la Figure 2.3 est donc subdivisée tel que montré sur la Figure 2.4.

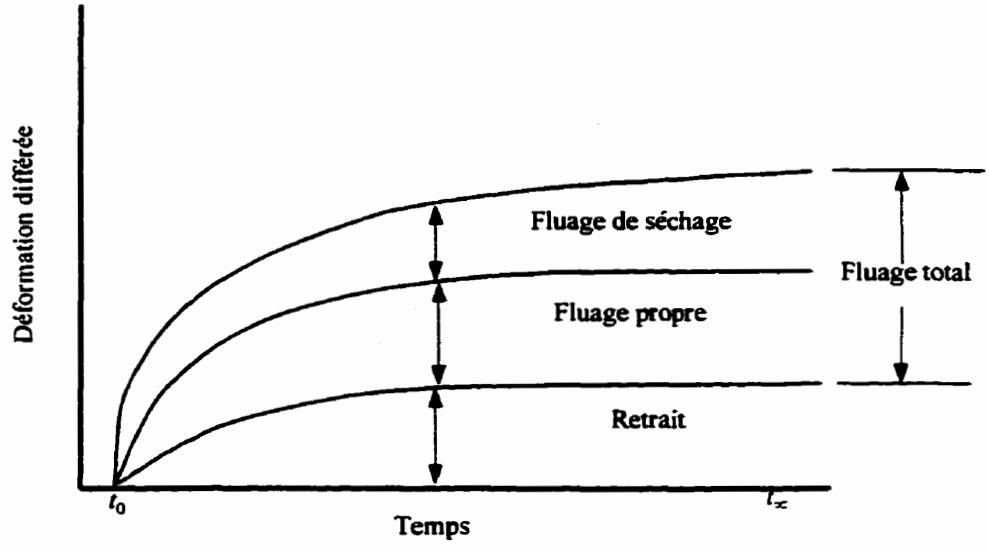


Figure 2.4 : Décomposition de la déformation différée

Malgré le fait que plusieurs méthodes de prédiction supposent que le fluage atteint une valeur asymptotique dans le temps, les expériences démontrent que ce n'est pas le cas. En fait, le fluage propre atteindrait une valeur ultime alors que le fluage de séchage non (Le Roy, 1996). Le fluage total n'atteint donc pas de valeur ultime contrairement au retrait. Le mécanisme de formation de ces deux types de fluage est présenté à la section suivante.

2.3.2 Mécanismes et causes

Les théories émises dans la littérature concernant les différents mécanismes du fluage sont nombreuses et aucune d'entre elles ne semble s'être imposée. Neville et al. (1983) consacrent un chapitre entier sur le sujet dans leur livre « Creep of plain and structural concrete ». On y trouve, entre autres, différentes théories sur le fluage avec les points forts et les points faibles de chacune. De plus les hypothèses adoptées par les chercheurs ayant travaillé longtemps sur le sujet y sont exposées.

Le Roy (1996) a récemment mis en évidence les théories les plus probables sur le sujet. La revue de littérature qu'il a faite sur la question est très exhaustive. Les principales théories expliquant le phénomène du fluage seront donc exposées ici tel qu'il les a décrites.

Parmi les mécanismes décrivant le fluage propre, il semble y avoir deux familles de phénomènes. Il y aurait, d'une part, ceux liés au microcisaillement de la matrice de ciment et, d'autre part, ceux liés à des transferts de matière.

Dans la première catégorie, selon Le Roy, il s'agit de cisaillement entre les lamelles du gel de silicate de calcium hydraté (C-S-H). C'est un mécanisme qui s'apparente aux dislocations dans les métaux, si, par analogie, les feuillets de C-S-H du ciment jouent le même rôle que les cristaux métalliques. Il a été aussi proposé que les lamelles de C-S-H subissent elles mêmes des dislocations sous l'action des contraintes.

Dans la deuxième catégorie, Le Roy indique que l'on peut noter principalement les phénomènes liés, d'une part, aux pressions de disjonction entre deux surfaces de solide voisines et, d'autre part, à des pressions de dissolution. En ce qui concerne le premier mécanisme, les molécules d'eau adsorbées qui repoussent les surfaces solides diffuseraient sous l'action de contraintes, provoquant un déséquilibre de l'énergie libre. Dans le second il y aurait une dissolution, causée par les contraintes, des hydrates dans le milieu interstitiel, qui iraient se déposer dans des zones moins chargées.

Toujours selon Le Roy, le mécanisme proposé pour expliquer le fluage de séchage consiste à considérer ce type de fluage comme étant un supplément de retrait. En effet, la fissuration de peau du béton constatée par ailleurs dans un essai de retrait de dessiccation, et qui limitait l'amplitude des déformations, n'apparaît plus, quand on comprime le matériau. Selon cette théorie, ce retrait supplémentaire se développe donc avec une vitesse qui dépend de la taille des pièces, et il est clair qu'il aura d'autant plus d'importance que celles-ci seront petites. On observe donc un effet de structure. Pourtant le mécanisme de « retrait supplémentaire » n'explique pas la totalité de l'amplitude des déformations, et cela a conduit certains auteurs à ajouter au mécanisme précédent un fluage de dessiccation intrinsèque qui est indépendant de la taille des pièces. Remarquons toutefois que cette démarche n'est pas guidée par un mécanisme physique connu.

2.3.3 Facteurs influençant le fluage

Il y a une grande quantité de facteurs qui agissent indépendamment les uns des autres ou conjointement sur les déformations de fluage. Il y a ceux reliés à la composition des matériaux, ceux associés à la cure et aux conditions environnementales, et finalement ceux liés aux conditions de chargement et aux propriétés mécaniques.

Les facteurs liés à la composition du mélange, et qui ont été énumérés dans la section 2.2.3 en ce qui concerne le retrait, ont également la même influence sur le fluage. Ainsi, plus le ratio *E/C* est grand, plus il y aura de fluage. Comme dans le cas du retrait, c'est la pâte de ciment qui subit le fluage et non les granulats (les granulats ne subissent pas de fluage au niveau de contrainte admis dans les structures de béton) donc, plus il y aura de granulats, moins il y aura de fluage. Certains additifs peuvent également influer sur le fluage. Ainsi, les agents entraîneurs d'air font augmenter les déformations de fluage. Pour les mêmes raisons que celles citées dans le cas du retrait, la taille des éléments structuraux joue aussi un rôle sur le fluage.

L'humidité relative du béton joue un rôle très important. Des expériences ont démontré qu'un béton sec ne flue pas, donc, plus l'humidité relative du béton est grande avant le chargement plus il y aura de fluage (Le Roy, 1996). Puisque le fluage peut causer plusieurs désagréments, il pourrait être tentant d'assécher le béton avant le chargement. Toutefois cette mesure est fortement déconseillée car elle agit directement sur la cure du béton et, entre autres, la résistance en traction du béton risque de souffrir

énormément de cette mesure (Neville et Brooks, 1993). Cela peut donc avoir des conséquences graves particulièrement au niveau de la fissuration.

Les conditions environnementales jouent sensiblement le même rôle que dans le cas du retrait. Plus l'humidité relative de l'air ambiant est faible plus le fluage du béton est grand. Toutefois l'influence de la température influe aussi à un autre niveau. Puisque le fluage propre est causé par un déséquilibre hygrométrique interne, une augmentation de température aura pour effet de diminuer la viscosité de l'eau et alors, les mouvements de l'eau seront facilités et les déformations de fluage seront plus importantes. Toutefois, pour les structures courantes, il est généralement admis que les cycles climatiques n'ont pas d'influence notable sur le fluage (Le Roy, 1996).

Les facteurs reliés aux conditions de chargement et aux propriétés mécaniques jouent un rôle de premier ordre. Il a été prouvé que plus la résistance du béton est grande, moins il y a de fluage. Donc, tous les paramètres influant sur la résistance influeront aussi sur le fluage. Le rapport *E/C*, la résistance des granulats utilisés et l'âge au chargement sont les principaux exemples. L'amplitude du fluage est directement proportionnelle à l'intensité de la charge appliquée si les contraintes sont inférieures à 0,4-0,6f'_c. De plus, il a été démontré qu'un chargement cyclique produit plus de fluage qu'un chargement statique d'intensité égale agissant sur le même temps total (Pillai et Kirk, 1988).

2.3.4 Relaxation du béton

La relaxation du béton est le phénomène opposé au fluage, c'est-à-dire que lorsque les déformations dans le béton demeurent constantes ou bien suivent un patron prédéterminé, les contraintes diminuent dans le temps. C'est ce qu'on appelle la relaxation des contraintes. Le fluage et la relaxation sont évidemment intimement liés et les deux phénomènes sont, à toutes fins pratiques, confondus. La Figure 2.5 montre une courbe typique de relaxation des contraintes sous une déformation constante.

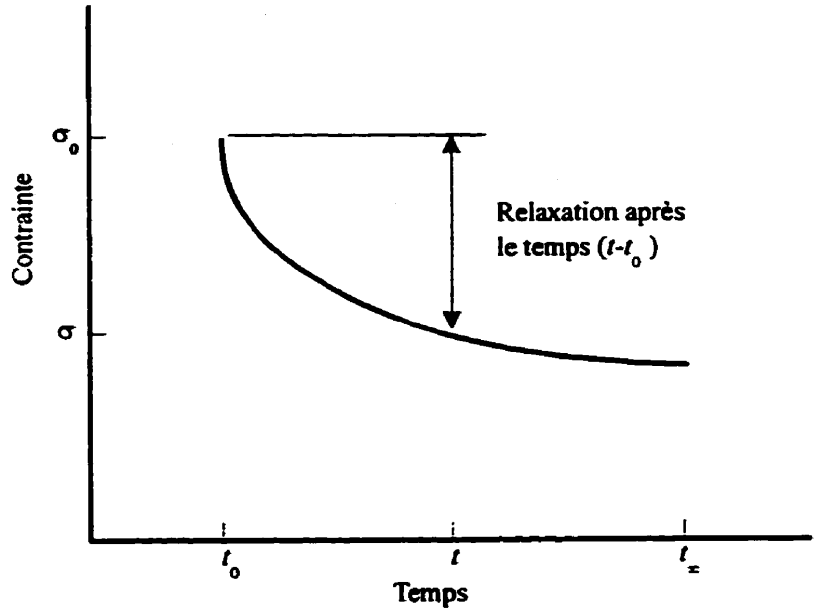


Figure 2.5: Courbe typique de relaxation des contraintes sous une déformation constante

Des essais de relaxation ont démontré que la perte de contrainte causée par la relaxation est influencée par une variété de facteurs d'une manière similaire au fluage. Par exemple, une plus grande quantité de ciment augmente le fluage et augmente la perte

de contrainte causée par la relaxation et les deux, le fluage et la relaxation, sont approximativement proportionnels au ratio initial contrainte/résistance. Cependant, le développement de la relaxation est plus rapide que le développement du fluage parce que les contraintes diminuent continuellement (Neville et al., 1983).

2.3.5 Effet du fluage sur les structures en général

Le fluage affecte principalement les flèches des éléments des structures libres de bouger alors qu'il affecte la distribution des contraintes dans celles où les mouvements sont empêchés. Ces effets sont considérables car l'augmentation de la déformation causée par le fluage, durant la première année de service, peut atteindre deux à trois fois celle causée par la déformation élastique. Le fluage n'affecte cependant pas la résistance du béton, à moins que la structure soit soumise à des contraintes soutenues très élevées, soit de l'ordre de 85 à 90% de la résistance ultime (Neville, 1996).

Le fluage peut donc entraîner des déformations excessives dans les éléments structuraux (principalement les poutres) rendant ainsi l'utilisation des structures inconfortable pour les usagers. De plus, il peut amener d'autres problèmes d'utilisation, plus principalement dans les bâtiments multi-étagés et les ponts de longues portées.

Toutefois, dans les structures statiquement indéterminées, le fluage est en mesure de soulager les contraintes internes induites par le retrait, les changements de température ou les mouvements des supports. Dans toutes les structures, le fluage réduit

les contraintes internes causées par le retrait non-uniforme, de sorte qu'il y a diminution de la fissuration. En béton précontraint, le fluage causera des pertes de précontrainte, phénomène qui n'est pas désiré (Neville, 1996).

Plus particulièrement, le fluage aura comme effet de transférer graduellement la charge du béton vers l'armature dans les colonnes en béton armé. Alors, une fois l'armature plastifiée, toute augmentation de charge sera prise par le béton, de sorte que la résistance complète de l'acier et du béton est développée avant la rupture. Néanmoins, dans le cas où les colonnes sont chargées excentriquement, il y aura une augmentation de la flèche, ce qui peut amener une instabilité, c'est-à-dire le flambement de la colonne (Neville, 1996).

Le fluage peut sembler être nuisible mais, de façon générale, le fluage, contrairement au retrait, est bénéfique, surtout en ce qui a trait au soulagement des concentrations de contraintes. D'ailleurs, le fluage a contribué fortement au succès du béton comme matériau structural (Neville, 1996).

2.4 Définitions de termes courants

Les déformations de fluage sont, à la base, des micro-déformations dénotées ε_c. Les déformations de fluage sont données en fonction d'une période: $\varepsilon_c(t,t_0)$, où t est le temps courant et t_0 est le temps à l'application de la charge. Leur intensité est proportionnelle à la contrainte appliquée lorsque $\sigma \leq 0{,}4 \cdot f'_c$. Il peut être beaucoup plus

pratique d'exprimer le fluage par unité de contrainte appliquée. Dans ce cas là, il s'agira de fluage spécifique et de fonction de fluage. Il est aussi très courant d'exprimer le fluage en terme adimensionnel ; dans ce cas-ci, il s'agit de coefficient de fluage.

2.4.1 Fluage spécifique

Le fluage spécifique ($\varepsilon_{csp}(t,t_0)$) au temps t est la déformation de fluage ($\varepsilon_c(t,t_0)$) au temps t divisée par la contrainte appliquée (σ), tel que décrit dans l'expression suivante :

$$\varepsilon_{csp}(t,t_0) = \frac{\varepsilon_c(t,t_0)}{\sigma} \qquad [2.4]$$

2.4.2 Fonction de fluage

Lorsque la déformation élastique instantanée ($\varepsilon_{el}(t_0)$) est ajoutée à la déformation de fluage ($\varepsilon_c(t,t_0)$) au temps t et que celles-ci sont divisées par la contrainte appliquée (σ), il s'agit de la fonction de fluage. Elle est dénotée généralement $J(t,t_0)$ et elle s'exprime comme suit :

$$J(t,t_0) = \frac{\varepsilon_{el}(t_0)+\varepsilon_c(t,t_0)}{\sigma} = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varepsilon_c(t,t_0)}{\sigma} = \frac{1}{E_c(t_0)}\left(1+\phi(t,t_0)\right) \qquad [2.5]$$

2.4.3 Coefficient de fluage

Le coefficient de fluage ($\phi(t,t_0)$) est la déformation de fluage ($\varepsilon_c(t,t_0)$) au temps t divisée par la déformation élastique instantanée($\varepsilon_{el}(t_0)$). Dans les méthodes de prédiction de fluage, c'est le coefficient de fluage qui est toujours défini. Il s'exprime comme suit :

$$\phi(t,t_0)=\frac{\varepsilon_c(t,t_0)}{\varepsilon_{el}(t_0)}=\varepsilon_c(t,t_0)\frac{E_c(t_0)}{\sigma}=[J(t,t_0)\cdot E_c(t_0)]-1 \qquad [2.6]$$

2.5 Prédiction du retrait et du fluage par des méthodes expérimentales

2.5.1 Généralités

La meilleure façon de connaître les caractéristiques de fluage et de retrait d'un béton particulier est sans aucun doute en procédant à des essais expérimentaux de retrait et de fluage sur le béton en question et ce, dans des conditions d'exposition le plus semblable possible à celles auxquelles ce béton sera exposé. Ce type d'expérimentation requiert généralement beaucoup de temps (une année complète au minimum), d'espace ainsi qu'un équipement assez sophistiqué. Par conséquent, ce type d'essai conviendra aux projets d'envergure, comme par exemple le pont de la Confédération ou Hibernia, dans lesquels des essais de fluage ont été réalisés afin d'avoir des données spécifiques. Malheureusement, pour des projets courants, ces essais sont rarement réalisables. Il faut donc trouver un autre moyen pour prédire ces phénomènes.

Depuis qu'il est maintenant bien connu que les courbes de fluage et de retrait en fonction du temps ont une allure précise, plusieurs tentatives ont été faites afin de les exprimer à l'aide d'équations, de manière à pouvoir prédire le comportement à long terme, sans pour autant effectuer des essais expérimentaux de longue durée. Plusieurs formes d'équations ont dès lors été suggérées, les principales étant présentées dans la section suivante. Ainsi, il suffit de choisir une forme d'équation qui semble convenir et,

avec des essais expérimentaux à moyen ou à court terme, déterminer les paramètres manquants à l'expression choisie. On obtient ainsi une équation qui permettra de prédire le comportement à long terme.

2.5.2 Expressions de fluage et de retrait

D'après Neville et al.(1983), les expressions de fluage peuvent être divisées en deux catégories: celles qui tendent vers une valeur limite et celles qui augmentent indéfiniment. La première catégorie est la plus commune bien qu'il n'y ait pas de justification expérimentale en ce sens. Les types d'équations ayant des valeurs limites sont les expressions exponentielles et hyperboliques alors que celles n'ayant pas de valeur limite sont les expressions logarithmiques et de puissance.

Toujours selon Neville et al.(1983), il n'y a qu'une seule catégorie pour les expressions de retrait, celle qui tend vers une valeur limite et ceci aurait été prouvé expérimentalement. Cette catégorie comprend les expressions exponentielles et hyperboliques de puissance.

Dans les paragraphes qui suivent, les différentes expressions de fluage et de retrait sont telles que décrites par Neville et al.(1983). Les remarques et commentaires proviennent également de cette référence. Certaines des ces expressions émanent d'hypothèses ayant un sens physique alors que d'autres sont tout à fait empiriques. Dans chacune d'elles, il y a des constantes et/ou des valeurs à l'infini qu'il faut déterminer à

partir de données expérimentales. Ces valeurs peuvent dans certains cas être déterminées graphiquement ou plus simplement en utilisant un logiciel exécutant des régressions de tous types.

Expression de puissance du fluage

Tout d'abord Straub (1930) et ensuite Shank (1935) ont suggéré que le fluage puisse être exprimé par une fonction de puissance du temps, la forme générale étant:

$$\varepsilon_c(t-t_0) = A(t-t_0)^B \qquad [2.7]$$

où,

t-t_0 = Durée du chargement, jours

A et B = Constantes qui dépendent des propriétés du béton et des conditions environnementales.

Cette expression a tendance à surestimer la valeur du fluage à long terme. Plusieurs chercheurs ont donc proposé des variantes à cette expression de manière à corriger cette erreur, mais, sans résultats concluants. Néanmoins, il semblerait que cette équation soit toujours recommandée par certains pour prédire le fluage propre.

Expression logarithmique du fluage

Le *US Bureau of Reclamation* a développé une expression de fluage à partir de l'hypothèse que le taux de fluage spécifique est inversement proportionnel au temps, c'est-à-dire:

$$\frac{d\varepsilon_{csp}(t-t_0)}{d(t-t_0)} = \frac{F(t_0)}{(t-t_0)+A} \qquad [2.8]$$

où,

$F(t_0)$ = Constante qui dépend des conditions initiales

A = Constante à fournir pour un décalage de temps

La solution générale pour la condition initiale $\varepsilon_{csp}=0$ quand $t=0$ s $t\neq 0$ est:

$$\varepsilon_{csp}(t-t_0) = F(t_0)\log\left[\frac{(t-t_0)}{A}+1\right] \qquad [2.9]$$

Le décalage de temps est déterminé par la nature du béton et : conditions de cure. Or, puisque les conditions initiales ne sont pas affectées par la v ur de A, il est courant d'assumer que $A=1$ de telle sorte que:

$$\varepsilon_{csp}(t-t_0) = F(t_0)\log[(t-t_0)+1] \qquad [2.10]$$

Donc, le fluage spécifique est une fonction linéaire du logarithme lu temps sous chargement.

De bons résultats à long terme ont été obtenus à l'aide de cette · uation pour du béton de masse testé durant un an, mais les résultats à court terme s'éloi ient de la ligne directrice. Cependant, puisqu'en général ce sont les résultats à long terr qui importent, la relation est donc acceptable selon Neville et al., 1983.

Expression exponentielle du fluage

McHenry (1943) a assumé que pour un béton donné, l'application d'une charge crée un certain potentiel de fluage, et que le taux de fluage en tout temps est proportionnel à la quantité de potentiel de fluage à survenir; une caractéristique de l'écoulement visco-élastique. Le fluage s'exprime donc comme suit:

$$\frac{d\varepsilon_c(t-t_0)}{d(t-t_0)} = A\left[\varepsilon_c(\infty) - \varepsilon_c(t,t_0)\right] \qquad [2.11]$$

En intégrant, on obtient l'expression suivante:

$$\varepsilon_c(t-t_0) = \varepsilon_c(\infty)\left[1-e^{-A(t-t_0)}\right] \qquad [2.12]$$

où,

$\varepsilon_c(\infty)$ = Fluage ultime

A = Constante

Cette équation a montré de bons résultats mais une amélioration est possible en lui ajoutant un autre terme exponentiel. D'autres variantes ont été proposées afin de tenir compte de l'âge à l'application de la charge et de l'humidité relative ambiante (Neville et al., 1983).

Expression hyperbolique du fluage

Les relations hyperboliques entre le fluage et le temps ont été proposées par Ross (1937) et Lorman (1940), l'expression de Ross étant:

$$\varepsilon_c(t-t_0)=\frac{(t-t_0)}{A+B(t-t_0)} \qquad [2.13]$$

où,

A et B = Constantes

Le fluage ultime dans cette équation correspond à $1/B$.

L'équation utilisée par la recommandation ACI (présentée à la section 2.6) est une expression hyperbolique de puissance qui a été dérivée pour représenter plusieurs types de béton. L'expression est la suivante:

$$\phi(t,t_0)=\frac{A(t-t_0)^F}{B+(t-t_0)^F} \qquad [2.14]$$

où,

$\phi(t,t_0)$ = Coefficient de fluage
A = Constante égale au fluage ultime
B et F = Constantes

Généralement, les expressions hyperboliques sous estiment la valeur du fluage en bas âge, mais pour le fluage à long terme, un bonne corrélation est habituellement trouvée. Pour cette raison, ce type d'expression est couramment utilisé.

Expressions de retrait

Les expressions de retrait couramment utilisées prennent la forme exponentielle suivante:

$$\varepsilon_{sh}(t-t_{sh.0}) \simeq \varepsilon_{sh}(\infty)\left[1-e^{-A'(t-t_{sh.0})}\right] \qquad [2.15]$$

et la forme hyperbolique de puissance suivante:

$$\varepsilon_{sh}(t,t_{sh.0}) = \left[\frac{(t-t_{sh.0})}{A'+B'(t-t_{sh.0})}\right]^{F'} \qquad [2.16]$$

où,

$\varepsilon_{sh}(t,t_{sh.0})$ = Retrait au temps t mesuré à partir du début du séchage $t_{sh.0}$

$\varepsilon_{sh}(\infty)$ = Retrait ultime

A', B' et F' = Constantes

2.5.3 Durée d'expérimentation requise

Pour arriver à prédire le fluage et le retrait à long terme à l'aide des expressions précédentes, il faut procéder à des essais expérimentaux d'une durée qui n'est pas clairement établie. Il est connu que plus les essais de fluage et de retrait durent longtemps, plus la prédiction à long terme sera exacte. Cependant, comme il a été mentionné précédemment, plus les essais sont longs, moins il est possible de les réaliser (économie!!). Neville et al.(1983) proposent donc d'évaluer le temps nécessaire d'expérimentation à partir de la précision qui est requise. La précision requise peut s'exprimer en terme d'un coefficient d'erreur (M) qui se définit comme suit:

$$M = \frac{1}{\varepsilon_c(t,t_0)} \sum \sqrt{\frac{\varepsilon_c(t,t_0) - \varepsilon'_c(t,t_0)}{n}} \qquad [2.17]$$

où,

$\varepsilon_c(t,t_0)$ = Fluage observé après le temps $(t-t_0)$

$\varepsilon'_c(t,t_0)$ = Fluage prédit après le temps $(t-t_0)$ évalué par des tests à court terme

$\overline{\varepsilon_c}\ (t,t_0)$ = Fluage moyen observé pour un nombre d'observation n

n = Nombre de spécimens

Selon Neville et al.(1983), le coefficient M en fonction du temps a l'allure montrée sur la Figure 2.6. Cette courbe représente les résultats de prédiction de fluage à un an fait à partir d'une série d'essais à court terme variant entre 7 et 180 jours. On voit bien sur cette figure que plus les essais à court terme sont longs, plus la prédiction est précise. Ainsi, il est possible d'évaluer le temps requis d'expérimentation à l'aide de cette figure. Par exemple, si une précision de 15% est requise, il faudra effectuer des tests à court terme d'une durée de 60 jours.

Lorsqu'on désire déterminer le temps requis pour effectuer des essais de ce genre, il y a aussi d'autres paramètres à considérer. Premièrement, il faut que l'intervalle de temps choisi nous permette de mesurer une variation substantielle du phénomène par rapport à l'infini et ce, dans le but d'éviter que des phénomènes parasites puissent nuire à l'interprétation des résultats comme, par exemple, l'instabilité des conditions environnementales. La précision obtenue sur les lectures est également très importante : plus les lectures sont fiables, plus l'intervalle de temps nécessaire pour prédire le comportement à long terme sera court.

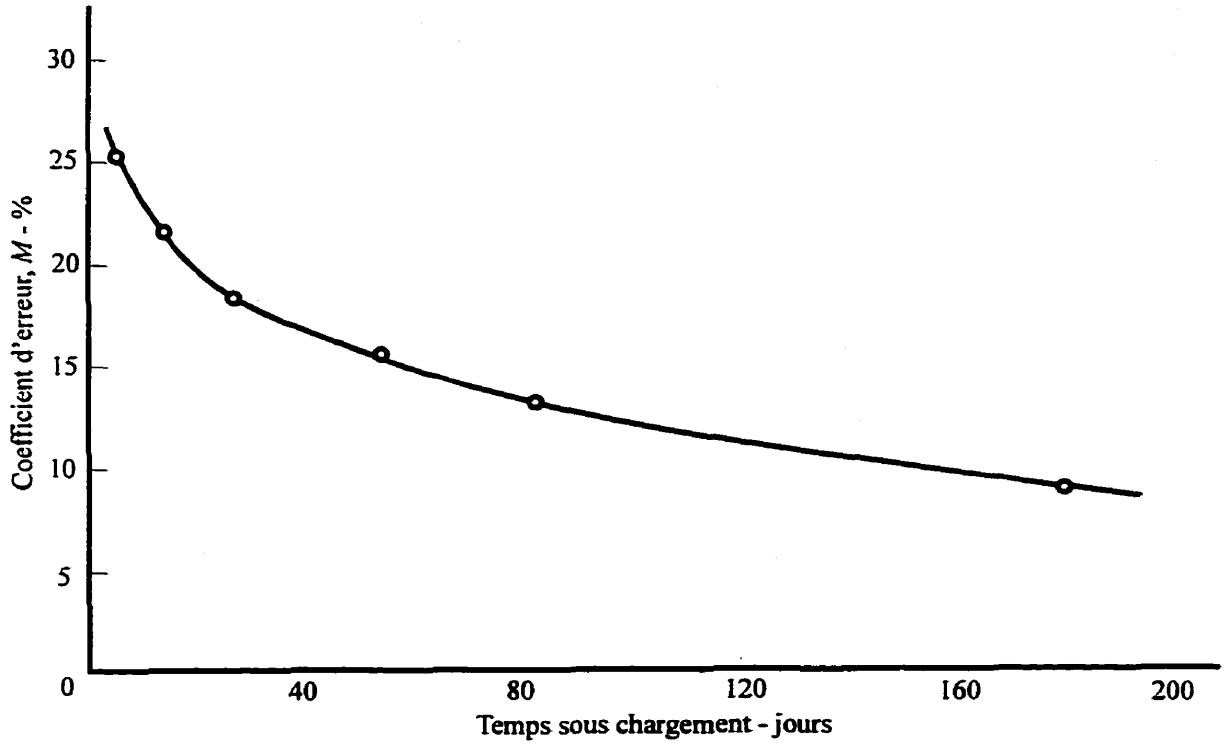


Figure 2.6: Précision de la prédiction de fluage à partir de tests à court terme

2.5.4 Prédiction du fluage et du retrait à partir d'essais à court terme (28 jours)

Plusieurs tentatives ont été faites afin d'arriver à prédire le fluage et le retrait à partir d'essais à très court terme, c'est-à-dire 28 jours au maximum. Neville et al.(1983) et Rasko et al.(1996) ont proposé des méthodes relativement fiables. Elles sont décrites dans les paragraphes qui suivent.

2.5.4.1 Méthode de Neville et al.(1983)

Les hypothèses et les équations de cette section proviennent de Brooks et Neville (1975 et 1978) et de Neville et al.(1983).

Prédiction du fluage

Il a été démontré que pour un béton ayant une quantité de ciment donnée, l'augmentation relative du fluage avec le temps sous chargement est indépendante du ratio eau/ciment. Alors, si on définit le terme ratio de fluage comme étant le fluage à long terme divisé par le fluage à court terme, on peut dire que le ratio de fluage est constant pour les mêmes périodes de détermination fluage, en autant que la quantité de ciment soit la même dans tous les cas.

Il a également été démontré que pour un ratio contrainte/résistance et un temps de chargement donnés, le fluage de béton (ε_c) est relié au fluage de la pâte de ciment (ε_{cp}), à la quantité de granulats (g) et à la quantité de ciment non-hydraté (nC) par la relation suivante:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cp}(1-g-nC)^{\alpha} \qquad [2.18]$$

où,

α = Un paramètre qui dépend des propriétés élastiques des granulats et qui est sensiblement indépendant de la valeur $(g+nC)$.

Si on dénote le fluage à long terme par $\varepsilon_c(t,t_0)$ et le fluage à court terme par $\varepsilon_c(t_1,t_0)$ avec $t_0 < t_1 < t$, alors, de l'équation [2.18] et du ratio de fluage, on obtient:

$$\varepsilon_c(t,t_0) = \varepsilon_c(t_1,t_0) \times \frac{\varepsilon_{cp}(t,t_0)}{\varepsilon_{cp}(t_1,t_0)} (1-g-nC)^{(\alpha(t,t_0)-\alpha(t_1,t_0))} \qquad [2.19]$$

Cette équation est à la base de la formulation suivante, dans laquelle il est souhaitable d'éliminer g et nC:

$$\varepsilon_c(t,t_0)=(\varepsilon_c(t_1,t_0))^{\alpha(t,t_0)/\alpha(t_1,t_0)}\times\varepsilon_{cp}(t,t_0)\times(\varepsilon_{cp}(t_1,t_0))^{\alpha(t_1,t_0)/\alpha(t,t_0)} \quad [2.20]$$

Plus simplement, on peut réécrire cette équation comme suit:

$$\varepsilon_c(t,t_0)=A\times(\varepsilon_c(t_1,t_0))^a \quad [2.21]$$

avec,

$$A=\varepsilon_{cp}(t,t_0)\times(\varepsilon_{cp}(t,t_1))^{-a} \quad [2.22]$$

et,

$$a=\frac{\alpha(t,t_0)}{\alpha(t,t_1)} \quad [2.23]$$

D'après une étude de fluage menée durant cinq ans, couvrant toute une plage de granulat et de proportions de mélange, il semblerait que la valeur de a soit approximativement égale à l'unité. L'équation [2.31] peut donc s'exprimer de façon linéaire. D'après cette étude, il semblerait que pour avoir une précision (M) d'environ 15% dans la prédiction du fluage, il faut que les essais à court terme durent au minimum 28 jours. À ce stade-ci, tout ce qui manque pour arriver à formuler une équation générale de prédiction, c'est la valeur du coefficient A. Il a été trouvé que le coefficient A qui, en fait, correspond au ratio de fluage, est fonction du temps. Cette fonction a été déterminée suite à plusieurs régressions faites sur des essais expérimentaux. Il s'agit d'une fonction

logarithmique de puissance. L'équation de prédiction du fluage à long terme à partir des tests à court terme devient alors:

$$\varepsilon_c(t,t_0) = (2{,}51[ln(t-t_0)-6{,}19])^{1/2{,}64} \times \varepsilon_c(28) \qquad [2.24]$$

Cette équation de prédiction de fluage est sensiblement indépendante des propriétés du mélange, du type de granulat, de la taille des spécimens et de l'âge au chargement. En terme du coefficient M, le fluage à cinq ans peut être évalué au moyen de l'équation [2.24] avec une précision d'au moins 19%.

Prédiction du retrait

Pour un ratio eau/ciment constant, il a été démontré que le retrait peut être relié à la quantité de ciment par une relation analogue à l'équation [2.18]. On peut donc exprimer le retrait ($\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,0})$) par la relation suivante:

$$\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,0}) = A' \times (\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,1}))^{a'} \qquad [2.25]$$

où A' et a' sont analogues à A et a de l'équation [2.21].

D'après une étude de retrait menée durant cinq ans, couvrant toute une plage de granulat et de proportions de mélange, il semblerait que la valeur de a' soit toujours inférieure à l'unité pour $(t_{sh,1} - t_{sh,0}) \leq 28$ jours, ce qui fait que le retrait à long terme est strictement une fonction de puissance du retrait à court terme. D'après cette étude, il semblerait que pour avoir une précision M d'environ 15% dans la prédiction du retrait, il

faut que les essais à court terme durent au minimum 7 jours. Comme dans le cas du fluage, à ce stade-ci, tout ce qui manque pour trouver une formulation générale, c'est la valeur des coefficients A' et a'. Il a été constaté, à partir de régressions, que ces deux coefficients sont fonctions du temps. L'équation de prédiction du retrait à long terme à partir des tests à court terme devient alors:

$$\varepsilon_{sh}(t,t_{sh.0}) = A' \times (\varepsilon_{sh}(28))^{a'} \qquad [2.26]$$

avec,

$$A' = \left[1{,}53 \times ln(t - t_{sh.0}) - 4{,}17\right]^2 \qquad [2.27]$$

et,

$$a' = \frac{100}{2{,}9 + 29{,}2\, ln(t - t_{sh.0})} \qquad [2.28]$$

Cette équation de prédiction de retrait est sensiblement indépendante des propriétés du mélange, du type de granulat et de la taille des spécimens. En termes du coefficient M, le retrait à cinq ans peut être évalué au moyen de l'équation [2.26] avec une précision d'au moins 14%.

2.5.4.2 Méthode de Rasko et al.(1996)

Rasko et al. proposent une méthode de prédiction du retrait et du fluage à partir des équations de prédiction de la recommandation ACI (1992) (présentée à la section suivante) et des équations de prédiction de Bazant et al. (1992 et 1993). Dans le premier cas, il s'agit d'équations développées entièrement de manière empirique tandis que dans

le deuxième cas, il s'agit d'équations dans lesquelles les fonctions de temps ont été dérivées analytiquement alors que certains paramètres sont empiriques. La forme des équations ACI est très simple, alors que celle de Bazant et al. est plutôt complexe. Les deux formes d'équation ayant démontrées des performances similaires, on ne s'intéressera qu'à la forme des équations ACI dans le cadre de la présente recherche.

Prédiction du retrait

Le modèle de prédiction du retrait de la recommandation ACI représente la déformation de retrait ($\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,0})$) après un temps de séchage t comme étant le produit d'une fonction non linéaire du temps ($T_{sh}(t)$) et du retrait ultime ($\varepsilon_{sh}(\infty)$) tel que:

$$\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,0}) = \varepsilon_{sh}(\infty) \times T_{sh}(t) \qquad [2.29]$$

Puisque $\varepsilon_{sh}(\infty)$ ne dépend pas du temps, la déformation de retrait à l'ultime peut être déterminée à partir d'une mesure de retrait à un seul point au moment t_1 ou bien, en effectuant une régression linéaire sur le graphique de $\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,0})$, mesurée à partir de tests à court terme, en fonction de $T_{sh}(t)$; la pente correspondant au retrait ultime ($\varepsilon_{sh}(\infty)$). Si on choisit d'utiliser un seul point, alors, la déformation de retrait au temps t devient:

$$\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,0}) = \frac{\varepsilon_{sh}(t_1)}{T_{sh}(t_1)} \times T_{sh}(t) \qquad [2.30]$$

avec,

$$T_{sh}(t) = \frac{(t-t_0)}{55+(t-t_0)} \qquad [2.31]$$

En considérant les erreurs de lectures, la multitude de paramètres qui affecte le retrait, le processus continuel du retrait, Rasko et al. ont déterminé une valeur de t_1 égale à 28 jours.

Selon Rasko et al. l'utilisation de cette méthode permet d'avoir des résultats ayant une précision d'environ 11% pour une prédiction de 100 jours et une précision d'environ 20% pour une prédiction de 1000 jours.

Prédiction du fluage

La déformation élastique instantanée ($\varepsilon_{el}(t_0)$) additionnée à la déformation de fluage ($\varepsilon_c(t,t_0)$) du modèle ACI peuvent s'exprimer comme suit:

$$\varepsilon_{el}(t_0)+\varepsilon_c(t,t_0)=\varepsilon_{el}(t_0)+CT_c(t) \qquad [2.32]$$

avec,

$$T_c(t)=\frac{1}{1+10(t-t_0)^{-0.6}} \qquad [2.33]$$

où,

$T_c(t)$ = Fonction de temps du fluage qui dépend uniquement de l'âge au chargement t_0.

C = Paramètre de la déformation de fluage dépendant de l'âge au chargement t_0, de l'environnement, de la géométrie et des composantes du béton.

La déformation élastique instantanée additionnée à la déformation de fluage ($\varepsilon_{el}(t_0)+\varepsilon_c(t,t_0)$) est donc une fonction linéaire de la fonction de temps du fluage ($T_c(t)$);

l'ordonnée à l'origine étant la déformation élastique instantanée ($\varepsilon_{el}(t_0)$) et la pente étant le paramètre de fluage (C). Puisque la fonction de temps est connue, il est possible de déterminer $\varepsilon_{el}(t_0)$ et C à partir de mesures à court terme de $\varepsilon_{el}(t_0)+\varepsilon_c(t,t_0)$, en effectuant une régression linéaire du graphique de $\varepsilon_{el}(t_0)+\varepsilon_c(t,t_0)$ en fonction de $T_c(t)$.

À ce stade-ci, il reste à déterminer les mesures à court terme requises pour prédire fidèlement le fluage à long terme. Rasko et al. ont fait plusieurs tentatives et il s'est avéré que les meilleures prédictions se font à partir d'une régression sur les données mesurées entre 3 et 28 jours, les mesures prises avant 3 jours augmentant l'erreur des prédictions. Il est également possible d'obtenir une bonne prédiction en n'utilisant que deux points soit une mesure à 7 jours et une autre à 28 jours.

Selon Rasko et al. l'utilisation de cette méthode permet d'avoir des résultats ayant une précision d'environ 3% pour une prédiction de 100 jours et une précision d'environ 7% pour une prédiction de 1000 jours.

2.6 Prédiction du retrait et du fluage par des méthodes réglementaires

2.6.1 Généralités

Malgré une abondante littérature sur les modèles de prédiction de retrait et de fluage du béton, il existe peu de méthodes réglementaires pour prédire ces phénomènes. La plupart des normes spécifient que ces phénomènes doivent être pris en compte lors, par exemple, du calcul des flèches ou de la perte de précontrainte, mais peu d'entre elles

donnent une méthode de prédiction. Parmi les normes de béton, l'ACI (American Concrete Institute) et le code modèle CEB-FIP (Comité Euro-International du Béton – Fédération Internationale de la Précontrainte) pour les structures en béton spécifient une méthode de prédiction du retrait et du fluage. Ces deux organismes sont d'ailleurs les pionniers dans le domaine et, encore aujourd'hui, ils sont les chefs de file ; la plupart des codes ou normes y réfèrent lorsqu'il s'agit de déterminer une méthode de prédiction de retrait ou de fluage.

Plus récemment, quelques normes de ponts ont également introduit des méthodes de prédiction pour ces phénomènes, à savoir la nouvelle norme canadienne des ponts (CHBDC, Canadian Highway Bridge Design Code, 1998) et la dernière édition de l'AASHTO (American Association of States Highways and Transportation Officials, 1994).

Dans les sections suivantes, les méthodes de prédiction suggérées par le CEB-FIP pour les années 1970, 1978 et 1990 sont décrites, de même que celles suggérées par le ACI en 1992, l'AASHTO en 1994 et le CHBDC en 1998. Le ACI n'a pas changé sa formulation depuis la première parution de ses méthodes de prédiction en 1971. Seuls quelques coefficients ont été légèrement ajustés, c'est pourquoi, seulement la dernière version de la méthode ACI est présentée dans ce mémoire.

Les relations définies dans les méthodes réglementaires sont empiriques. Elles ont été calibrées à partir de tests en laboratoire sur des bétons structuraux. Elles permettent de prédire le fluage et le retrait à partir de paramètres généralement connus du concepteur comme, par exemple, la résistance du béton, son âge au chargement, le type de ciment et les conditions physiques telles que l'humidité relative et la température, et ce, sans faire appel à des essais expérimentaux. Deux approches sont alors utilisées. La première consiste à définir une courbe de déformation en fonction du temps pour une série de conditions de références standardisées. Si les conditions réelles diffèrent des conditions de références, des coefficients sont introduits afin de venir modifier la courbe de déformation en fonction du temps. La deuxième approche consiste à définir une série d'équations algébriques dans lesquelles on tient compte directement des différents facteurs.

Dans les méthodes qui suivent, il y a deux façons de définir le coefficient de fluage. La première définit le coefficient de fluage ($\phi_{28}(t,t_0)$) comme étant la déformation de fluage au temps t divisée par la déformation élastique à l'âge de 28 jours tel que:

$$\phi_{28}(t,t_0) = \frac{\varepsilon_c(t,t_0)}{\varepsilon_{el}(28)} = \frac{\varepsilon_c(t,t_0)}{\sigma / E_c(28)} = \varepsilon_{csp} \times E_c(28) \qquad [2.34]$$

où,

$E_c(28)$ = Module d'élasticité du béton à 28 jours

La deuxième méthode définit le coefficient de fluage ($\phi(t,t_0)$) comme étant la déformation de fluage au temps t divisée par la déformation élastique à l'âge de l'application de la charge, c'est-à-dire à t_0 tel que:

$$\phi(t,t_0) = \frac{\varepsilon_c(t,t_0)}{\varepsilon_{el}(t_0)} = \frac{\varepsilon_c(t,t_0)}{\sigma / E_c(t_0)} = \varepsilon_{csp} \times E_c(t_0) \qquad [2.35]$$

où,

$E_c(t_0)$ = Module d'élasticité du béton au temps t_0

Donc, des équations [2.34] et [2.35] on obtient:

$$\phi(t,t_0) = \frac{E_c(t_0)}{E_c(28)} \times \phi_{28}(t,t_0) \qquad [2.36]$$

2.6.2 CEB-FIP, 1970

Coefficient de fluage

Cette méthode utilise le coefficient de fluage $\phi_{28}(t,t_0)$ tel que défini par l'équation [2.34], et il s'évalue comme suit :

$$\phi_{28}(t,t_0) = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \qquad [2.37]$$

où,

k_1 = Coefficient pour l'humidité ambiante (Figure 2.7 (a))

k_2 = Coefficient pour l'âge du béton à l'application de la charge (Figure 2.7 (b))

k_3 = Coefficient pour la composition du béton (Figure 2.7 (c))

k_4 = Coefficient pour l'épaisseur fictive (Figure 2.7 (d))

k_5 = Coefficient décrivant le développement du fluage dans le temps (Figure 2.7 (e))

L'épaisseur fictive se définit comme suit :

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \qquad [2.38]$$

où,

h_0 = Épaisseur fictive (mm)

A_c = Aire de la section de la membrure (mm²)

u = Périmètre de la section exposé à l'air ambiant (mm)

Le coefficient qui tient compte de l'âge du béton avant l'application de la charge (k_2) est basé sur le durcissement du béton de ciment Portland à une température moyenne de 20°C et protégé d'une perte d'humidité excessive. Si le béton durcit à une température autre que 20°C, l'âge du béton à l'application de la charge est substitué par le degré de durcissement correspondant, c'est-à-dire :

$$D = \sum \Delta t(T + 10) \qquad [2.39]$$

où,

D = Maturité (jours x °C)

T = Température du béton (°C)

Δt = Nombre de jours durant lesquels le durcissement a lieu à T°C

La méthode du CEB-FIP (1970) s'applique aux bétons ayant des granulats de densité normale. Pour les bétons ayant des granulats légers, la déformation de fluage

finale devrait être déduite par une extrapolation provenant de tests. Alternativement, le fluage peut être évalué en assumant que $E_c(28)$ provient d'un béton normal en augmentant $\phi_{28}(t,t_0)$ par 1,6.

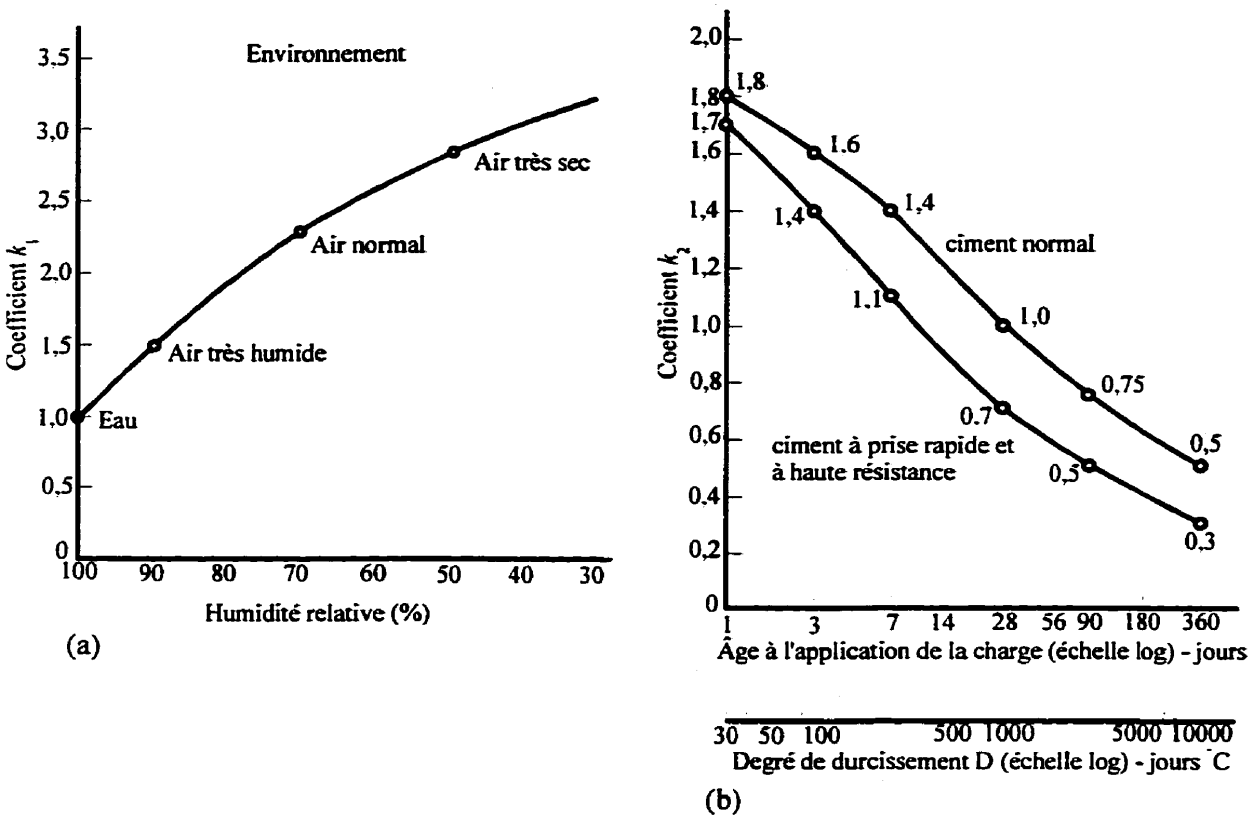
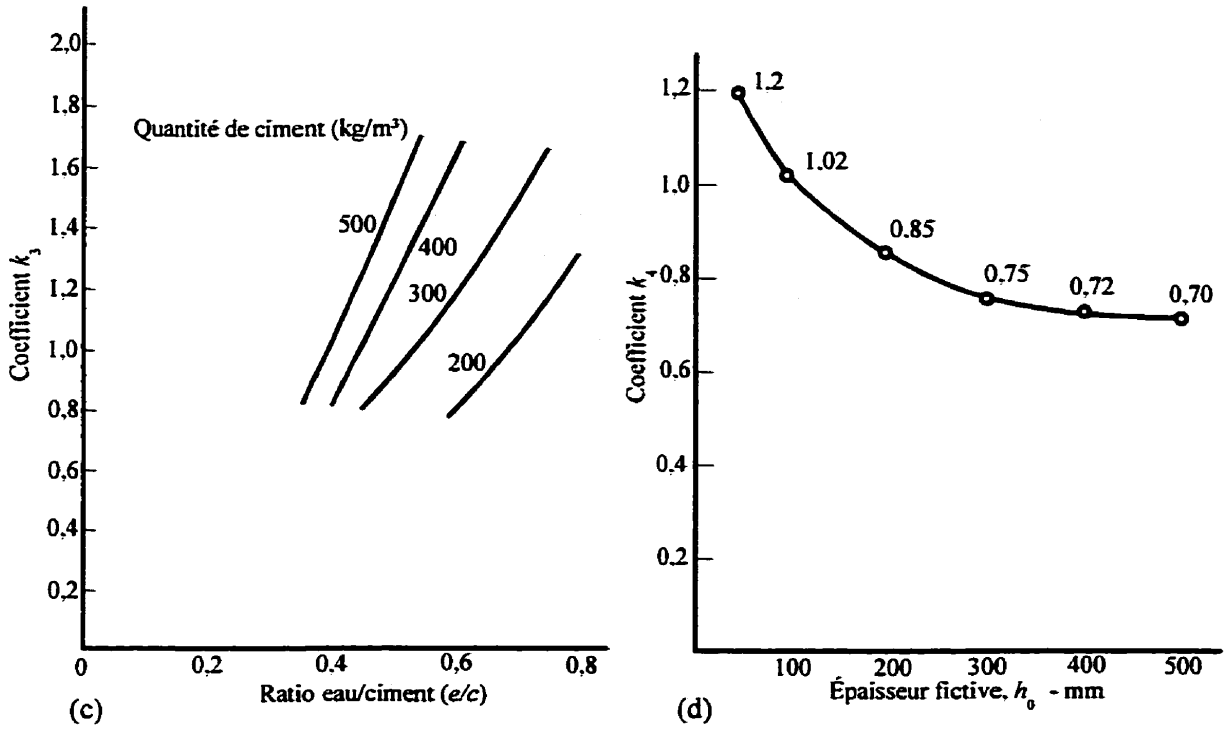


Figure 2.7 : Courbes de prédiction de fluage du CEB-FIP, 1970
(a): Coefficient pour l'humidité ambiante, k_1
(b) : Coefficient pour l'âge du béton à l'application de la charge, k_2
(c) : Coefficient pour la composition du béton, k_3
(d) : Coefficient pour l'épaisseur fictive, k_4
(e) : Coefficient décrivant le développement du fluage dans le temps, k_5



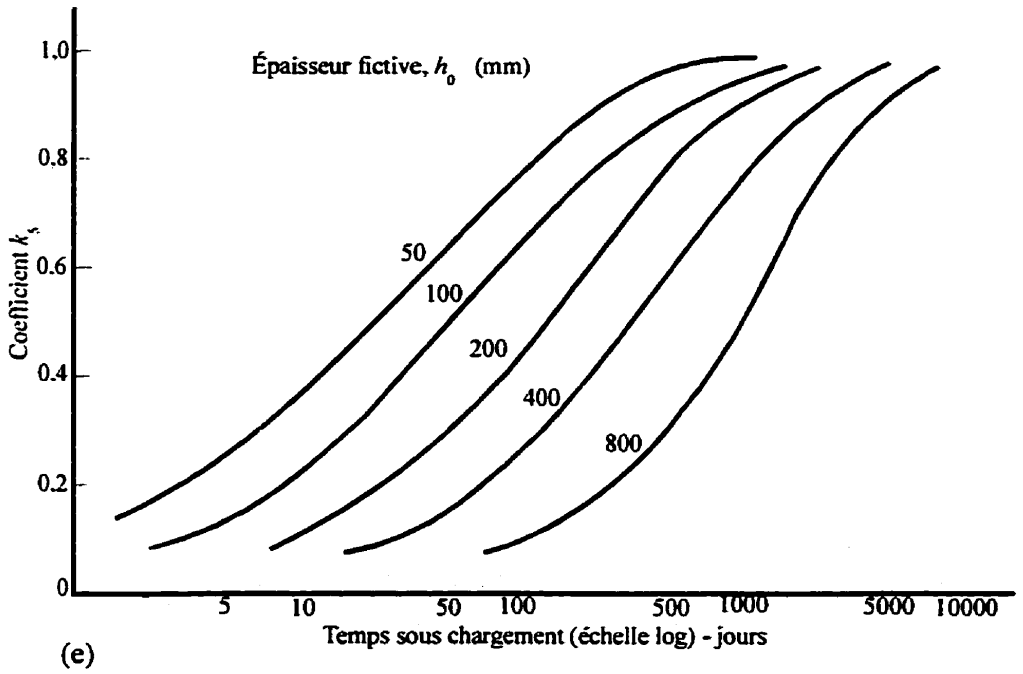


Figure 2.7: (suite)

Retrait

La déformation de retrait ($\varepsilon_{sh}(t,t_{sh.0})$) mesurée depuis le début du séchage ($t_{sh.0}$) s'exprime comme suit :

$$\varepsilon_{sh.0}(t,t_{sh.0}) = k_{1'} \cdot k_3 \cdot k_{4'} \cdot k_5 \ (\mu\varepsilon) \qquad [2.40]$$

où,

$k_{1'}$ = Coefficient pour l'humidité ambiante (Figure 2.8 (a))

k_3 = Coefficient pour la composition du béton (le même que celui du fluage)

$k_{4'}$ = Coefficient pour l'épaisseur fictive (Figure 2.8 (b))

k_5 = Coefficient décrivant le développement du retrait dans le temps (le même que celui du fluage)

Cette équation s'applique aux bétons ayant des granulats de densité normale. Pour les bétons ayant des granulats légers, le retrait est deux à trois fois celui du béton avec des granulats normaux pour la même résistance en compression.

2.6.3 CEB-FIP, 1978

Coefficient de fluage

Dans la méthode du CEB-FIP de 1978, le fluage est divisé en fluage irréversible (écoulement plastique) et en fluage réversible (déformation élastique différée). De plus, l'écoulement plastique est subdivisé en une composante représentant le premier instant de chargement (écoulement initial) et en une autre composante pour l'écoulement subséquent.

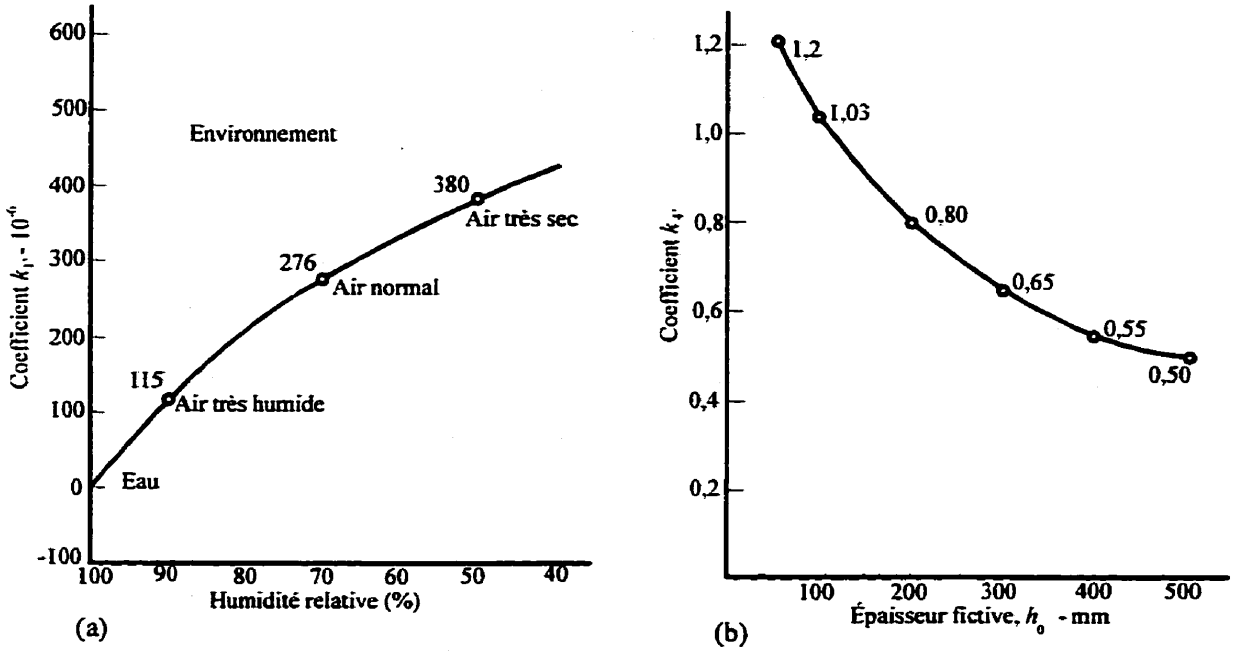


Figure 2.8 :Courbes de prédiction de retrait du CEB-FIP, 1970
(a) : Coefficient pour l'humidité ambiante, k_1.
(b) : Coefficient pour l'épaisseur fictive, k_4.

Cette méthode utilise le coefficient de fluage $\phi_{28}(t,t_0)$ tel que défini par l'équation [2.34] mais calculé comme suit :

$$\phi_{28}(t,t_0)=\beta_a(t_0)+\phi_d\cdot\beta_d(t-t_0)+\phi_f\left[\beta_f(t)-\beta_f(t_o)\right] \qquad [2.41]$$

avec,

$$\beta_a(t_0)=0{,}8\left(1-\frac{f_c(t_0)}{f_c(\infty)}\right) \qquad [2.42]$$

où,

β_a = Écoulement initial

$f_c(t_0)/f_c(\infty)$ = Variation de la résistance du béton avec l'âge (Figure 2.9(a) ou l'équation [2.43])

ϕ_d = Coefficient d'élasticité différée = 0,4

β_d = Fonction correspondant au développement dans le temps de la déformation élastique différée (Figure 2.9(b))

ϕ_f = Coefficient de plasticité différée = $\phi_{f1} \cdot \phi_{f2}$

ϕ_{f1} = Coefficient pour l'humidité ambiante (Tableau 2.1)

ϕ_{f2} = Coefficient pour l'épaisseur fictive (Figure 2.9(c))

β_f = Fonction correspondant au développement dans le temps de la plasticité différée dépendant de l'épaisseur fictive (Figure 2.9(d))

t = Âge du béton au moment considéré, corrigé selon l'équation [2.56] (jours)

t_0 = Âge du béton au moment de la mise en charge, corrigé selon l'équation [2.56] (jours)

$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(\infty)} = \frac{1}{1{,}276}\left(\frac{t_0}{4{,}2 + 0{,}85 \cdot t_0}\right)^{3/2} \qquad [2.43]$$

L'épaisseur fictive se définit comme suit :

$$h_0 = \lambda \times \frac{2A_c}{u} \qquad [2.44]$$

où,

h_0 = Épaisseur fictive (mm)

λ = Coefficient pour le milieu ambiant (Tableau 2.1)

A_c = Aire de la section de la membrure (mm^2)

u = Périmètre de la section exposé à l'air ambiant (mm)

Les valeurs indiquées pour ϕ_{f1} et ε_{sh1} concernent les bétons à consistance plastique (affaissement de 10 à 90 mm). Elles doivent être réduites de 25% pour les

bétons à consistance ferme (affaissement < 10 mm) et augmentées de 25% pour les bétons à consistance molle (affaissement > 160 mm).

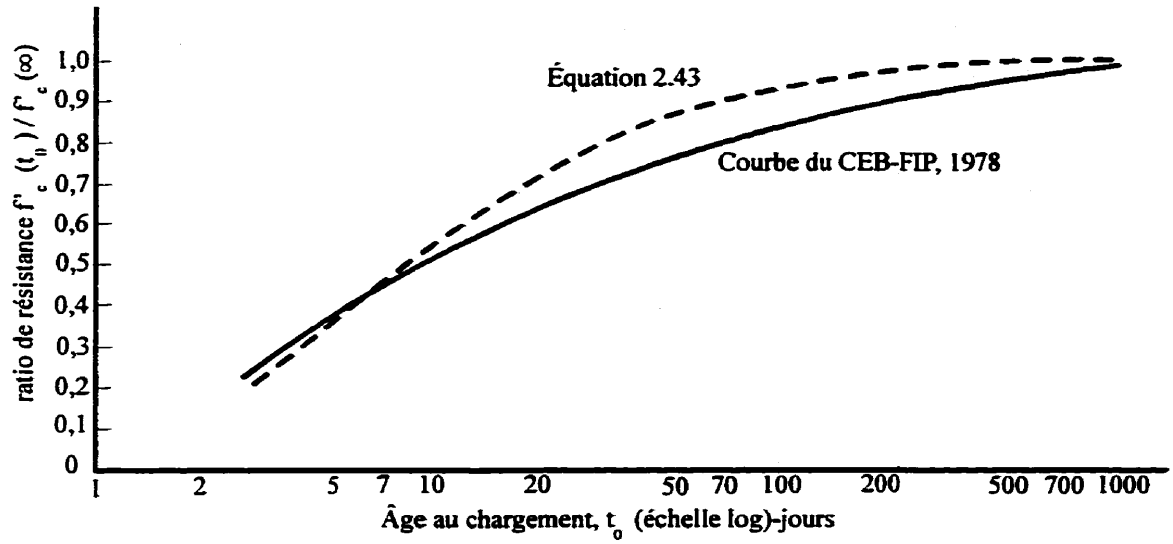
Tableau 2.1 : Coefficients de fluage et de retrait du CEB-FIP, 1978

Milieu ambiant	Humidité relative (%)	Coefficients		Coefficient λ
		ϕ_{fl}	$\varepsilon_{sh1}(x10^{-6})$	
Eau	--	0,8	+100	30
Atmosphère très humide	90	1,0	-130	5
Extérieur, en général	70	2,0	-320	1,5
Atmosphère très sèche	40	3,0	-520	1

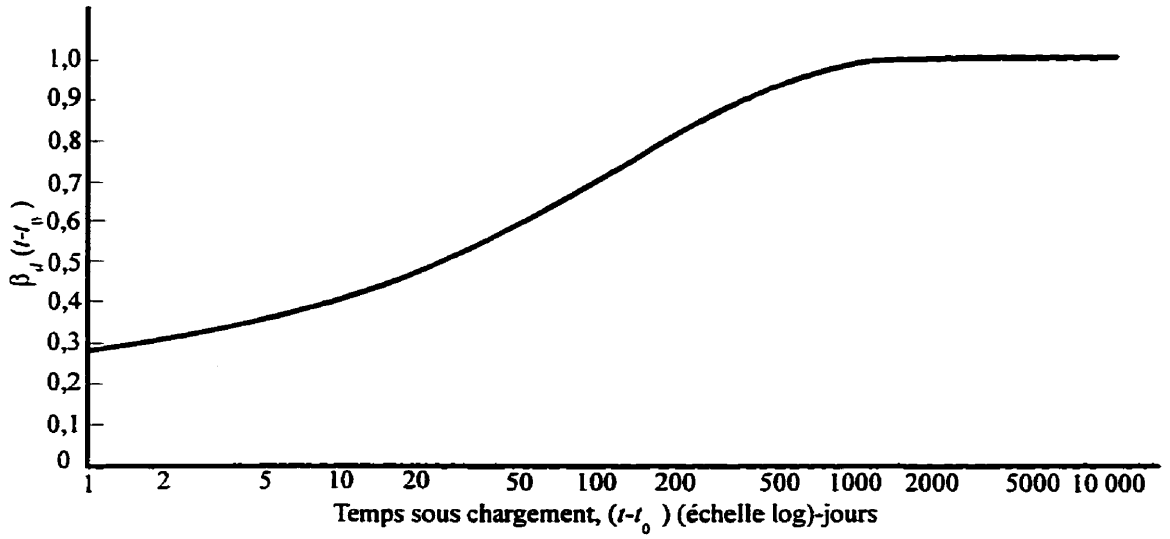
L'utilisation des figures 2.9(a) à 2.9(d) peut s'avérer plus ou moins pratique lorsqu'on désire connaître les coefficients de fluage pour divers pas de temps ou tout simplement pour la programmation. Des équations représentant adéquatement les figures ci-haut mentionnées ont donc été suggérées par différents chercheurs. Elbadry (1988) les a rassemblées dans sa thèse de doctorat et elles sont présentées dans les lignes qui suivent.

Il a déjà été mentionné que la Figure 2.9(a) peut s'exprimer à l'aide de l'équation [2.43], mais il semblerait que l'équation suivante représente beaucoup mieux la courbe.

$$\frac{f_c(t)}{f_c(\infty)} = 1{,}1226 - 1{,}1854 \cdot t^{-0{,}3} \qquad [2.45]$$

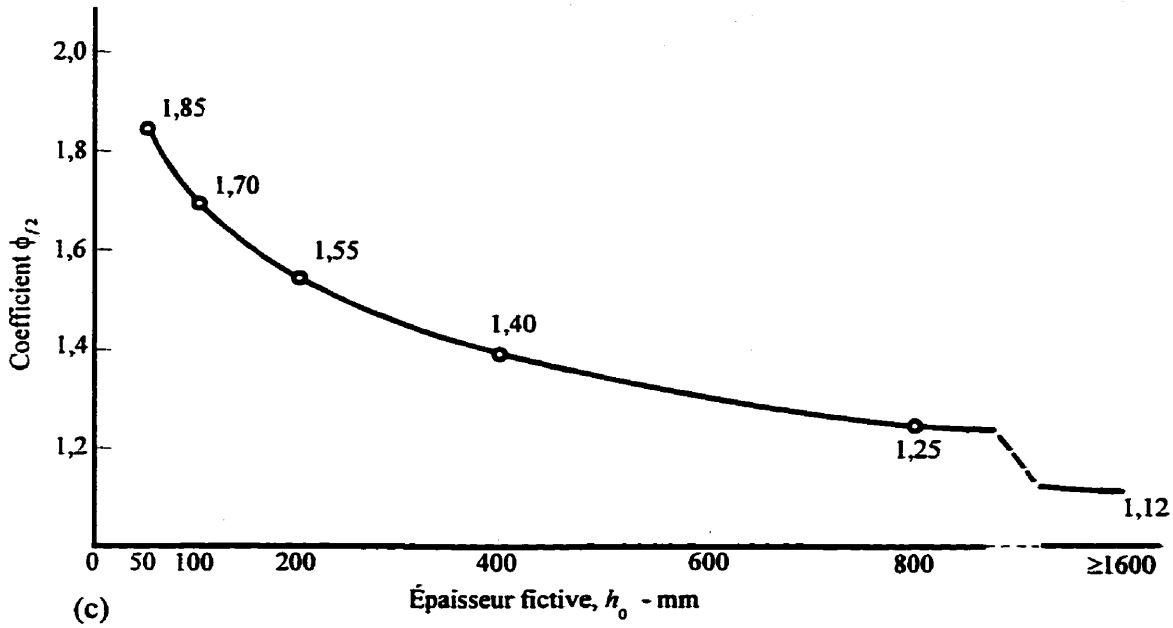


(a)



(b)

Figure 2.9 :Courbes de prédiction de fluage du CEB-FIP, 1978
(a): Développement de la résistance avec l'âge, f'_c/f'_∞
(b): Développement de la déformation élastique différée avec le temps, β_d
(c): Influence de l'épaisseur fictive, ϕ_{f2}
(d): Développement de la déformation plastique différée avec le temps, β_f



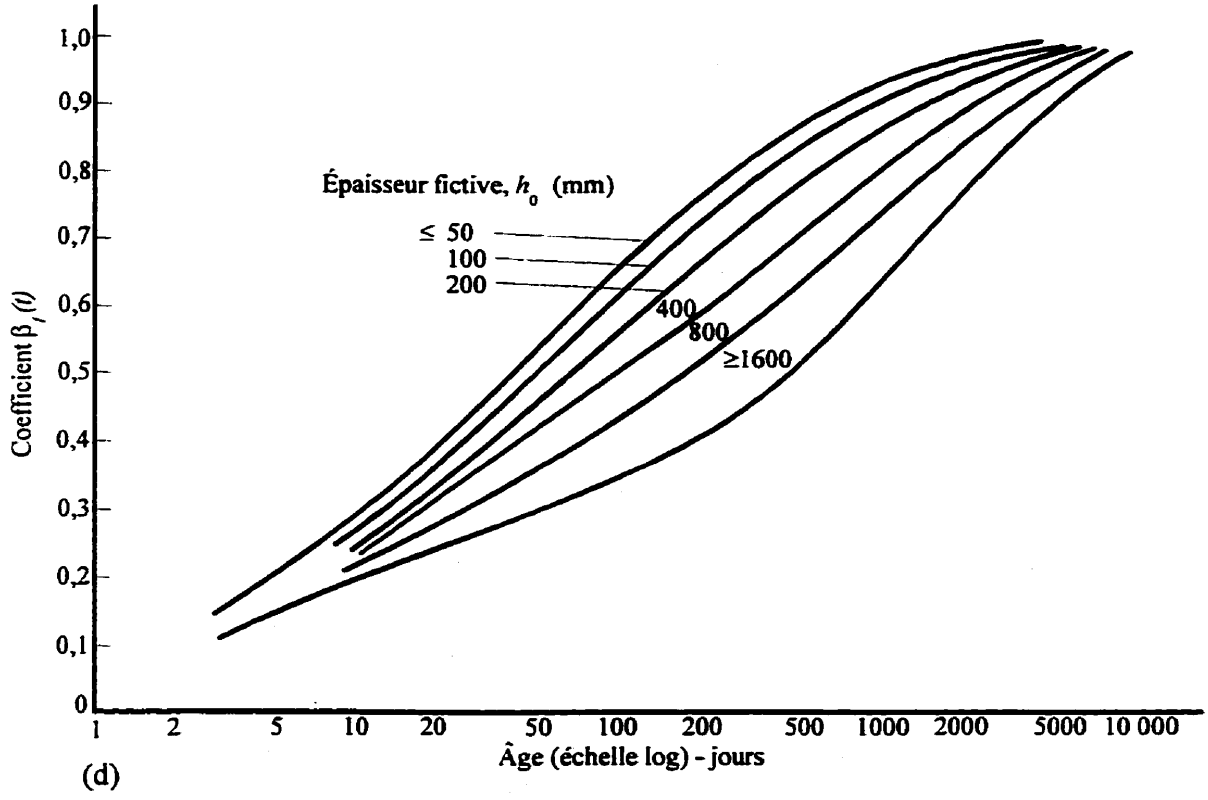


Figure 2.9 : (suite)

Pour leur part, les Figures 2.9(b), (c) et (d) peuvent s'exprimer respectivement comme suit:

$$\beta_d(t-t_0)=0{,}28+0{,}5\times tg^{-1}(0{,}011(t-t_0))^{2/3} \qquad [2.46]$$

$$\phi_{f2}=\frac{3{,}816}{h_0^{1/6}}\,e^{\left(4{,}4\times10^{-6}h_0-\frac{3{,}57}{h_0}\right)} \qquad [2.47]$$

$$\beta_f(t)=\left[\frac{t}{t+k_{f1}(h_0)}\right]^{k_{f2}(h_0)} \qquad [2.48]$$

avec,

$$k_{f1}(h_0)=0{,}391\cdot h_0^{1{,}25}\cdot e^{\left(\frac{50{,}2}{h_0}\right)} \qquad [2.49]$$

$$k_{f2}=\frac{1{,}964}{h_0^{0{,}2954}}\,e^{\left(144\times10^{-6}h_0-\frac{11}{h_0}\right)} \qquad [2.50]$$

Retrait

La déformation relative de retrait ($\varepsilon_{sh,r}(t,t_0)$) qui se développe dans un intervalle de temps (t-t_0) s'exprime comme suit :

$$\varepsilon_{sh,r}(t,t_0)=\varepsilon_{sh,b}[\beta_{sh}(t)-\beta_{sh}(t_0)] \qquad [2.51]$$

où,

ε_{shb} = Coefficient de base du retrait = $\varepsilon_{sh1}\cdot\varepsilon_{sh2}$

ε_{sh1} = Coefficient pour le milieu ambiant (Tableau 2.1)

ε_{sh2} = Coefficient pour l'épaisseur fictive (Figure 2.10(a))

β_{sh} = Fonction correspondant au développement du retrait dans le temps

dépendant de l'épaisseur fictive (Figure 2.10(b))

t = Âge du béton au moment considéré, corrigé selon l'équation [2.56], en prenant α=1 dans tous les cas (jours)

t_0 = Âge du béton au moment à partir duquel l'influence du retrait est considérée, corrigé selon l'équation [2.56], en prenant α=1 dans tous les cas (jours)

Comme dans le cas de fluage, les Figures 2.10(a) et (b) peuvent s'exprimer respectivement à l'aide d'équations comme suit:

$$\varepsilon_{sh2} = \frac{3{,}387}{h_0^{0.251}} e^{\left(174\times10^{-6} h_0 - \frac{3.2}{h_0}\right)} \qquad [2.52]$$

$$\beta_{sh}(t) = \left[\frac{t}{t + k_{sh1}(h_0)}\right]^{k_{sh2}(h_0)} \qquad [2.53]$$

avec,

$$k_{sh1}(h_0) = 1{,}18\, h_0 + 16 \qquad [2.54]$$

$$k_{sh2}(h_0) = 0{,}0876\, h_0{}^{0.4} e^{\left(-257\times10^{-6} h_0 + \frac{3.2}{h_0}\right)} \qquad [2.55]$$

Âge corrigé

Pour tenir compte de la température ambiante au cours du durcissement du béton, si elle est sensiblement différente de 20°C, et du type de ciment, l'âge réel du béton (t ou t_0) doit être corrigé selon la relation suivante :

$$t_a = \frac{\alpha}{30} \times \sum_0^{t_m} (T(t_m) + 10)\Delta t_m \qquad [2.56]$$

où,

t_a = Âge ajusté du béton au moment considéré

α = Coefficient pour le type de ciment

$\alpha = 1$, pour les ciments à durcissement normal et lent

$\alpha = 2$, pour les ciments à durcissement rapide

$\alpha = 3$, pour les ciments à durcissement rapide et à haute résistance

T = Température journalière moyenne du béton (°C)

Δt_m = Nombre de jours où la température journalière moyenne a pris la valeur T

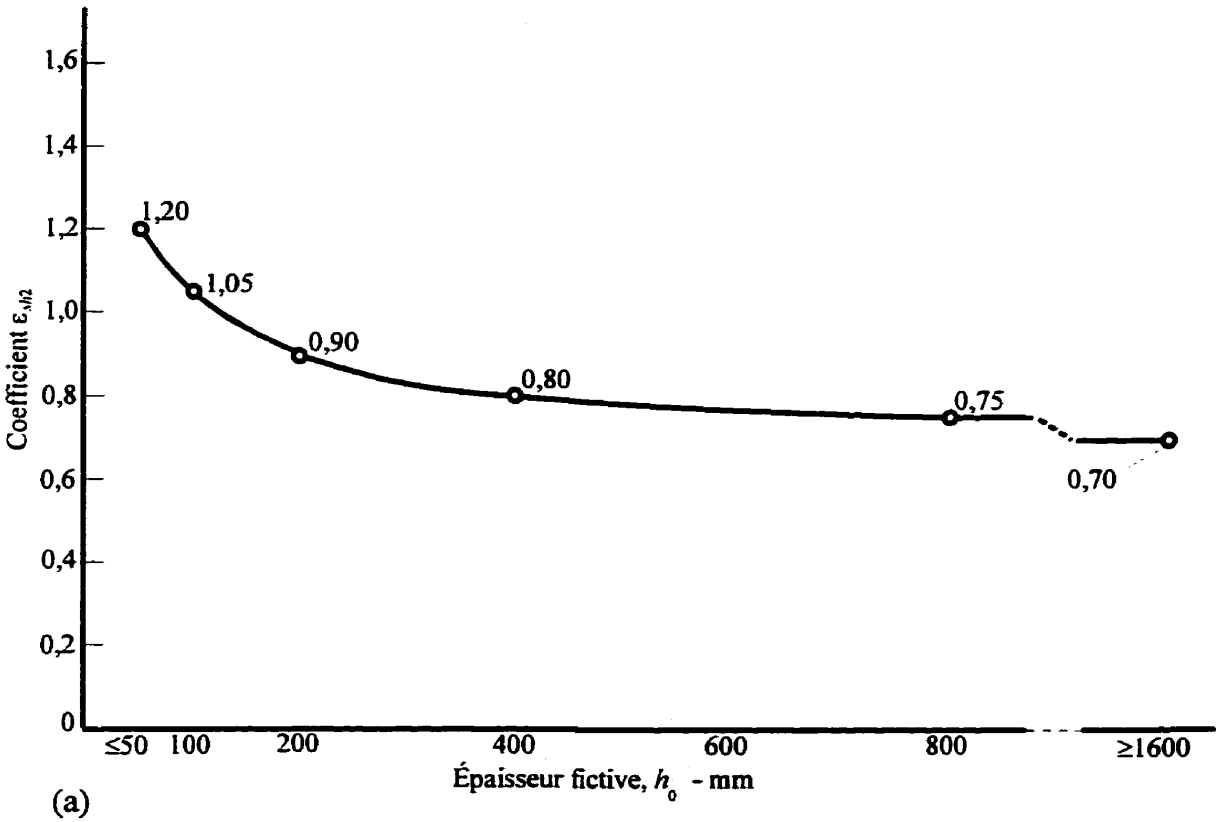


Figure 2.10 : Courbes de prédiction de retrait du CEB-FIP, 1978
(a) : Influence de l'épaisseur fictive, ε_{sh2}
(b): Développement du retrait avec le temps, β_{sh}

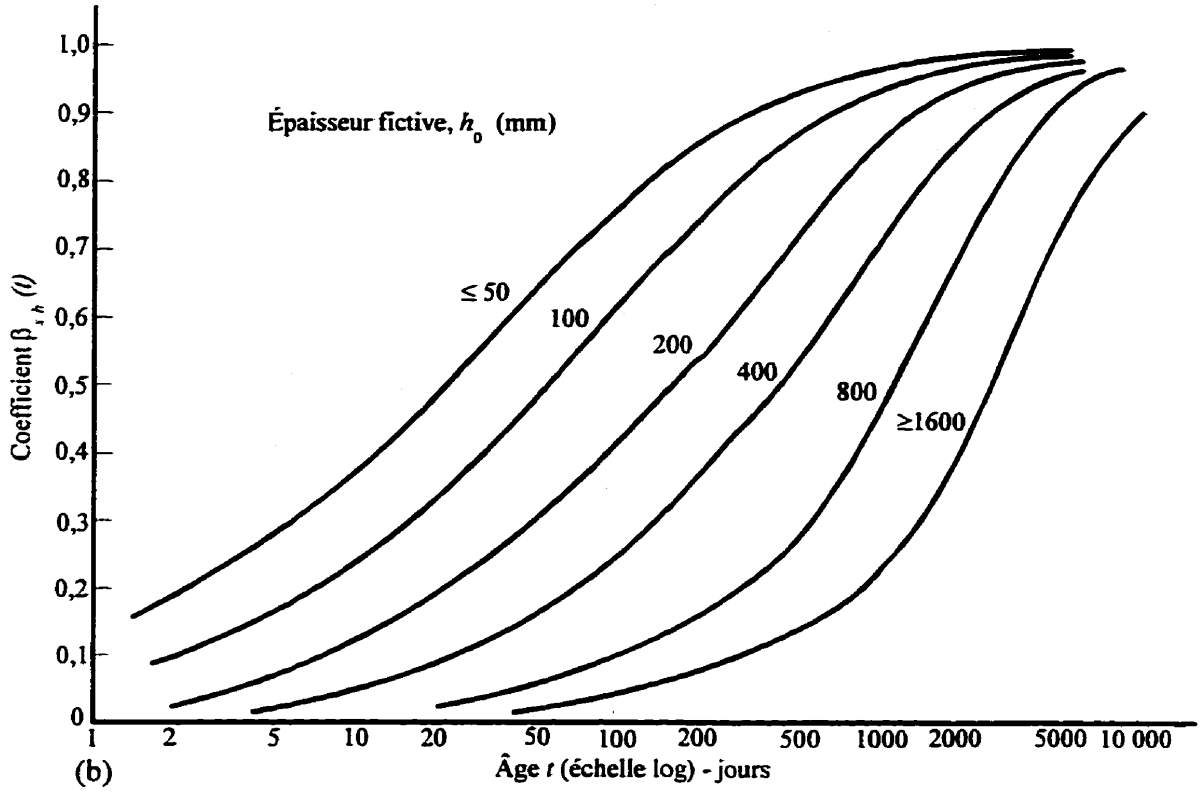


Figure 2.10: (suite)

2.6.4 CEB-FIP, 1990

Les prédictions de retrait et de fluage faites par le CEB-FIP de 1990 s'appliquent à du béton structural ordinaire dont la résistance nominale en compression se situe entre 12 MPa et 80 MPa. La charge appliquée doit être inférieure à 40% de la résistance en compression moyenne au moment du chargement. Le béton doit être dans un environnement où l'humidité relative se situe entre 40 et 100% et la température ambiante entre 5°C et 30°C.

Coefficient de fluage

Cette méthode utilise le coefficient de fluage $\phi_{28}(t,t_0)$ tel que défini par l'équation [2.34] mais calculé comme suit :

$$\phi_{28}(t,t_0) = \phi(\infty) \cdot \beta_c(t - t_0) \qquad [2.57]$$

où,

$\phi(\infty)$ = Coefficient de fluage ultime (équations [2.58] à [2.62])

β_c = Fonction décrivant le développement du fluage dans le temps (équations [2.63] et [2.64])

t = Âge du béton au moment considéré, corrigé selon l'équation [2.66], (jours)

t_0 = Âge du béton au chargement, corrigé selon l'équation [2.65] et [2.66], (jours)

Le coefficient de fluage ultime peut être évalué par les équations suivantes :

$$\phi(\infty) = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \qquad [2.58]$$

avec,

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}46 \cdot (h_0/100)^{1/3}} \qquad [2.59]$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5{,}3}{(f_{cm}/10)^{0.5}} \qquad [2.60]$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + (t_0)^{0.2}} \qquad [2.61]$$

où,

RH = Humidité relative du milieu ambiant (%)

h_0 = Épaisseur fictive (mm) (voir l'équation [2.38])

f_{cm} = Résistance moyenne du béton à la compression à l'âge de 28 jours (MPa)

La résistance moyenne à la compression peut être déduite de la résistance caractéristique spécifiée f_{ck} (MPa) par :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \qquad [2.62]$$

La résistance caractéristique spécifiée à la compression (f_{ck}) est définie comme la valeur de la résistance au-dessous de laquelle on peut s'attendre à trouver 5% de la population de toutes mesures possibles de résistance spécifiée du béton.

Le développement du fluage avec le temps est donné par :

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)}\right]^{0.3} \qquad [2.63]$$

avec,

$$\beta_H = 1{,}5\, h_0 \left\{1 + \left(1{,}2 \cdot \frac{RH}{100}\right)^{18}\right\} + 250 \leq 1500 \qquad [2.64]$$

Âge ajusté

L'effet du type de ciment sur le coefficient de fluage du béton peut être pris en compte en modifiant l'âge au chargement t_0 selon l'équation suivante :

$$t_{0a} = t_{0,T}\left[\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{0.5}} + 1\right]^{\alpha} \geq 0{,}5 \qquad [2.65]$$

où,

t_{0a} = Âge du béton au chargement ajusté

$t_{0,T}$ = Âge du béton au chargement, corrigé selon l'équation [2.66]

α = Coefficient pour le type de ciment

α = -1 pour les ciments à durcissement lent

α = 0 pour les ciments à durcissement normal ou rapide

α = 1 pour les ciments à durcissement rapide et à haute résistance

L'effet d'une température élevée ou basse (température se situant entre 0 et 80°C) sur la maturité du béton peut être pris en compte en ajustant l'âge du béton selon l'équation suivante :

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i \cdot e^{\eta} \qquad [2.66]$$

avec,

$$\eta = \left[13{,}65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right] \qquad [2.67]$$

où,

t_T = âge du béton ajustée selon la température (remplace t dans les équations correspondantes)

$T(\Delta t_i)$ = Température du béton durant la période Δt_i

Δt_i = Nombre de jours à la température T

Retrait

La déformation de retrait ($\varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0})$) mesurée depuis le début du séchage ($t_{sh,0}$) s'exprime comme suit :

$$\varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0}) = \varepsilon_{sh}(\infty) \cdot \beta_{sh}(t - t_{sh,0}) \ (\mu\varepsilon) \qquad [2.68]$$

où,

$\varepsilon_{sh}(\infty)$ = Coefficient de retrait ultime (équations [2.69] à[2.72])

β_{sh} = Fonction décrivant le développement du retrait dans le temps (équation [2.73])

t = Âge du béton au moment considéré (jours)

$t_{sh,0}$ = Âge du béton au début du séchage (jours)

Le coefficient de retrait ultime peut être obtenu des équations suivantes :

$$\varepsilon_{sh}(\infty) = \varepsilon_{sh}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \qquad [2.69]$$

avec,

$$\varepsilon_{sh}(f_{cm}) = [160 + \beta_{shc} \cdot (90 - f_{cm})] \cdot 10^{-6} \qquad [2.70]$$

et,

$$\beta_{RH} = -1{,}55 \cdot \beta_{shRH} \quad \text{pour } 40\% \leq RH < 99\% \qquad [2.71]$$

$$\beta_{RH} = 0{,}25 \quad \text{pour } RH \geq 99\%$$

$$\beta_{shRH} = 1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3 \qquad [2.72]$$

où,

f_{cm} = Résistance à la compression moyenne du béton à l'âge de 28 jours, MPa (voir équation [2.62])

β_{shc} = Coefficient pour le type de ciment

$\beta_{shc} = 4$, pour les ciments à durcissement et lent

$\beta_{shc} = 5$, pour les ciments à durcissement normal ou rapide

$\beta_{shc} = 8$, pour les ciments à haute résistance à durcissement rapide et

Le développement du retrait avec le temps s'exprime comme suit :

$$\beta_{sh}(t-t_{sh.0}) = \left[\frac{(t-t_{sh.0})}{350(h_0/100)^2+(t-t_{sh.0})}\right]^{0.5} \qquad [2.73]$$

2.6.5 ACI, 1992

Coefficient de fluage

Cette méthode utilise le coefficient de fluage $\phi(t,t_0)$ tel que défini par l'équation [2.35] mais calculé comme suit :

$$\phi(t,t_0) = \phi(\infty)\cdot\frac{(t-t_0)^{0.6}}{10+(t-t_0)^{0.6}} \qquad [2.74]$$

où,

$\phi(\infty)$ = Coefficient de fluage ultime (équation [2.75])
t = Âge du béton au moment considéré (jours)
t_0 = Âge du béton au moment de la mise en charge (jours)

Le coefficient de fluage ultime s'évalue comme suit :

$$\phi(\infty) = 2{,}35\cdot\gamma_c \qquad [2.75]$$

où, γ_c est égal à 1, pour les conditions de références standardisées définies au Tableau 2.2. Si les conditions réelles diffèrent des conditions de références, γ_c devient la multiplication de différents coefficients représentant les facteurs affectant le fluage. Toutefois, si un facteur particulier correspond à la condition de référence standardisée, la

valeur du coefficient correspondant sera prise égale à 1. Le coefficient γ_c s'évalue comme suit:

$$\gamma_c = \gamma_{la} \cdot \gamma_{RH} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\psi \cdot \gamma_\eta \qquad [2.76]$$

où,

γ_{la} = Coefficient pour l'âge du béton au chargement (équation [2.77])

γ_{RH} = Coefficient pour l'humidité relative ambiante (équation [2.78])

γ_h = Coefficient pour l'épaisseur moyenne ou pour le ratio volume/surface

γ_s = Coefficient pour l'affaissement

γ_ψ = Coefficient pour le pourcentage de granulats fins

γ_η = Coefficient pour la quantité d'air entraîné

Pour un béton chargé à un âge plus grand que 7 jours pour une cure humide ou plus grand que 3 jours pour une cure vapeur, le coefficient γ_{la}, qui tient compte de l'âge au chargement, doit être évalué comme suit :

$$\gamma_{la} = 1{,}25 \cdot (t_0)^{-0.118} \qquad \text{pour une cure humide} \qquad [2.77]$$

$$\gamma_{la} = 1{,}13 \cdot (t_0)^{-0.094} \qquad \text{pour une cure vapeur}$$

Lorsque l'humidité relative du milieu ambiant diffère de 40%, le coefficient γ_{RH} qui tient compte de l'humidité relative (RH) doit être déterminé comme suit :

$$\gamma_{RH} = 1{,}27 - 0{,}0067 \cdot RH \qquad \text{pour } RH > 40\% \qquad [2.78]$$

Dans le cas où l'épaisseur moyenne (h) diffère de 150 mm ou si le ratio volume/surface (V/S) diffère de 38 mm, le coefficient γ_h doit être calculé. Ce coefficient peut être évalué soit en utilisant le concept d'épaisseur moyenne ou soit en utilisant le ratio V/S. Toutefois, il faut souligner que les deux méthodes ne donnent pas la même valeur de γ_h et que la recommandation ACI laisse le choix au concepteur. La méthode qui utilise l'épaisseur moyenne donne une valeur de γ_h plus élevée.

Les équations de γ_h utilisant le concept d'épaisseur moyenne, où h est exprimé en mm, sont les suivantes :

$$\gamma_h = 1{,}14\text{-}0{,}00092\cdot h \quad \text{pour } t \leq 365 \text{ jours} \qquad [2.79]$$

$$\gamma_h = 1{,}10\text{-}0{,}00067\cdot h \quad \text{pour } t = \infty$$

Si le ratio V/S (en mm) est utilisé, il n'y a qu'une seule équation qui est la suivante :

$$\gamma_h = \frac{2}{3}\cdot\left[1+1{,}13\cdot e^{(-0.0213\cdot V/S)}\right] \qquad [2.80]$$

Les coefficients γ_s, γ_Ψ et γ_η tiennent compte de la composition du mélange de béton. Pour un affaissement (s) différent de 70 mm, pour un pourcentage de granulats fins (Ψ) différent de 50% ou pour un pourcentage d'air entraîné (η) supérieur à 6%, ces coefficients sont déterminés comme suit :

$$\gamma_s = 0{,}82 + 0{,}00264 \cdot s \qquad [2.81]$$

$$\gamma_\psi = 0{,}88 + 0{,}0024 \cdot \psi \qquad [2.82]$$

$$\gamma_\eta = 0{,}46 + 0{,}09 \cdot \eta \geq 1 \qquad [2.83]$$

Retrait

La déformation de retrait ($\varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0})$) mesurée depuis le début du séchage ($t_{sh,0}$) s'exprime comme suit :

$$\varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0}) = \varepsilon_{sh}(\infty) \cdot \frac{(t - t_{sh,0})}{35 + (t - t_{sh,0})} \text{ (με) après 7 jours de cure humide}$$

$$\varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0}) = \varepsilon_{sh}(\infty) \cdot \frac{(t - t_{sh,0})}{55 + (t - t_{sh,0})} \text{ (με) après 1-3 jours de cure vapeur} \qquad [2.84]$$

où,

$\varepsilon_{sh}(\infty)$ = Coefficient de retrait ultime (équation [2.85])

t = Âge du béton au moment considéré (jours)

$t_{sh,0}$ = Âge du béton au début du séchage (jours)

Le coefficient de retrait ultime peut être obtenu comme suit:

$$\varepsilon_{sh}(\infty) = -780 \cdot \gamma_{sh} \qquad [2.85]$$

où, γ_{sh} est égal à 1, pour les conditions de référence standardisées définies au Tableau 2.2.

Comme dans le cas du fluage, si les conditions réelles diffèrent des conditions de référence, γ_{sh} devient la multiplication de différents coefficients représentant les facteurs affectant le retrait et si un facteur particulier correspond à la condition de référence, la valeur du coefficient correspondant sera prise égale à 1. Les coefficients considérés sont les mêmes que ceux du fluage avec, en plus, un coefficient tenant compte de la quantité de ciment (γ_C). Évidemment, le coefficient qui tient compte de l'âge au chargement ne s'applique pas dans ce cas-ci. Le coefficient γ_{sh} s'évalue comme suit:

$$\gamma_{sh} = \gamma_{RH} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\psi \cdot \gamma_\eta \cdot \gamma_C \qquad [2.86]$$

Lorsque l'humidité relative du milieu ambiant diffère de 40%, le coefficient γ_{RH} qui tient compte de l'humidité relative (RH) doit être déterminé comme suit :

$$\gamma_{RH} = 1{,}4 - 0{,}01 \cdot RH \quad \text{pour } 40\% \leq RH \leq 80\% \qquad [2.87]$$

$$\gamma_{RH} = 3 - 0{,}03 \cdot RH \quad \text{pour } 80\% < RH \leq 100\%$$

Pour une épaisseur moyenne (h) différente de 150 mm ou pour un ratio V/S différent de 38 mm, le coefficient γ_h doit être calculé tout comme pour le fluage. Ce coefficient peut être évalué soit en utilisant le concept d'épaisseur moyenne ou soit en utilisant le ratio V/S. Toutefois, il faut souligner que les deux méthodes ne donnent pas la même valeur de γ_h et que la recommandation ACI laisse le choix au concepteur. La méthode qui utilise l'épaisseur moyenne donne une valeur de γ_h plus élevé.

Les équations de γ_h utilisant le concept d'épaisseur moyenne sont les suivantes :

$$\gamma_h = 1{,}23\text{-}0{,}00015 \cdot h \quad \text{pour } t \leq 365 \text{ jours} \qquad [2.88]$$

$$\gamma_h = 1{,}17\text{-}0{,}00114 \cdot h \quad \text{pour } t = \infty$$

Si le ratio *V/S* est utilisé, on a:

$$\gamma_h = 1{,}2 \cdot e^{(-0{,}00472 \cdot V/S)} \qquad [2.89]$$

Les coefficients γ_s, γ_Ψ, γ_η et γ_C tiennent compte de la composition du mélange de béton. Pour un affaissement (s) différent de 70 mm, pour un pourcentage de granulats fins (Ψ) différent de 50%, pour un pourcentage d'air entraîné (η) supérieur à 6% ou pour une quantité de ciment (C) $\leq$ 279 kg/m³ ou $\geq$ 445 kg/m³, ces coefficients sont déterminés comme suit:

$$\gamma_s = 0{,}89 + 0{,}00161 \cdot s \qquad [2.90]$$

$$\gamma_\Psi = 0{,}3 + 0{,}014 \cdot \Psi \quad \text{pour } \Psi \leq 50\% \qquad [2.91]$$

$$\gamma_\Psi = 0{,}9 + 0{,}002 \cdot \Psi \quad \text{pour } \Psi > 50\%$$

$$\gamma_\eta = 0{,}95 + 0{,}008 \cdot \eta \qquad [2.92]$$

$$\gamma_C = 0{,}75 + 0{,}00061 \cdot C \geq 1 \qquad [2.93]$$

Tableau 2.2 : Facteurs affectant le fluage et le retrait et variables considérées par l'ACI (1992)

Facteurs			Variables considérées	Conditions de référence
Béton (fluage et retrait)	Composition du béton	Quantité de pâte de ciment Ratio eau/ciment Proportion du mélange Caractéristique des granulats Degré de compaction	Type de ciment	10 et 30
			Affaissement	70 mm
			Air entraîné	≤ 6%
			% granulats fins	50%
			Quantité de ciment	279 à 446 kg/m³
	Cure initiale	Durée de la cure	Cure humide	7 jours
		Température de la cure		23 ±2°C
			Cure vapeur	1-3 jours
				≤ 100°C
		Humidité de la cure	Humidité relative	≥ 95%
Conditions environnementales	Environnement	Température du béton	Température du béton	23 ± 2°C
		Contenu en eau du béton	Humidité relative ambiante	40%
Géométrie de la membrure	Géométrie	Taille et forme	Ratio volume/surface ou l'épaisseur minimum	V/S = 38 mm ou 150 mm
Chargement	Historique de chargement	Âge du béton au chargement Durée de la période de chargement	Cure humide	7 jours
			Cure vapeur	1-3 jours
			Charge soutenue	Charge soutenue
	Conditions de contraintes	Type de contrainte et de distribution	Contrainte de compression	Compression axiale
		Ratio contrainte/résistance	Ratio contrainte/résistance	≤ 0,5

2.6.6 AASHTO, 1994

Les méthodes retenues par l'AASHTO (1994) sont tirées de Collins et Mitchell (1991). Elles sont basées sur les recommandations du comité 209 de l'ACI modifiées récemment.

Coefficient de fluage

Cette méthode utilise le coefficient de fluage $\phi(t,t_0)$ tel que défini par l'équation [2.35] mais calculé comme suit :

$$\phi(t,t_0) = 3{,}5 \cdot k_{VS} \cdot k_f \cdot t_0^{-0.118}\left(1{,}58 - \frac{RH}{120}\right) \cdot \frac{(t-t_0)^{0.6}}{10+(t-t_0)^{0.6}} \qquad [2.94]$$

avec,

$$k_{VS} = \left[\frac{45+(t-t_0)}{26 \cdot e^{0.0142 V/S} + (t-t_0)}\right] \cdot \left[\frac{1{,}8+1{,}77 \cdot e^{-0.0213 V/S}}{2{,}587}\right] \qquad [2.95]$$

et,

$$k_f = \frac{62}{42+f'_c} \qquad [2.96]$$

où,

k_{VS} = Coefficient pour le ratio volume/surface (V/S)

k_f = Coefficient pour l'effet de la résistance du béton

RH = Humidité relative ambiante (%) (si inconnu, Figure 2.11)

t = Âge du béton au moment considéré (jours)

t_0 = Âge du béton au moment de la mise en charge (jours)

(1 jour cure vapeur = 7 jours cure normale)

Lorsqu'on détermine le ratio *V/S* dans l'équation [2.95], la surface de la membrure considérée doit être uniquement composée des aires exposées à l'atmosphère. Si cette membrure se situe dans un endroit clos avec très peu de ventilation, on doit utiliser seulement 50% du périmètre intérieur pour calculer la surface. De plus, le ratio *V/S* ne doit pas excéder 150 mm pour appliquer correctement l'équation [2.95].

Retrait

La déformation de retrait ($\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,0})$) mesurée depuis le début du séchage ($t_{sh,0}$), pour un béton composé de granulats ne subissant pas de retrait, s'exprime comme suit :

$$\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,0}) = -510 \cdot k_{VS} \cdot k_{RH} \cdot \frac{(t-t_{sh,0})}{35+(t-t_{sh,0})} \ (\mu\varepsilon) \ \text{cure humide} \qquad [2.97]$$

$$\varepsilon_{sh}(t,t_{sh,0}) = -560 \cdot k_{VS} \cdot k_{RH} \frac{(t-t_{sh,0})}{55+(t-t_{sh,0})} \ (\mu\varepsilon) \ \text{cure vapeur}$$

avec,

$$k_{VS} = \left[\frac{45+(t-t_0)}{26 \cdot e^{0,0142 \cdot V/S}+(t-t_0)}\right] \cdot \left[\frac{1064-3,7 \cdot V/S}{923}\right] \qquad [2.98]$$

où,

k_{VS} = Coefficient pour le ratio volume/surface (*V/S*)

k_{RH} = Coefficient pour l'humidité relative (Tableau 2.3)

t = Âge du béton au moment considéré (jours)

$t_{sh,0}$ = Âge du béton au début du séchage (jours)

Si le béton a commencé à sécher avant 5 jours de cure humide, il faut augmenter la valeur du retrait de 20%.

Tableau 2.3 : Coefficient k_{RH} pour l'humidité relative ambiante

Humidité relative ambiante moyenne	k_{RH}
40	1,43
50	1,29
60	1,14
70	1,00
80	0,86
90	0,43
100	0,00

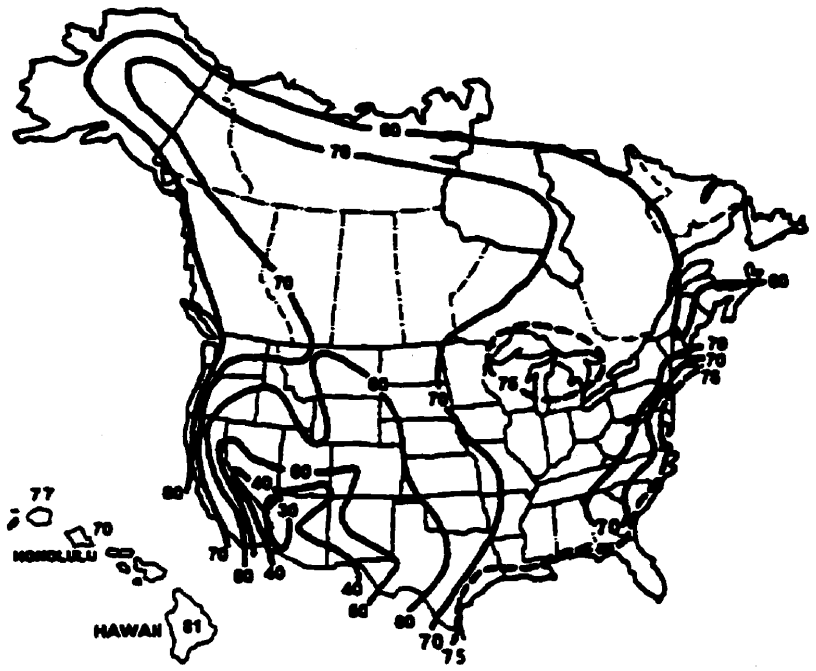


Figure 2.11 : Moyenne annuelle de l'humidité relative ambiante en Amérique du Nord (tirée de l'AASHTO (1994))

2.6.7 CHBDC, 1998

Les méthodes de prédiction du fluage et du retrait suggérées par le CHBDC sont quasi identiques à celles du CEB-FIP (1978) décrites à la section 2.6.3. Les seules différences se situent au niveau de la présentation et au niveau de l'application des méthodes. Ainsi, pour la prédiction du fluage, les Figures 2.9(c) et (d) qui donnent respectivement la valeur de ϕ_{f2} et $\beta_f(t)$ sont combinées, la nouvelle variable se nommant $k_f(t)$. Il en est de même pour la prédiction du retrait: les Figures 2.10(a) et (b) qui donnent respectivement la valeur de ε_{sh2} et de $\beta_{sh}(t)$ sont combinées, la nouvelle variable se nommant $k_{sh}(t)$. De plus, la notion d'âge corrigé pour tenir compte de la température ambiante au cours du durcissement du béton et du type de ciment n'est pas employée.

Le CHBDC mentionne que les méthodes de prédiction du fluage et du retrait doivent s'appliquer uniquement aux bétons de densité normale. Les valeurs de fluage et de retrait utilisées pour la construction segmentaire et pour les bétons à faible densité doivent être obtenues d'essais expérimentaux sur les mêmes mélanges de béton qui seront utilisés lors de la construction.

Le CHBDC mentionne également que les équations de prédiction du fluage ne s'appliquent qu'à des béton ayant une résistance à la compression inférieure ou égale à 40 MPa. Elles peuvent aussi être utilisées pour des bétons ayant une résistance à la compression supérieure ou égale à 60 MPa, cependant les déformations de fluage ainsi

obtenues doivent être réduite à 67%. Pour les bétons dont la résistance se situe entre 40 et 60 MPa, la réduction doit être établie par une interpolation linéaire entre 100 et 67%.

2.6.8 Sensibilité des méthodes

Chaque méthode de prédiction du fluage ou du retrait est sensible à un ou plusieurs paramètres dont les principaux sont l'humidité relative et la température ambiante, le ratio V/S, la résistance à la compression, le type de ciment ou de cure, etc. Tous ces paramètres sont en fait des facteurs affectant le fluage ou le retrait et chacune des méthodes réglementaires présente une sensibilité différente à ceux-ci.

Afin de pouvoir comparer l'effet de la variation de ces paramètres sur les coefficients de fluage ou sur le retrait prédits par les méthodes réglementaires, leur sensibilité à certains paramètres a été mise en évidence. Les paramètres étudiés sont ceux cités au paragraphe précédent avec en plus, dans le cas du fluage, l'âge au chargement.

Pour comparer la sensibilité des méthodes de prédiction du fluage, plusieurs graphiques représentant le ratio $\phi(t,t_0)/\phi_{réf}(t,t_0)$ en fonction des divers paramètres de sensibilité ont été tracés. Ainsi $\phi_{réf}(t,t_0)$ représente le coefficient de fluage pour un béton de référence et $\phi(t,t_0)$ représente le coefficient de fluage de ce même béton mais dont un paramètre à la fois a été modifié. Par exemple, pour évaluer la sensibilité du coefficient de fluage à l'humidité relative ambiante, $\phi_{réf}(t,t_0)$ est déterminé pour le béton de

référence selon les différents modèles de prédiction et ensuite, $\phi(t,t_0)$ est déterminé selon ces mêmes modèles de prédiction, mais pour une plage d'humidité relative ambiante allant de 40 à 100%. Ainsi, lorsque le ratio $\phi(t,t_0)/\phi_{réf}(t,t_0)$ pour un modèle de prédiction donné est égal à l'unité, cela signifie que la méthode en question n'est pas sensible au paramètre étudié.

On procède de la même manière pour comparer les méthodes de prédiction du retrait sauf qu'au lieu d'utiliser le ratio $\phi(t,t_0)/\phi_{réf}(t,t_0)$, on utilise le ratio $\varepsilon_{sh}(t_{sh},t_{sh0})/\varepsilon_{sh,réf}(t_{sh},t_{sh0})$. La description du béton de référence est donnée dans le Tableau 2.4.

Tableau 2.4:Description du béton de référence

Dimension du spécimen	152×152 mm²
Humidité relative ambiante (RH)	50%
Température ambiante (T)	20°C
Type de ciment	10
Type de cure	Humide
Age au chargement (t_0)	28 jours
Age au début du séchage (t_{sh0})	7 jours
Résistance à la compression (f'_c)	35 MPa
Affaissement (s)	70 mm
% air entraîné (η)	6%
% d'granulats fins (ψ)	50%
Quantité de ciment (C)	400 kg/m³

Dans les figures qui suivent, tous les graphiques comparant la sensibilité des méthodes de prédiction du fluage et du retrait sont présentés. Il est à noter que les ratios $\phi(t,t_0)/\phi_{réf}(t,t_0)$ et $\varepsilon_{sh}(t_{sh},t_{sh0})/\varepsilon_{sh,réf}(t_{sh},t_{sh0})$ ont été déterminés à t=365 jours. En effet,

puisque le fluage et le retrait sont variables dans le temps, il faut fixer un temps de mesure représentatif si l'on désire évaluer la sensibilité des méthodes à d'autres paramètres. La valeur de 365 jours se justifie par le fait que de façon générale, c'est le comportement à long terme qui est d'intérêt et, de plus, suite à une étude paramétrique, il s'est avéré que la sensibilité des méthodes ne diffère quasiment plus à un âge plus avancé.

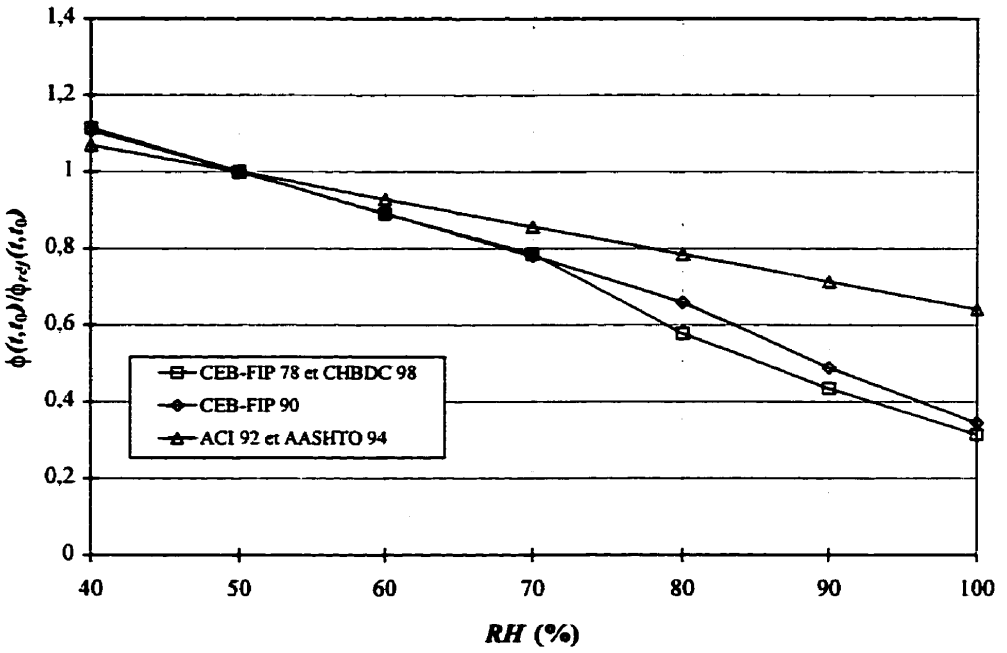


Figure 2.12: Sensibilité du coefficient de fluage à l'humidité relative ambiante ($RH_{réf}$=50%, (t,t_0)=(365,28) jours)

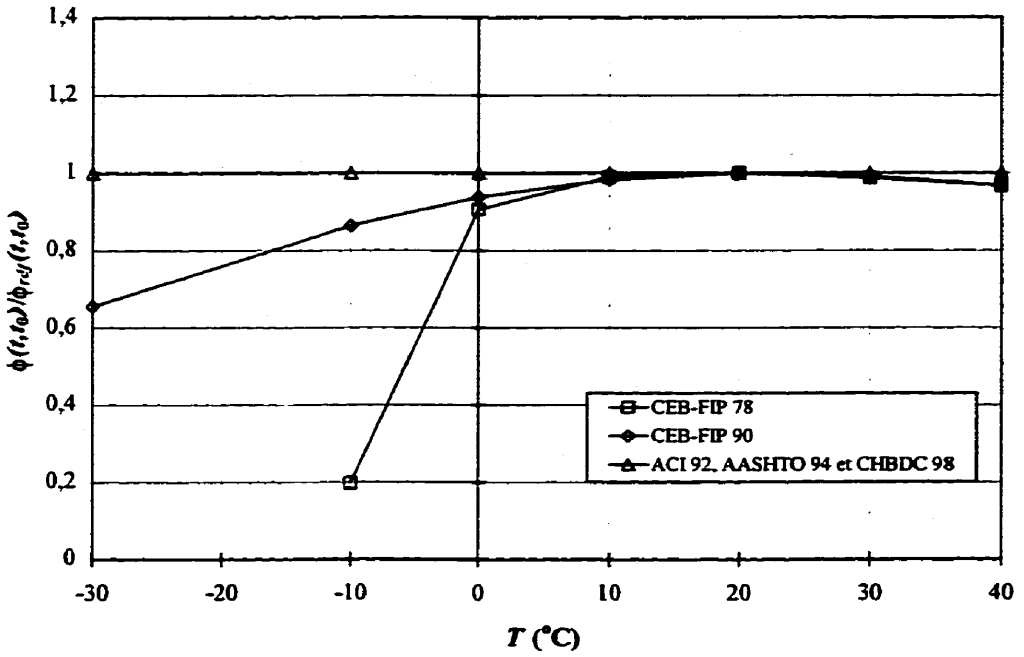


Figure 2.13: Sensibilité du coefficient de fluage à la température ambiante ($T_{réf}$=20°C, (t,t_0)=(365,28) jours)

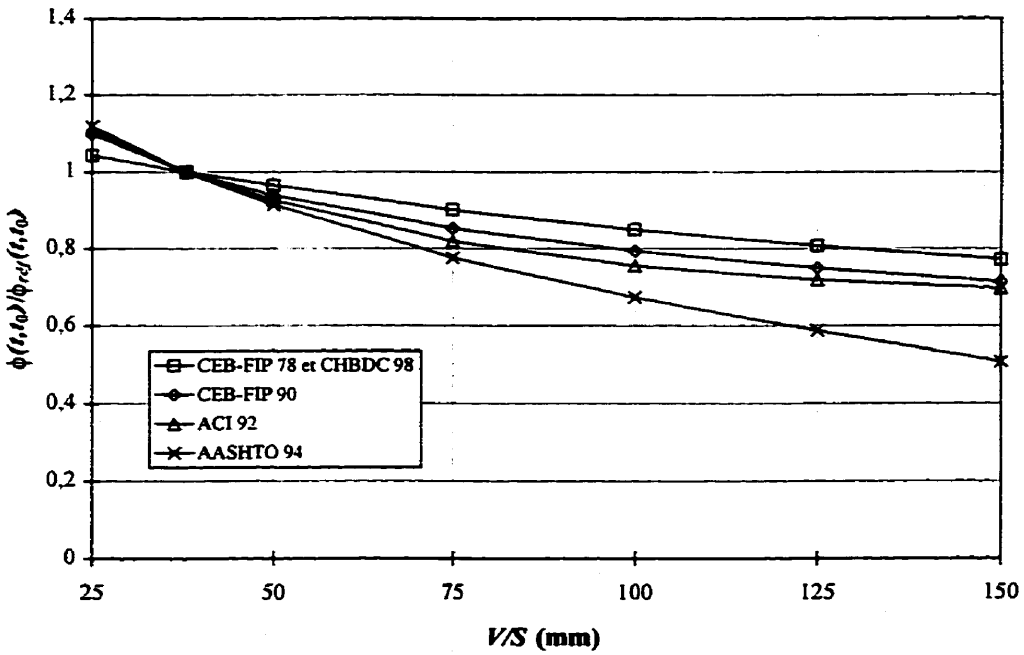


Figure 2.14: Sensibilité du coefficient de fluage au ratio *V/S* ($V/S_{réf}$=38 mm, (t,t_0)=(365,28) jours)

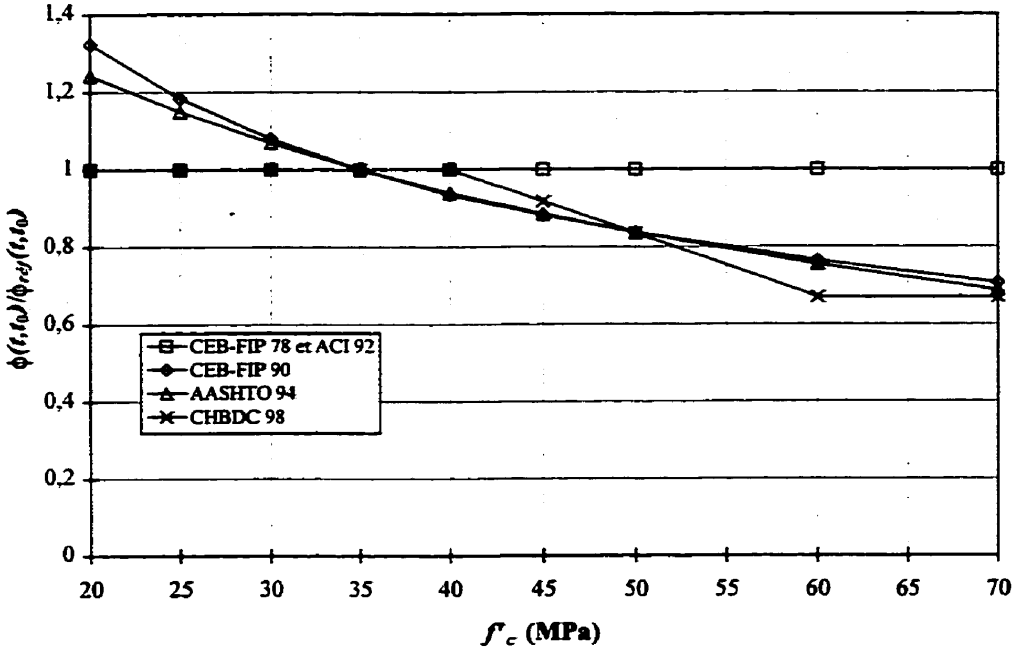


Figure 2.15: Sensibilité du coefficient de fluage à la résistance à la compression ($f'_{c\,réf}$=35 MPa, (t,t_0)=(365,28) jours)

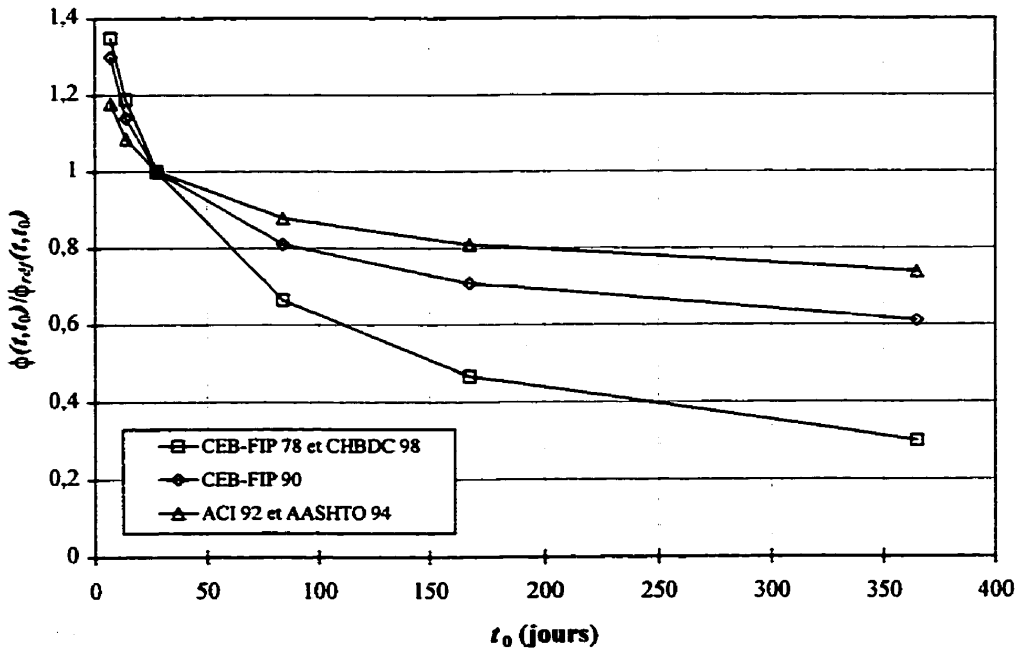


Figure 2.16: Sensibilité du coefficient de fluage à l'âge au chargement ($t_{0réf}$=28 jours, (t,t_0)=(365,28) jours)

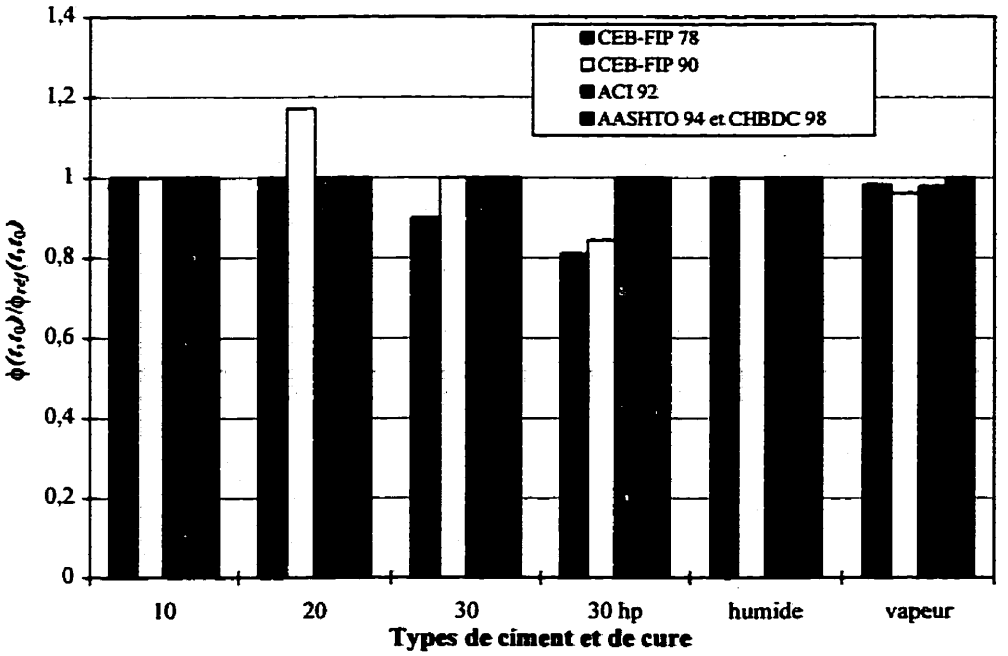


Figure 2.17: Sensibilité du coefficient de fluage aux types de ciment et de cure ($ciment_{réf}$=10, $cure_{réf}$= humide, (t,t_0)=(365,28) jours)

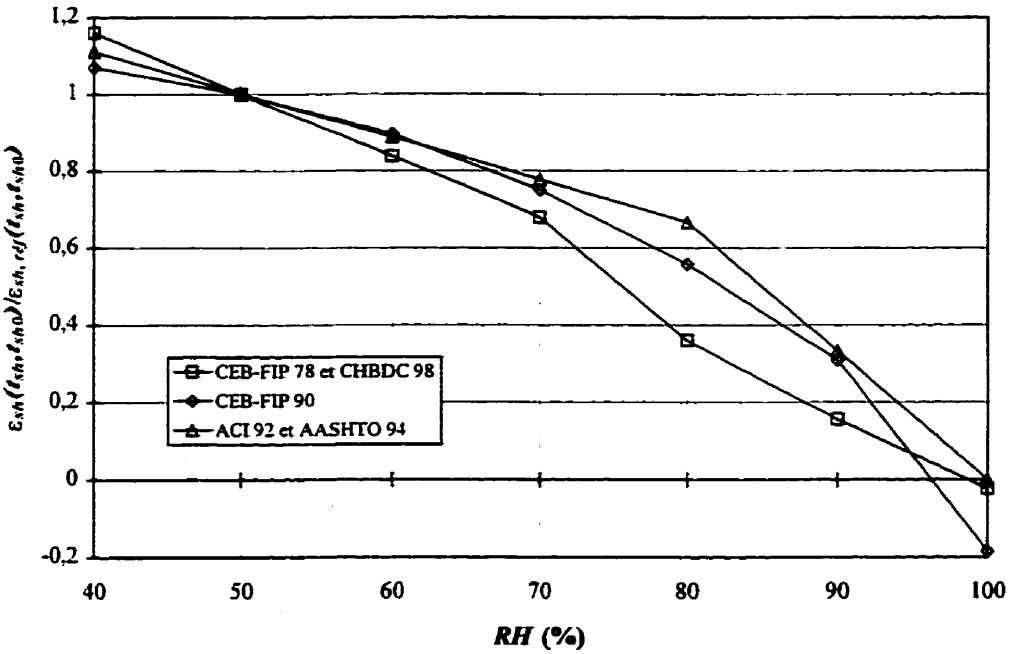


Figure 2.18: Sensibilité du retrait à l'humidité relative ambiante ($RH_{réf}$=50%, (t,t_{sh0})=(365,7) jours)

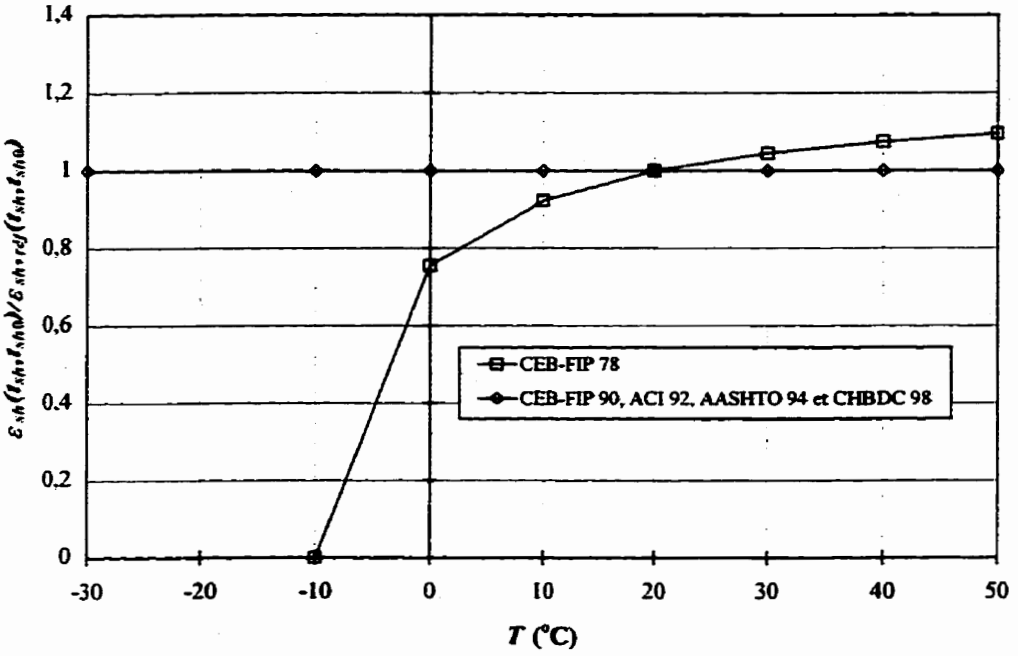


Figure 2.19: Sensibilité du retrait à la température ambiante

($T_{réf}$=20°C, (t,t_{sh0})=(365,7) jours)

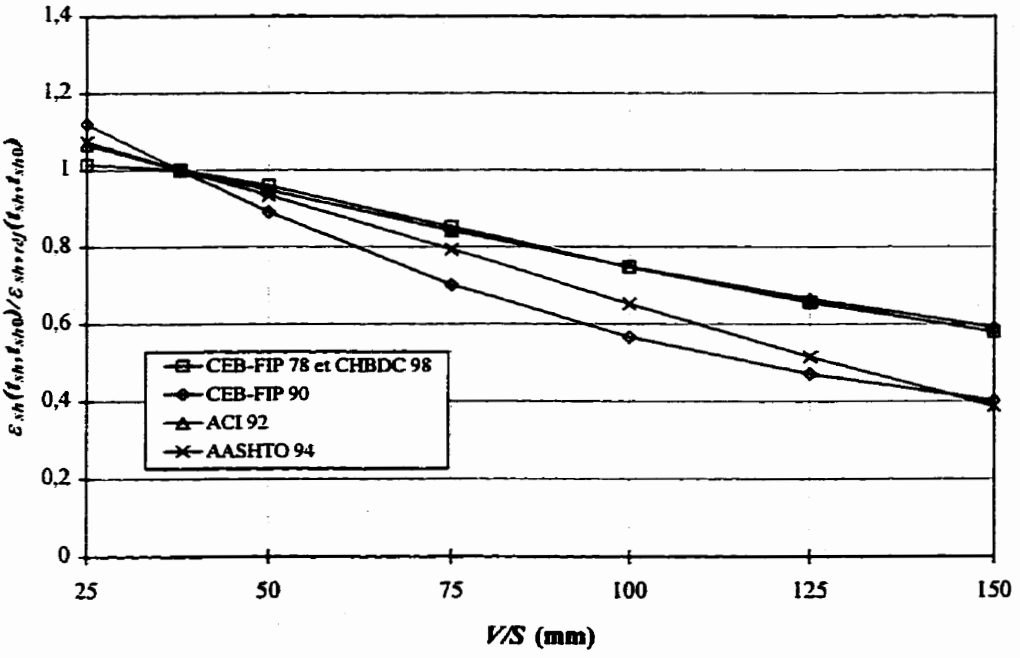


Figure 2.20: Sensibilité du retrait au ratio *V/S*

($V/S_{réf}$=38 mm, (t,t_{sh0})=(365,7) jours)

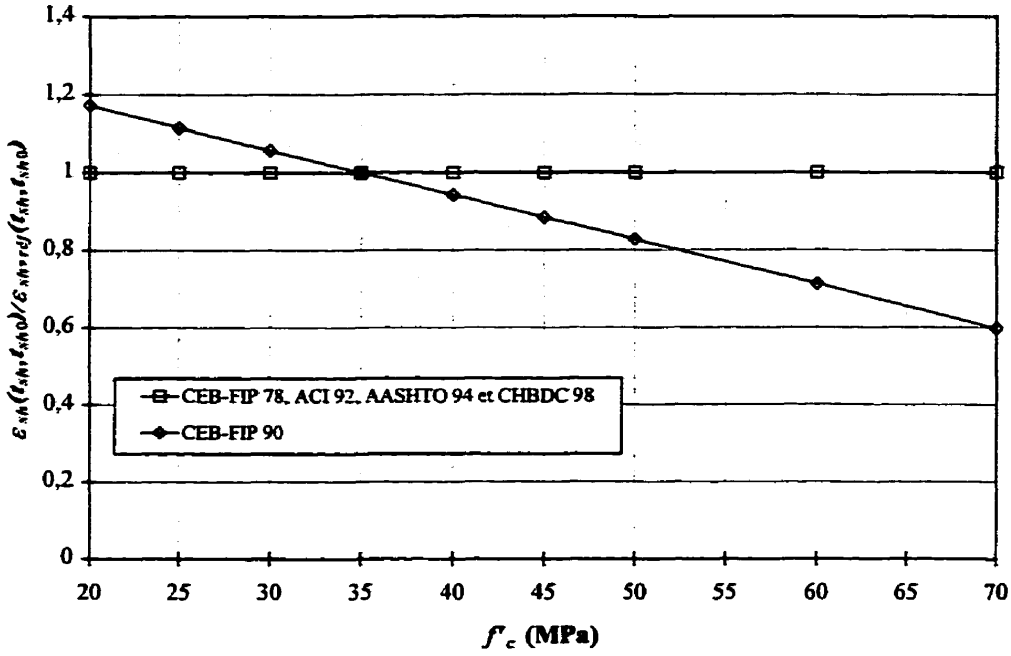


Figure 2.21: Sensibilité du retrait à la résistance à la compression ($f'_{c\,réf}$=35 MPa, (t,t_{sh0})=(365,7) jours)

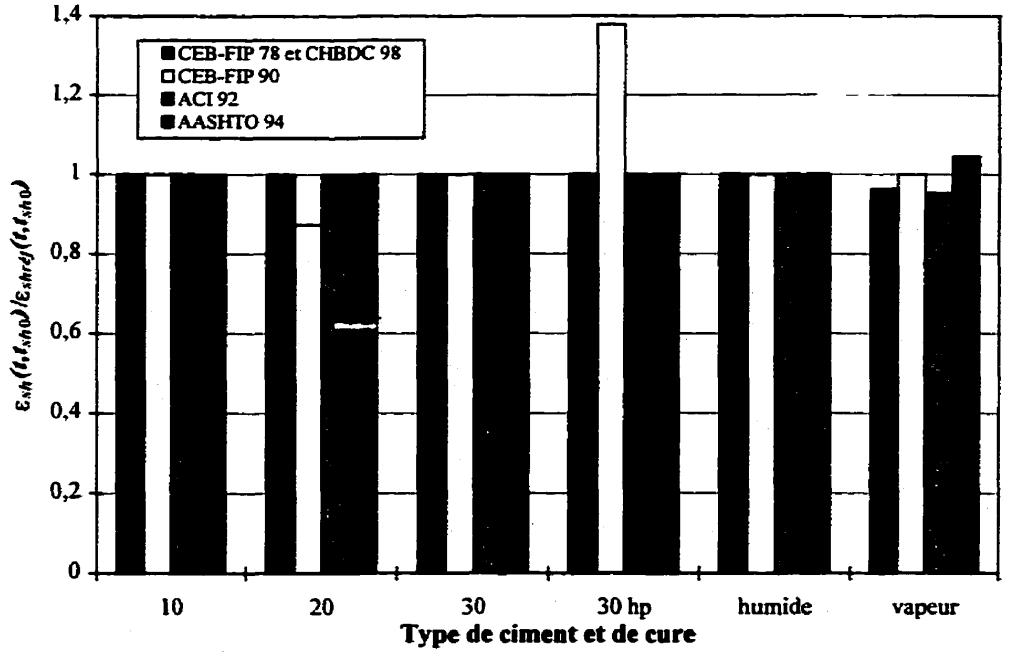


Figure 2.22: Sensibilité du retrait aux types de ciment et de cure (ciment$_{réf}$=10, cure$_{réf}$ = humide, (t,t_{sh0})=(365,7) jours)

Lorsqu'on examine les figures précédentes de plus près, on est à même de constater que les paramètres affectant le plus le fluage et le retrait prédits par les méthodes réglementaires sont l'humidité relative ambiante et le ratio *V/S*. On remarque également que l'effet de température est plus ou moins considéré par ces méthodes. Seul le CEB-FIP (1978) en tient compte dans le cas du retrait et dans le cas du fluage. Le CEB-FIP (1990) en tient compte également. Les températures basses semblent avoir un effet très important selon la Figure 2.13 et la Figure 2.19. Cependant, il faut prendre ces résultats avec beaucoup de précautions car, premièrement, le CEB-FIP (1978) ne spécifie pas de plages de validité de température alors que le CEB-FIP (1990) spécifie une plage allant de 0 à 80°C et non de -30°C à 50°C comme présentée dans ces figures. En fait, l'effet des températures basses sur le retrait ou le fluage est très peu documenté et aucune norme n'en parle clairement.

Il a été mentionné précédemment que tous les facteurs affectant la résistance du béton affectent également le fluage; une résistance élevée étant censé réduire l'amplitude du fluage. Selon la Figure 2.15, il semble que ce soit pris en compte par plusieurs méthodes de prédiction, c'est-à-dire par le CEB-FIP (1990), l'AASHTO (1994) et le CHBDC (1998). D'une certaine manière, le CEB-FIP (1978) en tient également compte en considérant le type de ciment. En effet, il est connu que les ciment de type 30 et de type 30 hp produisent des bétons ayant une plus grande résistance à la compression et, d'après la Figure 2.17, on constate que l'utilisation de ces types de ciments fait réduire le fluage. À prime abord, il semble que le ACI (1992) ne tienne pas du tout compte de ce

paramètre. Cependant, il est le seul à tenir compte de la composition du béton, c'est-à-dire de la quantité de ciment, de l'affaissement, du pourcentage de granulats fins et du pourcentage d'air entraîné ce qui n'est pas représenté ici par une figure. D'une certaine façon, le ACI (1992) tient aussi compte de la résistance du béton.

Dans le cas du retrait, la résistance à la compression n'a pas d'influence significative sur celui-ci. La Figure 2.21 le démontre clairement. Aucune méthode de prédiction n'en tient compte, sauf pour le cas du CEB-FIP (1990) où il y a une relation linéaire entre la résistance à la compression et le retrait, celui-ci diminuant avec l'augmentation de la résistance. Cet effet est en partie annulé pour les bétons faits de ciment de type 30 hp, ceux-ci ayant une résistance à la compression élevée. Comme on peut le constater sur la Figure 2.22, le retrait est augmenté considérablement pour ce type de ciment.

L'âge du béton est un paramètre qui indique le niveau de résistance atteint par celui-ci. Ainsi, l'âge au chargement a beaucoup d'importance dans l'évaluation du fluage, principalement lorsque cet âge se situe entre 7 jours et 3 mois, comme le démontre la Figure 2.16. Finalement, selon la Figure 2.17 et la Figure 2.22, le type de cure ne semble pas affecter significativement le fluage ou le retrait.

2.7 Prédiction du retrait et du fluage par des modèles rhéologiques

La rhéologie peut se définir, de façon générale, comme étant l'étude de la relation entre les contraintes et les déformations. En rhéologie, différents corps théoriques idéaux, ayant chacun des propriétés rhéologiques bien définies, sont combinés de telle sorte que le comportement rhéologique de l'ensemble des corps devient similaire à celui d'un matériau réel.

Dans les modèles rhéologiques, trois types de déformations idéalisées sont utilisées pour représenter le comportement réel d'un matériau: la déformation élastique, la déformation visqueuse et la déformation plastique. Chacune de ces déformations est représentée respectivement par un ressort, un amortisseur visqueux et un élément de friction. En plus de ces éléments de base, plusieurs modèles rhéologiques utilisent également d'autres dispositifs comme un ressort bougeant dans un amortisseur visqueux, avec l'amortisseur exerçant une friction sur le ressort, un amortisseur visqueux unidirectionnel, etc. La combinaison des ces différents éléments permet de modéliser les déformations subies par un matériau sous une charge donnée ou vice versa.

Selon Neville et al.(1983), les chercheurs ont tenté depuis longtemps de caractériser le béton à l'aide de ces modèles. Cette approche est largement empirique et son succès dépend de la capacité d'affecter une partie spécifique de la déformation du béton à un élément donné du modèle. Cette approche est tout de même un peu plus rigoureuse qu'une méthode d'ajustement d'équations. Elle est principalement utile pour

établir et solutionner des équations différentielles impliquant le temps, les contraintes et les déformations ou bien leur dérivées en fonction du temps. La solution de ces équations exprime les déformations en fonction des contraintes et du temps (équation de fluage) ou bien exprime les contraintes en fonction des déformation et du temps (équation de relaxation).

Une multitude de modèles ont été suggérés par différents chercheurs. Quelques-uns sont présentés dans Neville et al. (1983). Aujourd'hui, ces modèles servent principalement dans le développement d'éléments de béton en éléments finis. Ils ne sont pas utilisés autrement car, souvent, ils sont très complexes ou ne représentent pas bien les déformations à long terme ou à court terme selon le cas. Dans le cadre de ce mémoire, ces types de modèles ne seront donc pas étudiés.

2.8 Prédiction de la résistance en compression et du module d'élasticité par des modèles réglementaires.

La résistance à la compression est l'une des propriétés les plus importantes du béton. Plusieurs autres propriétés sont d'ailleurs évaluées à partir de celle-ci dont, entre autres, le module d'élasticité. Ceci est possible car les facteurs influençant la résistance à la compression sont sensiblement les mêmes que ceux affectant le module d'élasticité. La détermination de la résistance à la compression est très simple. Habituellement, il suffit de faire des essais expérimentaux sur des spécimens de béton comme des

cylindres, des cubes ou des prismes en compression uniaxiale, à l'âge de 7 ou 28 jours. (Elbadry, 1988)

La détermination du module d'élasticité est absolument nécessaire pour le calcul des contraintes et des déformations dans une structure en service. De plus, comme mentionné précédemment, la résistance à la compression de même que le module d'élasticité évoluent avec le temps, modifiant ainsi la valeur de la déformation élastique pour une contrainte donnée. Il semble donc approprié de présenter ici les modèles de prédiction réglementaire de ces deux propriétés.

2.8.1 CEB-FIP, 1978

L'évolution de la résistance en compression est donnée par la Figure 2.9(a) ou par l'équation [2.43] ou [2.45]. Comme dans le cas du fluage et du retrait, on peut modifier l'âge du béton dans ces équations, à l'aide de l'expression [2.56], pour tenir compte de la maturité du béton et du type de ciment.

Le module d'élasticité peut s'évaluer à partir de la résistance en compression à l'aide de l'équation suivante (Elbadry, 1988):

$$E_c(t) = 1{,}65\times10^{-3}\cdot\gamma_c^2\cdot\sqrt[3]{f'_c(t)}\ \text{(MPa)} \qquad [2.99]$$

où

γ_c = Densité du béton (kg/m³)

f'_c = Résistance à la compression (MPa)

L'évolution du module d'élasticité se détermine alors en combinant cette dernière équation soit à l'équation [2.43] ou soit à l'équation [2.45]. Le module d'élasticité en fonction du temps s'exprime respectivement comme suit:

$$E_c(t) = \left(\frac{t}{4{,}2 + 0{,}85t}\right)^{1/2} E_c(28) \text{ (MPa)} \qquad [2.100]$$

$$E_c(t) = 1{,}1337 \cdot \sqrt[3]{1{,}1226 - 1{,}1854 t^{-0{,}3}}\, E_c(28) \text{ (MPa)} \qquad [2.101]$$

2.8.2 CEB-FIP, 1990

La résistance moyenne à la compression ($f_{cm}(t)$) à l'âge t peut être évaluée de la résistance moyenne à la compression à l'âge de 28 jours par:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}(28) \qquad [2.102]$$

avec,

$$\beta_{cc}(t) = e^{\alpha\left(1 - \sqrt{28/t}\right)} \qquad [2.103]$$

où,

α = Coefficient pour le type de ciment

α = 0,38 pour les ciments à durcissement lent

α = 0,25 pour les ciments à durcissement normal ou rapide

α = 0,20 pour les ciments à durcissement rapide et à haute résistance

Le module d'élasticité à 28 jours, pour un béton de densité normal, peut être évalué à partir de la résistance moyenne à la compression à l'aide de l'équation suivante:

$$E_c(28) = 21500 (f_{cm}/10)^{1/3} \text{ (MPa)} \qquad [2.104]$$

Si la résistance moyenne à la compression n'est pas connue, le module d'élasticité à 28 jours peut être évalué à partir de la résistance caractéristique spécifiée à la compression comme suit:

$$E_c(28) = 21500\left(\frac{f_{ck}+8}{10}\right)^{1/3} \text{ (MPa)} \qquad [2.105]$$

où, on se rappelle, que la résistance caractéristique spécifiée à la compression (f_{ck}) est définie comme étant la valeur de la résistance au-dessous de laquelle on peut s'attendre à trouver 5% de la population de toutes mesures possibles de résistance spécifiée du béton.

Les équations [2.104] et [2.105] donnent le module d'élasticité tangent, qui est égal à la pente de la courbe contrainte-déformation à l'origine. Ce module doit être utilisé avec le coefficient de fluage pour calculer les déformations différées. Lorsque le module d'élasticité est utilisé pour une analyse élastique, la valeur de $E_c(28)$ devrait être multipliée par un facteur égale à 0,85 pour tenir compte de la déformation quasi instantanée, qui survient immédiatement après le chargement (Ghali et Favre, 1994).

L'évolution du module d'élasticité avec le temps peut s'évaluer avec l'équation suivante:

$$E_c(t) = \beta_E(t) \cdot E_c(28) \qquad [2.106]$$

avec,

$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \qquad [2.107]$$

2.8.3 ACI, 1992

La résistance à la compression à l'âge t, pour un béton à densité normale ou faible, peut être évaluée à partir de la résistance à la compression à 28 jours comme suit:

$$f'_c(t) = \frac{t}{\alpha + \beta \cdot t} f'_c(28) \qquad [2.108]$$

où, α et β sont des coefficients qui dépendent du type de cure et du type de ciment. Ils se déterminent à l'aide du Tableau 2.5.

Tableau 2.5: Coefficients α et β pour déterminer $f'_c(t)$, (ACI, 1992)

Type de cure	Type de ciment	α	β
Humide	10	4,0	0,85
	30	2,3	0,92
Vapeur	10	1,0	0,95
	30	0,7	0,98

Le module d'élasticité peut être évalué à partir de la résistance à la compression comme suit:

$$E_c(t) = 0{,}043 \cdot \gamma_c^{3/2} \sqrt{f'_c(t)} \qquad [2.109]$$

Cette équation donne le module d'élasticité sécant, qui correspond à la pente de la sécante partant de l'origine et allant jusqu'à un point qui correspond à $0{,}4\, f'_c$ sur la courbe contrainte-déformation instantanée (1 à 5 minutes). Selon Ghali et Favre (1994), l'utilisation de l'équation [2.109] va surestimer E_c lorsque f'_c sera supérieure à 40 MPa, ils suggèrent donc d'utiliser l'équation suivante pour un béton à densité normale:

$$E_c = 3300\sqrt{f'_c} + 7000 \text{ (MPa)} \qquad [2.110]$$

En remplaçant l'équation [2.109] dans l'équation [2.108], on obtient l'évolution du module d'élasticité avec le temps tel que:

$$E_c(t) = \left(\frac{t}{\alpha + \beta \cdot t}\right)^{1/2} E_c(28) \qquad [2.111]$$

2.8.4 AASHTO, 1994

L'AASHTO ne spécifie pas d'équations d'évolution de la résistance à la compression ou du module d'élasticité avec le temps. Le module d'élasticité peut être évalué à partir de la résistance à la compression à l'aide de la même équation que celle du ACI, à savoir l'équation [2.109].

2.8.5 CHBDC, 1998

Tout comme l'AASHTO, le CHBDC ne spécifie pas d'équations d'évolution de la résistance à la compression ou du module d'élasticité avec le temps. Le module d'élasticité peut être évalué à partir de la résistance à la compression à l'aide de l'équation suivante:

$$E_c = (3000\sqrt{f'_c} + 6900)(\gamma_c / 2300)^{3/2} \qquad [2.112]$$

2.8.6 CSA-A23.3, 1994

L'A23.3 (1994) ne spécifie pas non plus d'équations d'évolution de la résistance à la compression ou du module d'élasticité avec le temps. Le module d'élasticité peut être évalué à partir de la résistance à la compression à l'aide de l'équation suivante:

$$E_c = (3300\sqrt{f'_c} + 6900)(\gamma_c / 2300)^{3/2} \qquad [2.113]$$

CHAPITRE 3:

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL IN SITU

Ce chapitre consiste essentiellement en la description détaillée de l'ensemble du programme expérimental in situ et en la présentation des résultats expérimentaux obtenus. Ce chapitre traite d'abord de la description du pont instrumenté, du choix des instruments de mesure et de leur localisation, de la fréquence des lectures, de certaines particularités de l'instrumentation et de la caractérisation des matériaux. Ensuite, ce chapitre sera complété par la présentation de l'ensemble des résultats expérimentaux.

3.1 Objectifs

L'objectif général de ce projet de recherche est de déterminer l'amplitude et les effets des déformations différées dans les ponts constitués de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place. Pour réaliser cet objectif, il est donc essentiel de procéder à l'instrumentation d'un pont réel. De plus, il est important de réaliser les mesures dès le début de la phase de construction car la majeure partie des effets différés surviendra durant les premiers mois. En fait, environ 80% de ces effets auront eu lieu durant la première année.

Le programme expérimental in situ a pour but de permettre l'évaluation de l'amplitude des déformations différées durant la première année de mise en service d'un pont réel et ce, afin d'être en mesure de mieux évaluer ces déformations lors de la

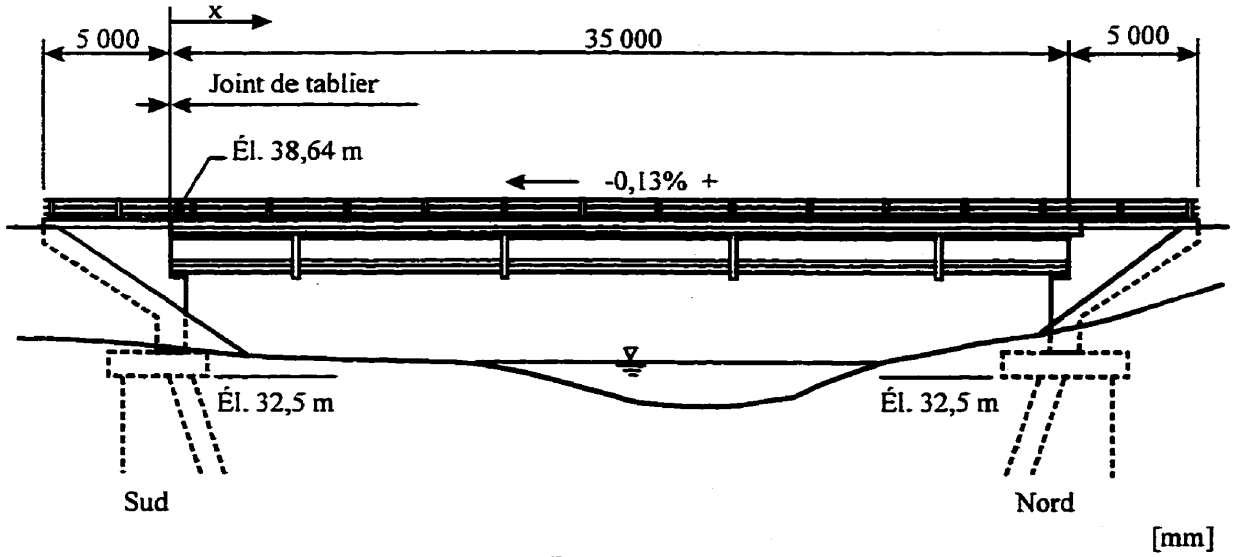
construction de ponts semblables. Plus spécifiquement, cela permettra d'établir avec plus de certitude les critères de conception des joints de tablier, qui, pour le moment, semblent remis en question.

3.2 Description du pont instrumenté

Le ministère des Transports du Québec (MTQ) a identifié un pont typique fait de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place. Il s'agit du pont de la Rivière des Fèves situé sur la route 138 entre les villes de Ste-Martine et d'Howick, à environ 50 km au sud-ouest de Montréal. La mise en chantier a débuté en août 1996 et s'est terminée au mois de novembre de la même année. L'instrumentation du pont a eu lieu durant cette période.

Le pont de 45 mètres de longueur, montré sur les Figures 3.1 et 3.2, est constitué d'une seule travée de 35 mètres de portée et de 12,6 mètres de largeur ainsi que de deux culées de 5 mètres de longueur chacune. Le pont qui ne comprend pas de trottoir, n'a que deux chasse-roues de 450×300 mm, donnant ainsi une largeur carrossable de 11,7 m. La travée repose sur un appareil d'appui fixe du côté Nord (Ste-Martine) et sur un appareil d'appui mobile du côté Sud (Howick). Ces appareils sont en élastomère fretté et leur dimension est de 530 × 310 mm, l'appareil d'appui fixe ayant 25 mm d'épaisseur contre 90 mm pour l'appareil d'appui mobile. Un joint de tablier avec une garniture en élastomère, autorisant des ouvertures de 50 mm, est installé à l'appui mobile afin de permettre les mouvements longitudinaux du pont.

a) Vue du pont



b) Dimensions

Figure 3.1: Vue en élévation du pont de la rivière des Fèves

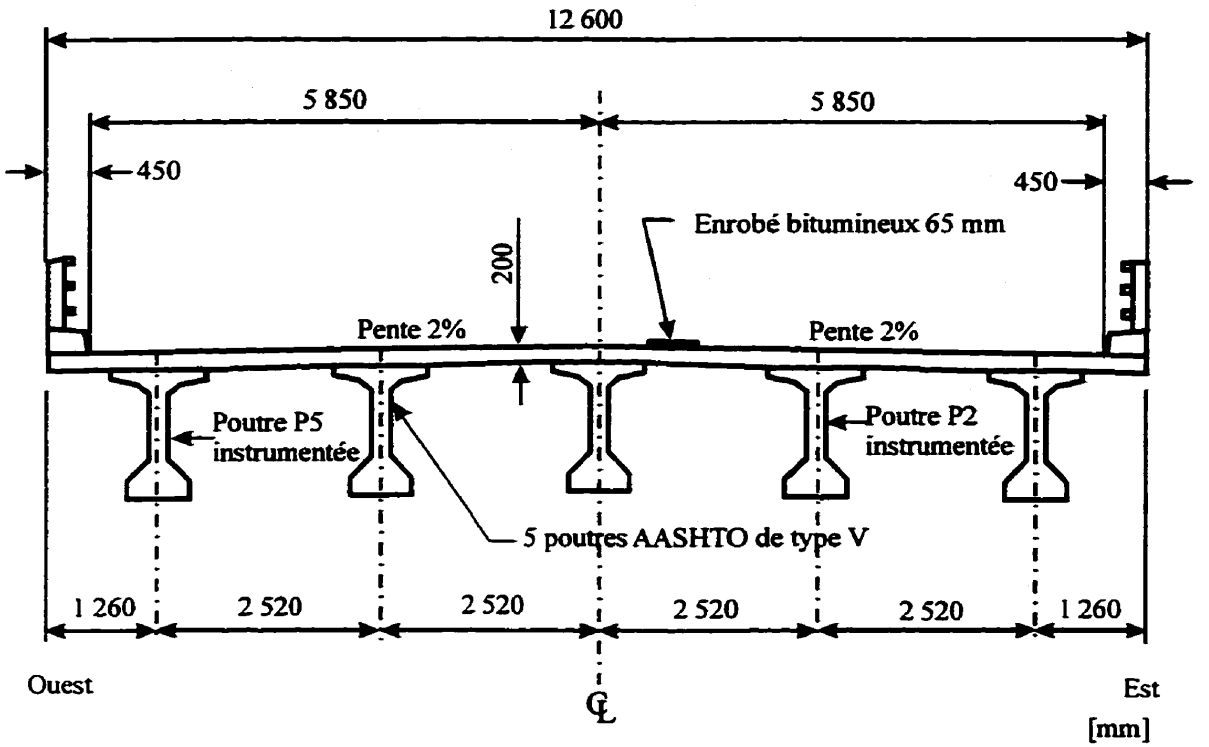


Figure 3.2: Coupe transversale du pont de la Rivière des Fèves

Le tablier du pont est composé de cinq poutres préfabriquées en béton précontraint (AASHTO de type V), dont les dimensions sont présentées sur la Figure 3.3, ainsi que d'une dalle coulée en place de 200 mm d'épaisseur. Les poutres qui ont subi une cure vapeur d'une journée, ont une résistance nominale de 46 MPa alors qu'une cure humide de sept jours a été spécifiée pour la dalle qui a une résistance nominale de 35 MPa. Chaque poutre est précontrainte par prétension à l'aide de 66 torons à faible relaxation de 13 mm de diamètre dont la tension initiale moyenne est de 1350 MPa. Parmi les 66 torons, on en compte 48 droits et 18 inclinés, ce qui donne un profil de câbles cassé. L'excentricité moyenne des câbles par rapport au centre de gravité de la section brute de la poutre est de 313 mm aux extrémités et 654 mm sur une longueur de

7 m dans la partie centrale de la poutre. La Figure 3.4 montre le patron des câbles aux extrémités et au centre de la poutre de même que leur profil.

3.3 Choix des instruments de mesures

Afin d'être en mesure d'évaluer correctement le comportement différé du pont étudié, trois types de mesure doivent être prises: des mesures de déformations, de déplacements et de température. Ces trois types de mesures servent à déterminer respectivement le comportement instantané et différé des poutres et de la dalle du pont, les mouvements longitudinaux de la travée simple et la flèche relative au centre de celle-ci ainsi que les gradients thermiques qui se produisent dans la structure.

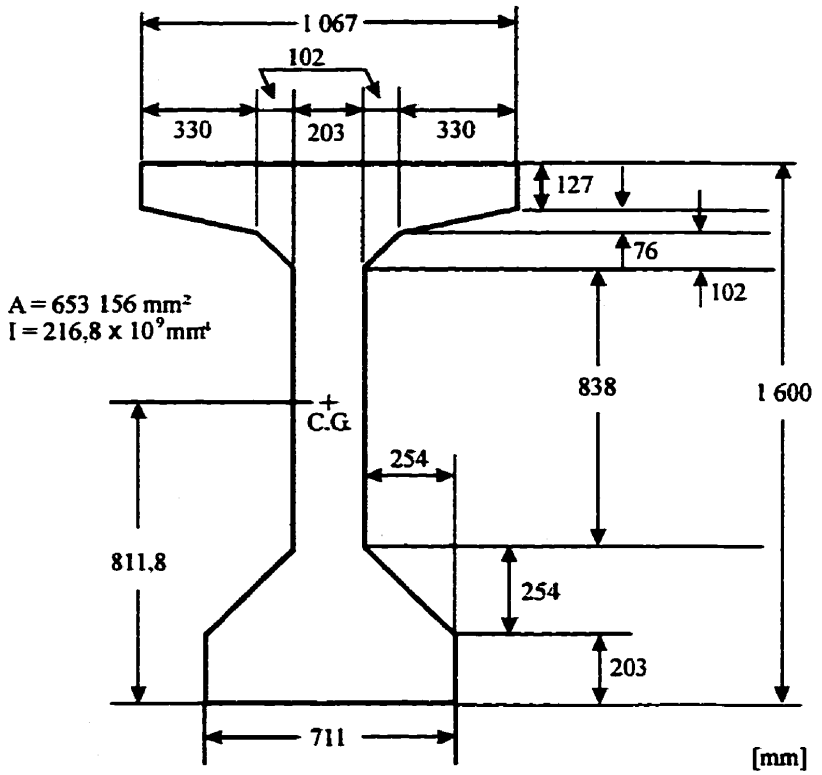
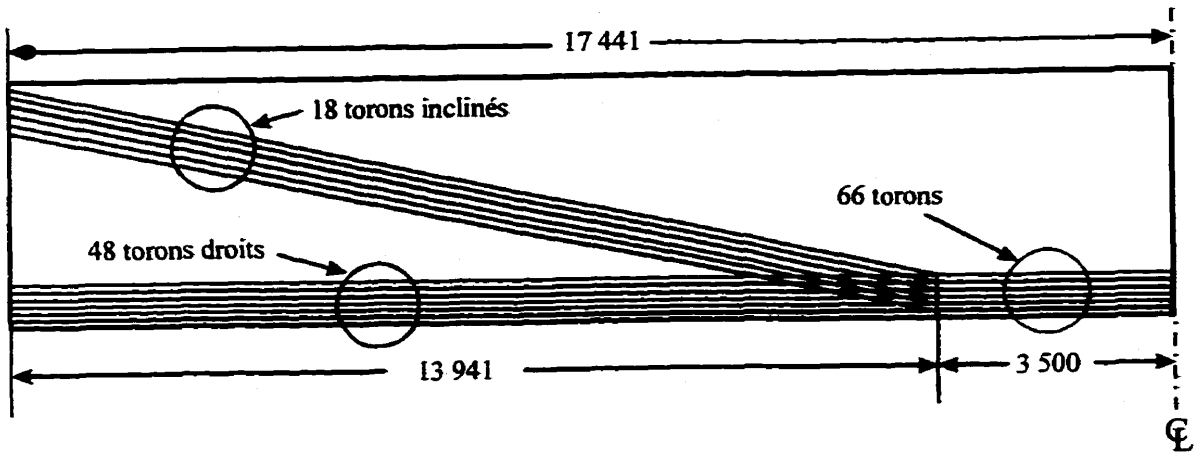
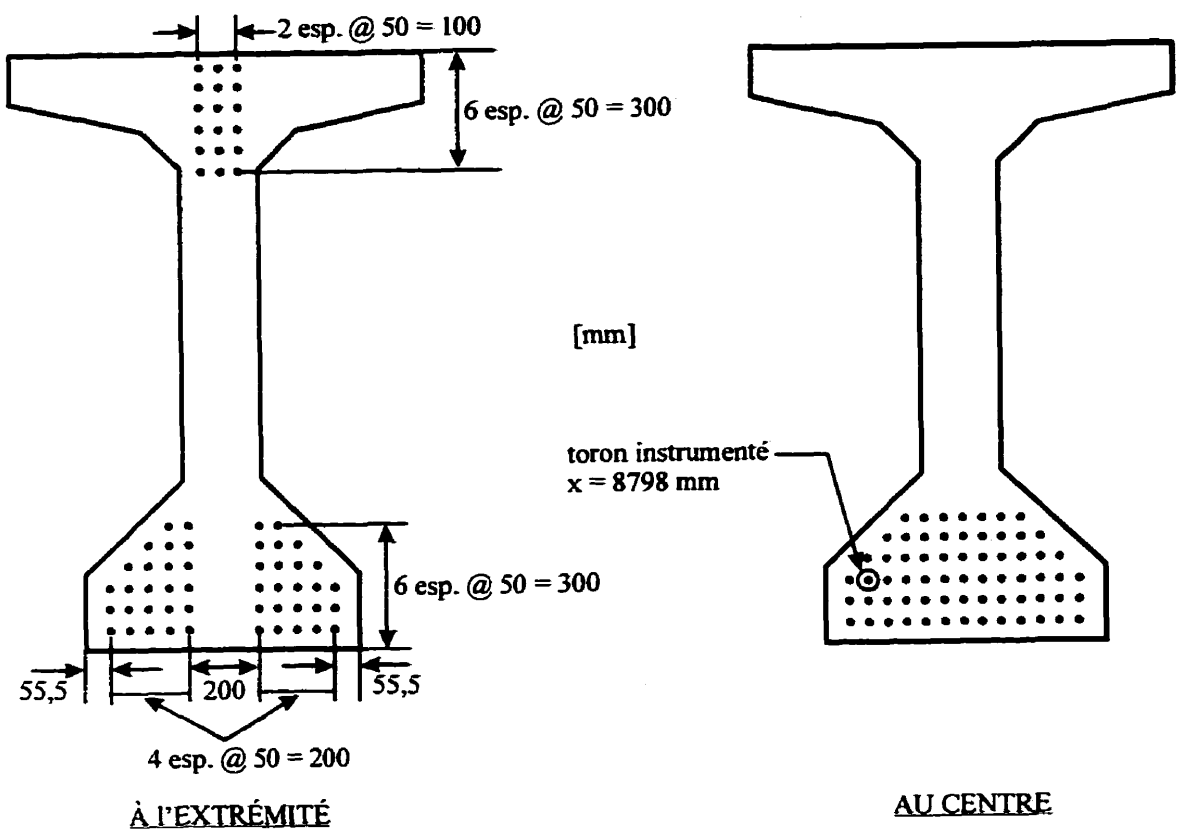


Figure 3.3 : Dimensions d'une poutre AASHTO de type V



a) Moitié d'une poutre AASHTO de type V (coupe longitudinale)



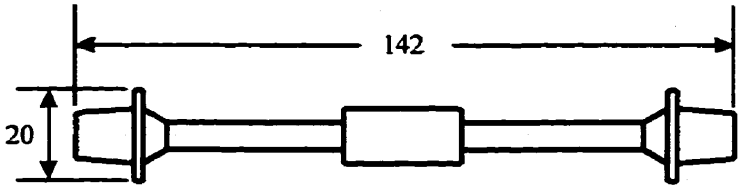
b) Coupes transversales

Figure 3.4 : Patron et profil des câbles de précontrainte

3.3.1 Mesures de déformations

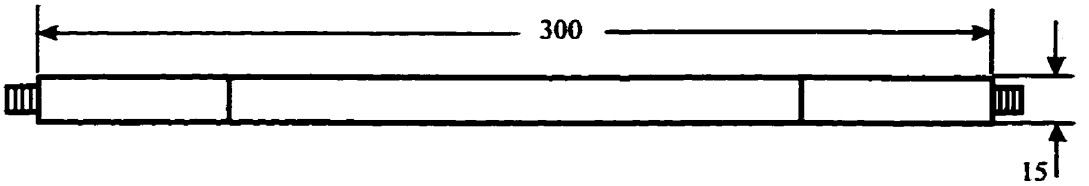
Pour les mesures de déformations des poutres et de la dalle, les témoins sonores, communément appelés cordes vibrantes, ont été privilégiés. Ces appareils possèdent une précision de lecture comparable à celle des jauges électriques d'extensométrie, soit environ ±1 με. Ce type d'instrument a été choisi car il est reconnu pour sa stabilité à long terme et ce, même dans des conditions défavorables aux instruments électriques. De plus, la longueur de fil pour l'acquisition de données ne requiert aucune mesure corrective (Rivest et Massicotte, 1993), la distance n'affectant que l'amplitude des signaux et non leur fréquence.

Il y a deux types de témoins sonores: ceux qui peuvent être noyés dans le béton et ceux qui sont installés sur la surface d'un matériau. Les témoins sonores noyés présentent l'avantage de ne pas être soumis aux conditions environnementales, par contre, ceux de surfaces sont réutilisables. Les deux types de témoins ont été utilisés dans le cadre de ce projet, les cordes vibrantes de surface ayant été récupérées d'un projet antérieur, c'est-à-dire celui du pont de Grand-Mère (Rivest et Massicotte, 1993). Les deux types de témoins sonores utilisés sont de marque Telemac. Le modèle des témoins de surface est le SC2 alors que celui des témoins noyés est le C110. La géométrie de ces appareils est montrée sur la Figure 3.5.



a)Témoin sonore noyé de type C110

[mm]



b) Témoin sonore de surface de type SC2

Figure 3.5 :Cordes vibrantes de type C110 et SC2

Le fonctionnement d'un témoin sonore est assez simple. Il est essentiellement constitué d'un tube d'acier dans lequel un fil d'acier, auquel est appliqué une tension initiale, est libre de vibrer entre ses deux ancrages situés aux extrémités du tube. La tension du fil est directement proportionnelle à sa fréquence de vibration. Ainsi, lorsqu'une structure subit une déformation, la tension initiale du fil change, ce qui modifie sa fréquence de vibration. La variation de fréquence qui est alors mesurée est ensuite traduite en micro-déformations.

Toutes les cordes vibrantes de surface ont été calibrées à l'aide d'un montage conçu à cet effet afin de s'assurer de leur bon fonctionnement et de la validité de leur coefficient d'extensométrie. La description du montage est présentée dans Rivest et

Massicotte (1993). Il est ressorti de cette opération que toutes les cordes, malgré le fait qu'elles étaient usagées, fonctionnaient parfaitement et que le coefficient d'extensométrie donné par Telemac était juste, dépendant uniquement de la tension initiale appliquée à celles-ci.

Les cordes vibrantes noyées n'ont cependant pas été calibrées et ce, pour les raisons suivantes. Premièrement, ces appareils sont plutôt coûteux et cette opération aurait entraîné leur ruine. Outre cela, le calibrage de ce type d'appareil est plutôt difficile car il n'existe pas d'appareil de comparaison noyé dont la fiabilité et les performances ont été vérifiées. Quelques études ont tenté de vérifier le fonctionnement de témoins sonores noyés à l'aide d'extensomètre de surface. Ce procédé de calibrage repose sur la validité de l'hypothèse des déformations planes et plus spécifiquement sur l'égalité des déformations mesurées à la surface et au cœur de l'éprouvette. Cette hypothèse n'a pas été vérifiée expérimentalement. En effet, Diruy (1980) a constaté une certaine divergence entre les résultats obtenus avec les extensomètres de surface et les extensomètres noyés, divergence qu'il n'a pas réussie à expliquer de façon satisfaisante (Massicotte et al, 1992). Dans le cadre de ce projet, ce sont les déformations relatives entre l'application de la précontrainte et le long terme qui sont intéressantes. Puisque les cordes vibrantes noyées sont très fiables à ce niveau, il a donc été jugé qu'il n'était pas nécessaire de procéder au calibrage de cet instrument. Les coefficients d'extensométrie indiqués par le fabricant ont été utilisés.

Afin d'assurer une certaine redondance de l'instrumentation en cas de panne des témoins sonores, des repères mécaniques utilisés avec le déformètre de type Demec ont également été installés. Généralement, ce type d'appareil est très fiable quoique beaucoup moins précis que les témoins sonores. Le déformètre choisi a une longueur nominale de 250 mm permettant une précision au chantier de l'ordre de ±10 @ 12 με (Massicotte et al. 1992).

La poutre instrumentée est précontrainte par prétension. Suite à l'application de la précontrainte, les câbles de précontraintes devraient donc subir la même variation de déformation que le béton qui l'entoure. Une jauge de mesure de tension de modèle Tensmeg ayant 48 cm de longueur, spécialement conçue pour l'instrumentation de câbles, a donc été installée sur l'un des torons de la poutre P2 afin d'être en mesure d'évaluer sa variation de déformation. Le toron instrumenté est identifié sur la Figure 3.4.

Ce type de jauge est constitué de deux ancrages de caoutchouc reliés par des fils de teflon gainés également répartis autour des ancrages. Le nombre de fils dépend du type de câble à instrumenter. Les ancrages sont collés au câble de manière à ce que chacun des fils s'enroulent autour du câble dans chacune de ses rainures. Les fils doivent alors être légèrement tendus. Son principe de fonctionnement est le même que celui des jauges d'extensométrie.

Ce type de jauge a déjà été utilisé avec succès sur un toron de précontrainte au Laboratoire de structures de l'Université Laval (Bastien et Michaud, 1995) mais son comportement est inconnu pour les conditions in situ présentes dans ce projet. En effet, le toron instrumenté au Laboratoire de structures de l'Université Laval n'était pas noyé dans le béton contrairement au toron instrumenté ici et l'environnement ambiant du Laboratoire était relativement constant ce qui, évidemment, n'est pas le cas pour ce projet. La compagnie Roctest ltée qui distribue ce type de jauge, a cependant affirmé que la jauge Tensmeg se comportait très bien dans les conditions susmentionnées. Cet instrument a donc été installé à titre d'essai.

3.3.2 Mesures de déplacements

Deux types de déplacements doivent être mesurés sur le pont étudié: le mouvement longitudinal du tablier et la flèche.

Le mouvement longitudinal (dilatation ou contraction) du tablier a été mesuré à l'aide d'un potentiomètre à corde Celesco de la série PT8000. Il s'agit d'un appareil de précision dont les composantes électroniques sont entièrement scellées, rendant ainsi cet appareil idéal pour l'instrumentation in situ. La précision de l'appareil est fonction de la course permise. Ainsi, la course maximale du potentiomètre installé étant de 10 pouces, la précision de celui-ci est donc de 0,015 pouces (0,15% de la course permise) ou bien de 0,38 mm. Puisque le mouvement longitudinal maximal du tablier est évalué à 50 mm, cette précision est donc acceptable.

La mesure de flèche a été effectuée à l'aide d'un niveau conventionnel et de règles graduées en millimètres. La flèche mesurée est en fait la flèche relative au centre de la travée par rapport à ses extrémités. Pour réaliser cette mesure, trois règles ont été installées de façon permanente à l'aide d'ancrages sur l'une des poutres centrales du tablier: une à chaque extrémité et une au centre. Puisqu'on connaît la position verticale exacte de ces règles sur la poutre, il est possible de déterminer à l'aide d'un niveau, la flèche relative au centre. Il suffit de lire sur les trois règles la projection de la ligne horizontale du niveau et de déduire de ces lectures la position verticale initiale des règles. La différence entre les valeurs trouvées aux extrémités et la valeur trouvée au centre donne la flèche relative au centre de la travée.

Pour les conditions présentes au chantier, on estime que la précision des lectures de flèche est de l'ordre de ±5 mm. Même si les règles sont graduées au millimètre près, celles-ci sont très difficile lire. Premièrement, il faut positionner le niveau relativement loin du pont pour arriver à intercepter les trois règles avec la projection horizontale du niveau. Ensuite, la lisibilité des règles, principalement par temps gris, est rendue difficile car celles-ci, situées à l'ombre, sont en aluminium gris clair avec des graduations peintes en noir. Finalement, les règles ne sont pas toujours à la verticale à du cause vent, ce qui ajoute à l'imprécision.

3.3.3 Mesures de température

Les mesures de température ont été réalisées à l'aide de thermocouples de type T (constantan-cuivre). Un thermocouple est constitué de deux fils métalliques d'alliages différents qui sont reliés électriquement à une extrémité (jonction de mesure) et thermiquement à l'autre extrémité (jonction de référence). Son fonctionnement est basé sur le principe qu'un gradient thermique dans des conducteurs électriques génère des voltages dans la région du gradient. Différents conducteurs vont générer différents voltages pour le même gradient de température. Ainsi, un petit voltage, égal à la différence entre les voltages générés par un gradient thermique dans chacun des fils métalliques, peut alors être mesuré à la jonction. Il est donc possible, compte tenu de l'amplitude du voltage thermoélectrique, de déterminer la température à l'endroit de la jonction (Massicotte et al. 1992). Cet instrument a été choisi car il est simple, résistant, fiable à long terme et économique.

3.3.4 Système d'acquisition de données

Un système d'acquisition de données a été installé en permanence sur le côté extérieur Est du pont. Ce système d'acquisition de données est communément nommé CR10 et provient de la compagnie Campbell Scientific Canada Corp. Il présente l'avantage de permettre la lecture de différents instruments et lorsqu'on lui relie un ou des multiplexeurs, il est possible d'en lire une grande quantité. De plus, il fonctionne à des températures pouvant aller de -50°C à +50°C et il est possible de communiquer avec lui à l'aide d'un modem, ce qui est très avantageux pour l'expérimentation in situ. La

collecte des données a donc été faite par modem tout au cours de l'expérimentation. Une description plus détaillée des caractéristiques de ce système est présentée dans Massicotte et al. (1992).

Les instruments branchés au CR10 sont les cordes vibrantes, les thermocouples et le potentiomètre à corde. La jauge Tensmeg ne pouvant être branchée à ce système est lue à l'aide d'un P-3500 portatif alors que les repères mécaniques sont évidemment lus manuellement avec le déformètre de type Demec.

3.4 Localisation des instruments de mesures

Le pont ne comportant qu'une seule travée et étant isostatique, les déformations subies par celui-ci sont relativement simples à identifier. De plus, puisque l'interaction entrepreneur-chercheur peut parfois être très complexe et que le budget alloué à ce projet était limité, il a été jugé que l'instrumentation d'une seule poutre, incluant la section de dalle située au dessus de celle-ci, serait suffisante.

Les mesures de déformations se font donc sur l'une des trois poutres centrales, la poutre P2, identifiée sur la Figure 3.2. Cette poutre a été choisie car le comportement global du pont devrait être assez bien représenté par celle-ci. De plus, comme cette poutre est protégée du soleil, elle devrait donc moins subir les effets des gradients thermiques locaux, ce qui facilite l'interprétation des résultats.

Sur cette poutre, trois sections assez rapprochées ont été instrumentées. Les sections choisies se situent du côté Sud de la poutre, environ au quart de la portée. À cet endroit, les effets de bout causés par la précontrainte sont éliminés et la section est accessible car elle n'est pas au-dessus de l'eau, sauf au printemps où il y a de l'eau d'une culée à l'autre. Ainsi, l'une des sections, située à 8 950 mm de l'extrémité Sud de la poutre, est instrumentée avec des cordes vibrantes noyées, l'autre section, située à 8 200 mm de cette même extrémité, est instrumentée avec des cordes vibrantes de surface et finalement, la dernière section, située à 7 700 mm, est instrumentée avec des repères mécaniques. Le toron instrumenté avec la jauge Tensmeg fait également parti de la poutre P2 et il est identifié sur la Figure 3.4. La jauge Tensmeg a été installée à 8 800 mm de l'extrémité Sud de la poutre.

Comme mentionné précédemment, le pont ne comporte qu'une seule travée et, par conséquent, qu'un seul appui mobile. Le potentiomètre a donc été installé près de cet appui, plus précisément sur le côté Est de la semelle inférieure de la poutre P2, près de l'appui mobile. Ainsi, c'est le déplacement relatif entre la poutre P2 et la culée qui est mesuré. En assumant que la culée ne bouge pas, on devrait obtenir le mouvement longitudinal du tablier.

Pour ce qui est des mesures de température, une seule section de la poutre P2, située à 8 550 mm de l'extrémité Sud, a été instrumentée. De plus, la poutre de rive P5, située du côté Ouest du pont, a également été instrumentée à une section située à 8 500

mm de l'extrémité Sud. Cette poutre, qui est exposée plus longtemps au rayonnement solaire, devrait subir d'importants gradients thermiques, tant globaux que locaux.

Le nombre d'instruments installés dans la poutre P2, P5 et dans la dalle a été dicté par les limites du système d'acquisition de données et par le budget. Ainsi, quatre cordes vibrantes noyées ont été installées dans la poutre P2 et deux dans la dalle. Dans chacun des cas, une corde vibrante a été posée transversalement afin de servir de témoin. En principe, ces cordes devraient mesurer principalement des déformations de retrait et des déformations engendrées par les effets thermiques car elles ne sont pas soumises à des efforts directs. Pour ce qui est des cordes vibrantes de surface, huit ont été installées sur la poutre P2, dont une transversalement alors que deux autres ont également été installées sous la dalle. La Figure 3.6 présente la localisation des cordes vibrantes ainsi que leur numérotation, les cordes vibrantes noyées sont nommées CVN et les cordes vibrantes de surface, CVS. En ce qui concerne les repères mécaniques, neuf ont été installés sur la poutre P2 dont un transversalement. Leur localisation et leur numérotation sont présentées sur la Figure 3.7.

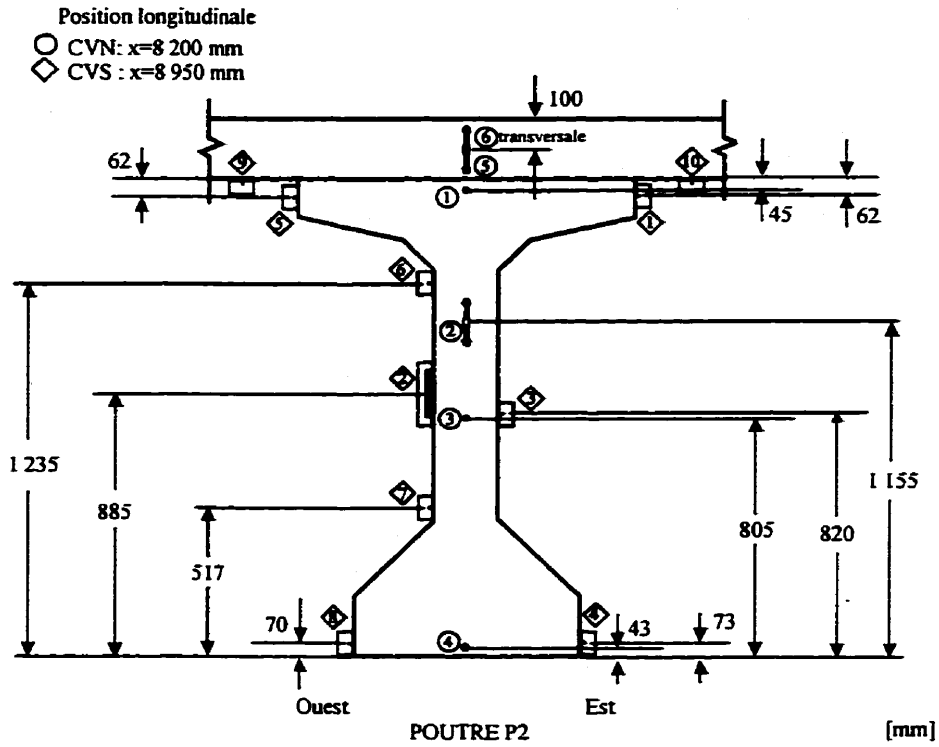


Figure 3.6: Localisation et numérotation des témoins sonores

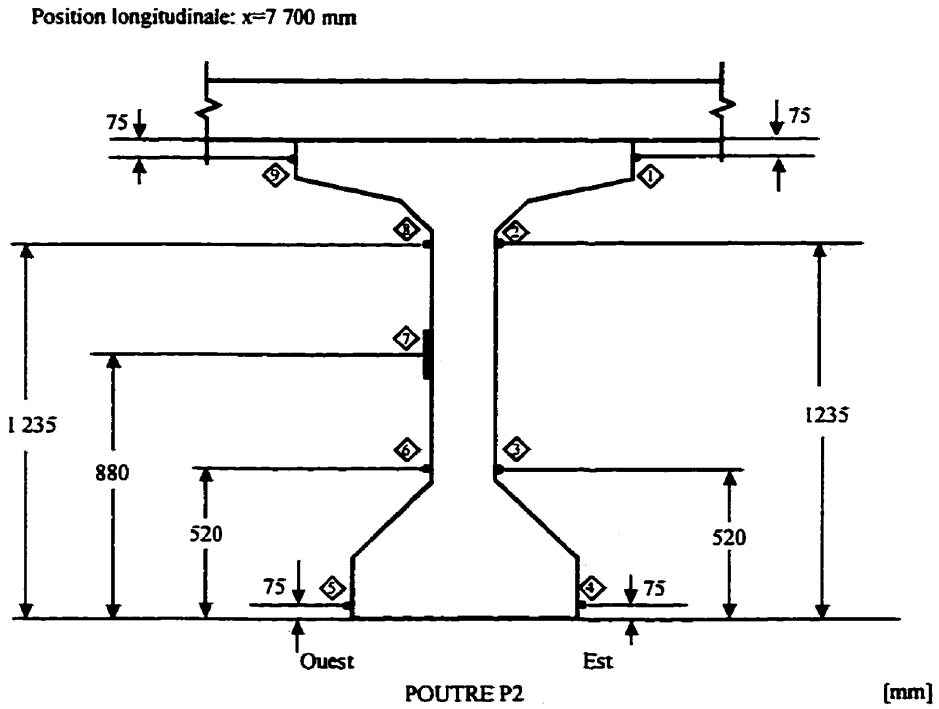


Figure 3.7: Localisation et numérotation des repères mécaniques

Un total de 35 thermocouples a été installé dans la poutre P2 et dans la dalle. On en retrouve 23 dans la poutre et 12 dans la dalle. Ils ont été répartis de manière à capter tous les gradients thermiques possibles, c'est-à-dire du haut vers le bas et de l'Ouest vers l'Est de la section. De plus, sept autres thermocouples ont été installés dans la poutre P5. Ceux-ci ont été répartis de façon à détecter les gradients thermiques verticaux de cette poutre. La Figure 3.8 présente la localisation de tous les thermocouples alors que la Figure 3.9 présente leur numérotation. Un résumé de toute l'instrumentation in situ est présenté au Tableau 3.1

Tableau 3.1: Instrumentation in situ

Élément	Position longitudinale p/r à l'extrémité Sud	Type d'instrument	Quantité d'instruments
Poutre P2	x=0 m	Potentiomètre	1
Poutre P2	x=8,95 m	CVN	4
Poutre P2	x=8,20 m	CVS	8
Poutre P2	x=7,70 m	Repères mécaniques	9
Dalle au dessus de la poutre P2	x=8,95 m	CVN	2
Dalle au dessus de la poutre P2	x=8,20 m	CVS	2
Poutre P2	x=8,55 m	Thermocouples	23
Dalle au dessus de la poutre P2	x=8,55 m	Thermocouples	12
Toron de la poutre P2	x=8,80 m	Jauge Tensmeg	1
Poutre P5	x=8,50 m	Thermocouples	7
Poutre P2	x=1, x=17,5, x=34 m	Règles pour les mesures de flèche	3

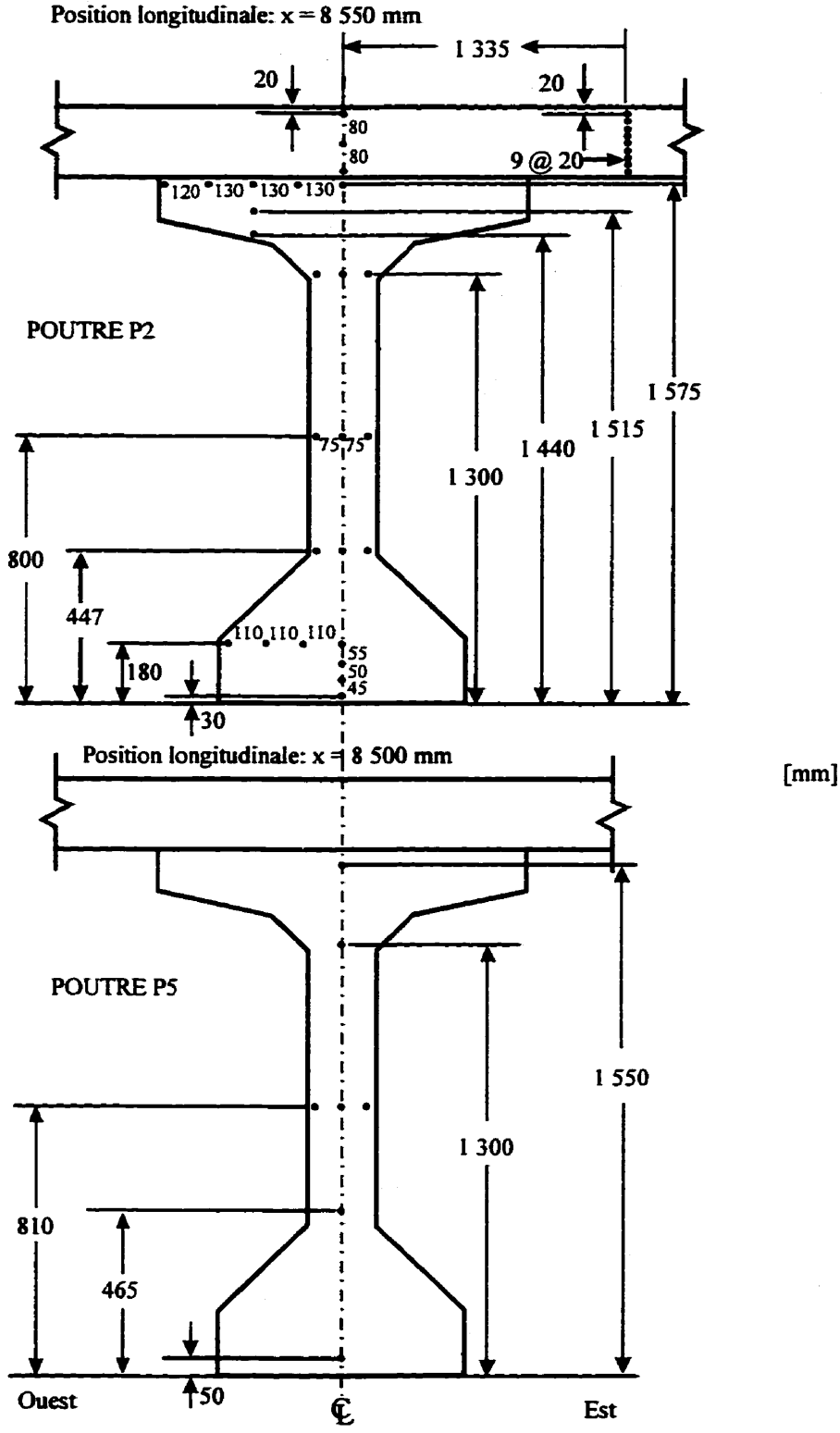


Figure 3.8: Localisation des thermocouples

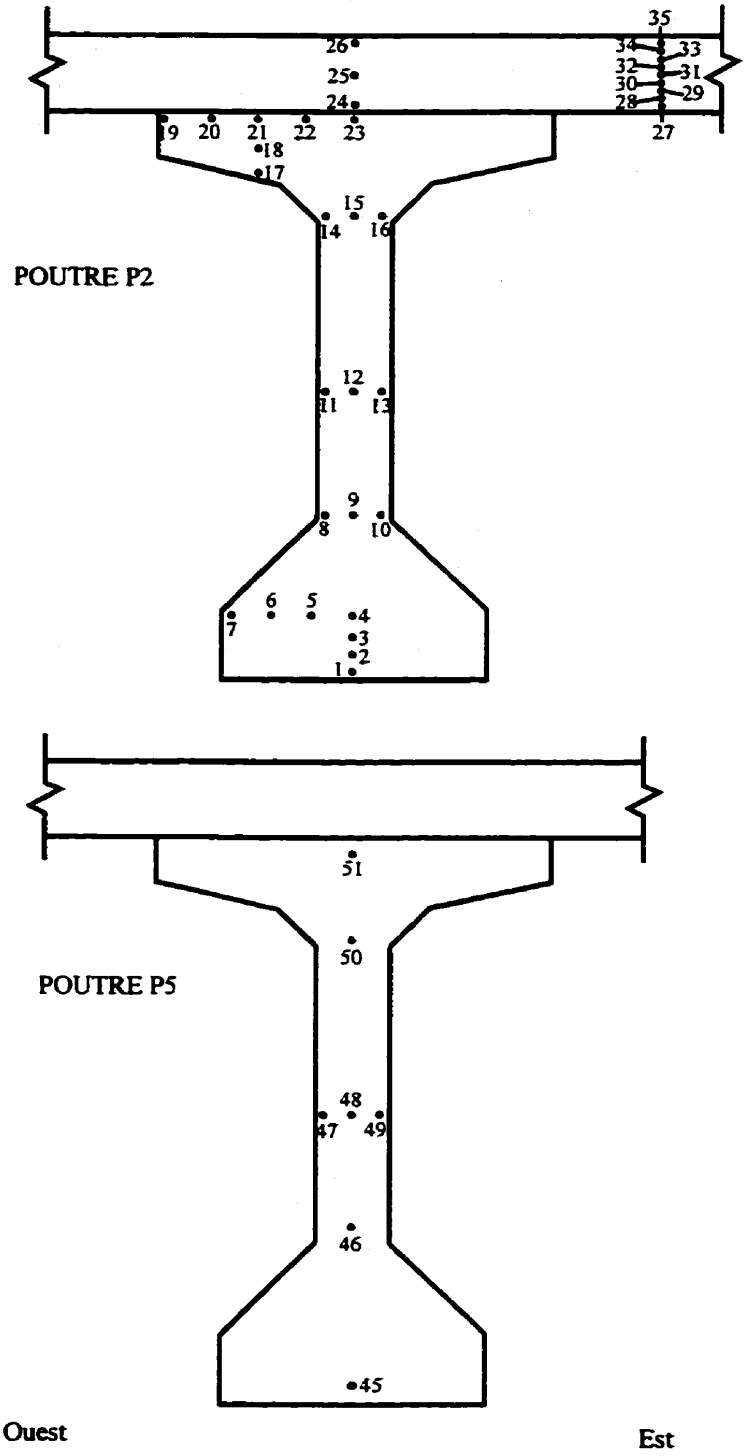


Figure 3.9: Numérotation des thermocouples

3.5 Procédure d'instrumentation

Tous les instruments noyés dans les poutres P2 et P5, c'est-à-dire les CVN, les thermocouples et la jauge Tensmeg, ont été installés à l'usine de fabrication des poutres de l'entreprise *Bétons Préfabriqués Trans-Canada*, située à St-Eugène de Grantham. Cette instrumentation s'est déroulée dans la soirée, entre la fin de la pose des aciers et le début de la coulée, soit les 16 et 24 septembre 1996 pour les poutres P2 et P5 respectivement. Les CVS et les repères mécaniques de la poutre P2 ont été posés le lendemain de la cure vapeur, soit le 18 septembre 1996. Tous les câbles des instruments de chacune des poutres ont été regroupés de manière à n'avoir qu'un seul câble sortant au centre de la semelle supérieure tel que montré sur la Figure 3.10.

L'application de la précontrainte sur la poutre P2 a eu lieu le 19 septembre. Le transport des poutres au chantier s'est fait le 4 octobre et la coulée de la dalle a eu lieu 11 jours plus tard, soit le 15 octobre 1996. La pose de la membrane d'étanchéité et de l'enrobé bitumineux ont eu lieu les 30 et 31 octobre respectivement. Les instruments noyés dans la dalle, c'est-à-dire les CVN et les thermocouples, ont été installés deux jours avant la coulée, soit le 13 octobre. Avant la coulée de la dalle, les câbles des instruments ont été fixés aux armatures de la dalle de manière à ce qu'ils soient noyés dans le béton. Ainsi, un seul gros câble, incluant les câbles de tous les instruments, sortait sur le côté Est de la dalle.

Figure 3.10: Câblage de la poutre P2

Le système d'acquisition de données a été installé le 7 novembre 1996, à proximité de la sortie du câblage, juste avant la mise en service du pont. Le branchement des instruments s'est fait cette même journée, tout comme l'installation du potentiomètre à corde et des CVS situées sous la dalle. Le système d'acquisition de données a été mis en fonction le 21 novembre 1996, immédiatement après l'installation des lignes téléphonique et électrique servant à son fonctionnement. Son emplacement est montré sur la Figure 3.11.

Figure 3.11: Emplacement du système d'acquisition de données

Une lecture des instruments de mesure de déformations installés à la poutre P2 a été faite avant et après l'application de la précontrainte, le 19 septembre 1996. La flèche relative au centre a également été mesurée immédiatement après l'application de la précontrainte. Ensuite, les premières mesures disponibles ne sont que celles du 21

novembre 1996 car l'accès aux instruments durant la période de construction au chantier était limité.

3.6 Fréquence des lectures

Le CR10 possède une mémoire rotative, c'est-à-dire qu'il peut stocker une certaine quantité de données et qu'au-delà de cette quantité, les données subséquentes sont stockées à la place des premières. Il faut donc vidanger la mémoire régulièrement pour ne pas perdre de données. Puisqu'il est possible de vidanger la mémoire du CR10 par modem, il est facile de procéder à cette opération une fois par semaine. À ce rythme, il est donc possible de faire une lecture des cordes vibrantes, des thermocouples et du potentiomètre une fois l'heure. Pour les autres instruments, c'est-à-dire les repères mécaniques, la jauge Tensmeg et le niveau, ils sont lus environ une fois par mois.

3.7 Contretemps dans l'instrumentation in situ

L'instrumentation d'un pont en construction est toujours délicate. Il faut être prêt à suivre l'horaire des entrepreneurs et pouvoir s'adapter aux situations imprévues lorsqu'elles surviennent. Ainsi, plusieurs événements inattendus sont survenus au cours de ce projet, les plus importants étant décrits aux paragraphes suivants.

La fabrication de la poutre P2 était fixée pour le 23 septembre 1996 mais à huit heures d'avis, l'usine a décidé de fabriquer la poutre une semaine plus tôt, soit le 16 septembre. L'équipe de Polytechnique était prête et tout s'est passé comme prévu.

Cependant, l'équipe du laboratoire mobile du MTQ, qui devait venir aider à l'instrumentation prévue le 23 septembre, n'a pas été en mesure de se déplacer pour le 16 septembre. La pose des instruments qui devait se faire entre la fin de l'installation des aciers et le début de la coulée, c'est-à-dire entre le 16 septembre à 18h00 et le 17 septembre à 8h00 (période où l'usine est fermée), a donc été plus longue que prévu. L'instrumentation s'est terminée tôt dans la matinée du 17 septembre, vers 4h00 environ, sans pour autant retarder les travaux ce qui était primordial afin d'éviter des coûts additionnels pour le MTQ.

Au départ, la poutre instrumentée devait se situer du côté Ouest de la route car les lignes électrique et téléphonique nécessaires au fonctionnement du système d'acquisition de données sont situées de ce côté de la route. Toutefois, il semble que l'entrepreneur qui a transporté les poutres ait rencontré certains problèmes de sorte que la poutre instrumentée s'est retrouvée du côté Est au lieu du côté Ouest. Ainsi, initialement la poutre instrumentée devait être la poutre P4 et non P2. Comme ces deux poutres ont la même géométrie, cela n'a pas causé de problème. Cependant, les câbles des instruments, dont la longueur était calculée de façon assez serrée pour éviter le plus possible les manipulations au chantier (préparation des bouts), n'étaient plus assez longs pour installer le système d'acquisition de données du côté Ouest. Les plans d'instrumentation ont dû être entièrement révisés pour installer celui-ci du côté Est. Il a fallu rallonger, à l'aide de connecteurs prévus à cet effet, tous les câbles des thermocouples de la poutre de rive P5 qui étaient alors trop courts.

Au départ, le MTQ devait fournir trois potentiomètres à corde mais, à la dernière minute, un seul a pu nous être fourni. C'est un peu dommage, car il aurait été intéressant de voir, entre autres, s'il y avait des mouvements à l'appui fixe. Il avait également été envisagé de relier les deux culées au moyen d'une barre non attachée aux poutres afin de mesurer le mouvement relatif des culées.

Les conditions d'expérimentation in situ diffèrent grandement de celles en laboratoire et certains problèmes particuliers ont été rencontrés. Le problème le plus important a été la perte des repères mécaniques collés à l'usine, ceux-ci n'ayant pas tenu. En effet, lorsqu'on a voulu prendre les lectures des repères mécaniques au chantier, ceux-ci se sont carrément décollés. Il semble que la colle époxy n'ait pas supporté l'humidité, elle était tendre au toucher au lieu d'être dure. Certaines colles époxy auraient permis d'éviter ce problème. Malheureusement, un tel comportement n'était pas anticipé. Cette perte d'instrument est un peu regrettable car les repères mécaniques amènent de la redondance aux mesures en cas de panne ou de défectuosité des appareils électriques. Heureusement, tout au long de ce projet, toutes les cordes vibrantes se sont très bien comportées sauf les CVS installées au chantier sous la dalle, qui n'ont jamais fonctionné.

3.8 Caractérisation des matériaux

Afin d'être en mesure d'effectuer au chapitre 5 une analyse structurale la plus précise possible, il est important de connaître les propriétés exactes des matériaux

constituant le pont de la rivière des Fèves. Ces matériaux sont le béton des poutres préfabriquées, le béton de la dalle, l'acier d'armature et l'acier de précontrainte. En ce qui concerne les deux types de béton, il faudra connaître leur résistance à la compression, leur module d'élasticité et leurs caractéristiques de fluage et de retrait. Ces paramètres ont donc été évalués en laboratoire par des essais standards, ce qui fait l'objet du chapitre 4. Pour ce qui est de l'acier d'armature et de précontrainte, seule l'évaluation du module d'élasticité est essentielle. Contrairement aux bétons, ces propriétés mécaniques n'ont pas été déterminées en laboratoire mais elles ont été fournies en partie par le fabricant des poutres. Ainsi, l'acier de précontrainte a un module d'élasticité moyen de 205 700 MPa. Par contre, comme aucune valeur précise n'est disponible pour l'acier d'armature, on assumera donc que son module d'élasticité est de 200 000 MPa.

3.9 Résultats expérimentaux

Dans cette section, tous les résultats expérimentaux in situ sont présentés graphiquement et analysés. En premier lieu, les lectures brutes des différents instruments sont montrées. Ensuite, les courbures et déformations axiales du pont sont évaluées avec et sans les effets de température. Toutes les hypothèses utilisées pour le traitement des données sont formulées en détails. Les données relatives à chaque instrument de mesures étant nombreuses (environ 8 200 par instruments), celles-ci ne sont disponibles que sur un support informatique.

3.9.1 Lecture des instruments de mesure de déformations

Les instruments de mesure de déformations sont les CVN, les CVS et les repères mécaniques. Puisque plus de la moitié des repères mécaniques ont décollé, seules les lectures des CVN et des CVS sont présentées. De plus, les déformations longitudinales mesurées sous la dalle par les CVS ne sont pas montrées car aucune des deux cordes installées à ce niveau n'a fonctionné.

Les lectures ont été prises sur une période d'environ seize mois au rythme d'une fois l'heure, tel que mentionné précédemment. Elles ont débuté lors de la pose des instruments et elles se sont terminées le 6 février 1998. Le zéro de référence a été pris le 19 septembre 1996, juste avant l'application de la précontrainte, soit deux jours après la coulée de la poutre. Dans le cas des CVN, il est important de prendre un zéro de référence peu de temps après la prise du béton car le phénomène de prise a pour effet de comprimer les CVN et ce, à un taux tout à fait variable. Par exemple, pour les quatre CVN situés dans la poutre, les mesures de déformation juste avant l'application de la précontrainte étaient de -142 με, -90 με, -29 με et –175 με pour les CVN 1, 2, 3 et 4 respectivement. Dans le cas des CVN situées dans la dalle, les seules mesures de déformations disponibles sont celles prises lors de la pose des instruments et un mois après la coulée de la dalle, aucune mesure n'ayant été prise quelques jours après la coulée. L'effet de prise du béton n'a donc pas été mesuré. Les mesures prises par les CVN 5 et 6 ne pourront donc être considérées que de façon relative et non absolue car on a pas de zéro de référence suite à la coulée du béton. On ne connaîtra donc pas

l'évolution des déformations de la dalle lors du premier mois suivant sa coulée ni l'amplitude exacte de ces déformations.

Sur les figures présentant les données en continues, un trait rectiligne signifie que les données durant cette période n'étaient pas disponibles. La Figure 3.12 présente les déformations longitudinales mesurées par les CVN sur toute la section de la poutre P2, incluant la dalle. On remarque de cette figure que les déformations mesurées par les CVN sont tout à fait cohérentes. Algébriquement, les déformations sont plus élevées dans le haut de la section et elles décroissent en allant vers le bas de la section. Dans ce cas-ci, la précontrainte est appliquée de manière à ce que le bas de la section soit davantage comprimé que le haut lorsque le pont n'est pas soumis aux charges vives. Ainsi, lors du passage d'une charge routière, les fibres inférieures de la section pourront accepter un effort de traction important sans toutefois dépasser la limite de tension.

La Figure 3.13 met en parallèle les déformations longitudinales mesurées par les CVS situées de part et d'autre des semelles supérieure et inférieure. Ainsi, les CVS 1 et 5 mesurent les déformations de la semelle supérieure alors que les CVS 4 et 8 mesurent les déformations de la semelle inférieure. On remarque que les mesures prises par les CVS 1 et 5 sont presque identiques tout au long de la prise de mesure, à l'exception des six premiers mois, où les lectures sont décalées d'environ 20 με. Pour ce qui est des mesures prises par les CVS 4 et 8, elles suivent exactement le même patron mais elles sont décalées d'environ 50 με tout au long de la prise de mesure.

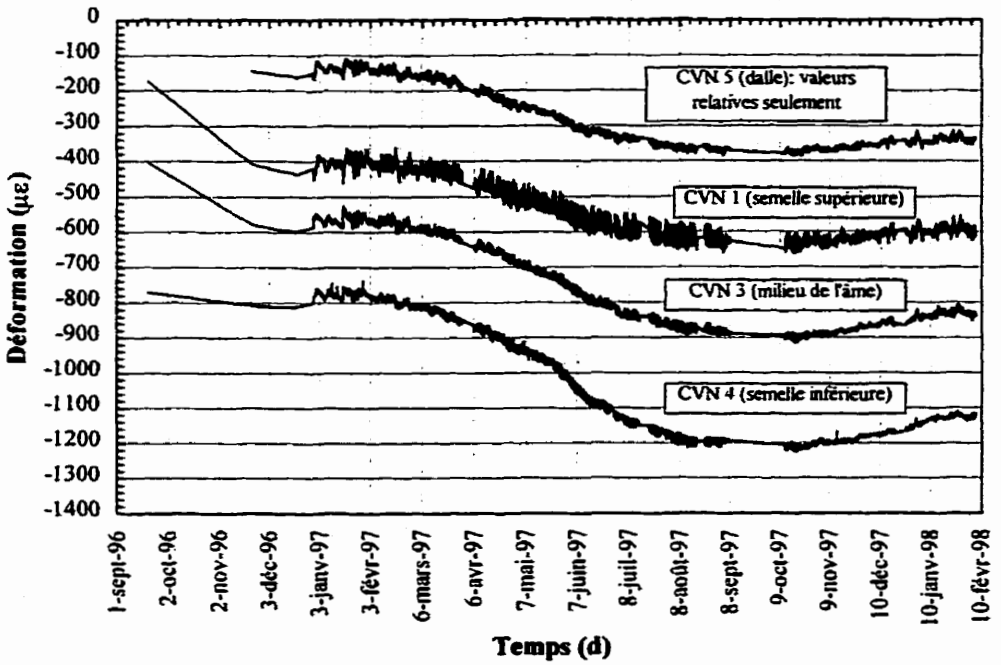


Figure 3.12: Déformations longitudinales mesurées par les CVN

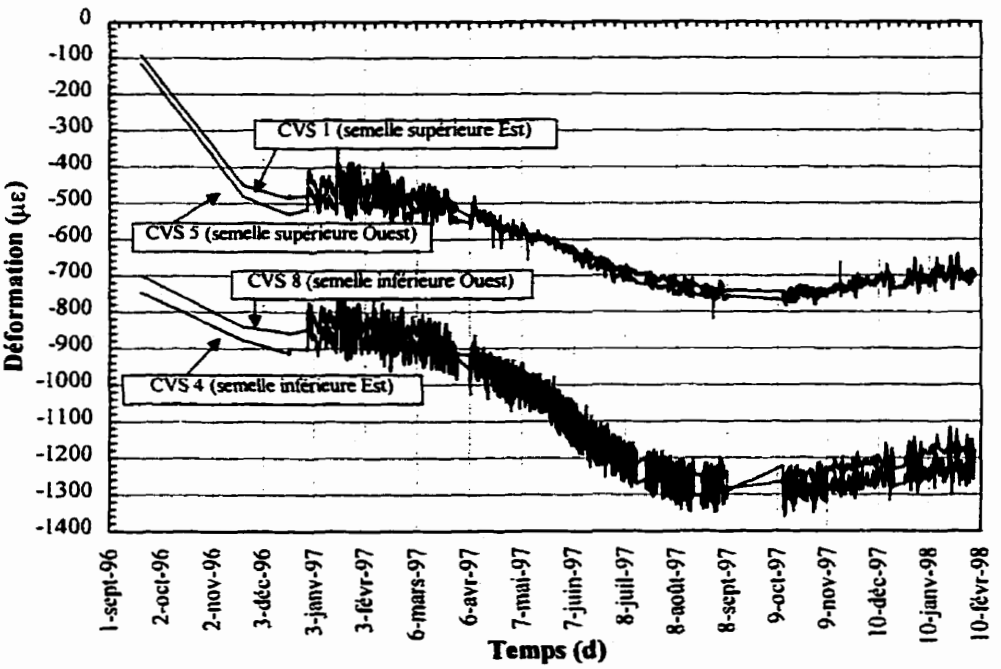


Figure 3.13: Déformations longitudinales mesurées par les CVS au niveau des semelles supérieure et inférieure

La Figure 3.14 présente les déformations longitudinales mesurées par les CVS installées sur l'âme de la poutre P2. Ces déformations ont un ordre de grandeur intermédiaire à celui des semelles supérieure et inférieure, ce qui était prévisible. Cependant, la CVS 7 semble avoir un comportement incohérent. En effet, cette corde, située au bas de l'âme, devrait mesurer des déformations plus petites que la CVS 3 située au milieu de l'âme alors qu'en réalité, la CVS 7 mesure des déformations largement supérieures à celles de la CVS 3, se rapprochant même des mesures prises par la CVS 6 située en haut de l'âme. Les résultats obtenus de la CVS 7 ne seront donc pas retenus.

De façon générale, l'ordre de grandeur des mesures prises par les CVS est le même que celui des mesures prises les CVN, ce qui est normal puisque les sections instrumentées par ces deux groupes d'instruments ne sont espacées que de 750 mm. On remarque cependant que les lectures prises par les CVS sont beaucoup moins stables que celles prises par les CVN. En effet, les déformations mesurées par les CVS peuvent osciller de 80 με sur quelques heures seulement alors qu'en moyenne, les déformations mesurées par les CVN n'oscillent que de 20 με. Cette observation s'explique par le fait que les CVS, étant à l'air ambiant, sont beaucoup plus sensibles aux facteurs climatiques que les CVN. Ainsi, l'ensoleillement, le vent, les changements brusques de température affecteront de manière plus significative les mesures des CVS comparativement à celles prises par les CVN, celles-ci étant protégées. On remarque cependant que la CVN 1 oscille plus que les autres CVN, soit environ 60 με. Ceci s'explique par le fait que cette

corde est située à la frontière de la poutre et de la dalle. Elle est donc plus affectée par les gradients thermiques journaliers et par les différences de comportement entre la poutre et la dalle. Dans le cas des CVS, on remarque que ce sont les CVS 4 et 8 situées sur la semelle inférieure qui oscillent le plus, soit environ 120 με. Ces cordes étant situées au bas complètement des poutres sont plus exposées aux facteurs climatiques, principalement au rayonnement solaire, ce qui explique leur plus grande variation journalière.

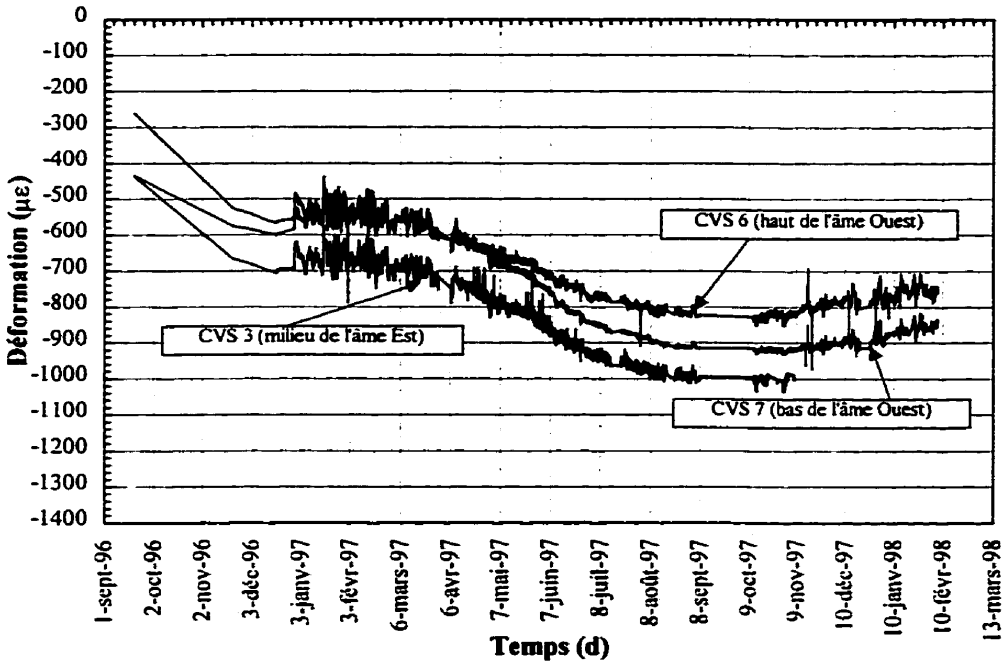


Figure 3.14: Déformations longitudinales mesurées par les CVS au niveau de l'âme

Toutes les CVN et les CVS suivent sensiblement le même patron de déformation dans le temps. Suite à la coulée de la dalle, les déformations sont relativement stables jusqu'au début du printemps 1997. Ensuite, elles commencent à diminuer assez

rapidement jusqu'à la fin de l'été 1997. Elles demeurent par la suite stables durant l'automne 1997 pour finalement augmenter légèrement durant l'hiver 1998.

Les déformations transversales mesurées par les CVN et CVS de la poutre P2 et de la dalle sont présentées sur la Figure 3.15. On remarque que la CVS 2 n'a pas bien fonctionné tout au cours de l'expérimentation, celle-ci nous donnant qu'une quinzaine de mesures. Cependant, puisque cette corde mesure des déformations transversales, donc principalement des effets de température et de retrait, les déformations mesurées par celle-ci devraient être les mêmes que celles mesurées par la CVN 2, ayant la même position mais étant décalée de 750 mm le long de la poutre. Les quelques mesures obtenues de la CVS 2 se comparent très bien à celles prises par la CVN 2. Il est donc possible de n'utiliser que les données de la CVN 2 pour évaluer les déformations transversales de la poutre P2.

En examinant les déformations mesurées par les CVN 2 et 6, on constate que la poutre semble beaucoup plus affectée par les effets de température et de retrait que la dalle. En effet, les déformations mesurées dans la dalle n'ont presque pas varié tout au cours de l'expérimentation, ayant simplement diminué d'environ 80 $\mu\varepsilon$, alors que les déformations mesurées dans la poutre ont varié d'environ 400 $\mu\varepsilon$.

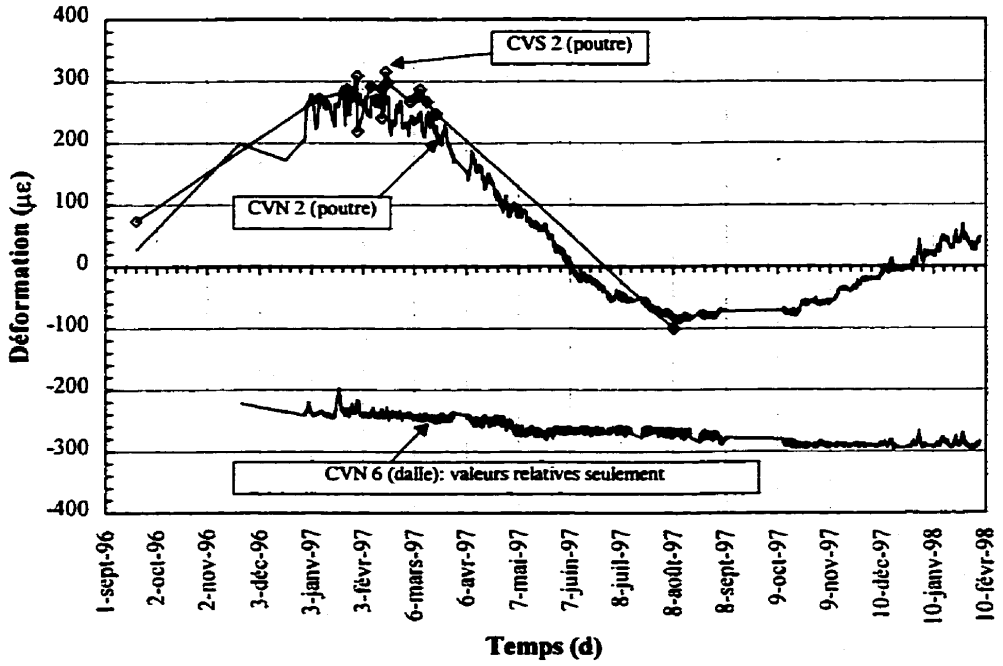


Figure 3.15: Déformations transversales mesurées par les CVN et CVS

3.9.2 Lectures des instruments de mesure de température

Il est difficile de présenter de façon simple et claire les mesures prises par les thermocouples. Premièrement, ils sont nombreux, plus de 42 thermocouples ayant été installés dans les poutres P2, P5 et dans la dalle. Deuxièmement, les mesures prises par chacun des thermocouples sont très près les unes des autres et comme il y a en plus de 8 200 par thermocouple, cela rend pratiquement impossible leur visualisation sur graphique noir et blanc. Des graphiques couleurs présentant les mesures de thermocouples sont donc présentés à l'annexe A.

Tout au cours de l'expérimentation, tous les thermocouples ont bien fonctionné, à l'exception de seulement deux d'entre eux. Il s'agit du thermocouple #32 situé du côté

Est de la dalle et du #48 placé dans la poutre P5. Les mesures prises par les thermocouples entre le 21 novembre 1996 et le 15 février 1997 doivent néanmoins être rejetées. Durant cette période, le système de chauffage installé dans le CR10 fonctionnait. L'utilisation de ce système avait été recommandée par le MTQ car à l'époque, on croyait que le CR10 ne fonctionnerait pas bien à basse température. Ce système n'était en fait qu'une simple ampoule placée dans l'un des coins de la boîte. Cette ampoule était située juste en dessous du multiplexeur auquel étaient branchés les thermocouples de la dalle. La jonction de ces thermocouples était donc à une température supérieure à celle du dispositif servant à mesurer la température de référence nécessaire aux lectures de thermocouples, c'est-à-dire la température du CR10. Les températures mesurées durant cette période par les thermocouples, particulièrement ceux installés dans la dalle, ne sont donc pas exactes. En examinant la Figure A-12, on constate qu'il y a un écart de température beaucoup trop grand entre la poutre et la dalle durant cette période, ce qui ne correspond pas au comportement attendu. Dès le 10 février 1997, le système de chauffage a été arrêté, de telle sorte que la température est devenue uniforme dans tout le CR10. Les basses températures n'ont en rien affecté le fonctionnement du CR10 et à partir de ce moment là, le grand écart de température entre les mesures de thermocouples situés dans la dalle et ceux situés dans la poutre a été éliminé, rendant ainsi les mesures beaucoup plus cohérentes. Néanmoins, comme les CVN mesurent la température, il a été possible d'obtenir les valeurs de celles-ci qui sont essentielles dans le traitement des données.

3.9.3 Effets thermiques

La théorie nécessaire au traitement des effets de température a été tirée de El-Alam et Massicotte (1994). Elle adopte comme hypothèses que la température n'est uniforme que dans des plans horizontaux, que les déformations varient linéairement et que les matériaux sont élastiques linéaires.

Les ouvrages d'art sont des structures soumises à d'importants effets de température. Dans les ponts isostatiques, une distribution linéaire de température à travers l'épaisseur de la section induira des déformations axiales et des courbures sans qu'aucune contrainte normale et de flexion ne soit générée. Par contre, si la distribution de température n'est pas linéaire, la section sera soumise à des contraintes auto-équilibrées. En effet, à travers une section, chaque fibre attachée à une autre ne peut pas par expansion thermique se déplacer librement car la section doit toujours demeurer plane. Pour les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place, la différence de coefficients de dilatation thermique entre le béton des poutres préfabriquées et de la dalle, induira des courbures additionnelles pour assurer la planéité des sections. Dans le cas des ponts continus, les courbures provoquées par la distribution de température, linéaire ou non à travers la section, induiront des contraintes de flexion qui peuvent être considérables. Si les coefficients de dilatation thermiques sont différents, la courbure additionnelle correspondante induira des contraintes de continuité supplémentaires.

Pour évaluer les déformations thermiques d'un élément, il faut connaître les distributions de température à travers la section ainsi que le coefficient de dilatation thermique du matériau de cet élément.

Il est possible de diviser une distribution quelconque de température ($T(y)$) à travers une section en trois composantes comme suit:

1. une composante moyenne d'inclinaison nulle, T_m;
2. une composante linéaire de moyenne nulle et d'inclinaison constante, ΔT_z;
3. un champ de températures résiduelles, $T_r(y)$.

La Figure 3.16 présente ces trois composantes et les équations [3.1] à [3.3] permettent de déterminer chacune d'entre elles.

$$T_m = \frac{1}{A}\int T(y)\,dA \ (°C) \qquad [3.1]$$

$$\Delta T_z = \frac{h}{I_z}\int T(y)\,y\,dA \ (°C) \qquad [3.2]$$

$$T_r(y) = T(y) - T_m + \frac{y}{h}\Delta T_z \ (°C) \qquad [3.3]$$

où,

A = Aire totale de la section

h = Hauteur totale de la section

I_z = Inertie de la section par rapport à l'axe z

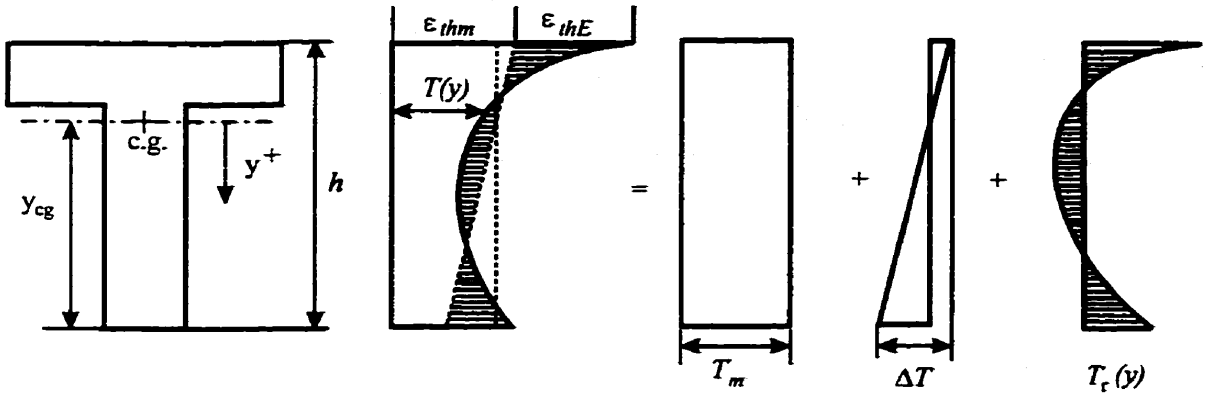


Figure 3.16 : Composantes d'un gradient thermique non linéaire pour une section de géométrie quelconque

De ces trois composantes, la température moyenne (T_m) provoquera une déformation axiale de la section, le gradient de température (ΔT) produira une courbure et le champs de températures résiduelles amènera les contraintes auto-équilibrées. Dans une structure, seule la déformation axiale et la courbure peuvent être mesurées alors que les déformations associées aux températures résiduelles sont calculées.

Pour une structure isostatique, la déformation axiale et la courbure causées par une distribution de température linéaire ou non à travers l'épaisseur de la section se déterminent comme suit:

$$\varepsilon_{th0} = \frac{1}{A}\int \alpha_{th}(y)T(y)\,dA \qquad [3.4]$$

$$\psi_{th} = \frac{1}{I_z}\int \alpha_{th}(y)T(y)\,y\,dA \qquad [3.5]$$

où,

ε_{th0} = Déformation axiale de la section à son centre de gravité causée par les effets thermiques

ψ_{th} = Courbure de la section causée par les effets thermiques

$\alpha_{th}(y)$ = Coefficient de dilatation thermique du matériau

La déformation thermique mesurable en tout point sur l'épaisseur de la section ($\varepsilon_{thm}(y)$) est alors égale à:

$$\varepsilon_{thm}(y) = \varepsilon_{th0} + \psi_{th}\, y \qquad [3.6]$$

Les températures résiduelles ne causent pas des déformations thermiques mais plutôt des déformations mécaniques permettant de conserver les sections planes. Ce sont ces déformations mécaniques qui causent les contraintes auto-équilibrées et elles peuvent s'évaluer à l'aide de l'équation suivante :

$$\varepsilon_{thE}(y) = \alpha_{th}(y)T(y) - (\varepsilon_{th0} + \psi_{th}\, y) \qquad [3.7]$$

où,

$\varepsilon_{thE}(y)$ = Déformations mécaniques auto-équilibrées

Pour déterminer la température moyenne de la poutre ainsi que son gradient thermique vertical il faut résoudre les équations [3.1] et [3.2]. Étant donné que $T(y)$ n'est pas une fonction continue et qu'elle n'est pas connue en tout point de la section, il serait lourd de résoudre ces équations algébriquement. Ces deux intégrales sont donc évaluées par les approximations suivantes:

$$T_m = \frac{1}{A}\sum_{j=1}^{n} T_j\, A_j \quad (°C) \qquad [3.8]$$

$$\Delta T_z = \frac{h}{I_z}\sum_{j=1}^{n} T_j\, y_j\, A_j \quad (°C) \qquad [3.9]$$

où,

j = Numéro d'une partie de la section

T_j = Température de la partie j de la section

A_j = Aire de la partie j de la section

y_j = Distance du centre de gravité de la partie j au centre de gravité de la section (voir Figure 3.16 pour le signe de y)

La distribution verticale de température (T_j) est déterminée à partir des thermocouples installés au centre de la poutre P2 et de la dalle, c'est-à-dire les thermocouples (TC) 1, 2, 3, 4, 9, 12, 15, 23, 24, 25 et 26. Ces thermocouples sont identifiés sur la Figure 3.9. La section a été divisée en onze parties j (j=1 à 11) correspondant à chacun des thermocouples. Dans chacune des parties, on considère que la température est uniforme. La Figure 3.17 présente la section considérée divisée en onze parties.

Pour résoudre les équations [3.8] et [3.9], A et A_j, I_z, y_{cg} et y_j sont des propriétés de section transformées. Pour le calcul de ces propriétés transformées, le module élastique de référence est celui de la poutre. Le Tableau 3.2 présente tous les paramètres nécessaires pour résoudre les équations [3.8] et [3.9]. La température moyenne et le gradient thermique vertical ont donc pu être déterminés pour chaque instant de mesure.

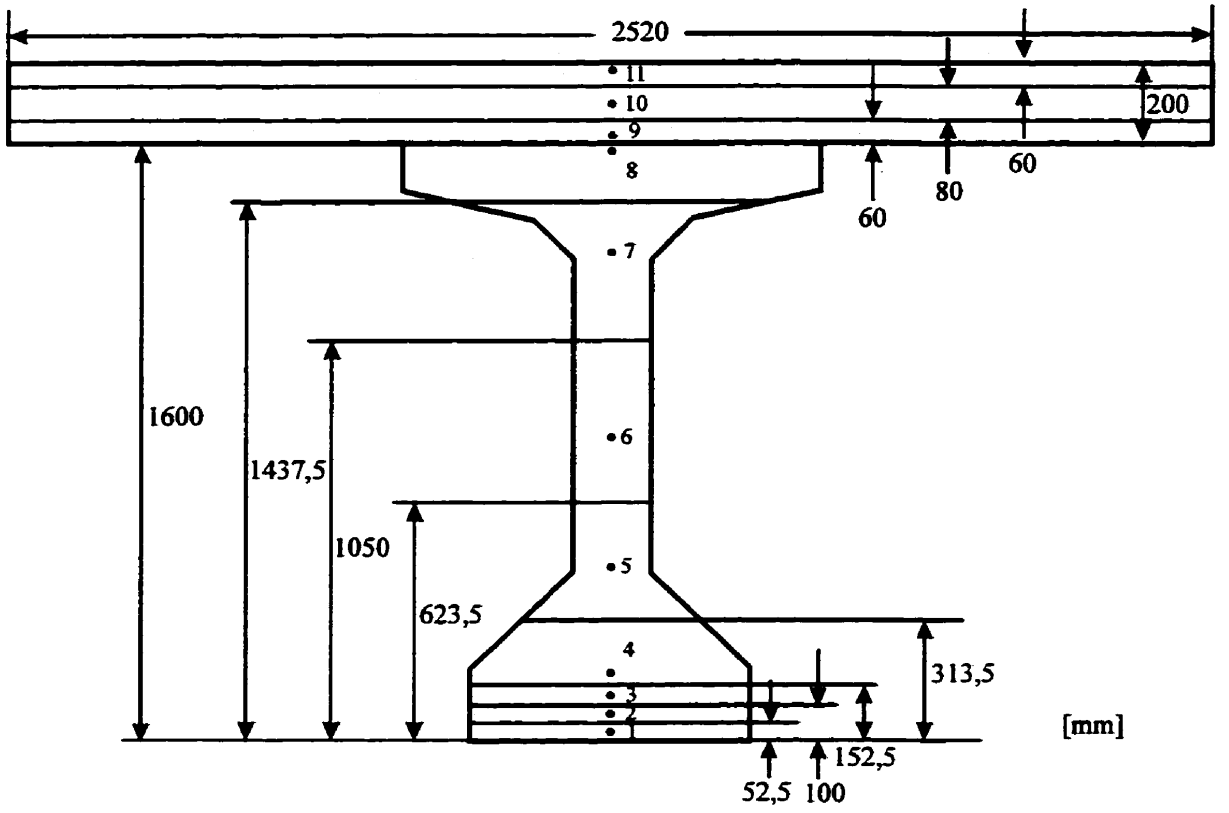


Figure 3.17: Distribution verticale de la température de la poutre P2

Il a été mentionné à la section 3.3.3 que les mesures des thermocouples prises entre le 21 novembre 1996 et le 15 février 1997 ne sont pas valides. On ne peut donc pas utiliser ces lectures pour déterminer la température moyenne et le gradient thermique pour cette période. Pour contourner le problème, les températures mesurées par les CVN ont été utilisées. Pour cette période, la section a été divisée en cinq parties. C'est beaucoup moins précis car on ne peut pas capter les gradients de température de la dalle et de la semelle inférieure. Cependant, à cette époque de l'année, ces gradients sont faibles. Les valeurs de T_m et de ΔT ainsi obtenues seront donc jugées acceptables.

Tableau 3.2: Paramètres nécessaires au calcul de T_m, ΔT, ε_{th0} et ψ_{th}

Période du 21 novembre 1996 au 15 février 1997			
j	T_j	A_j (mm^2)	y_j (mm)
1	CVN 4	195 762	949,2
2	CVN 3	95 055	428,0
3	CVN 2	115 906	-69,2
4	CVN 1	286 378	-370,8
5	CVN 5	432 274	-560,4
Période du 15 février 1997 au 6 février 1998			
1	TC 1	42 737	1109,1
2	TC 2	39 182	1058,9
3	TC 3	42 737	1009,1
4	TC 4	111 998	909,6
5	TC 9	88 391	690,5
6	TC 12	91 448	309,1
7	TC 15	104 452	-143,3
8	TC 23	172 158	-382,8
9	TC 24	138 801	-494,2
10	TC 25	177 469	-565,7
11	TC 26	116 005	-631,6

E_c *réf.* (poutre) = 31 740 MPa*
E_c (dalle) = 24 350 MPa*
E_{ps} = 205 700 MPa
E_{ns} = 200 000 MPa
A *transformée* = 1,125×10^{6}mm^2
I_z *transformée* =450,6×10^9 mm^4
y_{cg} *transformé* = 1138 mm
α_{th} (poutre) = 9,6 με/°C**
α_{th} (dalle) = 12,0 με/°C**

* Dernière colonne du Tableau 4.16

** Voir section 3.9.4

La Figure 3.18 présente la température moyenne de la poutre P2 et de la dalle ainsi mesurée en fonction du temps alors que la Figure 3.19 présente le gradient thermique vertical.

En examinant la Figure 3.18, on voit que la température moyenne minimale de la structure atteinte durant la période d'expérimentation est de -22 °C alors que la température moyenne maximale atteinte est de 32 °C. On remarque également qu'en hiver, les variations journalières de température peuvent être importantes allant jusqu'à 20 °C. En été, ces variations ne dépassent pas 10 °C.

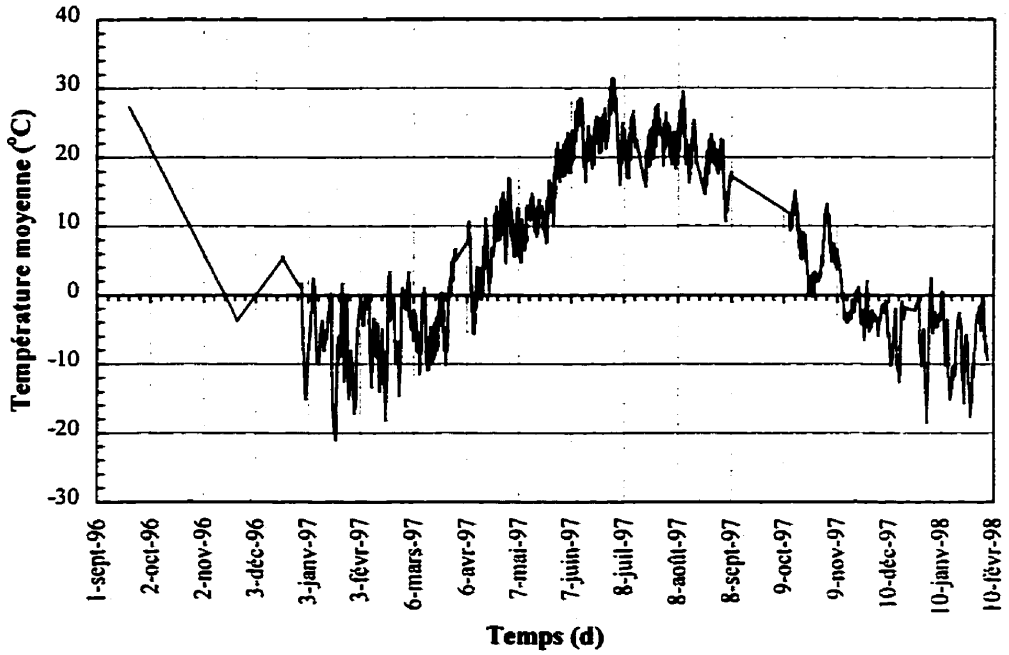


Figure 3.18: Température moyenne de la poutre P2

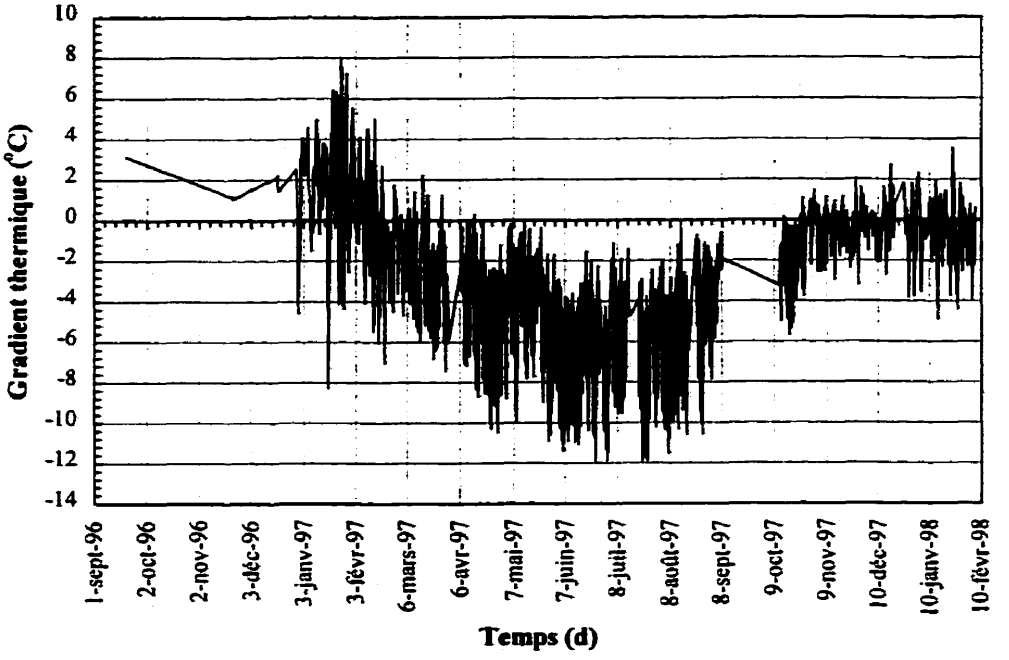


Figure 3.19: Gradient de température vertical de la poutre P2

Sur la Figure 3.19, un gradient thermique négatif signifie que la fibre supérieure de la section est plus chaude que la fibre inférieure. De cette figure, on remarque qu'en hiver, les gradients thermiques varient du positif au négatif alors qu'en été, les gradients demeurent négatifs. Les gradients d'hiver maximaux se sont produits durant le premier hiver, pour atteindre ±8 °C. Durant l'été, le gradient maximal atteint a été de -12 °C. Les gradients thermiques mesurés durant le deuxième hiver sont beaucoup moins importants que ceux du premier hiver, ils ont atteint des valeurs de -5 °C allant jusqu'à 3,5 °C environ. L'hiver 1998 particulièrement doux explique ces plus faibles gradients.

La Figure 3.20 présente les déformations axiales du pont provoquées par les effets thermiques alors que la Figure 3.21 montre les courbures engendrées par ces

effets. Les déformations axiales et les courbures ont été déterminées à l'aide des équations [3.4] et [3.5]. Les intégrales contenues dans ces équations sont évaluées par les approximations suivantes:

$$\varepsilon_{th0} = \frac{1}{A}\sum_{j=1}^{n}\alpha_{th\,j}\,T_j\,A_j \qquad [3.10]$$

$$\psi_{th} = \frac{1}{I_z}\sum_{j=1}^{n}\alpha_{th\,j}\,T_j\,y_j\,A_j \qquad [3.11]$$

où,

$\alpha_{th\,j}$ = Coefficient de dilatation thermique de la partie j de la section

(α_{th} poutre ou α_{th} dalle selon le cas, voir section 3.9.4)

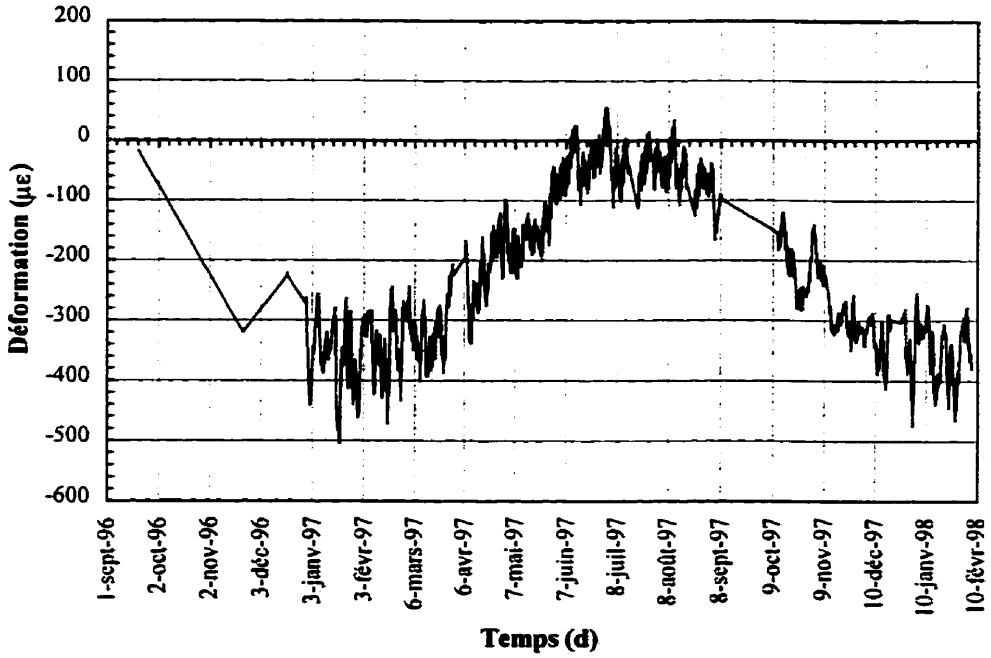


Figure 3.20: Déformation axiale du pont causée par les effets thermiques

La Figure 3.20 indique qu'il y a eu une variation de déformation axiale d'environ 550 με dont la majorité, soit 500 με, en déformation de compression puisque la température moyenne initiale de la poutre P2 était très élevée, c'est-à-dire de 28 °C. Cette variation de déformation correspond à un mouvement longitudinal de 19,2 mm au niveau de l'appui mobile.

La Figure 3.21 indique que la structure a subi une variation maximale de courbure, causée par les gradients thermiques, de 166×10^{-6} rad/m. La majeure partie de cette variation survient en été où la courbure atteint une valeur maximale négative de -126×10^{-6} rad/m, ce qui correspond à une flèche au centre de la poutre de 19,3 mm vers le haut. En hiver, la courbure maximale positive est de 40×10^{-6} rad/m, ce qui donne une flèche au centre de 6,1 mm vers le bas. On remarque également que durant tout l'été, le pont conserve une courbure thermique moyenne relativement élevée, soit environ -80×10^{-6} rad/m, alors qu'en hiver les courbures thermiques sont plus ou moins nulles. De plus, on observe du mois de mai au mois d'août, une variation journalière moyenne de courbure de 37×10^{-6} rad/m, la variation journalière maximale étant de 65×10^{-6} rad/m.

Il est également intéressant de noter la différence de comportement thermique lorsque le coefficient de dilatation thermique est constant pour toute la section. Si au lieu d'utiliser un α_{th} de 12,0 με/°C pour la dalle on utilise un α_{th} de 9,6 με/°C, c'est-à-dire la même valeur que celui de la poutre, on obtient des déformations axiales et des courbures thermiques assez différentes. En effet, la variation maximale des déformations axiales

passe de 550 με à 490 με alors que la variation maximale de la courbure passe de 166×10^{-6} rad/m à 105×10^{-6} rad/m, soit une diminution de 38%. La valeur maximale négative devient alors de -80×10^{-6} rad/m au lieu de -126×10^{-6} rad/m. De plus, les courbures positives observées en hiver n'existent presque plus et le tracé général de la courbure dans le temps devient très aplati. De ces observations, on s'aperçoit qu'il est très important d'être en mesure d'évaluer correctement les coefficients de dilatation thermique des bétons constituants une structure si l'on tient à connaître son comportement sous charges thermiques.

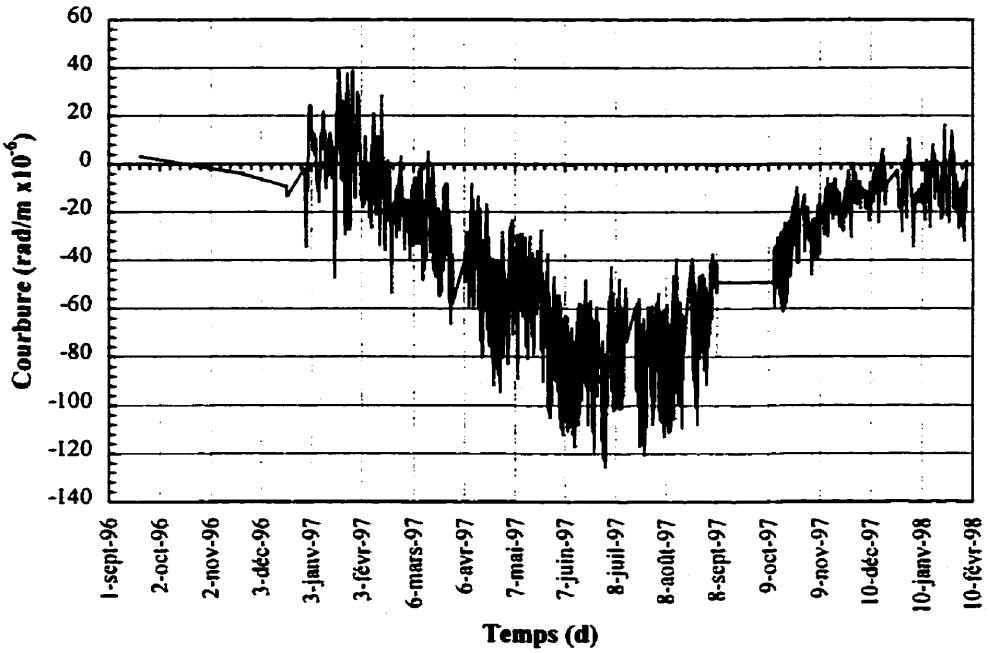


Figure 3.21: Courbure du pont causée par les effets thermiques

3.9.4 Coefficient de dilatation thermique

Comme vu à la section 3.9.3, il faut connaître le coefficient de dilatation thermique (α_{th}) d'un matériau pour être en mesure d'évaluer les déformations causées par les charges thermiques. Ici, il faut donc connaître le coefficient de dilatation thermique du béton de la poutre et celui du béton de la dalle.

La détermination de ces coefficients est également nécessaire pour évaluer les effets thermiques mesurés par les cordes vibrantes. En effet, puisque les cordes vibrantes possèdent un coefficient de dilatation thermique différent de celui du béton, des déformations thermiques sont mesurées par celles-ci. Pour évaluer les déformations de retrait et de fluage mesurées tout au cours de l'expérimentation, il faut donc être en mesure d'éliminer les déformations de température.

Diruy (1993) a proposé une procédure pour la détermination du coefficient de dilatation thermique d'un ouvrage d'art. Pour déterminer le coefficient de dilatation thermique, il suggère de mesurer la variation de température de l'instrument de mesure de même que la déformation correspondante sur une période d'environ une demi-journée. Durant ce court laps de temps, on peut assumer sans faire d'erreur que les déformations différées dues au retrait et au fluage sont négligeables. Cependant, afin de garantir une précision acceptable, Diruy suggère certaines conditions d'applicabilité de cette procédure :

1. Variation de température d'au moins 2 °C;
2. Instant de mesure initial pris le matin et instant final pris le soir du même jour;
3. Mesure du matin retenue seulement si la température minimale ambiante donnée par la météorologie précède d'au moins deux heures l'instant de mesure.

La première condition assure une variation suffisante de la température permettant d'effectuer des mesures significatives. La seconde condition permet de ne considérer que les températures croissantes alors que la dernière condition assure que la lecture initiale du matin aura suffisamment dépassé la température minimale dans l'ensemble de l'élément ausculté. Si ces conditions sont respectées et que la structure est libre de se déformer, on peut déduire le coefficient de dilatation thermique directement à l'aide de l'équation suivante :

$$\Delta\varepsilon_m = (\alpha_{thc} - \alpha_{thg})\Delta T \qquad [3.12]$$

où,

$\Delta\varepsilon_m$ = La variation de déformation mesurée par l'instrument de mesure;
α_{thc} = Coefficient de dilatation thermique du béton;
α_{thg} = Coefficient de dilatation thermique de l'instrument de mesure;
ΔT = La variation de température mesurée par l'instrument de mesure,

la seule inconnue étant α_{thc}. Par contre, si la structure n'est pas libre de se déformer, comme c'est le cas lorsqu'elle est soumise à un gradient thermique non linéaire, il y a

alors des déformations mécanique auto-équilibrées qui se forment pour que les sections demeurent planes. Dans cette condition, en se référant à la Figure 3.16 (à un facteur α près), il faut plutôt utiliser l'équation suivante :

$$\Delta\varepsilon_m = (\alpha_{thc} - \alpha_{thg})\Delta T - \varepsilon_{thE} \qquad [3.13]$$

où ε_{thE} correspond à la déformation mécanique auto-équilibrée qui est inconnue. Dans ce cas-ci, on se retrouve donc avec une seule équation et deux inconnues, il faut donc une deuxième équation pour résoudre le système.

Si au même point de mesure, on dispose d'une mesure de déformation longitudinale et d'une mesure de déformation transversale, on peut résoudre le système. Longitudinalement, les sections doivent demeurer planes et c'est pour cela qu'il y a formation de contraintes auto-équilibrées mais, transversalement, l'élément est tout à fait libre de se déformer, il n'y a donc pas de contrainte auto-équilibrées dans cette direction. Néanmoins, il faut tenir compte, transversalement, des déformations mécaniques causées par l'effet de Poisson.

Les contraintes thermiques auto-équilibrées se déterminent comme suit :

$$\sigma_{thE} = -E_c\varepsilon_{thE} \qquad [3.14]$$

où, σ_{thE} est de signe opposé à ε_{thE} qui est en fait une déformation empêchée. Selon la résistance des matériaux, on peut relier les déformations transversales aux déformations longitudinales comme suit :

$$\varepsilon_T = -\nu\varepsilon_L = -\nu\frac{\sigma_L}{E_c} \qquad [3.15]$$

où,

ε_L = Déformation longitudinale à un point donné;

ε_T = Déformation transversale au même point;

ν = Coefficient de Poisson,

σ_L = Contrainte longitudinale à un point donné.

Si on remplace σ_L par σ_{thE}, on obtient alors la relation suivante :

$$\varepsilon_T = -\nu\frac{\sigma_{thE}}{E_c} = -\nu\frac{(-E_c\varepsilon_{thE})}{E_c} = \nu\varepsilon_{thE} \qquad [3.16]$$

Finalement, à un point donné de la structure, la variation de déformation longitudinale et transversale sous charge thermique est alors égale au système d'équations suivant :

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{mL} &= (\alpha_{thc} - \alpha_{thg})\Delta T - \varepsilon_{thE} \\ \Delta\varepsilon_{mT} &= (\alpha_{thc} - \alpha_{thg})\Delta T + \nu\varepsilon_{thE} \end{aligned} \qquad [3.17]$$

où,

$\Delta\varepsilon_{mL}$ = Variation de déformation longitudinale au point de mesure;

$\Delta\varepsilon_{mT}$ = Variation de déformation transversale au même point de mesure;

ν = Coefficient de Poisson,

les seules inconnues étant désormais α_{thc} et ε_{thE}.

La procédure proposée par Diruy (1993) a été suivie en partie. Puisque la température ambiante tout au cours de l'expérimentation n'était pas disponible, la troisième recommandation n'a pu être respectée en tout temps. L'instant initial a été choisi comme étant 10h00 le matin. À cette heure là, dans la majorité des cas, la température minimale ambiante précède généralement d'au moins deux heures l'instant de mesure. L'instant final de mesure à été choisi comme étant 22h00, le soir du même jour. Pour ce qui est de la variation de température, un critère de variation légèrement plus sévère que celui prescrit par Diruy a été choisi, soit une variation de température de 2,5 °C.

Les variations de déformations correspondant aux variations de température sont celles mesurées par les CVN de la poutre et de la dalle. Comme la structure est soumise à un gradient thermique non linéaire, il faut donc avoir la variation de déformation longitudinale et transversale à un point donné. Pour la poutre, cela correspond aux mesures prises par les CVN 2 et 3 et pour la dalle, cela correspond aux mesures prises par les CVN 5 et 6. Il est admis que ces CVN ne mesurent que des effets thermiques sur un aussi court laps de temps. La variation de température de la poutre et de la dalle a été tirée des mesures de température des CVN 2 et 6 respectivement. En effet, les CVN, en plus de mesurer des déformations, mesurent la température de la corde au même moment. Cette température est probablement plus fiable que celle mesurée par un thermocouple avoisinant.

Selon les critères adoptés, 113 points de mesure ont été retenus pour le béton de la poutre alors que 193 l'ont été pour le béton de la dalle au cours de la période de mesure. Au moyen de ces données expérimentales, les coefficients de dilatation thermique ont été évalués en appliquant le système d'équation [3.17].

La Figure 3.22 présente les valeurs de α_{th} ainsi trouvées en fonction du temps. Tel que Diruy (1993) le mentionne, on remarque que le α_{th} des bétons varie avec le temps. Selon lui, α_{th} atteindrait sa valeur maximale en juin et juillet et sa valeur minimale en janvier et février. Alors que cette observation semble concorder pour le béton de la dalle, ce n'est pas aussi évident en ce qui concerne le béton de la poutre. Même s'il semble que le α_{th} des bétons change selon les saisons, il n'est pas de pratique courante d'utiliser un α_{th} variable. De ces points de mesure, une valeur moyenne a donc été évaluée pour chacun des bétons. Le α_{th} moyen du béton de la poutre est donc de 9,6 με/°C alors que celui du béton de la dalle est de 12,0 με/°C. Les écarts-type des coefficients sont de 1,33 με/°C et de 1,16 με/°C pour la poutre et la dalle respectivement.

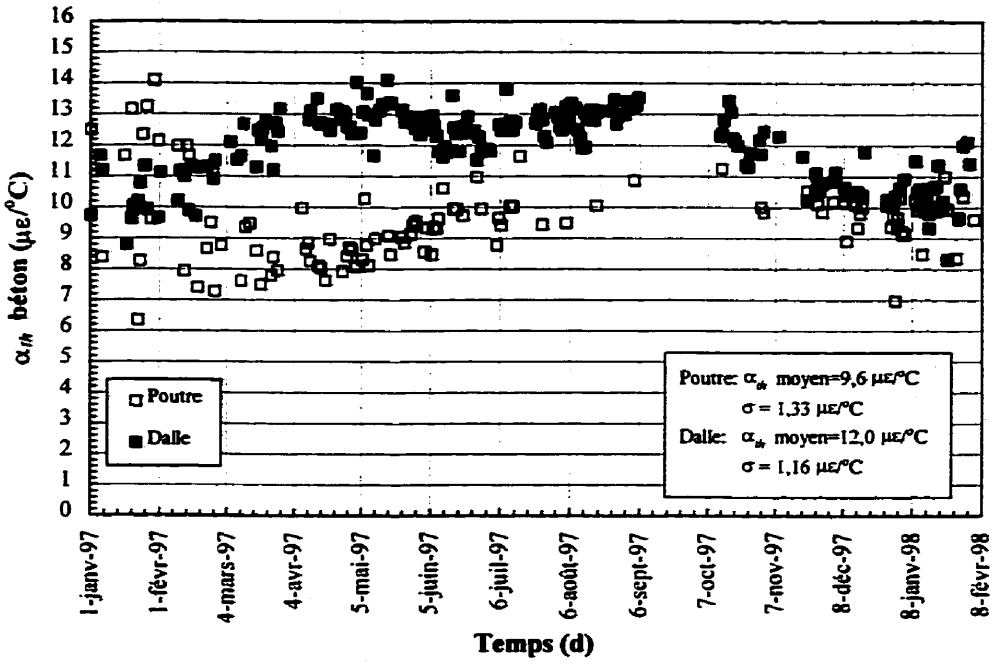


Figure 3.22: Coefficient de dilatation thermique du béton de la poutre et de la dalle

3.9.5 Déformation au centre de gravité et courbure de la poutre mesurées par les CVN

La façon la plus simple de présenter les résultats est sans doute en terme de déformation au centre de gravité et de courbure. De cette façon, il est possible de connaître la déformation longitudinale en tout point de la section. Pour un élément simplement supporté, la déformation longitudinale est égale à:

$$\varepsilon_L(y) = \varepsilon_0 + \psi y \qquad [3.18]$$

où,

$\varepsilon_L(y)$ = Déformation longitudinale à la position y

ε_0 = Déformation au centre de gravité de la section

ψ = Courbure de la section

La déformation au centre de gravité et la courbure de la poutre au niveau des CVN ont été évaluées de deux manières différentes. La première façon consiste à ne se servir que des CVN situées dans les semelles supérieure et inférieure de la poutre, c'est-à-dire les CVN 1 et CVN 4 respectivement. On trace alors une droite passant par ces deux points de mesure. La pente de la droite donne la courbure et, à l'aide de l'équation de cette droite, on peut déterminer la déformation au centre de gravité de la section. L'autre méthode consiste à utiliser en plus des CVN 4 et 1, la CVN 3, située au milieu de l'âme. À l'aide de la méthode des moindres carrés, on fait alors passer une droite par ces trois points de mesure. L'équation de la droite ainsi trouvée permet de déterminer aisément la courbure et la déformation au centre de gravité. Puisque, théoriquement, les sections planes doivent rester planes, ces deux façons de faire devraient donner sensiblement le même résultat.

Le Tableau 3.3 présente les courbures et déformations déterminées à différents instants par les deux méthodes. En examinant ce tableau, on se rend compte que les courbures calculées des deux manières sont pratiquement les mêmes et qu'il y a une légère différence en ce qui concerne les déformations au centre de gravité. De plus, le coefficient de corrélation, très près de l'unité dans tous les cas, indique que la droite trouvée par la méthode des moindres carrés passe réellement par les trois points de mesure. Puisque les deux méthodes semblent donner le même résultat, la première a donc été retenue pour déterminer la déformation au centre de gravité et la courbure à

chaque instant de mesure. Cette méthode est beaucoup plus simple à utiliser, compte tenu de la grande quantité de mesures.

Tableau 3.3: Courbures et déformations au centre de gravité mesurées par les CVN à différents instants

Date	Courbure rad/m × 10^{-6}		Écart %	Déformation au c.g.[1] με		Écart %	Coefficient de corrélation R^2
	1*	2**		1*	2**		
19-09-96	-395	-395	0	-448	-467	4,2	0,982
01-01-97	-231	-230	0,4	-572	-582	1,7	0,991
01-07-97	-331	-331	0	-853	-861	0,9	0,997
01-01-98	-345	-344	-2,9	-854	-872	2,1	0,992

1 Déformation à y = 811,8 mm du bas de la section (c.g. de section de poutre seule)
* CVN 4 et 1 seulement
** CVN 4, 3 et 1; méthode des moindres carrées

La Figure 3.23 présente la courbure brute mesurée par les CVN en fonction du temps. La courbure brute est celle mesurée sans correction pour les effets thermiques. L'effet des gradients thermiques journaliers a été mis en évidence sur cette figure. Suite à une analyse des gradients thermiques, il s'est avéré que les gradients minimaux (algébriquement) se produisent la majeure partie du temps en fin de journée vers 16h00, alors que les gradients thermiques maximaux (algébriquement) se produisent le matin vers 8h00. On a donc tracé les courbures mesurées à 8h00 et à 16h00 en plus de celle mesurée à toutes les heures. En examinant les résultats, il apparaît évident que les oscillations journalières de la courbure brute sont causées par les gradients thermiques journaliers. En effet, les courbures mesurées à 8h00 et à 16h00 sont aux frontières de la courbure brute, la courbure mesurée à 8h00 étant supérieure à celle mesurée à 16h00.

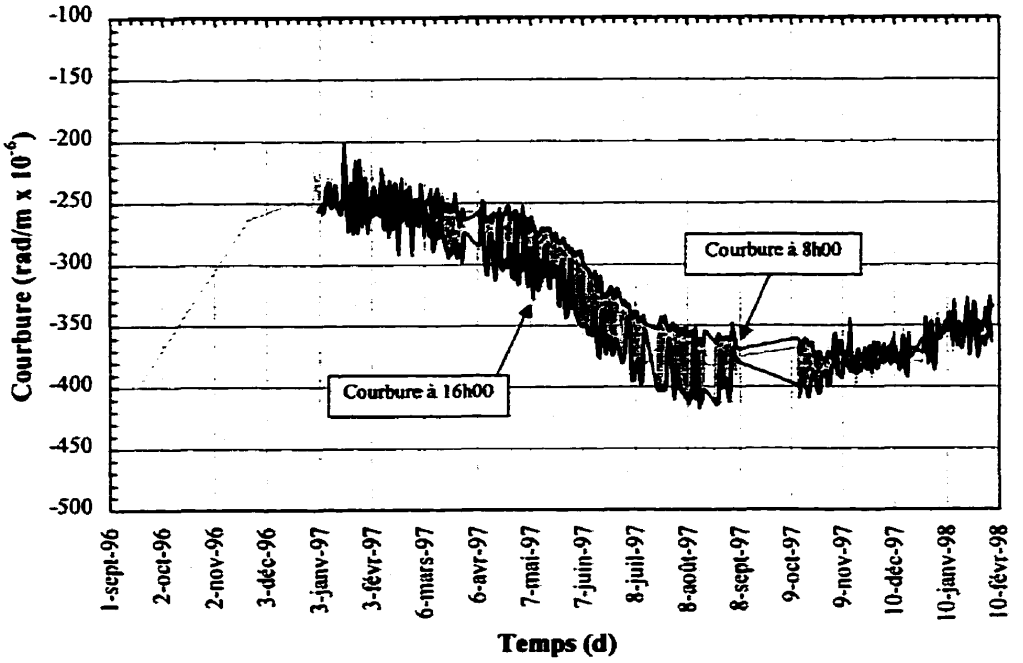


Figure 3.23: Courbure brute mesurée par les CVN

La Figure 3.24 présente la courbure mesurée par les CVN, corrigée des effets de température, en fonction du temps alors que la Figure 3.25 montre la déformation au centre de gravité fonction du temps. Sur cette dernière figure, la déformation brute et la déformation corrigée des effets de température sont mises en parallèle. Le centre de gravité correspond au centre de gravité de la section composite transformée, soit à 1138 mm du bas de la section. Pour déterminer la courbure et la déformation au centre de gravité corrigées des effets de température, les déformations mesurées par les CVN ont d'abord été corrigées et ensuite la courbure et la déformation au centre de gravité ont été évaluées à partir de ces mesures corrigées.

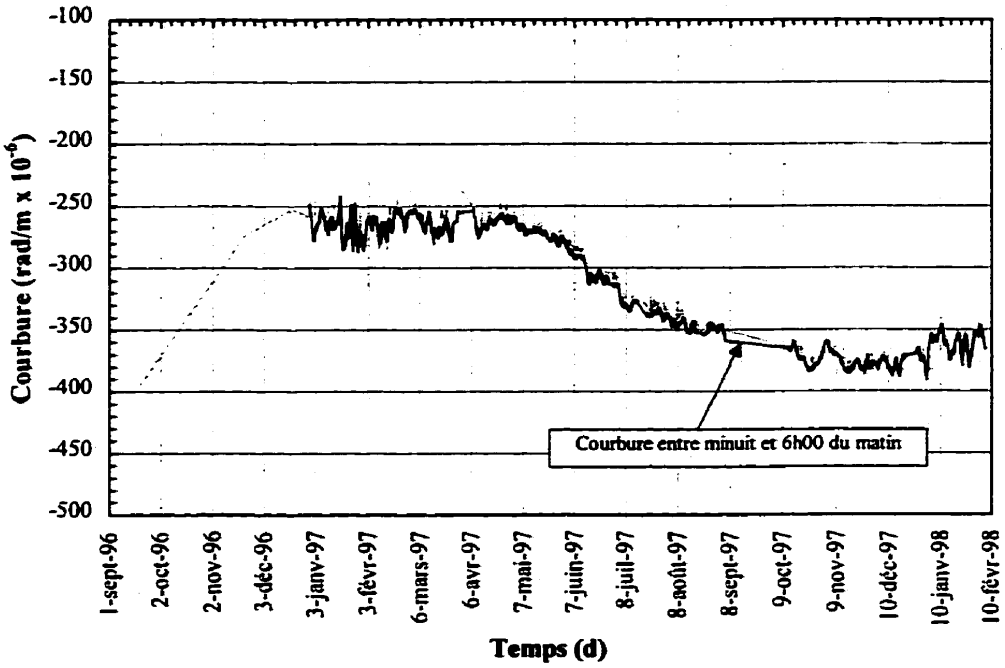


Figure 3.24: Courbure mesurée par les CVN et corrigée des effets de température

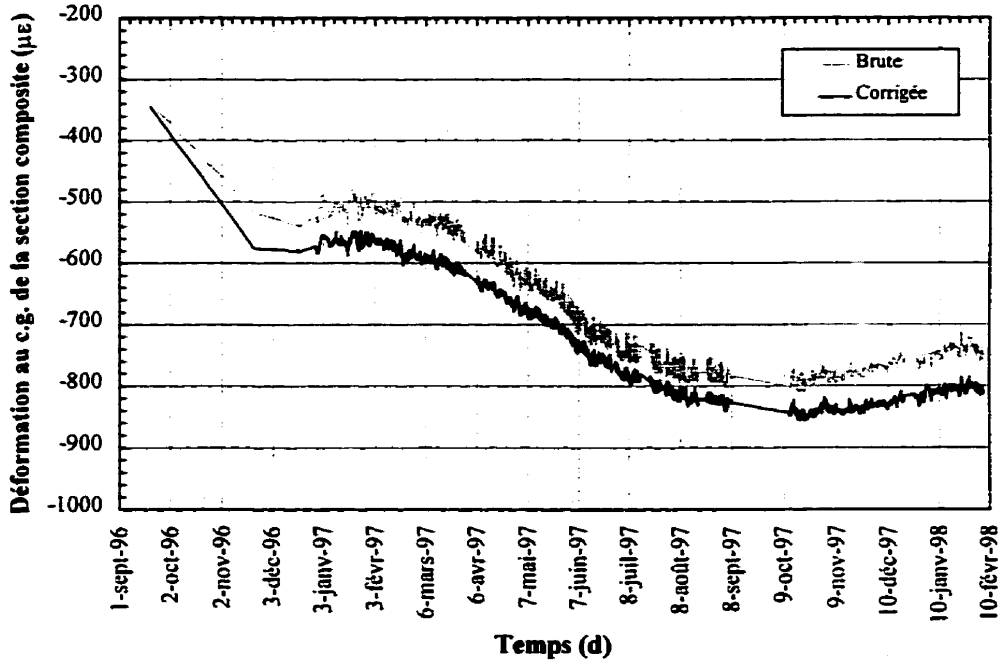


Figure 3.25: Déformation au centre de gravité mesurée par les CVN

La correction thermique d'une CV longitudinale à un instant donné est la suivante:

$$\varepsilon'_{L(CV)} = \varepsilon_{L(CV)} + (\varepsilon_{th0} + \psi_{th} y_{(CV)}) - \alpha_{th(CV)} \Delta T_{(CV)} \qquad [3.19]$$

où,

$\varepsilon'_{L(CV)}$ = Déformation longitudinale d'une CV corrigée des effets de température

$\varepsilon_{L(CV)}$ = Déformation longitudinale mesurée par une CV

ε_{th0} = Déformation axiale thermique = voir section 3.9.3

ψ_{th} = Courbure thermique = voir section 3.9.3

y = Position de la CV selon la Figure 3.16

$\alpha_{th(CV)}$ = Coefficient de dilatation thermique d'une CV = 11,5 με/°C

$\Delta T_{(CV)}$ = Variation de température de la CV

Les mesures des CVN 1 et 4 ont donc été ainsi corrigées pour chaque instant de mesure. Pour la période du 15 février 1997 au 6 février 1998, la température des CVN 1 et 4 a été considérée comme étant égale à la température mesurée par les TC 23 et 1 respectivement. Pour la période du 21 novembre 1996 au 15 février 1997, la température est celle mesurée par ces CVN.

En examinant la Figure 3.24, on remarque que l'application de la correction thermique a éliminé la majeure partie des oscillations journalières observées sur la Figure 3.23. La légère oscillation journalière qui demeure est causée par différents phénomènes comme la circulation routière sur le pont ou une légère imprécision dans la lecture des températures et de la correction appliquée. Le passage des véhicules sur le

pont augmente (algébriquement) la courbure. En ne prenant les mesures qu'entre minuit et 6h00 le matin, on élimine en grande partie cet effet et c'est ce que l'on constate sur la Figure 3.24. La courbure mesurée entre minuit et 6h00 le matin est inférieure à la courbure mesurée à toutes les heures.

La Figure 3.24 indique que durant les deux premiers mois, il y a eu une variation importante de la courbure. Elle est passée de -394×10^{-6} rad/m à -275×10^{-6} rad/m, soit une augmentation (algébriquement) de 30%. Cette augmentation est causée par la combinaison de plusieurs effets. Premièrement, l'ajout de la dalle a pour effet d'augmenter la courbure, de même que le retrait différentiel qui a lieu entre la poutre et la dalle. Puisque la dalle est coulée sur la poutre un mois après sa fabrication, les deux composantes ne subissent pas le même taux de retrait. La dalle subit alors beaucoup plus de retrait que la poutre, et pour que les sections demeurent planes, il faut que la poutre se courbe vers le bas, ce qui cause une courbure positive selon la convention adoptée dans ce mémoire. Deuxièmement, le fluage différentiel a pour effet de diminuer la courbure. Étant donné que la poutre est davantage comprimée à la fibre inférieure qu'à la fibre supérieure, c'est la fibre inférieure qui subira le plus de fluage, accentuant ainsi l'écart de compression entre la fibre inférieure et supérieure. C'est ce qui fait diminuer la courbure. La combinaison de ces effets cause une augmentation globale de la courbure durant les deux premiers mois. Ensuite, pendant le premier hiver, la courbure est demeurée relativement stable et à partir du début de l'été, elle a continuellement diminué jusqu'au début du deuxième hiver pour subséquemment augmenter légèrement. Cette variation de

courbure est causée par la combinaison du fluage différentiel et du retrait différentiel ou du fluage différentiel et du gonflement différentiel, selon la saison. Ces phénomènes s'expliquent à partir des observations suivantes.

La Figure 3.25 indique qu'il y a eu un raccourcissement de la section causé par le fluage et le retrait d'environ 370 με durant la première année de mise en service. Cela donne un raccourcissement de la poutre de 13,0 mm. La variation de déformation axiale est causée par la combinaison du fluage et, alternativement, du retrait durant les périodes plus chaude et sèche de l'année et du gonflement durant l'hiver. Le gonflement est principalement causé par le gel de l'eau dans les capillaires du béton de même que par l'humidité relative plus élevée en hiver. Le gonflement est plus apparent durant le deuxième hiver car, après une année de service, la composante de fluage est beaucoup moins importante. Selon cette figure, le gonflement est de l'ordre de 50 με durant le deuxième hiver.

On peut maintenant s'interroger sur la raison qui a fait que la courbure est demeurée stable durant le premier hiver et pourquoi, il y a eu une augmentation soudaine de son amplitude dès l'arrivée du temps plus chaud. On sait que la poutre gonfle durant l'hiver à cause du gel et de l'humidité relative. Ce gonflement ne se fait probablement pas de façon uniforme à travers la section, la semelle inférieure étant certainement plus affectée car elle est plus exposée aux conditions climatiques. Si la semelle inférieure gonfle plus que le reste de la section, la courbure augmentera (algébriquement). Durant

le premier hiver, on a constaté que la courbure est demeurée stable. Il est alors fort probable que durant cette période, le gonflement différentiel est venu s'opposer au fluage différentiel, faisant en sorte que la courbure soit stable durant cette période. Dès l'arrivée du temps chaud, le gonflement différentiel s'est plutôt transformé en retrait différentiel. Alors, les deux phénomènes sont devenus additifs ce qui a diminué de façon soudaine la courbure. Durant le deuxième hiver, le fluage différentiel n'est plus très présent car environ 80% du fluage a déjà eu lieu. Le gonflement différentiel devient alors évident; la courbure augmente (algébriquement) durant cette période. On pourrait aussi penser que le fluage est ralenti par le temps froid mais cette hypothèse ne semble pas être appuyée par la littérature.

3.9.6 Déformation au centre de gravité et courbure de la poutre mesurées par les CVS

La déformation au centre de gravité et la courbure de la poutre au niveau des CVS ont été évaluées de la même manière que pour les CVN. Les deux méthodes décrites à la section 3.9.5 ont été utilisées. Dans les deux cas, la déformation à la fibre supérieure est la moyenne des déformations mesurées par les CVS 1 et 5 et la déformation à la fibre inférieure est la moyenne des déformations mesurées par les CVS 4 et 8. Pour la deuxième méthode, les déformations des CVS 6 et 3, situées sur l'âme de la poutre, ont été utilisées. Les déformations mesurées par la CVS 7 ont été rejetées pour les raisons mentionnées à la section 3.9.1. Les résultats des deux méthodes sont présentés au Tableau 3.4.

Tableau 3.4 Courbure et déformation au centre de gravité mesurées par les CVS à différents instants

Date	Courbure rad/m × 10^{-6}		Écart %	Déformation au c.g.[1] με		Écart %	Coefficient de corrélation R^2
	1*	2**		1*	2**		
19-09-96	-417	-423	1,4	-424	-409	-3,5	0,996
01-01-97	-264	-257	-2,6	-626	-630	0,6	0,994
01-07-97	-323	-323	0	-932	-935	0,3	0,998
01-01-98	-360	-360	-3,9	-896	-912	1,8	0,989

1 Déformation à y = 811,8 mm du bas de la section (c.g. de section de poutre brute)
* Moyenne des CVS 1 et 5 et moyenne des CVS 4 et 8 seulement
** CVN 1, 3, 4, 5, 6 et 8; méthode des moindres carrées

On remarque qu'encore une fois, les deux méthodes donnent sensiblement le même résultat. De plus, les coefficients de corrélation pour la méthode des moindres carrés sont excellents. Pour l'évaluation de la déformation axiale et de la courbure à chaque heure de mesure, la première méthode a donc été privilégiée.

La Figure 3.26 présente la courbure brute mesurée par les CVS. Des 8182 points de mesures, 256 ont été éliminés car ils étaient erratiques. Cela correspond à environ 3% des lectures, ce qui est minime. L'allure et l'amplitude de la courbure brute mesurée par les CVS sont très près de celles mesurées par les CVN, ce qui était attendu.

La Figure 3.27 présente la courbure mesurée par les CVS, corrigée des effets de température, en fonction du temps alors que la Figure 3.28 montre la déformation au centre de gravité en fonction du temps. Sur cette dernière figure, la déformation brute et la déformation corrigée des effets de température sont mises en parallèle.

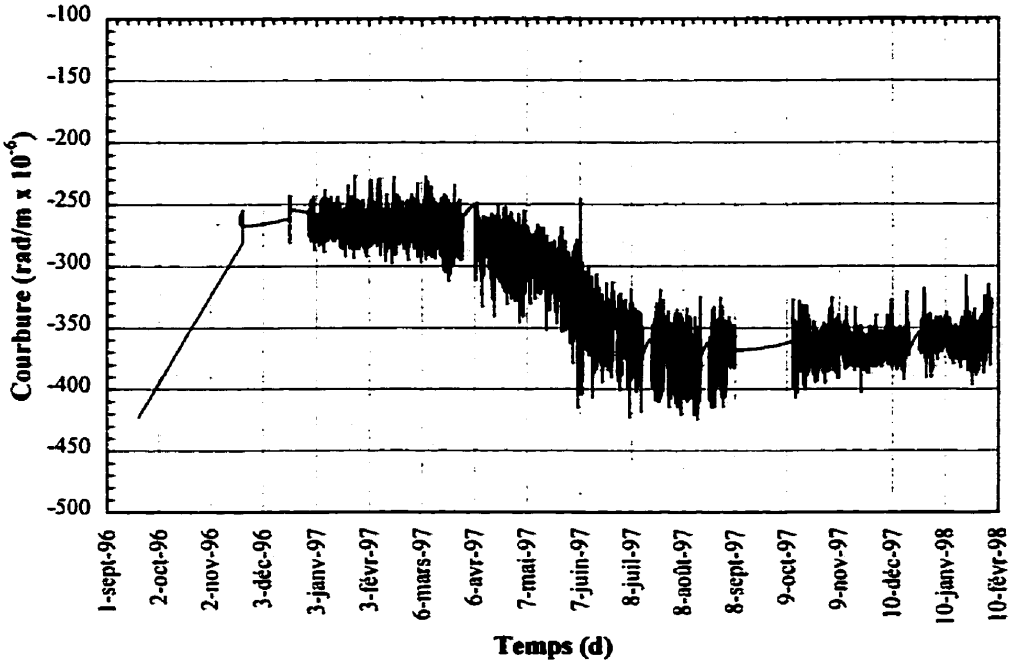


Figure 3.26: Courbure brute mesurée par les CVS

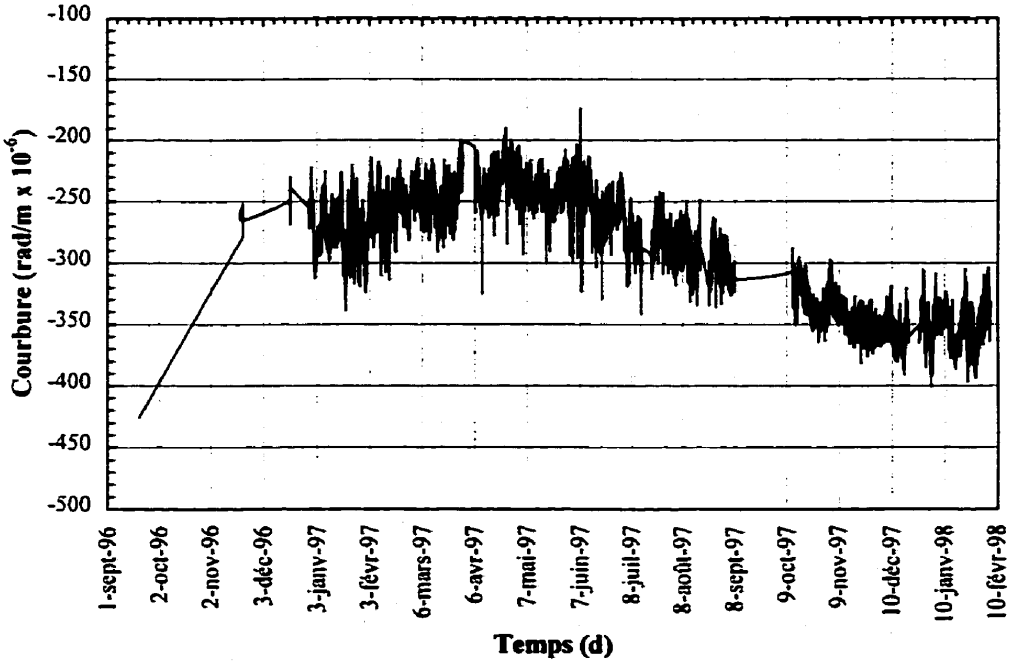


Figure 3.27: Courbure mesurée par les CVS et corrigée des effets de température

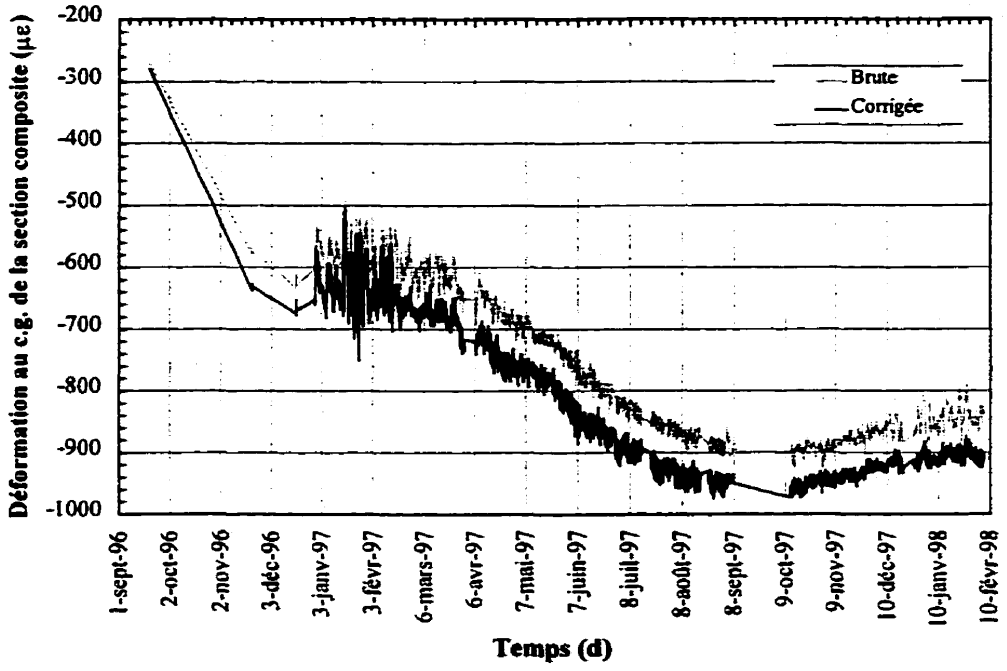


Figure 3.28: Déformation au centre de gravité mesurée par les CVS

La correction thermique est appliquée sensiblement de la même manière que dans les cas des CVN, il suffit d'appliquer l'équation [3.19]. Pour corriger les mesures prisent par les CVS adéquatement, il faut connaître la température exacte de la CVS. Pour cela, il aurait fallu installer un capteur de température, à l'extérieur du béton, au niveau de chacune des CVS, ce qui a été impossible à faire. On a donc considéré que la température de toutes les CVS était uniforme et qu'elle correspondait à celle mesurée par le TC 1, le thermocouple le plus près de la surface externe du béton, pour la période du 15 février 1997 au 6 février 1998. Pour la période du 21 novembre 1996 au 15 février 1997, c'est la température mesurée par la CVN 1 qui a été utilisée. Cette correction est sans aucun doute moins exacte que celle faite pour les CVN, particulièrement en ce qui concerne les gradients thermiques journaliers, mais c'est la supposition la plus

appropriée compte tenu des circonstances. On remarque en observant la Figure 3.27 que la correction thermique appliquée aux CVS n'est effectivement pas aussi bonne que celle des CVN. Une oscillation journalière assez importante demeure présente. Toutefois, l'allure de la courbe est la même que celle des CVN.

En examinant la Figure 3.28, on remarque aussi que la correction est particulièrement mauvaise pour la période du 21 novembre 1996 au 15 février 1997. Les oscillations sont plus importantes après la correction qu'avant celle-ci. On remarque aussi que la variation de déformation axiale causée par le retrait et le fluage est beaucoup plus importante pour les CVS que pour les CVN. Elle est d'environ 550 με au lieu de 370 με, soit une différence de 180 με. Cette différence se compose de 110 με pour les deux premiers mois et de 70 με pour les dix mois suivants. Il y a aussi une différence notable concernant la déformation élastique causée par l'application de la précontrainte. Les CVN ont mesuré une déformation axiale élastique de -483 με alors que les CVS ont mesuré -428 με. Selon une analyse élastique, il devrait n'y avoir qu'une différence minime de 3 à 5 με entre les deux mesures. Ici, la différence est de 55 με, ce qui est largement supérieur à ce qui était prévu. Aucune explication ne permet de clarifier ces observations.

3.9.7 Dissociation des effets de retrait et de fluage

Dissocier les effets de fluage et les effets de retrait des valeurs mesurées est une entreprise très ardue car il y a plusieurs phénomènes simultanés dont il faut tenir compte.

On a vu au chapitre 2 que l'on peut décomposer une déformation totale en déformation élastique, en déformation thermique ainsi qu'en déformations de fluage et de retrait. La déformation élastique est relativement aisée à déterminer expérimentalement, il suffit de mesurer la variation de déformation avant et après l'application d'un chargement. En ce qui concerne les déformations thermiques, on a vu à la section 3.9.3 comment les évaluer et à la section 3.9.5, comment les éliminer des valeurs mesurées. Maintenant, qu'en est-il des déformations de fluage et de retrait?

Les déformations de fluage sont généralement exprimées en terme de coefficient de fluage. C'est le coefficient de fluage multiplié par la déformation élastique qui donne la déformation de fluage. L'inconnu est donc le coefficient de fluage plutôt que la déformation de fluage comme telle.

Les déformations de retrait et de fluage sont des déformations qui dépendent de plusieurs facteurs dont les principaux sont le type de béton, le ratio *V/S* de la section exposée, l'humidité relative du béton et les conditions climatiques. Ainsi, pour une section quelconque, les déformations causées par le fluage et le retrait varieront d'un endroit à l'autre de la section en fonction de la variation des facteurs susmentionnés. Par exemple, la section du pont instrumenté est constituée d'une poutre préfabriquée fait d'un béton de 46 MPa et d'une dalle coulée en place de 35 MPa. On peut donc s'attendre à avoir des déformations de retrait et des coefficients fluage qui soient différents dans la dalle et dans la poutre. Même à travers la section de la poutre, ces

déformations seront différentes car les conditions d'exposition et le ratio *V/S* diffèrent dans les semelles supérieure et inférieure ainsi que dans l'âme.

Puisqu'il y a deux inconnus par type de béton, à savoir la déformation de retrait et le coefficient de fluage, il faut donc deux mesures de déformation par type de béton. Si on se sert uniquement de mesures de déformations longitudinales, on connaîtra la déformation axiale et la courbure causées par le retrait et par le fluage mais on ne connaîtra pas la valeur du retrait libre ou du fluage libre. En effet, selon l'hypothèse de Navier, les déformations sont planes à travers une section. Si les déformations libres de retrait et de fluage ne sont pas linéaires à travers la section, comme c'est le cas pour une section quelconque composée de divers béton, cela induira des contraintes mécaniques auto-équilibrées, donc des déformations auto-équilibrées, comme dans le cas des effets thermiques. Les déformations longitudinales ainsi mesurées ne correspondent donc pas aux déformations libres telles qu'exprimées dans les équations de prédiction de retrait et de fluage, il manquera toujours les déformations mécaniques auto-équilibrées.

Pour arriver à déduire les déformations de retrait et de fluage libre à partir de mesures sur un ouvrage, il faut disposer de mesures prises dans une direction où ces déformations sont libres de se produire. Des mesures prises dans le sens transversal de la membrure pourraient faire l'affaire dans le cas du retrait car les déformations sont libres dans cette direction, ce qui n'est pas le cas pour le fluage. Il faudrait donc pouvoir relier, à un point donné, les déformations longitudinales aux déformations transversales. On

sait que les déformations élastiques transversales sont reliées aux déformations élastiques longitudinales par le coefficient de Poisson et on pourrait considérer qu'il est de même pour les déformations de fluage. On peut également considérer que la déformation de retrait transversal correspond à la déformation de retrait libre pour un type de béton donné. Ce qui complique le problème, ce sont les contraintes auto-équilibrées longitudinales. Ces contraintes produiront des déformations transversales à cause de l'effet de Poisson. Par contre, sur une longue période de temps, ces contraintes vont se relaxer ce qui ajoute une variable supplémentaire au problème.

De plus, d'autres éléments viennent compliquer la question. La construction par étapes successives en est un exemple. Ce genre de construction fait en sorte que les propriétés de la section changent dans le temps. Il faut donc ajuster les équations en fonction du temps. Par surcroît, pour chaque déformation élastique causée par une charge permanente se produisant à un instant donné, il y aura un coefficient de fluage qui lui sera associé; c'est que le coefficient de fluage dépend aussi de l'âge du béton au moment de son chargement. Ce dernier point fait en sorte qu'il faut encore ajouter une variable supplémentaire au problème, à savoir le temps. La présence d'armature dans le béton vient aussi interférer en réduisant les déformations de retrait. Les sections ne sont pas armées de la même façon longitudinalement et transversalement, le comportement dans les deux sens ne sera donc pas exactement le même.

Pour ces différentes raisons, il est donc très difficile de procéder à la dissociation du retrait et du fluage sur un ouvrage complexe. Il est probablement possible d'arriver à des résultats représentatifs à l'aide de certaines hypothèses simplificatrices. Néanmoins, les données dont nous disposons sont insuffisantes pour procéder à cet exercice. Il aurait fallu installer un nombre bien plus grand de CV afin de bien représenter le retrait réel et le fluage dans chacune des parties de la section. Aussi, il aurait fallu avoir pour chacun des chargements une valeur expérimentale de la déformation élastique, ce qui a été impossible à réaliser.

Cependant, cette dissociation n'est pas vraiment nécessaire pour atteindre les objectifs fixés puisqu'un programme d'analyse tenant compte de tous ces phénomènes variables sera utilisé pour valider les résultats expérimentaux. C'est d'ailleurs ce qui fait l'objet du chapitre 5.

3.9.8 Déformations d'un toron

La déformation de l'un des torons de précontrainte de la poutre P2 a été mesurée à l'aide d'une jauge Tensmeg. Les mesures ont été prises avant et après la coulée de la poutre, avant et après l'application de la précontrainte et ensuite au rythme d'environ une fois par mois durant une année.

La déformation du toron en fonction du temps est présentée sur la Figure 3.29 et les valeurs des mesures sont données au Tableau 3.5. La première mesure correspond à

la déformation du toron juste avant la coulée de la poutre. Cette déformation est de 6291 με. Selon les informations fournies par le fabricant des poutres, la tension initiale de ce toron était de 1315 MPa. Si on prend la valeur de module élastique également fournie par celui-ci, à savoir 205 700 MPa, la déformation mesurée devrait être de 6392 με. La valeur mesurée est donc 1,6% inférieure à la valeur prévue, ce qui est tout à fait acceptable.

Quelques heures après la coulée de la poutre, la déformation du câble a diminué considérablement, se situant autour de 4885 με. La chaleur produite par la cure vapeur a eu pour effet de détendre le câble et la jauge, ce à quoi l'on s'attendait. Le lendemain de la coulée, une fois la cure vapeur terminée, d'autres mesures ont été prises, celles-ci étant encore inférieures aux précédentes, soit autour de 4250 με. Selon le fabricant, la jauge Tensmeg est entièrement compensée pour les effets de température ce qui signifie qu'elle se déforme thermiquement de la même manière que le câble de précontrainte. La cure vapeur à 70°C ne devrait donc pas influencer les lectures. De plus, lorsque le béton durcit et que la température baisse, la déformation du câble devrait théoriquement redevenir sensiblement à son niveau initial. Cependant, cela ne correspond pas à ce que l'on a observé. Il n'y a eu qu'une légère augmentation des déformations entre le 18 et le 19 septembre (avant l'application de la précontrainte) d'environ 300 με.

Tableau 3.5: Déformations mesurées par la jauge Tensmeg.

Date et heure de mesure	Déformations du câble (με)	Date et heure de mesure	Déformations du câble (με)
96-09-16 22:00	0	96-09-19 08:00	4638
96-09-17 12:10	6291	96-09-19 11:00	3792
96-09-17 12:25	6285	96-12-18 13:00	4171
96-09-17 16:20	4885	97-01-20 14:00	4253
96-09-17 16:21	4852	97-03-07 12:00	4200
96-09-17 16:22	4892	97-05-14 11:00	4089
96-09-17 16:23	4908	97-06-19 12:00	4008
96-09-18 08:20	4108	97-08-21 13:00	3908
96-09-18 08:27	4374	97-10-08 11:00	3934

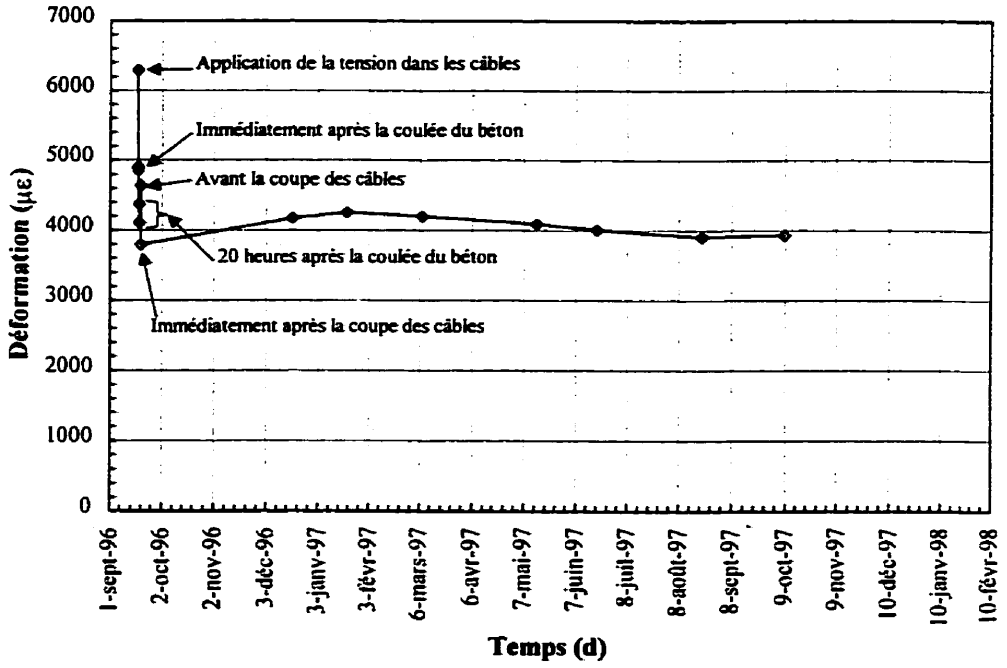


Figure 3.29: Déformation d'un toron mesurée par la jauge Tensmeg

Lors de l'application de la précontrainte, le 19 septembre 1996, la jauge Tensmeg a mesuré une diminution de déformation du câble de 846 με alors que la diminution de déformation du béton au niveau du Tensmeg, mesurée par les CVN est de 735με. La mesure de la jauge Tensmeg est donc 15% supérieure à celles des CVN. Il faut mentionner que les mesures prisent avant et après l'application de la précontrainte par la jauge Tensmeg étaient très instables, variant de ±100με. Cela pourrait donc expliquer cet écart.

Suite à l'application de la précontrainte, la déformation du câble a légèrement augmenté jusqu'au 20 janvier 1997. À partir du moment où la jauge Tensmeg a été installée jusqu'au 20 janvier 1997, aucune mesure ponctuelle n'est fiable, sauf celle indiquant la tension initiale du câble. Il aurait fallu durant la première semaine, prendre des lectures quelques fois par jour, afin d'établir un zéro qui soit fiable, ce qui n'a pas été possible de faire. Par contre, si on prend la variation de déformations entre le 20 janvier et le 21 août 1997, celle-ci correspond assez bien à ce qui est mesurée par les CVN. Si on utilise la courbure et la déformation axiale corrigées pour les effets de température et que l'on détermine la variation de déformation au niveau de la jauge Tensmeg, les CVN mesurent une variation de 337με alors que la jauge Tensmeg mesure une variation de 345με. La différence est d'à peine 2,5%.

Dans l'ensemble, on peut dire que les mesures relatives prises par la jauge Tensmeg, suite à un temps de stabilisation, sont bonnes. Toutefois, on ne connaît pas

réellement la déformation du câble, plusieurs facteurs étant venus affecter les lectures. Il se peut, entre autres, que l'installation de la jauge n'ait pas été faite correctement, de telle sorte que de l'eau de gâchage ait pu s'infiltrer dans la gaine protégeant la jauge. Cela a pu affecter les mesures ponctuelles. Il se peut également que la jauge n'ait pas été bien collée à son câble. Enfin, il se peut, malgré l'affirmation du fabricant, que la jauge ne réponde pas bien aux variations thermiques du milieu où elle se trouve. Des essais devraient être réalisés dans cette optique si on envisageait d'utiliser ce type d'instrument dans des applications similaires à celle de ce projet.

3.9.9 Flèche

La flèche relative au centre de la poutre P2 a été mesurée à l'aide d'un niveau et de trois règles placées aux extrémités et au centre de la poutre. Les mesures ont été prises avant et après l'application de la précontrainte, une semaine avant la coulée de la dalle et ensuite au rythme d'environ une fois par mois durant une année. Le Tableau 3.6 ainsi que la Figure 3.30 présentent la flèche mesurée en fonction du temps.

En examinant la Figure 3.30, on remarque que la flèche est négative, donc que la déflexion de la poutre est vers le haut. On remarque également que la courbure vers le haut de la poutre a considérablement augmenté entre l'application de la précontrainte et la coulée de la dalle. Cette variation est essentiellement causée par le fluage différentiel. Ensuite, après la coulée de la dalle, la flèche a grandement diminué, pour ensuite augmenter vers le haut régulièrement. Les oscillations sont certainement causées par les

effets thermiques. On a vu à la section 3.9.3 que les oscillations journalières de courbure pouvait être de l'ordre de 40×10^{-6} rad/m, ce qui correspond à une variation de flèche au centre d'environ 6 mm.

La cinquième colonne du Tableau 3.6 donne l'écart entre les élévations du dessous de la poutre du côté Nord et du côté Sud, le côté Nord étant le point de référence. Selon les mesures prises suite à la mise en place des poutres au pont, on remarque que le côté Sud est plus bas que le côté Nord d'environ 50 mm. Cet écart d'élévation est resté le même durant toute l'expérimentation, seule la valeur du 20 janvier 1997 s'écartant considérablement des autres. Selon les plans du pont, la différence d'élévation entre le dessus des appareils d'appui du côté Nord et du côté Sud est censée être de 44 mm, le côté Sud étant le plus bas. Cette différence ne tient pas compte de l'écrasement du néoprène des appareils d'appui sous la charge morte. Comme l'appui mobile (côté Sud) est plus épais que le fixe, il est très plausible qu'il se soit plus écrasé sous le poids mort que l'appui fixe du côté Nord. De plus, il est tout à fait plausible que les valeurs indiquées sur les plans ne correspondent exactement (au mm près) à la réalité. Une différence d'élévation mesurée de 50 mm au lieu de 44 mm semble donc correcte.

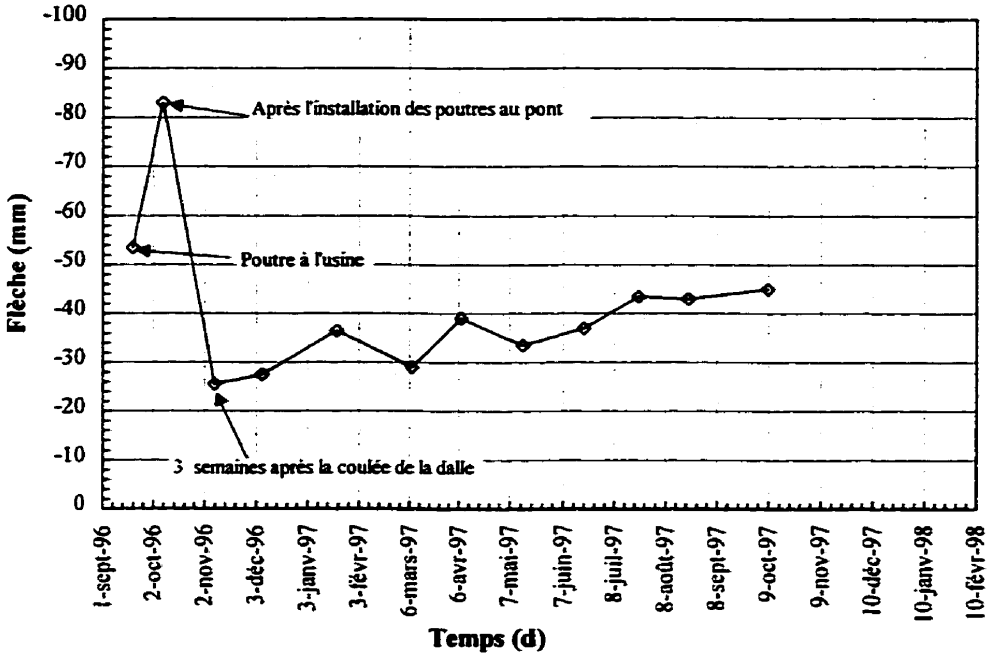


Figure 3.30: Flèche mesurée avec le niveau

Tableau 3.6: Mesures de la flèche prisent avec le niveau

Date	Distance entre un repère horizontal et le dessous de la poutre P2 (mm)			Écart entre le Nord et le Sud (mm)	Flèche (+ vers le bas) (mm)
	Nord	Centre	Sud		
19-sept-96	335	373	304	31(1)	-53,5
7-oct-96	164	222	114	50(2)	-83
7-nov-96	121	121	70	51(3)	-25,5
6-déc-96	143	146	94	49	-27,5
20-janv-97	111	151	118	-7	-36,5
7-mars-97	206	210	156	50	-29
7-avr-97	184	198	134	50	-39
14-mai-97	223	232	174	49	-33,5
19-juin-97	273	286	225	48	-37
22-juil-97	115	135	68	47	-43,5
21-août-97	223	241	173	50	-43
8-oct-97	143	163	93	50	-45

(1) Poutre sur un chariot non à niveau à l'usine
(2) Poutre sur ses assises au pont, une semaine avant la coulée de la dalle
(3) 3 semaines environ après la coulée de la dalle

3.9.10 Déplacement relatif entre la culée et la poutre

Le déplacement relatif entre la culée Sud et la poutre P2 a été mesuré à l'aide du potentiomètre à corde. On a vu à la section 3.9.9 que la différence d'élévation entre la culée Sud et la culée Nord était sensiblement la même tout au cours de l'expérimentation ce qui laisse supposer que les culées sont demeurées stables durant tout ce temps. On peut donc considérer que le déplacement relatif entre la poutre P2 et la culée Sud correspond au mouvement longitudinal de la poutre P2. La Figure 3.31 montre le déplacement relatif entre la poutre P2 et la culée Sud en fonction du temps. Sur cette figure, on retrouve les valeurs brutes mesurées par le potentiomètre ainsi que les valeurs corrigées pour les effets de température.

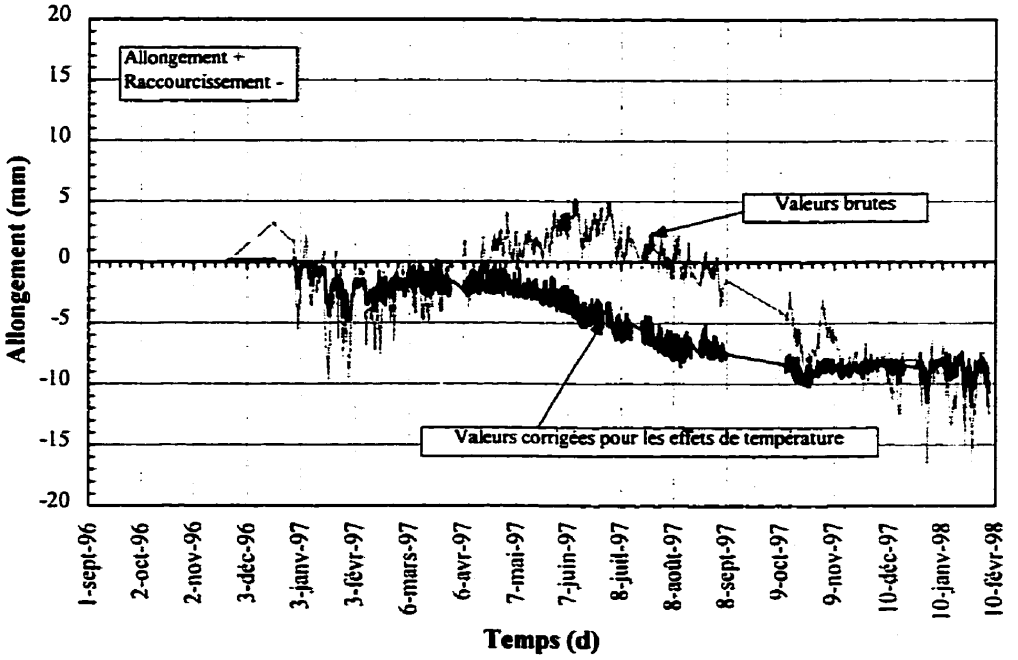


Figure 3.31: Déplacement relatif entre la culée Sud et la poutre mesuré par le potentiomètre

En examinant la Figure 3.31, on remarque que depuis l'installation du potentiomètre, la variation maximale de déplacement axial, c'est-à-dire la différence entre les valeurs maximale et minimale mesurées, est de 22 mm. On remarque également que la courbe corrigée des effets de température conserve une oscillation assez importante, soit de l'ordre de 2 mm. On pourrait à prime abord croire que cette oscillation est causée par le passage des véhicules mais des essais de chargement (voir chapitre 6) réalisés durant l'été 1998 ont montré que les mouvements causés par les camions étaient inférieurs à 1 mm à cet endroit. Il est donc fort probable que cette oscillations soit due à une imprécision des lectures, la précision du potentiomètre étant de ±0,38 mm et/ou d'une correction thermique pas tout à fait adéquate. Néanmoins, la courbe corrigée des effets de température indique qu'un raccourcissement d'environ 10 mm est attribuable aux effets de fluage et de retrait.

Afin d'être en mesure de comparer les résultats obtenus du potentiomètre à ceux des cordes vibrantes, il faut combiner les déformations mesurées par les CVN et corrigées des effets de température, aux déformations causées par les effets de température. Le potentiomètre n'étant fonctionnel qu'à partir du 21 novembre 1996, il faut donc considérer cette date comme étant le point de référence. La Figure 3.32 présente cette combinaison au niveau du centre de gravité de la section.

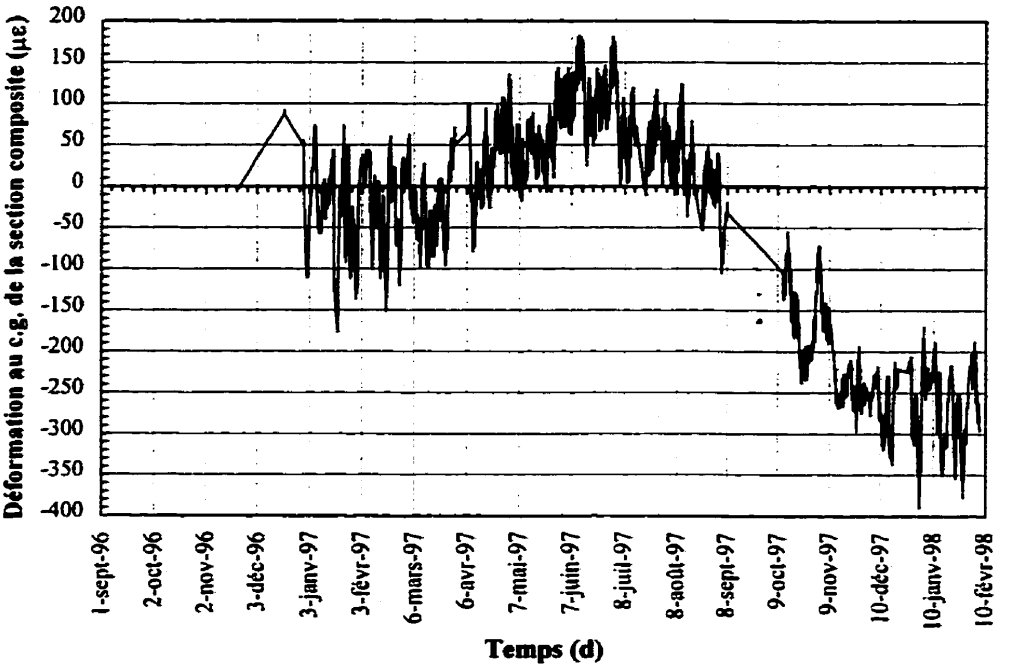


Figure 3.32: Déformations au centre de gravité de la poutre P2 mesurées par les CVN

En examinant la Figure 3.32, on constate que l'écart de déformation maximal est de 575 με, ce qui correspond à un déplacement de 20 mm. Le déplacement mesuré par le potentiomètre est de 22 mm, soit 10% plus grand. Cet écart est principalement dû à l'angle de rotation à l'appui, qui n'est pas pris en compte dans le 20 mm déterminé précédemment. En effet, le potentiomètre est installé dans le bas de la poutre et non au centre de gravité de la section transformée. La rotation à l'appui, causant une déflexion de la poutre vers le haut, fait en sorte que ce qui est mesuré au bas de la poutre est supérieur à ce qui se passe au centre de gravité. La rotation à l'appui causée par les effets de température occasionne un déplacement additionnel au niveau du potentiomètre. Cette rotation peut être évaluée car la courbure causée par les effets thermiques est

assumée constante sur toute la longueur de la travée. La rotation à l'appui causée par la précontrainte, les charges mortes et vives, le fluage et le retrait occasionne aussi un déplacement additionnel au niveau du potentiomètre. Par contre, cette rotation à l'appui ne peut pas être évaluée précisément car la courbure causée par ces effets n'est pas constante sur toute la travée. La courbure n'a été mesurée qu'au quart de portée. Néanmoins, si l'on suppose que la courbure à l'appui est proche de celle au quart de portée, on trouve un déplacement additionnel de 1,4 mm, ce qui donne un déplacement total de 21,4 mm. Ce déplacement total est très près de la valeur mesurée de 22 mm, surtout si l'on considère que le potentiomètre a une précision de ±0,38 mm.

3.10 Conclusions et recommandations

Les conclusions et recommandations faites dans cette section concernent uniquement le déroulement du programme expérimental in situ.

Dans l'ensemble, le programme expérimental in situ s'est très bien déroulé. Cependant, quelques erreurs ont été commises et, dans l'avenir, il serait bon de les éviter. En premier lieu, il faudrait, à l'avenir, lorsqu'on installe des repères mécaniques sur du béton frais exposé aux conditions climatiques, s'assurer que la colle utilisée est adéquate pour ce type de condition. Les repères mécaniques sont des instruments peu coûteux qui assurent une redondance de l'instrumentation. Pour l'expérimentation in situ, il est donc important d'exploiter ce type d'instrument au maximum, ce qui n'a pas été possible dans le présent projet.

Deuxièmement, lorsqu'on installe des thermocouples, il faut s'assurer que la température de référence nécessaire à leur lecture soit la même que celle de la jonction des thermocouples. Un système de chauffage comme celui qui était présent dans le système d'acquisition de donnée n'était pas adéquat car la température à l'intérieur de celui-ci n'était pas uniforme. Lorsque c'est possible, il vaut mieux éviter d'utiliser un système de chauffage.

En troisième lieu, lorsqu'on installe des CVN, il est important de prendre des lectures de déformations peu de temps après la prise du béton afin d'établir correctement un zéro initial. On a vu que les CVN conservent une déformation résiduelle causée par le durcissement du béton.

Quatrièmement, pour corriger les effets thermiques mesurés par les CVS, il faut absolument avoir des mesures de température au niveau des CVS. Cela peut se faire à l'aide de thermocouples installés au même endroit que les CVS ou bien en utilisant la mesure de température prise directement par les CVS. Cependant, pour utiliser la mesure de température des CVS, il faut connaître le coefficient de correction de température fournit par le fabricant. Sinon, il faut calibrer les CVS car la température mesurée par les CVS nécessite qu'on lui ajoute une valeur corrective constante qui varie d'une corde à l'autre. Dans le cadre de ce projet, les CVS utilisées étaient usagées et les coefficients de correction fournis par le fabricant n'étaient pas disponibles. De plus, on a omis de calibrer les mesures de température des CVS car, à l'époque, on ne se savait pas que le

modèle de système d'acquisition de données mis à notre disposition par le Ministère des Transports du Québec permettait de lire les températures, ce qui n'était pas le cas avec les systèmes similaires utilisés précédemment (Rivest et Massicotte, 1993).

Finalement, en ce qui concerne le Tensmeg, l'utilisation de cet instrument est plus ou moins nécessaire, du moins, pour ce type de projet. La variation de déformation des câbles de précontrainte, en prétension, est supposée être la même que celle du béton autour des câbles. Les mesures de déformations dans le béton devraient donc suffire. Ce qui aurait été intéressant d'obtenir, c'est la relaxation dans le câble de précontrainte et cela ne se mesure pas avec une jauge de déformation mais plutôt avec une cellule de charge. Dans le cas de câbles adhérents, cette mesure est impossible. Si l'on désire tout de même utiliser cet instrument, il faut s'assurer auprès des experts dans le domaine, que son installation soit correcte et que la jauge soit parfaitement scellée. Une installation adéquate demande beaucoup de soins. De plus, il est important d'être en mesure de prendre plusieurs lectures de l'instrument durant au moins une semaine après son installation afin d'établir correctement le zéro. L'insensibilité de l'appareil aux variations thermiques devrait également être examinée de plus près.

CHAPITRE 4:

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL EN LABORATOIRE

Ce chapitre est entièrement consacré au programme expérimental en laboratoire. En premier lieu, il traite de la description des différents essais réalisés en laboratoire, c'est-à-dire le type d'essais, le type de spécimens, la procédure d'exécution et de l'instrumentation. Ensuite, les résultats obtenus de ces essais sont présentés et analysés. Finalement, ces résultats sont comparés, entre autres, aux méthodes réglementaires.

4.1 Objectifs

L'objectif général du programme expérimental en laboratoire est d'évaluer le comportement rhéologique des bétons utilisés au Québec pour la construction de ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint. Ainsi, on cherche principalement à déterminer les caractéristiques de fluage et de retrait de ces bétons. Dans le cadre de cette étude, seulement deux types de béton seront étudiés: le béton de la poutre et celui de la dalle qui ont servi à la construction du pont de la rivière des Fèves.

Plus spécifiquement, le programme a pour but la validation des différents modèles prédictifs de fluage et de retrait cités au chapitre 2. Les prédictions faites à l'aide de modèles réglementaires et celles faites à l'aide de modèles se basant sur des essais à court terme, d'une durée maximale de 28 jours, seront étudiées. De cette façon, il sera tout d'abord possible de déterminer quels sont les modèles prédictifs les plus

appropriés aux bétons étudiés puis ensuite de comparer les prédictions de ces modèles avec les résultats obtenus in situ.

4.2 Essais de fluage et de retrait

Habituellement, un essai de fluage sur le béton consiste à mesurer les déformations de fluage d'un spécimen soumis à une charge de compression soutenue durant un certain temps. Pour mesurer la déformation de fluage, il faut que chaque spécimen de béton soit jumelé à un spécimen témoin, qui lui, n'est pas chargé. En fait, le spécimen témoin sert essentiellement à mesurer les déformations provoquées par d'autres causes que le chargement soutenu, comme par exemple le retrait, ou les effets thermiques, si la température de l'environnement n'est pas stable. La déformation de fluage au temps t correspond alors à la déformation totale du spécimen chargé au temps t, moins la somme de la déformation totale du spécimen témoin au temps t et de la déformation élastique instantanée.

Les essais de fluage réalisés dans le cadre de ce mémoire, correspondent, en majeure partie, à la norme ASTM C512-82 (Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression). Les essais sont donc exécutés dans un environnement contrôlé, c'est-à-dire que l'humidité relative et la température doivent demeurer relativement constantes. Dans ces conditions, les spécimens témoins ne devraient subir que des déformations de retrait. Il n'est donc pas nécessaire d'effectuer des essais de retrait supplémentaires, les spécimens témoins étant suffisants.

4.2.1 Cellule de fluage et taille des spécimens

Selon l'ASTM, l'appareil de chargement servant à effectuer les essais de fluage doit être capable d'appliquer et de maintenir la charge requise sur le spécimen, malgré tout changement de dimension de celui-ci. Dans sa forme la plus simple, l'appareillage consiste en des plaques d'appuis rotulées placées aux extrémités des spécimens chargés, en un élément servant à maintenir la charge qui peut être soit un ressort ou un coussin hydraulique, ainsi qu'en des tiges filetées servant à reprendre la réaction du système de chargement. La surface des plaques d'appui doit avoir une planéité d'au moins 0,001 pouces (0,025 mm). Dans chaque appareil, plusieurs spécimens peuvent être empilés mais la hauteur de la pile ne doit pas excéder 70 pouces (ou 1780 mm).

L'ASTM prescrit également que les spécimens doivent être des cylindres ayant un diamètre de 6 ± 1/16 pouces (ou 150 ±1,6 mm) et d'une longueur d'au moins 11,5 pouces (ou 292 mm). Si les spécimens sont en contact avec les plaques d'appui, leur longueur doit être au moins égale à la longueur de la jauge de lecture plus une fois le diamètre du cylindre. Cependant, si les spécimens sont empilés, leur longueur peut excéder de seulement 38 mm la longueur de la jauge mais des cylindres témoins, du même diamètre que les spécimens, doivent être placés à chaque extrémité. La longueur de ces cylindres témoins doit être au moins égale à la moitié de leur diamètre. De plus, la surface de tous les spécimens et des témoins d'extrémité doivent avoir une planéité d'au moins 0,002 pouces (0,05 mm). Si une coiffe est utilisée pour rencontrer les critères de planéité, il faut que cette coiffe soit au moins aussi résistante que le béton lui-même.

Le Laboratoire de structure de l'École Polytechnique possède deux modèles de cellules de fluage: un hydraulique et l'autre à ressort. Les deux types d'appareil ont été conçus au Laboratoire et ils sont conformes aux recommandations de l'ASTM. Les deux modèles de cellules de charge sont représentés sur les Figures 4.1et 4.2.

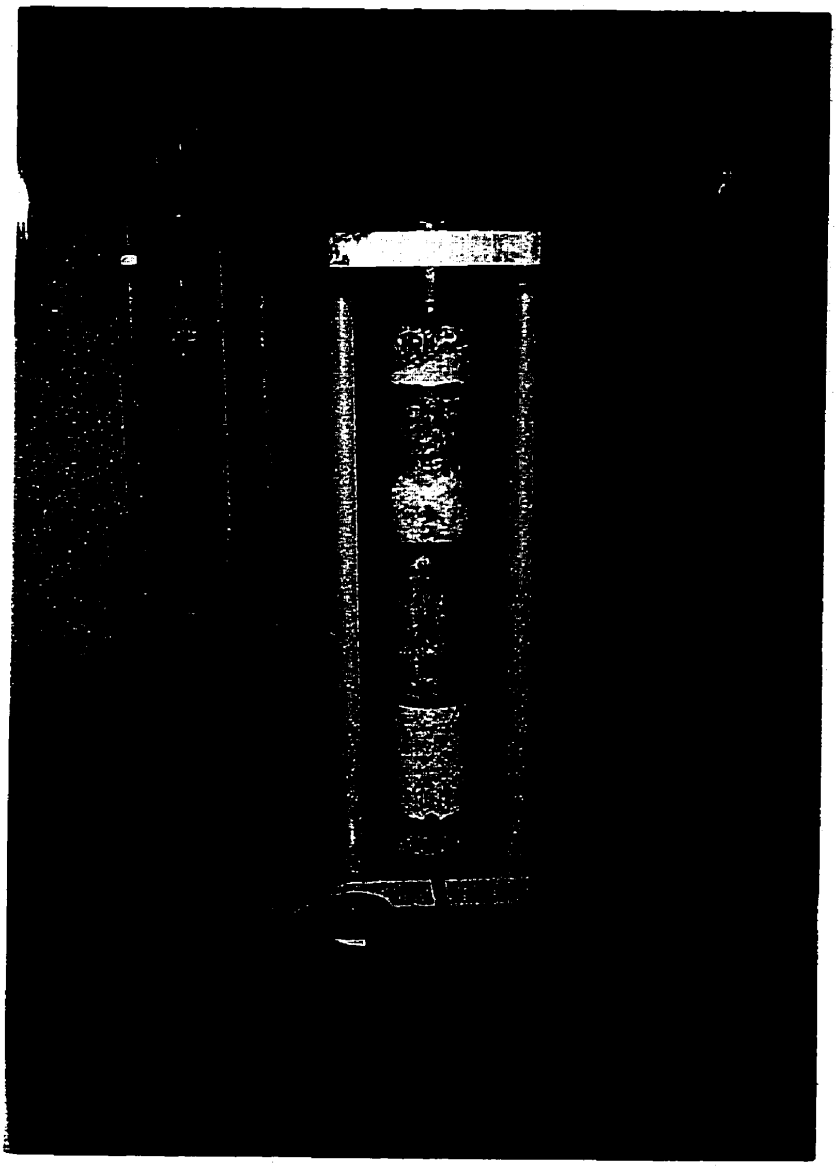


Figure 4.1: Cellule de fluage hydraulique

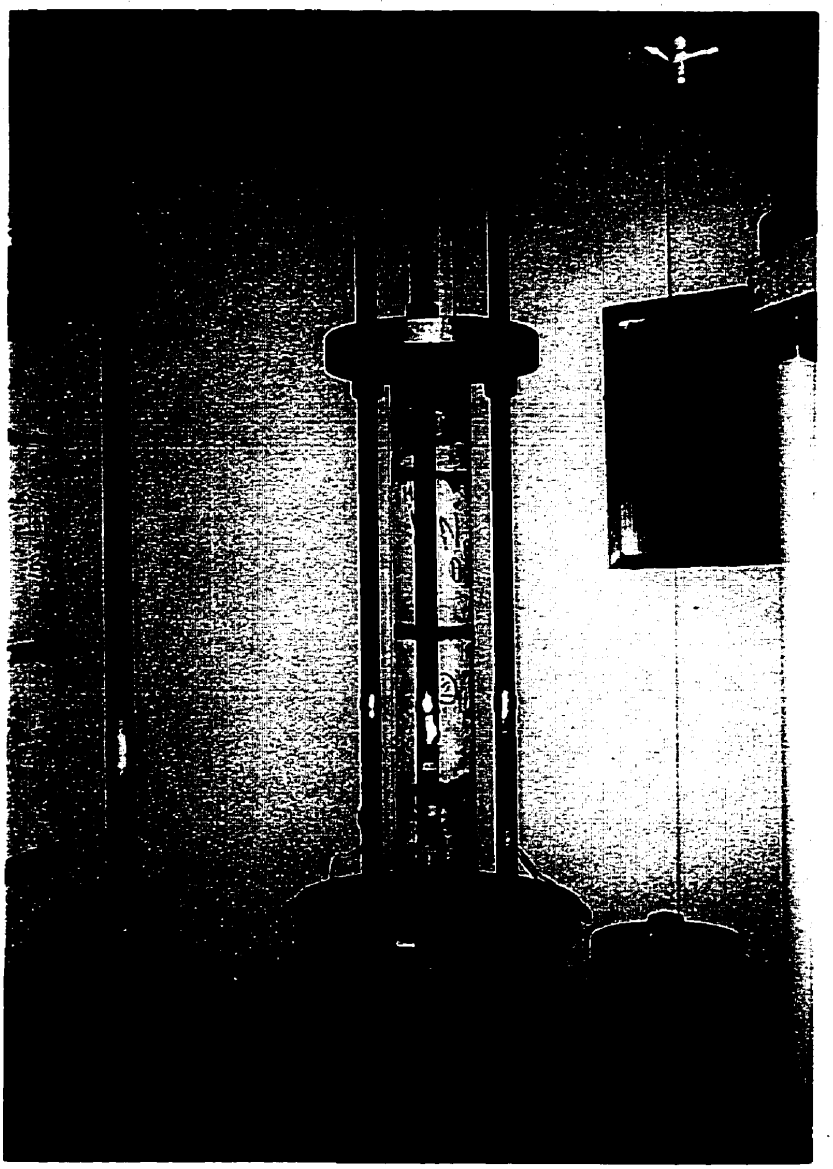


Figure 4.2: Cellule de fluage à ressort

Des cylindres standards de 6 pouces de diamètre et de 12 pouces de longueur ont été utilisés comme spécimens de fluage et de retrait (témoin). Chaque appareil de fluage contient deux cylindres et puisque ceux-ci sont empilés, des cylindres d'extrémités ont été ajoutés. Ces cylindres ont aussi un diamètre de 6 pouces et leur longueur est d'au

moins 6 pouces. Tous les spécimens et témoins d'extrémité ont été coiffés selon les critères de l'ASTM.

4.2.2 Mesures des déformations

L'ASTM prescrit que l'appareil qui doit servir à mesurer les déformations doit avoir une précision d'au moins $\pm 10 \times 10^{-6}$ m/m. Par ailleurs, il ne doit nécessiter aucun calibrage durant une période d'au moins un an. La longueur de jauge servant à mesurer les déformations doit être au moins égale à trois fois la taille des plus gros granulats, ceux-ci étant limités à 2 pouces (50 mm).

Pour mesurer les déformations de retrait et de fluage, des repères mécaniques, utilisés avec le déformètre de type Demec d'une longueur nominale de 250 mm, ont été employés. La précision du déformètre est d'environ $\pm 5 \times 10^{-6}$ m/m pour des conditions de laboratoire (Massicotte et al., 1992) et il ne requiert aucun calibrage durant la période d'essai.

Étant donné que l'appareil de lecture choisi mesure les déformations à la surface des spécimens, l'ASTM prescrit dans ce cas qu'il doit y avoir au moins deux lignes de lecture uniformément réparties sur la périphérie du spécimen. Les spécimens étant cylindriques, il a été choisi de placer sur chacun d'eux trois lignes de mesure espacées à 120°. La déformation totale d'un spécimen est alors égale à la moyenne des lectures de ces trois lignes.

4.2.3 Salle de fluage et système de contrôle de l'environnement ambiant

Pour qu'il soit possible de contrôler l'environnement ambiant, il est préférable d'exécuter les essais de fluage et de retrait dans une chambre fermée. Le Laboratoire de structure de l'École Polytechnique possède une chambre environnementale hermétique. L'isolation de cette chambre permet de contrôler les conditions environnementales requises pour les essais. Il a donc été convenu d'utiliser cette pièce, mais évidemment, sans son système de refroidissement, et d'y inclure un système de contrôle de l'humidité et de la température.

La taille de la pièce étant plutôt restreinte, autant en superficie qu'en hauteur, le nombre d'essais de fluage a été limité par ce facteur. Ainsi, il a été possible d'installer huit cellules de fluage à l'intérieur de la salle, cinq machines hydrauliques et trois à ressort.

Dans la salle de fluage, l'humidité relative doit se situer à 50% ± 4% et la température ambiante doit être de 23°C ± 1,1°C pour respecter les recommandations de l'ASTM. La température du Laboratoire de structure est à peu près constante durant toute l'année étant maintenue aux alentours de 22°C. Cependant, l'humidité relative varie considérablement au fil des saisons, l'été étant très humide et l'hiver étant très sec. Alors qu'une légère fluctuation de température a peu d'influence sur le fluage et le retrait (au niveau considéré ici), une fluctuation notable de l'humidité relative affecte les résultats. Il a donc été décidé d'installer uniquement un système de contrôle de l'humidité.

Le système de contrôle de l'humidité installé dans la salle de fluage est très simple. La salle étant assez restreinte, un humidificateur domestique conventionnel est alors largement suffisant pour humidifier la pièce en hiver, lorsque l'atmosphère est très sèche. En été, l'atmosphère est souvent trop humide et il faut alors assécher la salle, ce qui est un peu plus difficile à réaliser. Le Laboratoire de structure est alimenté par un réseau d'air comprimé très sec ayant une humidité relative d'environ 20%. Un test a démontré qu'il était possible de réduire l'humidité relative de la salle de fluage de 10% en à peu près 15 minutes, et ce, à l'aide d'une sortie d'air comprimé placée directement dans la salle de fluage. Cette méthode étant efficace et économique, elle a donc été privilégiée pour assécher l'air de la salle de fluage.

Pour contrôler le fonctionnement de ces deux systèmes, un thermo-hygromètre de marque Omega, installé en permanence dans la salle de fluage et directement relié à un CR10, permet la lecture de la température et de l'humidité en tout temps. Sur ce même CR10, on a branché un dispositif rattaché à une valve solénoïde qui permet de contrôler l'entrée d'air comprimé dans la salle. Ainsi, lorsque le thermo-hygromètre mesure une humidité relative supérieure à 51%, le CR10 actionne la valve solénoïde qui laisse pénétrer l'air comprimé dans la salle de fluage, jusqu'à ce que l'humidité relative soit redescendue à 49%. À ce moment là, le CR10 ferme la valve, arrêtant l'entrée de l'air comprimé dans la salle. Lorsque au contraire l'air de la salle de fluage est trop sec, c'est l'humidificateur qui se met en route. Toutefois, celui-ci n'est pas contrôlé directement par le CR10 car il est lui-même muni d'un hygromètre et d'un contrôle

d'humidité. Il suffit donc d'ajuster ce contrôle pour que l'humidificateur maintienne l'humidité de la salle aux alentours de 50%.

Afin d'assurer une certaine circulation d'air, particulièrement lorsque l'air comprimé entre dans la salle, quelques unes des trappes situées sur la périphérie de la salle de fluage ont été laissées ouvertes. Il faut aussi mentionner que le thermo-hygromètre a été placé à une certaine distance de l'entrée d'air comprimé et de l'humidificateur afin d'avoir une lecture stable. De même, afin d'éviter que l'air comprimé ou l'humidificateur influencent les essais de fluage, ces dispositifs ont été placés à une distance raisonnable des spécimens, compte tenu de l'encombrement de la pièce.

4.2.4 Spécimens

Comme il a été mentionné précédemment, deux types de béton ont été testés: le béton de la poutre et celui de la dalle du pont de la rivière des Fèves. Les spécimens de béton de la poutre instrumentée ont été confectionnés à l'usine (Bétons Préfabriqués du Lac à St-Eugène) lors de la coulée alors que ceux de la dalle ont été confectionnés au chantier. Les cylindres ont été fabriqués selon la norme ASTM C192-81 (*Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*). La description de ces deux bétons est présentée au Tableau 4.1.

Tableau 4.1: Description des deux bétons étudiés

	Béton de la Poutre	**Béton de la Dalle**
Résistance nominale à la compression (f'_c)	46 MPa	35 MPa
Poids volumique	2389 kg/m³	2310 kg/m³
Type de ciment	30	10
Grosseur nominale du gros granulats	14-5 mm	20-5 mm
Rapport *E/C*	0,35	0,44
Type de cure	vapeur	humide
Affaissement mesuré (s)	200 mm	100 mm
% d'air entraîné mesuré (η)	6%	6%
% de granulats fins (ψ)	82,6%	70,7%
Quantité de ciment (C)	430 kg/m³	390 kg/m³

Les cylindres fabriqués avec le béton de la poutre ont subi la même cure que celle-ci, c'est-à-dire une cure vapeur à 70°C durant une journée. Ils ont ensuite subi une cure humide durant six jours supplémentaires. Afin d'évaluer l'influence de la cure vapeur sur le fluage et le retrait, une partie des cylindres n'a pas subi la cure vapeur, ayant simplement subi une cure humide de sept jours. Les cylindres fabriqués avec le béton de la dalle ont, pour leur part, subi une cure humide de sept jours. Suite à ces cures, tous les spécimens ont été entreposés dans la salle de fluage à environnement contrôlé et ce, jusqu'au moment de la mise en charge.

Selon l'ASTM, il faut au moins six spécimens pour chaque gâchée de béton: deux qu'il faut placer dans les cellules de fluage, deux autres comme témoins non chargés et deux derniers pour un test de résistance en compression (ASTM C39-86). Dans le cadre de ce projet, les spécimens ont été répartis comme indiqué au Tableau 4.2.

Tableau 4.2: Nombre de spécimens fabriqués pour les essais de fluage et de retrait

	Nombre de spécimens chargés	Nombre de spécimens témoins	Nombre de spécimens pour f'_C
Béton de la poutre ayant subi une cure humide (CH)	2	2	2
Béton de la poutre ayant subi une cure vapeur (CV)	10	4	6
Béton de la dalle ayant subi une cure humide (CH)	4	3	3

Il a été mentionné au chapitre 2, que l'amplitude du fluage est directement proportionnelle à l'intensité de la charge appliquée, si les contraintes sont inférieures à 0,4-0,6f'_c. Dans un pont comme celui instrumenté, les contraintes de service peuvent varier considérablement d'un endroit à un autre de la section, mais elles demeurent toujours en deçà de 0,4f'_c (CHBDC, 1998). Pour ces raisons, il a été convenu d'effectuer des essais de fluage pour des niveaux de contraintes différents, niveaux représentant sensiblement ce qu'on est en mesure de trouver dans un pont réel. De plus, il est bien connu que les contraintes varient dans le temps, particulièrement dans les structures précontraintes. Pour être en mesure d'évaluer l'influence de ce phénomène sur le fluage, il a été décidé d'effectuer des essais de fluage supplémentaires mais ceux-ci, à des niveaux de contraintes variables dans le temps.

Selon l'ASTM, pour effectuer des essais de fluage comparatifs, il faut charger les spécimens à l'âge de 28 jours. Malheureusement, à cause de difficultés techniques, les

cylindres fabriqués avec le béton de la poutre n'ont pu être chargés avant l'âge de 38 jours. Par contre, ceux faits avec le béton de la dalle ont été chargés à l'âge de 31 jours.

Le Tableau 4.3 dresse la liste de tous les essais de fluage effectués. On y trouve, entre autres, le numéro des spécimens, le type de béton, la cellule de fluage utilisée, le niveau de contrainte appliqué ainsi que l'âge au chargement.

Tableau 4.3: Description des spécimens de fluage et de retrait

	# spécimens chargés	#, type de cellule de fluage et temps de chargement (minutes)	Âge au chargement (jours)	Niveau de contrainte appliqué (MPa)	# spécimens témoins
Poutre CH	1,2	8, ressort, 1½	38	12	13,14
Poutre CV	3,4	1, hydraulique, 2	38	20	15,16,17,18
	5,6	2, hydraulique, 8	38	20 à 4*	
	7,8	5, hydraulique, 1	38	12	
	9,10	3, hydraulique, 1	38	4	
	11,12	4, hydraulique, 1	38	4 à 20**	
Dalle CH	19,20	7, ressort, 1½	31	12	23,24,25
	21,22	6, ressort, 1	31	4	

*20 MPa durant 3 mois et baisse graduelle vers 4 MPa pour les 9 mois suivants
**4 MPa durant 3 mois et augmentation graduelle vers 20 MPa pour les 9 mois suivants

4.2.5 Procédures d'essai

Avant de procéder à la mise en charge, toutes les cellules de fluage ont été calibrées afin de vérifier leur bon fonctionnement.

La mise en charge des spécimens doit se faire le plus rapidement possible afin d'éviter une trop grande variation dans le module d'élasticité. On sait que plus un chargement est rapide, plus le module d'élasticité est grand. Idéalement, il faut donc s'assurer que la mise en charge s'effectuera en moins de deux minutes.

Juste avant la mise en charge, il faut procéder aux tests de résistance en compression des cylindres prévus à cet effet et prendre une lecture initiale de tous les repères mécaniques des spécimens chargés et des spécimens témoins non chargés. Par la suite, il faut s'assurer que les spécimens empilés dans les cellules de fluage sont parfaitement alignés. Pour ce faire, il peut être très utile d'appliquer un petit préchargement n'excédant pas 1,4 MPa et de noter les variations de déformations autour de chaque spécimen. Les spécimens doivent alors être réalignés au besoin afin d'obtenir une déformation plus uniforme.

Une fois les étapes précédentes terminées, il est alors possible de débuter la mise en charge des spécimens. Le chargement doit se faire rapidement, une seule cellule de fluage à la fois. Aussitôt la charge appliquée, il faut prendre une lecture des repères mécaniques des spécimens chargés et des spécimens témoins. On procède ainsi pour chaque cellule de fluage. Ensuite, dans un délai variant de deux à six heures, il faut reprendre une lecture des spécimens chargés et témoins. Par la suite, les lectures doivent être prises à tous les jours durant une semaine, puis, à toutes les semaines durant un mois et, finalement, à tous les mois durant une année.

Cette procédure a été suivie pour tous les spécimens à l'exception des spécimens faits avec le béton de la poutre ayant subi une cure humide. Comme spécifié, avant de mettre en charge les spécimens faits avec ce type de béton, les lectures initiales des repères mécaniques ont été faites ainsi que les tests de résistance en compression. Ensuite, la charge a été appliquée et les lectures reprises tel que prévu. Avant de mettre en charge les spécimens faits avec le béton de la poutre ayant subi une cure vapeur, les lectures initiales des spécimens ont été prises et ce, avant de faire les essais de compression. Suite aux lectures initiales de cette deuxième série d'essai il y a eu un problème. De la colle ayant servi à installer les repères mécaniques s'était introduite dans les trous des repères, rendant ainsi les lectures très instables. Il a donc fallu procéder à un nettoyage minutieux de tous les repères mécaniques, ce qui a pris un certain temps. Étant donné le grand nombre d'activités au Laboratoire à cette époque, il a fallu reporter la mise en charge de ces spécimens à huit jours plus tard, de même que les essais de compression. Pour éviter d'avoir des spécimens chargés à des âges différents, et ainsi compliquer les séances de lecture, il a été décidé de décharger les premiers spécimens, c'est-à-dire ceux faits avec le béton de la poutre ayant subi une cure humide, et de les recharger huit jours plus tard, eux aussi. Les tests de résistance en compression des spécimens faits avec le béton de la poutre ayant subi une cure normale n'ont donc pas eu lieu la même journée que la mise en charge officielle des spécimens faits avec le même béton. De plus, ces derniers ont subi un chargement durant environ une heure, une semaine avant leur mise en charge officielle.

À l'exception des spécimens #5 et #6, le temps de chargement a été respecté. En effet, la cellule de fluage #2 n'a pas fonctionné correctement et il a fallu près de huit minutes pour procéder à la mise en charge. Tous les temps de chargement sont notés dans le Tableau 4.3.

4.3 Présentation des résultats

4.3.1 Déformations des spécimens témoins et chargés

On trouve dans les Tableaux 4.4 à 4.7 toutes les mesures de déformations totales faites sur les spécimens chargés et témoins. Dans le cas des spécimens chargés, la déformation au temps zéro correspond à la déformation élastique instantanée mesurée immédiatement après le chargement. Dans le cas des spécimens témoins, la déformation au temps zéro est évidemment nulle car c'est à partir de ce moment là que les effets autres que ceux causés par le chargement sont considérés. Ces effets devraient théoriquement n'être composés que de déformation de retrait. Pour ces spécimens, la moyenne des déformations y est également incluse.

Toutes les déformations sont exprimées en με et la convention utilisée est la suivante: un raccourcissement donne une déformation positive alors qu'un allongement donne une déformation négative. Cette convention est contraire à celle utilisée habituellement, mais ici, elle facilite beaucoup la présentation des résultats car tous les spécimens subissent un raccourcissement. Les Figures 4.3 à 4.7 présentent ces données sous forme de graphiques.

Tableau 4.4:Déformations totales des spécimens chargés à contrainte constante faits avec le béton de la poutre

Temps	#1 (CH) 12 MPa	#2 (CH) 12 MPa	#3 (CV) 20 MPa	#4 (CV) 20 MPa	#7 (CV) 12 MPa	#8 (CV) 12 MPa	#9 (CV) 4 MPa	#10 (CV) 4 MPa
Jours	με	με	με	με	με	με	με	με
0	351	368	945	1016	273	295	91	80
0,125	392	416	1099	1187	325	358	143	91
1	453	466	1200	1291	340	381	154	93
2	494	516	1246	1333	360	392	169	113
3	527	548	1278	1380	368	399	182	141
4	563	583	1302	1408	379	436	195	141
5	563	620	1313	1443	384	418	225	160
6	579	633	1346	1465	397	425	219	182
7	594	670	1372	1473	403	431	236	178
14	670	737	1437	1541	414	451	269	208
21	745	819	1506	1629	550	574	312	234
28	802	869	1551	1684	596	626	323	223
59	997	1075	1749	1887	678	715	423	316
89	1088	1164	1896	2061	813	865	466	403
118	1224	1300	1985	2178	869	923	544	470
151	1294	1374	2058	2240	904	969	557	477
181	1333	1413	2108	2290	912	966	589	488
210	1385	1467	2147	2344	925	979	615	494
243	1400	1484	2165	2366	930	984	600	494
271	1424	1508	2206	2401	936	995	615	503
301	1426	1506	2227	2409	925	1005	600	472
333	1489	1573	2279	2479	960	1025	650	540
364	1508	1599	2295	2503	960	1025	650	540

N.B.: Chaque valeur correspond à la moyenne des trois lignes de mesure sur chaque spécimen.

Tableau 4.5: Déformations totales des spécimens témoins faits avec le béton de la poutre

Temps Jours	#13 (CH) témoin με	#14 (CH) témoin με	#15 (CV) témoin με	#16 (CV) témoin με	#17 (CV) témoin με	#18 (CV) témoin με	Moyenne (CH) témoins με	Moyenne (CV) témoins με
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	2	0	-26	2	7	11	1	-2
2	9	59	-11	2	33	0	34	6
3	17	72	0	11	30	0	44	10
4	--	--	--	--	--	--	--	--
5	15	33	-2	17	20	0	24	9
6	24	56	2	24	28	17	40	18
7	41	63	17	35	37	30	52	30
14	54	76	35	46	48	43	65	43
21	89	119	78	85	85	106	104	88
28	106	150	80	91	95	102	128	92
59	208	221	173	180	186	206	215	186
89	195	206	184	206	204	212	200	202
118	282	293	256	267	269	277	287	267
151	323	316	277	288	288	301	320	289
181	329	312	277	303	293	301	321	294
210	349	340	293	319	306	321	345	309
243	342	323	282	310	290	297	333	295
271	342	336	299	325	316	312	339	313
301	336	314	284	314	299	295	325	298
333	390	386	332	366	338	351	388	347
364	386	377	332	368	347	353	381	350

N.B.: Chaque valeur correspond à la moyenne des trois lignes de mesure sur chaque spécimen.

Tableau 4.6: Déformations totales des spécimens chargés et témoins faits avec le béton de la dalle

Temps	#19 (CH) 12 MPa	#20 (CH) 12 MPa	#21 (CH) 4 MPa	#22 (CH) 4 MPa	#23 (CH) témoin	#24 (CH) témoin	#25* (CH) témoin	Moyenne témoins
jours	με	με	με	με	με	με	με	με
0	405	414	128	126	0	0	0	0
0,125	459	490	150	141	4	0	0	2
1	533	581	184	169	24	26	22	25
2	570	620	208	195	41	35	33	38
3	592	639	225	212	52	43	37	48
4	596	637	228	189	9	7	-2	8
5	622	665	238	189	37	26	13	31
6	646	709	254	210	50	48	39	49
7	639	696	236	206	33	35	24	34
14	713	784	286	232	48	43	39	46
21	802	880	351	306	102	93	82	98
28	856	956	394	349	115	104	89	109
56	986	1101	483	429	163	176	137	169
89	1135	1268	581	518	217	215	182	216
117	1205	1346	635	561	236	232	195	234
150	1265	1406	667	585	249	249	210	249
180	1313	1473	706	626	269	267	230	268
215	1328	1495	704	626	258	254	215	256
241	1356	1532	728	644	269	262	221	265
272	1439	1627	789	735	349	329	288	339
276	1337	1523	683	615	230	202	173	216
305	1404	1571	739	680	280	258	223	269
333	1447	1653	782	715	314	295	254	304
368	1504	1710	826	756	327	327	280	327

N.B.: Chaque valeur correspond à la moyenne des trois lignes de mesure sur chaque spécimen.
* Valeurs non retenues.

Tableau 4.7: Déformations totales des spécimens chargés à contrainte variable faits avec le béton de la poutre

Temps	Contrainte appliquée	#5 (CV) 20 à 4 MPa	#6 (CV) 20 à 4 MPa	Contrainte appliquée	#11 (CV) 4 à 20 MPa	#12 (CV) 4 à 20 MPa
Jours	MPa	με	με	MPa	με	με
0	20	1190	1040	4	78	115
0,125	20	1335	1172	4	80	119
1	20	1376	1213	4	87	132
2	20	1389	1226	4	95	141
3	20	1408	1242	4	104	150
4	20	1426	1250	4	121	165
5	20	1426	1263	4	126	158
6	20	1434	1274	4	130	156
7	20	1441	1268	4	139	160
14	20	1452	1294	4	160	186
21	20	1625	1452	4	195	212
28	18,2	1651	1480	4	197	223
59	15,6	1738	1556	4	288	316
89	14,5	1801	1629	4,1	332	375
118	14,5	1889	1723	8,4	550	735
151	14,1	1913	1742	9,9	572	830
181	12,9	1926	1742	11,2	737	1055
210	11,2	1889	1710	12,9	886	1510
243	10,0	1844	1664	14,2	951	1610
271	8,5	1807	1619	15,5	1018	1714
301	7,3	1736	1567	17,4	1120	1889
315	7,3	1775	1597	17,2	1153	1935
315	5,4	1731	1554	19,0	1196	1978
333	5;4	1729	1554	19,0	1235	2035
333	4,0	1690	1510	20,5	1265	2069
364	4,0	1658	1493	20,5	1315	2165

N.B.: Chaque valeur correspond à la moyenne des trois lignes de mesure sur chaque spécimen.

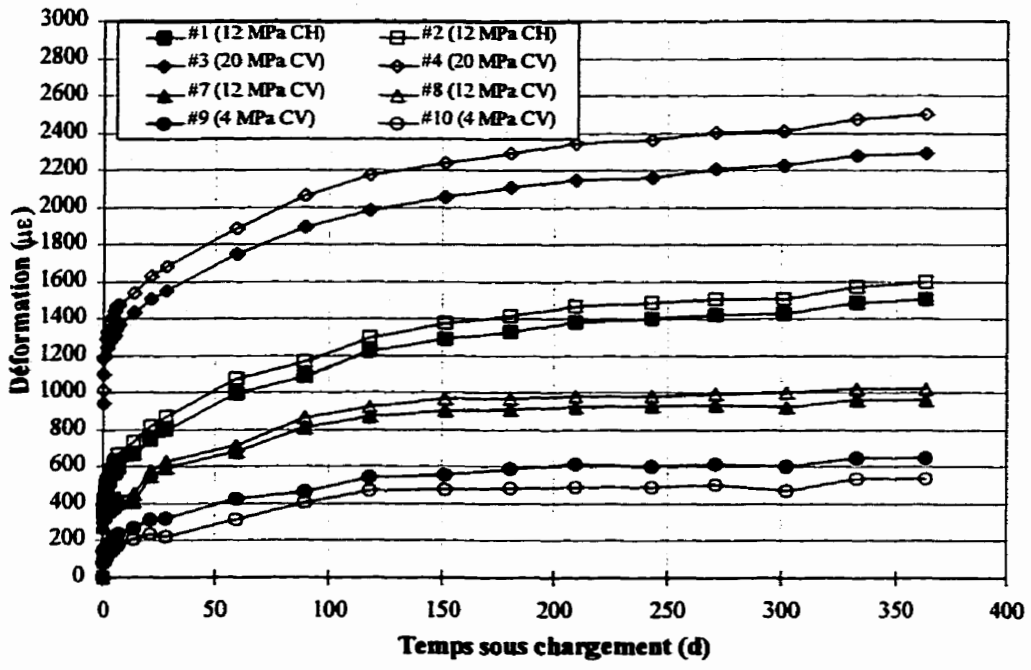


Figure 4.3:Déformations totales des spécimens chargés à contrainte constante faits avec le béton de la poutre

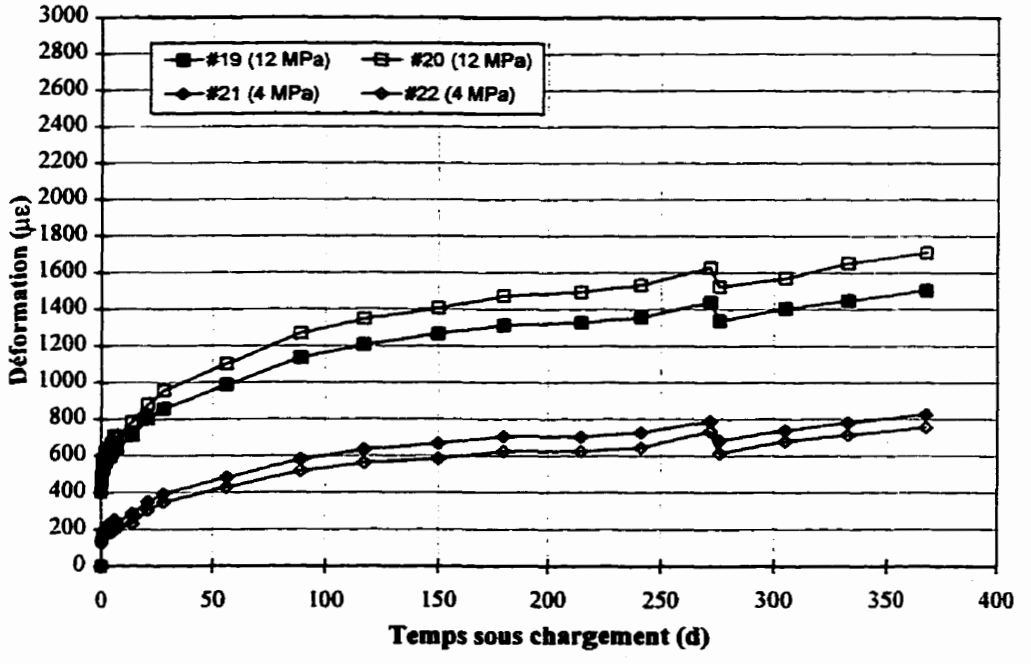


Figure 4.4: Déformations totales des spécimens chargés à contrainte constante faits avec le béton de la dalle

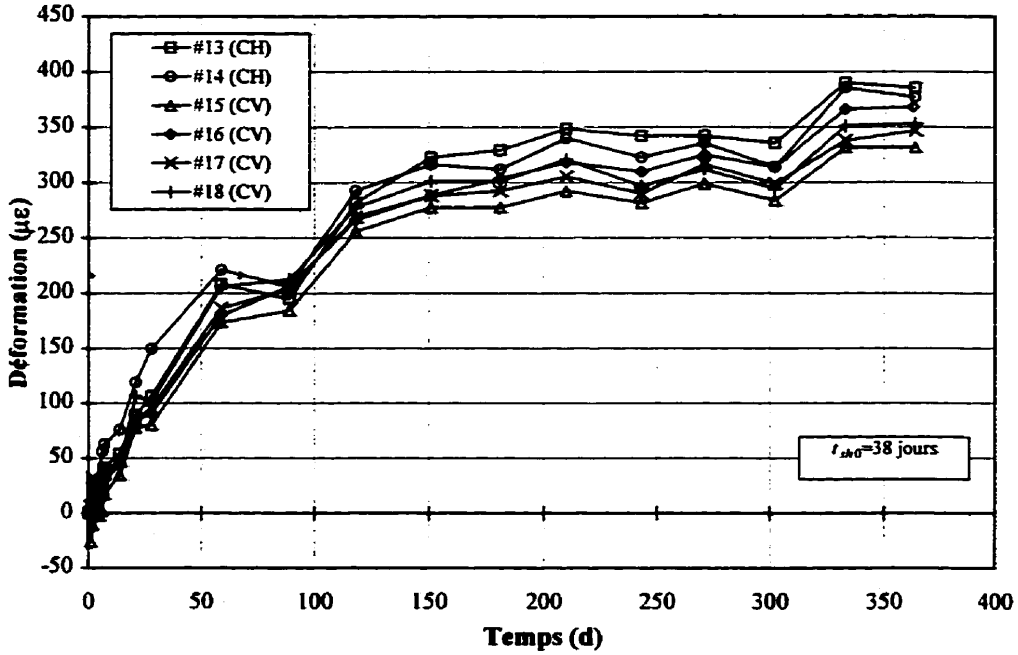


Figure 4.5: Déformations totales des spécimens témoins faits avec le béton de la poutre

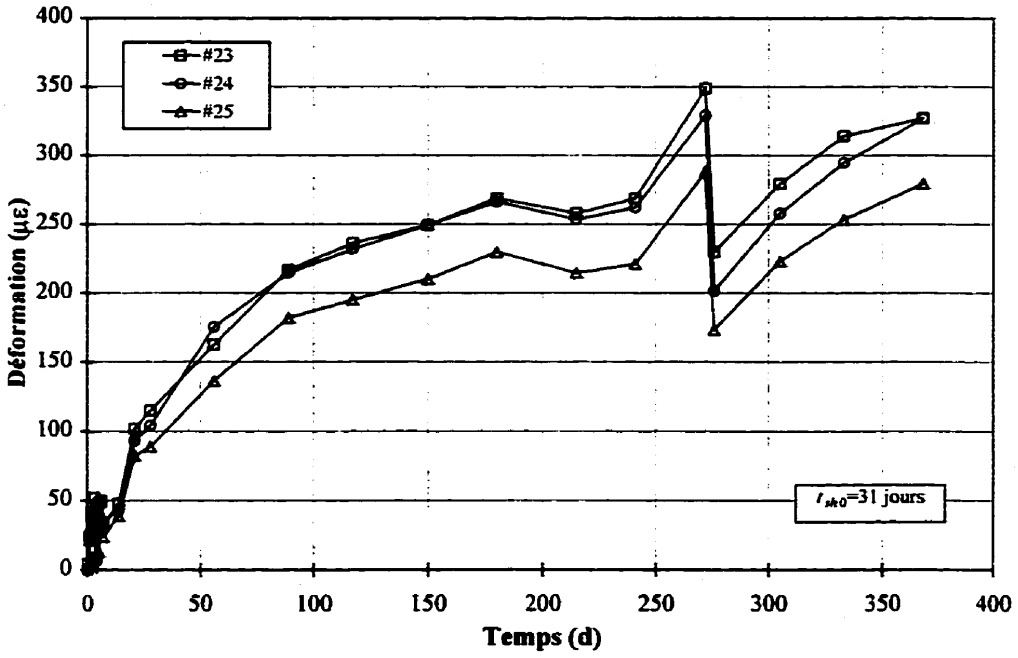


Figure 4.6: Déformations totales des spécimens témoins faits avec le béton de la dalle

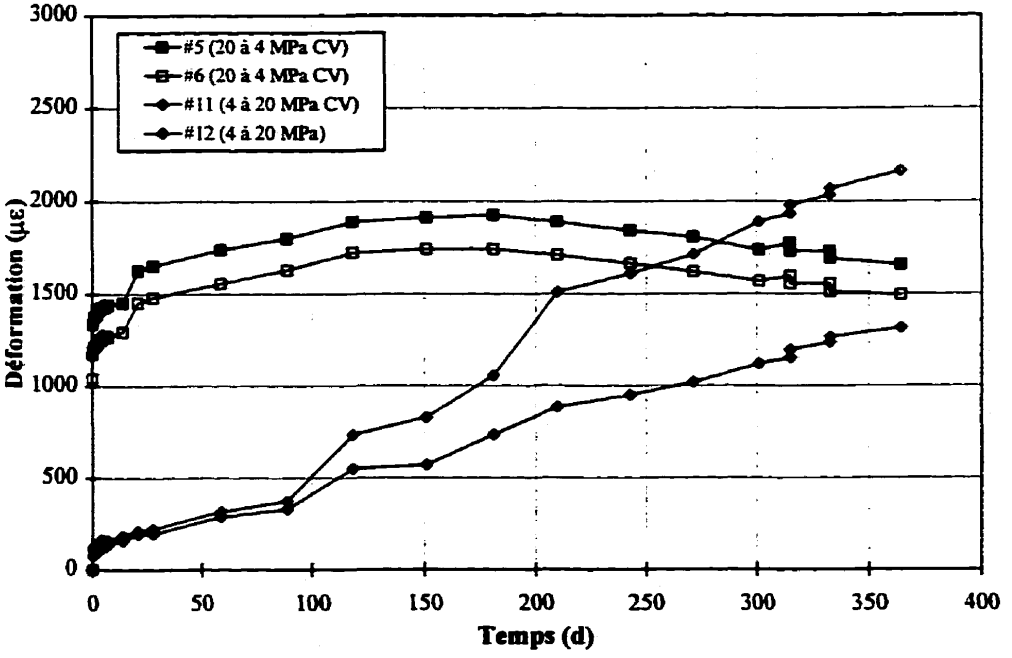


Figure 4.7: Déformations totales des spécimens chargés à contrainte variable faits avec le béton de la poutre

On peut voir sur les Figures 4.3 et 4.7 les déformations totales subies par les spécimens chargés faits avec le béton de la poutre et sur la Figure 4.4, celles subies par les spécimens chargés faits avec le béton de la dalle. On remarque sur ces figures que les courbes sont toutes groupées par paires. Chaque paire de courbes représente les déformations subies par deux spécimens placés dans une des cellules de fluage. Puisque ces spécimens sont soumis au même chargement et qu'ils sont composés du même béton, les déformations subies par ceux-ci devraient être sensiblement les mêmes. Dans le Tableau 4.8 qui suit, l'écart final (dernière mesure) entre les deux spécimens de chaque cellule de fluage est présenté en pourcentage de la valeur moyenne.

Tableau 4.8: Écart final entre les déformations totales mesurées sur les spécimens placés dans une cellule de fluage

# cellule de fluage, Contrainte appliquée	# des spécimens	Déformation finale (με)	Écart (%)
8, 12 MPa	1 (poutre CH)	1508	2,9
	2 (poutre CH)	1599	
1, 20 MPa	3 (poutre CV)	2295	4,3
	4 (poutre CV)	2503	
5, 12 MPa	7 (poutre CV)	960	3,3
	8 (poutre CV)	1025	
3, 4 MPa	9 (poutre CV)	650	9,2
	10 (poutre CV)	540	
7, 12 MPa	19 (dalle CH)	1504	6,4
	20 (dalle CH)	1710	
6, 4 MPa	21 (dalle CH)	826	4,4
	22 (dalle CH)	756	
8, 20 à 4 MPa	5 (poutre CV)	1658	5,2
	6 (poutre CV)	1493	
2, 4 à 20 MPa	11 (poutre CV)	1315	24,4
	12 (poutre CV)	2165	

Dans la majorité des cas, l'écart observé entre les spécimens d'une même cellule de fluage est tout à fait acceptable, soit sous les 5% environ. Les essais effectués sur les spécimens #9, #10 #11 et #12 sont cependant plus critiques, l'écart se situant autour de 10% pour les spécimens #9 et #10 et autour de 25% pour les spécimens #11 et #12. Deux principales raisons peuvent expliquer cet écart plus important. Premièrement, le niveau de charge sur ces spécimens étant faible, la précision des lectures s'en est trouvée diminuée. Cependant, un autre essai a été effectué sous ce même niveau de charge et l'écart observé dans ce cas là est tout à fait correct, soit environ 4%. La deuxième raison pouvant expliquer ce grand écart est que les lectures prises sur ces spécimens étaient peu stables. Les trous de certains repères mécaniques étaient agrandis et quelques-uns

pouvaient même être souillés avec de la colle, ce qui rendait les lectures prises avec le déformètre très variables. On a tenté de remédier au problème mais avec plus ou moins de succès. Les résultats obtenus de l'essai sur les spécimens #9 et #10 doivent donc être pris avec moins de considération alors que ceux provenant de l'essai sur les spécimens #11 et #12 doivent être rejetés.

L'essai effectué sur les spécimens #19 et #20 est également moins bon mais tout de même acceptable. L'écart de 6% observé peut s'expliquer tout simplement par le fait qu'il est possible que les spécimens #19 et #20 ne proviennent pas de la même gâchée de béton. Ces spécimens ont été prélevés directement au chantier, lors de la coulée de la dalle du pont et pour réaliser cette coulée, il y a évidemment eu plusieurs bétonnières. La qualité du béton pouvait sensiblement varier d'une bétonnière à l'autre.

On peut voir sur la Figure 4.5 les déformations totales subies par les spécimens témoins faits avec le béton de la poutre et sur la Figure 4.6, celles subies par les spécimens témoins faits avec le béton de la dalle. Parmi les spécimens faits avec le béton de la poutre, il y en a deux qui ont subi une cure humide et quatre qui ont subi une cure vapeur. Sur les deux figures, les mesures de déformations sont consistantes; elles suivent exactement les mêmes fluctuations.

Sur la Figure 4.6, il y a une fluctuation importante après 275 jours de chargement. Cette fluctuation a été causée par un problème de température dans la salle

de fluage. Pour une raison inconnue, il semblerait que le système de refroidissement de la salle se soit mis en route. En effet, à 272 jours de chargement, il faisait environ 14°C dans la salle de fluage, soit 8°C sous la normale. Si on considère que le coefficient de dilatation thermique du béton est d'environ 9 με/°C, la déformation thermique causée par cet écart devrait être de +72με. L'écart moyen observé est de +71με, ce qui correspond très bien à la déformation thermique. À 276 jours de chargement, on a tenté de reprendre les lectures mais la température était cette fois-ci beaucoup trop élevée; il faisait 28°C dans la salle de fluage. La déformation thermique causée par cet écart de 6°C devrait être de -54με et l'écart moyen observé est de -49με, ce qui encore une fois, correspond très bien à la déformation thermique.

Au Tableau 4.9, l'écart final maximal entre les déformations totales mesurées sur les spécimens témoins est présenté. On voit que cet écart est tout à fait raisonnable en ce qui concerne le béton de la poutre. Il est d'environ 1% pour les deux spécimens ayant subi la cure humide et environ 6% pour les quatre spécimens ayant subi la cure vapeur. Pour ce qui est du béton de la dalle, cet écart est plus important, soit environ 10%. En examinant de plus près la Figure 4.6, on s'aperçoit que les déformations observées sur spécimens #23 et #24 sont presque identiques en tout temps et que celles observés sur le spécimen #25 s'éloignent des deux autres. Cette série de données du spécimen #25 ne sera donc tout simplement pas considérée dans le calcul de la moyenne des déformations totales des spécimens témoins.

Tableau 4.9: Écart final maximal entre les déformations totales mesurées sur les spécimens témoins

# des spécimens	Déformation finale (με)	Écart (%)
13 (poutre CH)	386	1,2
14 (poutre CH)	377	
15 (poutre CV)	332	6,1
16 (poutre CV)	368	
17 (poutre CV)	347	
18 (poutre CV)	368	
23 (dalle CH)	327	10,1
24 (dalle CH)	327	
25 (dalle CH)	280	

4.3.1.1 Déformations de fluage des spécimens soumis à une contrainte constante

Pour la présentation des résultats qui suivent, la moyenne des déformations totales observées sur les deux spécimens placés dans chaque cellule de fluage est utilisée, de même que la moyenne des déformations totales des spécimens témoins. De plus, puisque les moyennes sont utilisées, l'identification des spécimens est changée comme décrit dans le Tableau 4.10, afin de faciliter la visualisation graphique et l'interprétation des résultats.

La Figure 4.8 présente les déformations de fluage observées sur tous les spécimens, c'est-à-dire ceux qui ont été fabriqués avec le béton de la poutre et de la dalle. Pour déterminer ces déformations, il suffit de prendre la déformation totale d'un spécimen chargé et d'y soustraire la déformation totale de son spécimen témoin et sa déformation élastique instantanée. On remarque que les courbes présentées sur cette figure ont sensiblement la même allure que celle présenté à la Figure 2.4. Il y a une

augmentation rapide de la déformation durant les trois premiers mois de chargement, ensuite, l'augmentation devient beaucoup moins importante mais tout de même présente.

Tableau 4.10: Identification de la moyenne des spécimens

	# spécimens chargés et témoins	Niveau de contrainte appliqué (MPa)	Identification de la moyenne
Poutre CH	1,2	12	P-12-CH
	13,14	--	P-CH
Poutre CV	3,4	20	P-20-CV
	5,6	20 à 4	P-20:4-CV
	7,8	12	P-12-CV
	9,10	4	P-4-CV
	11,12	4 à 20	P-4:20-CV
	15,16,17,18	--	P-CV
Dalle CH	19,20	12	D-12-CH
	21,22	4	D-4-CH
	23,24	--	D-CH

Deux courbes ne suivent pas ce comportement, il s'agit de la P-12-CV et de la P-4-CV. Dans le cas de la P-12-CV, on remarque qu'il y a des fluctuations après trois semaines et trois mois de chargement. Ensuite, les déformations demeurent stables. Ces fluctuations sont dues à une perte de contrainte. En effet, la machine #5 qui contenait les spécimens #7 et #8 a légèrement perdu sa charge initiale. À deux reprises, il a fallu réajuster la charge; une fois après trois semaines et une autre fois après trois mois. Cela correspond aux deux principales fluctuations observées sur la courbe. Suite au dernier réajustement, il s'est encore produit une perte de charge graduelle mais, cette fois-ci, on n'a pas réajusté l'appareil. La perte totale se chiffre à environ 2,5 MPa. C'est pour cette raison qu'on n'observe pas une augmentation graduelle de la déformation de fluage mais

plutôt un maintien de celle-ci. Pour ce qui est de la courbe P-4-CV, les légères fluctuations initiales proviennent très certainement de l'instabilité de mesures comme expliqué plus haut. La raison pour laquelle on n'observe pas d'augmentation graduelle des déformations demeure toutefois inconnue.

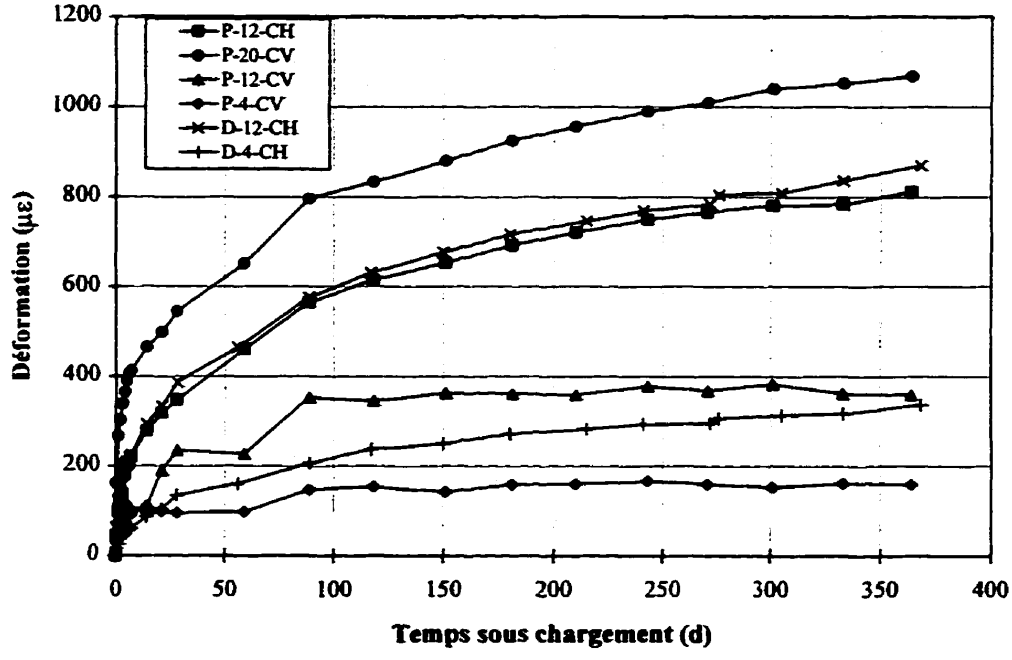


Figure 4.8: Déformations de fluage des deux types de béton

On a vu au chapitre 2 que l'amplitude du fluage est censée être proportionnelle à la charge appliquée pour des niveaux de contraintes n'excédant pas 0,4 à 0,6f'_c. Il est difficile de vérifier cette hypothèse en ce qui concerne le béton de la poutre car les courbes de fluage à 4 et à 12 MPa (P-4-CV et P-12-CV) ne présentent pas le comportement attendu. Cette hypothèse peut cependant être vérifiée en examinant les courbes de fluage du béton de la dalle.

Dans le Tableau 4.11, les déformations de fluage pour le béton de la dalle chargé à 12 MPa (D-12-CH) sont prédites à partir des déformations de fluage du béton de la dalle chargé à 4 MPa (D-4-CH). La prédiction est ensuite comparée aux déformations réelles observées et l'écart entre les deux est exprimé en pourcentage. En fait, si l'hypothèse de proportionnalité entre les déformations de fluage et la charge appliquée est valide, la déformation de fluage à 12 MPa devrait être égale à trois fois la déformation de fluage à 4 MPa.

En examinant le Tableau 4.11, on remarque que les prédictions faites durant le premier mois sous-estiment les déformations de fluage observées alors que dans les mois qui suivent, elles les surestiment. Il semble donc que les déformations de fluage soient plus importantes lors du premier mois de chargement pour une plus grande intensité de charge et que l'inverse se produise pour les mois suivants. On remarque également que l'écart observé est plus important pour le premier mois et qu'ensuite, il s'atténue considérablement pour atteindre environ 15%. À prime abord, on peut dire que l'hypothèse de proportionnalité est acceptable, mais il est difficile de l'affirmer avec ces seuls résultats. Pour conclure sur la question, il faudrait certainement faire beaucoup plus d'essais.

Tableau 4.11: Validation de l'hypothèse de proportionnalité entre l'amplitude du fluage et la charge appliquée.

Temps jours	D-4-CH expérimentale με	D-12-CH prédiction με	D-12-CH expérimentale με	Écart (%)
0	0	0	0	
0,125	16	49	63	-22,4
1	25	75	122	-38,9
2	37	111	147	-25,0
3	44	133	158	-15,8
4	74	221	199	10,9
5	55	166	203	-18,2
6	56	169	219	-22,8
7	61	182	224	-18,8
14	87	260	294	-11,4
21	104	312	334	-6,5
28	135	406	387	5,0
56	160	481	465	3,5
89	207	621	576	7,7
117	237	712	632	12,7
150	250	751	677	10,9
180	272	816	716	13,9
215	283	848	746	13,6
241	294	881	769	14,5
272	296	887	784	13,1
305	314	943	809	16,5
333	317	952	836	13,9
368	337	1011	870	16,2

Une autre façon d'exprimer le fluage est d'utiliser la notion de fonction de fluage ou de coefficient de fluage dont les définitions ont été données aux sections 2.4.2. et 2.4.3. Cette façon de présenter les résultats permet d'éliminer une variable, à savoir la contrainte appliquée. Ainsi, pour un type de béton donné, il devrait n'y avoir qu'une seule fonction de fluage ou coefficient de fluage. En utilisant ces concepts il devient aisé d'exprimer la déformation totale d'un spécimen. Pour la déterminer, il suffit d'utiliser les

expressions [4.2] ou [4.3] suivantes dans lesquelles la fonction de fluage et le coefficient de fluage sont utilisés.

$$\varepsilon_t(t,t_0) = \varepsilon_{el}(t_0) + \varepsilon_c(t,t_0) + \varepsilon_{sh}(t,t_{sh0}) + \varepsilon_{th}(t) \qquad [4.1]$$

$$\varepsilon_t(t,t_0) = \sigma \cdot J(t,t_0) + \varepsilon_{sh}(t,t_{sh0}) + \varepsilon_{th}(t) \qquad [4.2]$$

$$\varepsilon_t(t,t_0) = \frac{\sigma}{E_c(t_0)}\left(1+\phi(t,t_0)\right) + \varepsilon_{sh}(t,t_{sh0}) + \varepsilon_{th}(t) \qquad [4.3]$$

$$J(t,t_0) = \frac{1+\phi(t,t_0)}{E_c(t_0)} \qquad [4.4]$$

La formulation exprimée par l'équation [4.3] est plus répandue car toutes les méthodes réglementaires utilisent la définition de coefficient de fluage pour représenter le fluage. Cette façon de faire permet d'exprimer la déformation d'un spécimen, excluant le retrait et les effets thermiques, comme étant une fraction de la déformation élastique instantanée. Cependant, au niveau expérimental, une évaluation erronée du module élastique à t_0, $E_c(t_0)$, peut engendrer certains écarts, ce que la formulation de l'équation [4.2] permet d'éviter.

Les Figures 4.9 et 4.10 présentent respectivement la fonction de fluage $J(t,t_0)$ et le coefficient de fluage $\phi(t,t_0)$ des deux types de béton en fonction du temps. On remarque sur la Figure 4.9 que les fonctions de fluage du béton de la poutre et du béton de la dalle sont presque les mêmes, celles du béton de la dalle étant légèrement plus

grandes que celles du béton de la poutre. Seules les fonctions de fluage de P-12-CV et P-4-CV s'écartent largement des autres, pour les raisons citées précédemment liées à des difficultés expérimentales. Le fait d'observer plus de fluage dans le cas du béton de la dalle était attendu car ce béton est moins résistant et de plus, il a été chargé à un plus jeune âge.

Si on s'intéresse plus particulièrement au béton de la poutre, on remarque à partir de la Figure 4.9 qu'il y a un écart particulièrement important durant les premières semaines de chargement entre les fonctions de fluage de P-20-CV et de P-12-CH. Cet écart est d'environ 60% durant les premiers jours, ensuite il diminue à 45% pour la semaine qui suit et finalement il atteint les 25% après un mois de chargement. Durant les derniers mois, cet écart devient très acceptable, étant d'environ 5%.

L'écart considérable du début peut provenir de plusieurs phénomènes. Tout d'abord, on pourrait penser que le type de cure a une influence puisque les spécimens comparés dans ce cas-ci n'ont pas subi le même type de cure. Cette considération doit cependant être rejetée pour la raison suivante. Les spécimens ayant subi une cure vapeur sont censés être plus mûrs que ceux ayant subi une cure humide, c'est-à-dire que leur humidité relative devrait être inférieure, du moins pendant les premiers mois. Ces spécimens devraient donc théoriquement subir moins de déformations de fluage, ce qui n'est pas le cas ici, d'où le rejet de cette hypothèse. L'écart pourrait avoir une autre provenance. La charge de 20 MPa étant particulièrement élevée, il se peut que les

déformations de fluage soient beaucoup plus grandes au début comme cela a été observé plus haut dans le cas du béton de la dalle. Cette explication n'est cependant pas suffisante pour justifier un écart aussi grand. Finalement, ce qui explique probablement le mieux cet écart si important entre les fonctions de fluage de P-20-CV et P-12-CH, c'est que la déformation élastique instantanée des spécimens P-20-CV est très élevée par rapport à la contrainte appliquée. Cela signifie que le module d'élasticité instantané des spécimens P-20-CV calculés à partir des déformations initiales était très faible comparé à celui des spécimens P-12-CH. À partir du Tableau 4.12 on peut voir que le module d'élasticité calculé à partir de la déformation élastique instantanée est en moyenne de 20 427 MPa pour les spécimens P-20-CV et de 33 384 MPa pour les spécimens P-12-CH. Il y a un écart de 63% entre les deux valeurs de module d'élasticité; écart qui provient probablement de la vitesse à laquelle les spécimens ont été chargés. Puisque la fonction de fluage est composée d'une partie élastique et d'une partie fluage, cela explique donc la différence considérable entre les fonctions de fluage au début du chargement. La raison pour laquelle les fonctions de fluage de P-20-CV et de P-12-CH se rapprochent l'une de l'autre au fur et à mesure que le temps avance (Figure 4.9) est que la composante élastique de la fonction de fluage perd progressivement de son importance alors que la composante de fluage prend le dessus.

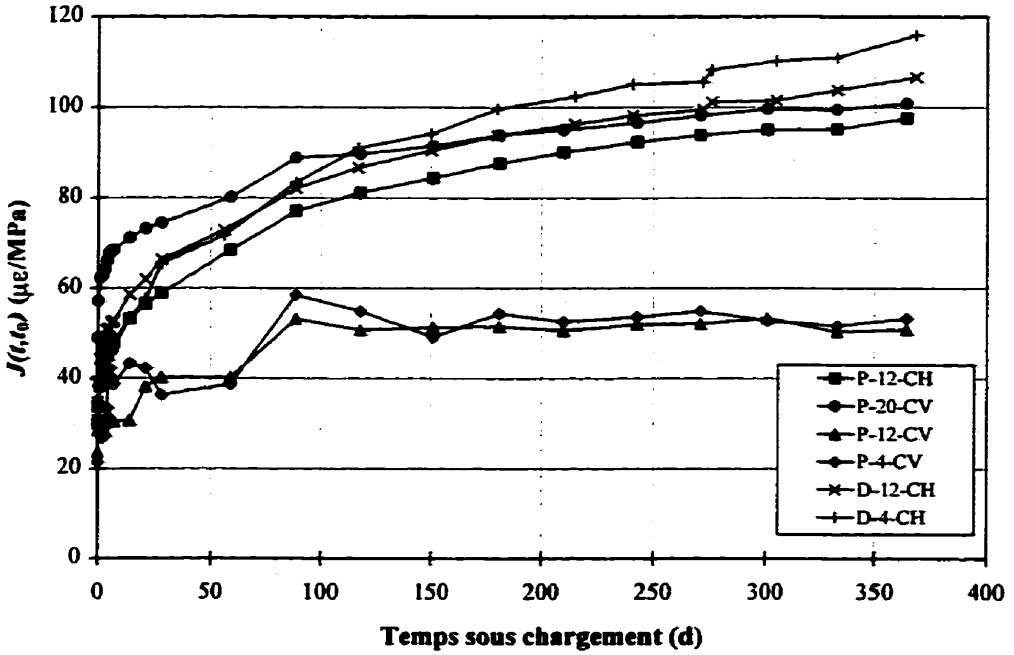


Figure 4.9: Fonctions de fluage des deux types de béton

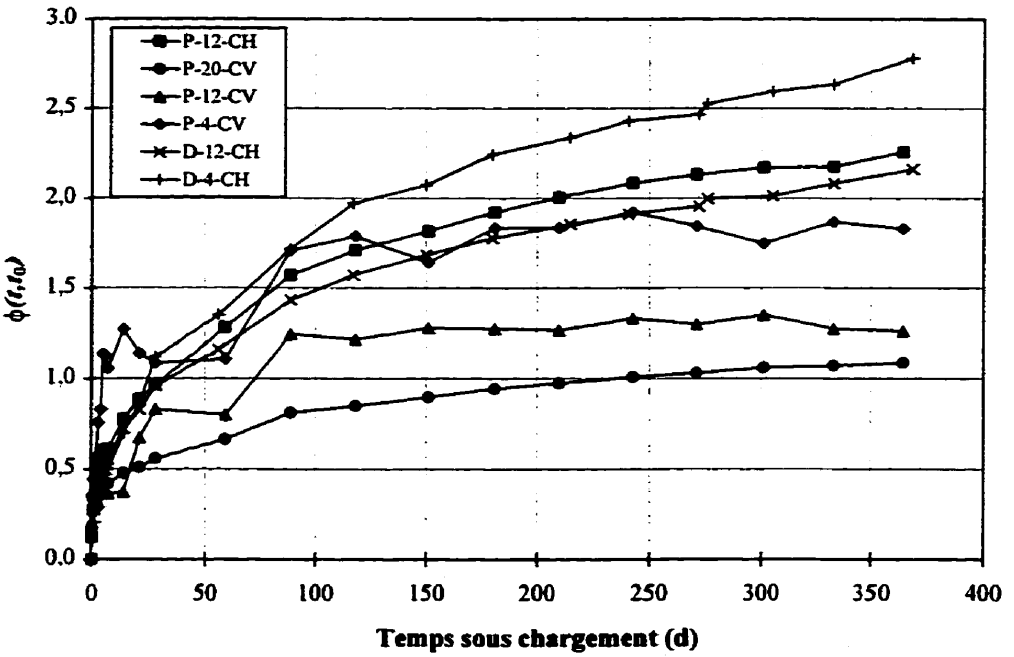


Figure 4.10: Coefficients de fluage des deux types de béton

La question des modules d'élasticité vient aussi expliquer en partie les faibles valeurs des fonctions de fluage pour les spécimens P-12-CV et P-4-CV. Au Tableau 4.12 on voit que les modules d'élasticité instantanés sont, respectivement de 42 340 MPa et de 46 916 MPa en moyenne, ce qui est très élevé.

Pour ce qui est du béton de la dalle, les fonctions de fluage de D-12-CH et D-4-CH se suivent d'assez près tout au cours du chargement. Il y a un écart d'environ 6% durant la première semaine de chargement mais celui-ci descend sous les 5% pour les semaines qui suivent pour enfin atteindre les 3% pour les derniers mois, ce qui est très acceptable.

Si on s'attarde maintenant à la Figure 4.10, on s'aperçoit rapidement qu'il y a bien plus de différence entre les coefficients de fluage des deux types de béton qu'il y en a pour les fonctions de fluage. Cette différence provient entièrement des modules d'élasticité initiaux. Si on examine la définition de coefficient de fluage, on se rend compte que celui-ci est directement proportionnel au module d'élasticité instantané. Par conséquent, un module faible entraînera un coefficient de fluage faible, ce qui est le cas des spécimens P-20-CV. À l'inverse, un module élevé entraînera un coefficient de fluage plus élevé et c'est le cas des spécimens P-4-CV. Il est intéressant de noter que pour une même cellule de fluage, les modules élastiques mesurés sont très près les uns des autres à l'exception des spécimens retrouvés dans la cellule 2 (spécimens #11 et #12). C'est en

fait ce manque de consistance initiale qui nous a fait choisir cette cellule pour appliquer une charge variable.

Tableau 4.12: Modules d'élasticité instantanés

# des spécimens	Vitesse de chargement (minutes)	Déformation élastique instantanée (με)	Module d'élasticité instantané (MPa)	Module d'élasticité instantané moyen (MPa)
1 (P-12-CH)	1,5	351	34 188	33 384
2 (P-12-CH)		368	32 579	
3 (P-20-CV)	2	945	21 171	20 427
4 (P-20-CV)		1 016	19 682	
5 (P-20:4-CV)	8	1 190	16 737	17 940
6 (P-20:4-CV)		1 040	19 143	
7 (P-12-CV)	1	273	43 956	42 340
8 (P-12-CV)		295	40 724	
9 (P-4-CV)	1	91	43 956	46 916
10 (P-4-CV)		80	49 876	
11 (P-20:4-CV)	1	78	49 751	41 772
12 (P-20:4-CV)		115	33 793	
19 (D-12-CH)	1,5	405	29 617	29 307
20 (D-12-CH)		414	28 997	
21 (D-4-CH)	1	128	31 291	31 561
22 (D-4-CH)		126	31 830	

4.3.2 Déformations de fluage des spécimens soumis à une contrainte variable

Pour les spécimens soumis à une contrainte variable, seul l'essai P-20:4-CV peut être considéré comme valable. Cependant, il est impossible de déterminer les déformations de fluage pour cet essai car la déformation élastique instantanée à chaque pas de chargement n'est pas disponible. On remarque aussi en examinant la Figure 4.7 qu'il y a une fluctuation importante après deux semaines de chargement. En effet, la cellule de fluage #8 ne conservait pas sa charge et celle-ci a été réajustée après deux

semaines de chargement. On ne connaît pas la perte de charge exacte pour ces deux semaines. Étant donné la quasi impossibilité d'analyser ces résultats correctement, ils ont donc été rejetés.

4.3.3 Comparaison des essais de fluage avec les modèles prédictifs réglementaires

Dans cette section, les coefficients de fluage expérimentaux du béton de la poutre et du béton de la dalle sont comparés aux différents modèles prédictifs réglementaires. Les prédictions réglementaires ont été déterminées conformément à ce qui est décrit au chapitre 2. Les résultats concernant le béton de la poutre ayant subi une cure humide ont été séparés de ceux ayant subi une cure vapeur afin d'en faciliter leur interprétation, même si ceux-ci sont très similaires, tel que décrit à la section 2.6.8. On remarquera dans les légendes des figures qu'il y a un modèle nommé « ACI 92 sans FCM » et un autre nommée « ACI 92 avec FCM ». Le terme FCM signifie « Facteur de Composition de Mélange », il est uniquement utilisé avec le modèle du ACI. Il s'agit des facteurs γ_s, γ_Ψ, γ_η et γ_C décrits au chapitre 2. On a choisi de faire des analyses avec et sans ces facteurs afin de vérifier leur validité, principalement en ce qui concerne le facteur qui tient compte de l'affaissement du béton (γ_s). En effet, à l'époque où ce facteur a été développé, les superplastifiants n'existaient pas. Les superplastifiants ont pour effet d'augmenter considérablement l'affaissement du béton frais, ce qui a un effet important sur le facteur γ_s.

La Figure 4.11 présente les prédictions réglementaires des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure humide. En examinant cette figure, on se rend compte que trois modèles prédictifs réglementaires s'éloignent considérablement des autres et des données expérimentales. Il s'agit du modèle du CEB-FIP (1970), de l'AASHTO (1994) et de celui du ACI (1992) sans FCM. Bien que les quatre autres modèles prédisent sensiblement la même chose, ils se différencient par leur cinétique de prédiction. Les courbes du CEB-FIP (1990) et de l'ACI (1992) avec FCM ont une forme similaire. Le coefficient de fluage prédit en bas âge est particulièrement important et il s'atténue rapidement après deux mois sous chargement. Celles du CEB-FIP (1978) et du CHBDC (1998) sont également similaires entre elles, la seconde étant issue de la première. Dans ce cas-ci, le coefficient de fluage prédit en bas âge est moins important, mais il atteint une valeur plus élevée après environ quatre mois sous chargement. On remarque également qu'il y a une différence importante entre les prédictions du ACI (1992) sans FCM et avec FCM. Cette différence provient principalement du coefficient tenant compte de l'affaissement γ_s. Comme le béton de la poutre contient du superplastifiant, son affaissement est très élevé ce qui donne un γ_s est très élevé. Dans ce cas-ci, il semble que l'utilisation des FCM soit appropriée. Si on compare ces prédictions aux résultats expérimentaux, on s'aperçoit que ce sont les prédictions du CHBDC (1998) et du CEB-FIP (1978) qui sont les meilleures, la cinétique de celle du CEB-FIP (1978) se rapprochant le plus des résultats expérimentaux mais la prédiction à un an du CHBDC (1998) étant plus près de la valeur expérimentale. En effet, il y a une erreur de -0,4% pour le CHBDC (1998) et une de -3% pour CEB-FIP (1978).

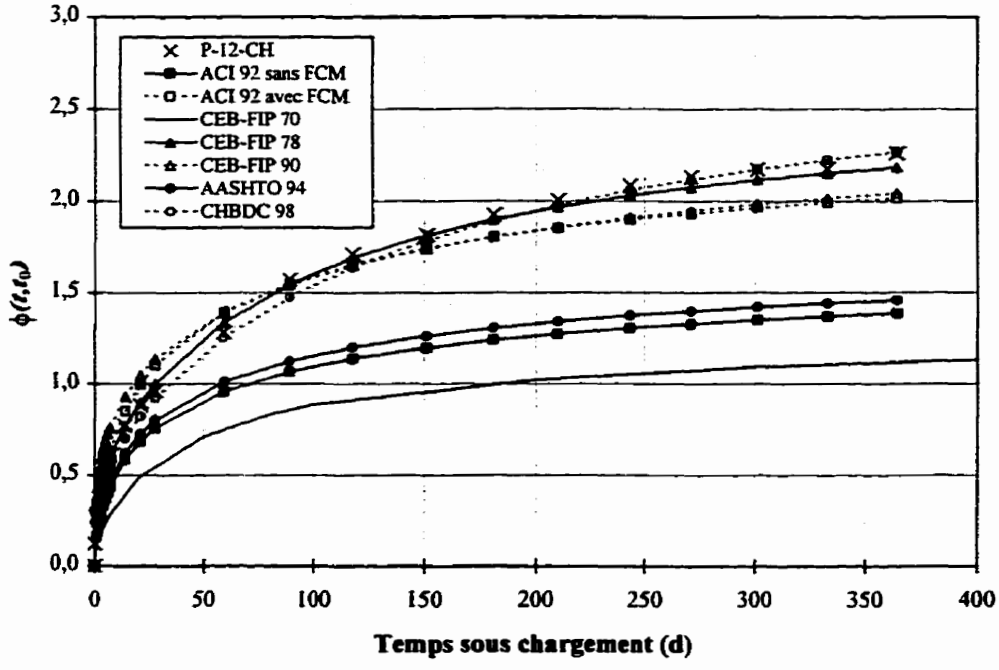


Figure 4.11: Prédictions réglementaires des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure humide

Pour sa part, la Figure 4.12 présente les prédictions réglementaires des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur. Si on regarde de plus près cette figure, on peut faire les mêmes observations concernant l'allure des modèles prédictifs réglementaires que celles mentionnées précédemment. Dans ce cas-ci, il est cependant beaucoup plus difficile de comparer ces modèles avec les résultats expérimentaux car, comme on l'a observé à la section précédente, chacun des essais représentés sur cette figure comporte un problème. Les coefficients de fluage de P-20-CV sont très faibles à cause du module d'élasticité instantané faible alors que ceux de P-12-CV sont sous-estimés car ils ont perdu une partie de leur charge. Toutefois, le module d'élasticité instantané de l'essai P-12-CV est très élevé, pouvant ainsi éliminer en

partie l'effet de la perte de charge. Ceux de P-4-CV sont très instables et ont eux aussi un module d'élasticité instantané très élevé. Les résultats les plus fiables sont sans doute ceux provenant de P-20-CV.

Pour éliminer l'effet du faible module d'élasticité instantané, il suffit de multiplier les coefficients de fluage par 1,64, soit le rapport entre les modules des spécimens P-12-CH et P-20-CV. Le coefficient de fluage final ainsi obtenu serait donc de 1,78 au lieu 1,09. Dans ces conditions, les prédictions du CEB-FIP (1990) et du ACI (1992) avec FCM sont les plus appropriées, l'erreur sur la valeur après une année de chargement étant de 11% et de 12% respectivement.

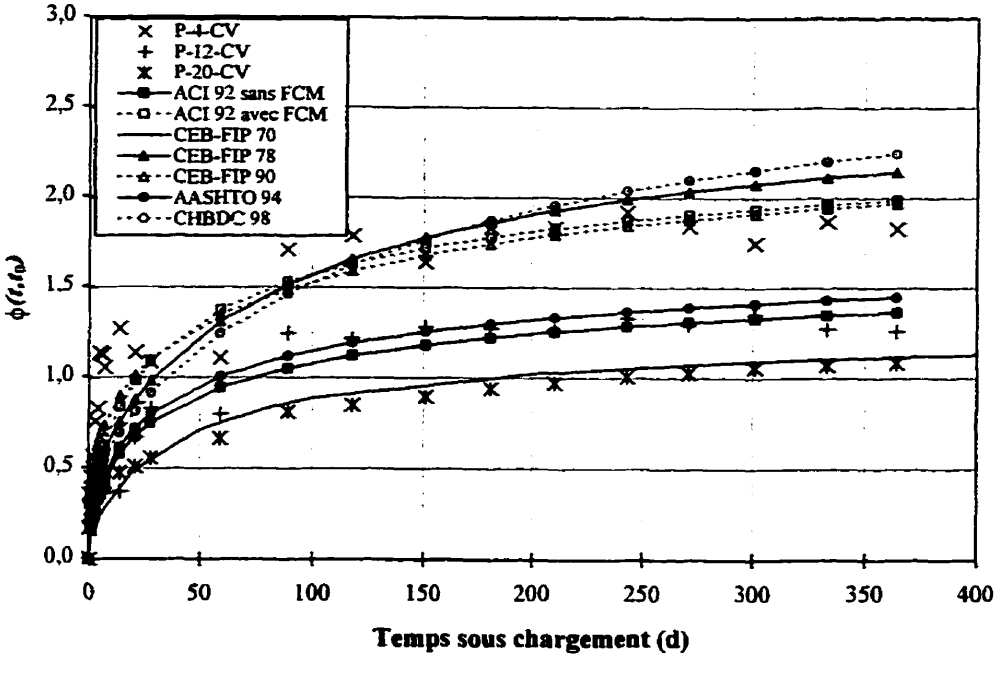


Figure 4.12: Prédictions réglementaires des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur

La Figure 4.13 présente les prédictions réglementaires des coefficients de fluage du béton de la dalle. Dans ce cas-ci, on observe un changement considérable dans la prédiction du coefficient de fluage de deux modèles réglementaires par rapport au béton de la poutre. Pour ce qui est des autres modèles, leur prédiction est légèrement augmentée, ce qui est normal compte tenu du type de béton. Le premier modèle à avoir changé énormément sa prédiction est le CEB-FIP (1970). Celle-ci passe du simple au double dans le cas du béton de la dalle par rapport au béton de la poutre. Cela est causé par un ratio *E/C* plus élevé (0,44 vs 0,35) et par un âge au chargement plus bas (31 jours vs 38 jours). L'autre modèle ayant changé fortement sa prédiction est celui du ACI (1992) avec FCM. Sa prédiction est 21% inférieure dans le cas du béton de la dalle par rapport au cas du béton de la poutre. Cette modification provient du coefficient γ_s qui tient compte de l'affaissement. L'affaissement du béton de dalle est de 100 mm alors que celui du béton de la poutre est de 200 mm, ce qui explique la différence obtenue. Maintenant, si on compare les modèles prédictifs aux résultats expérimentaux, on se rend compte que se sont les modèles du CHBDC (1998) et du CEB-FIP (1978) qui offrent les meilleures prédictions. Ces modèles collent très bien aux spécimens D-4-CH, l'écart final entre la prédiction et la valeur expérimentale étant de -5%. Toutefois, ils surestiment de 23% la valeur finale du coefficient de fluage des spécimens D-12-CH. Pour ceux-ci, les prédictions du CEB-FIP (1990) s'avèrent meilleures, mais seulement à long terme où l'écart final n'est que de 5%.

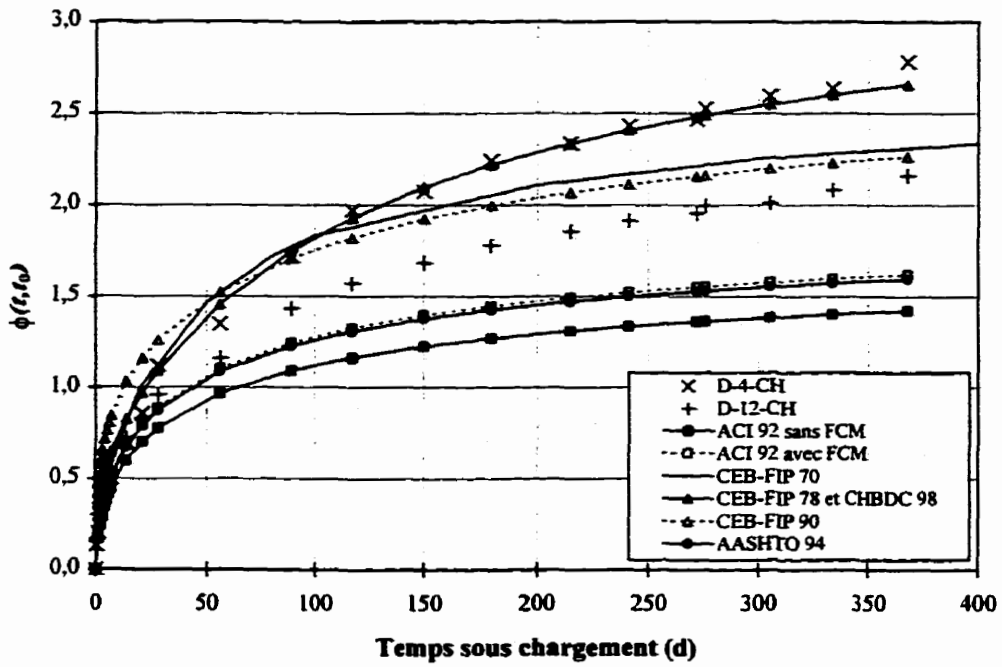


Figure 4.13: Prédictions réglementaires des coefficients de fluage du béton de la dalle

4.3.4 Comparaison des essais de retrait avec les modèles prédictifs réglementaires

Les déformations de retrait expérimentales du béton de la poutre et du béton de la dalle sont comparées aux différents modèles prédictifs réglementaires. Les prédictions réglementaires ont été déterminées conformément à ce qui est décrit au chapitre 2. Les déformations de retrait considérées sont celles qui ont eu lieu uniquement durant les essais de fluage, c'est-à-dire celles des spécimens témoins, car les déformations de retrait qui ont eu lieu lors de la période d'entreposage n'ont pas été mesurées. Ces comparaisons sont présentées sur les figures suivantes et l'âge à partir duquel le retrait a été considéré y est également indiqué.

Les Figures 4.14, 4.15 et 4.16 présentent respectivement les prédictions réglementaires de la déformation de retrait du béton de la poutre ayant subi une cure humide, du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur et du béton de la dalle. En examinant de plus près ces figures ont se rend compte que les prédiction réglementaires du ACI (1992) avec et sans FCM et de l'AASHTO (1994) sont supérieures à celles du CEB-FIP (1970), (1978), (1990) et du CHBDC (1998). Pour les trois types de béton, les prédictions réglementaires sont à peu près du même ordre de grandeur. La différence la plus importante se situant pour le béton de la poutre ayant subi une cure vapeur où les prédictions du ACI (1992) avec et sans FCM et de l'AASHTO (1994) diffèrent de celles des autres bétons.

Si on compare ces prédictions aux résultats expérimentaux, on remarque que celles faites par le CEB-FIP (1970), (1978), (1990) et par le CHBDC (1998) sous-estiment considérablement les résultats. Au contraire, celles faites par le ACI (1992) avec FCM surestiment passablement les résultats, sauf dans le cas du béton de la poutre ayant subi une cure humide. Dans ce cas-là, la prédiction est à peine supérieure aux résultats expérimentaux l'erreur sur la valeur finale étant de 7%. Pour ce qui est de l'AASHTO (1994) et du ACI (1992) sans FCM, leurs prédictions collent très bien sauf en ce qui concerne le béton de la poutre ayant subi une cure humide. La prédiction est alors légèrement sous-estimée d'environ 22% et 16% respectivement par rapport à la valeur finale. L'erreur finale sur les prédictions de l'AASHTO (1994), dans le cas du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur, est de 6% et dans le cas du béton de la

dalle, elle est de 3%. En ce qui concerne les prédictions du ACI (1992) sans FCM, pour le béton de la poutre ayant subi une cure vapeur, l'erreur est de 3%, et dans le cas du béton de la dalle, elle est de 11%.

On a vu qu'il y avait un écart assez important entre les différentes prédictions réglementaires. Cet écart a été observé pour des déformations de retrait considérées uniquement à partir du deuxième mois de séchage. Comme on sait que la grande partie du retrait se produit durant le premier mois de séchage, il serait intéressant de comparer les prédictions réglementaires pour cette période.

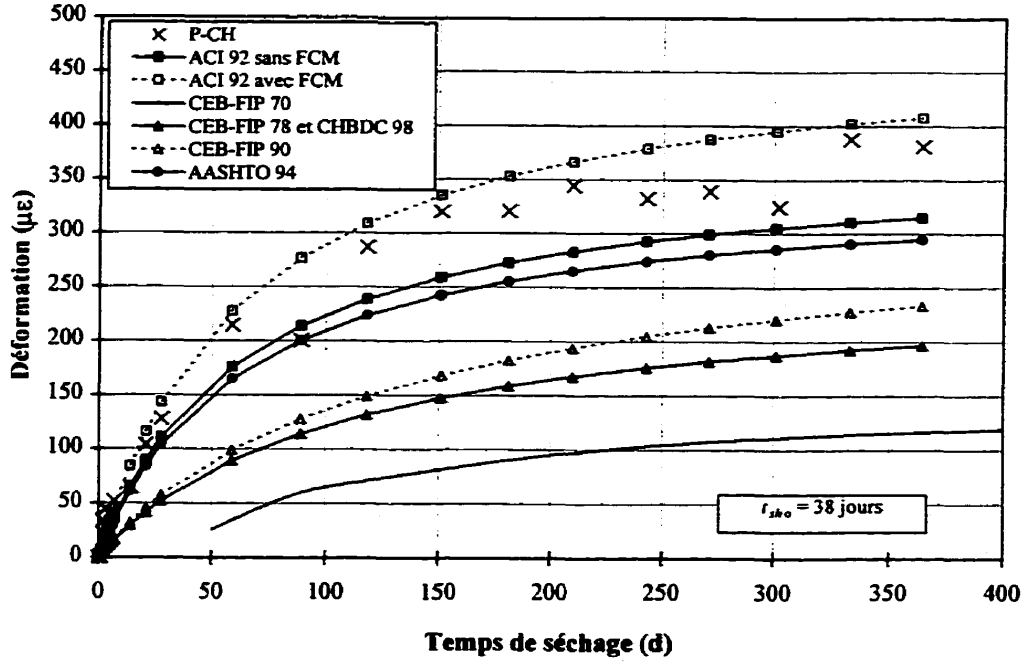


Figure 4.14: Prédictions réglementaires de la déformation de retrait du béton de la poutre ayant subi une cure humide

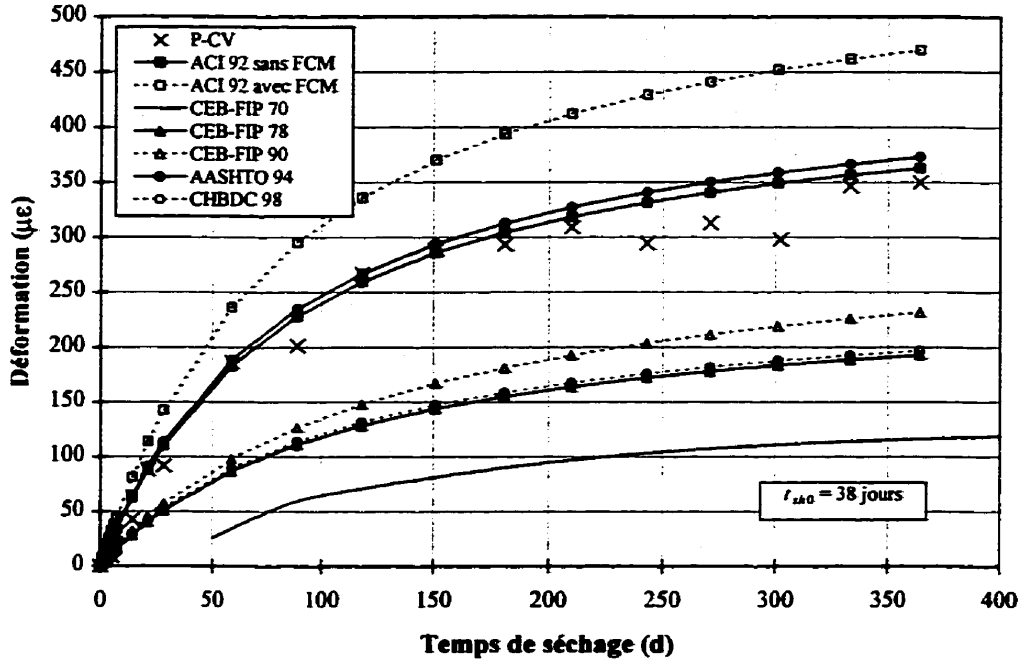


Figure 4.15: Prédictions réglementaires de la déformation de retrait du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur

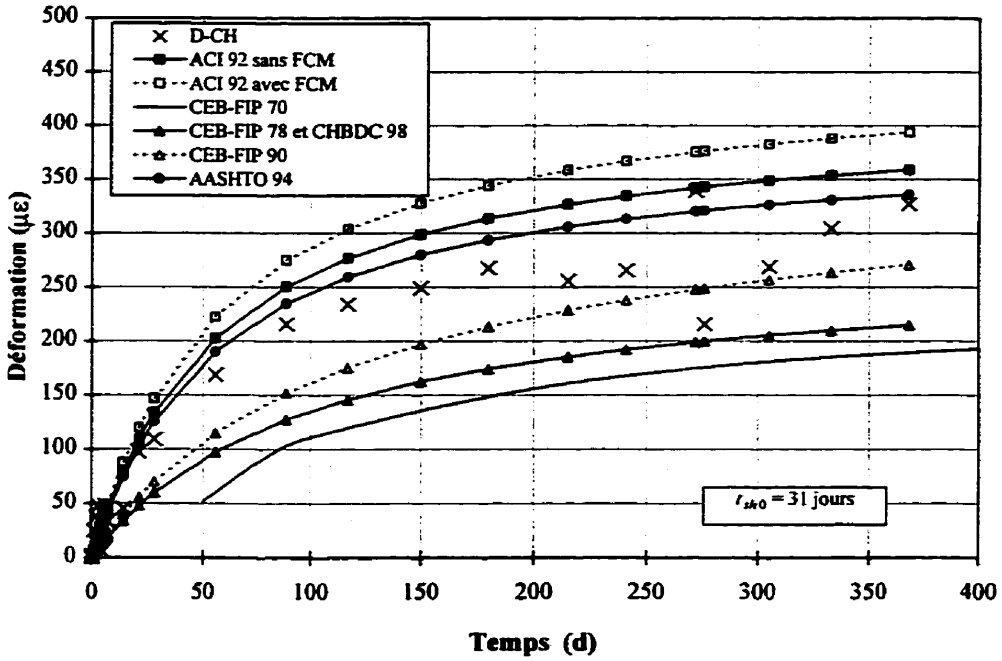


Figure 4.16: Prédictions réglementaires de la déformation de retrait du béton de la dalle

Le Tableau 4.13 présente les déformations de retrait prédites par les différents modèles réglementaires pour les 28 premiers jours de séchage. De ce tableau, on remarque sensiblement la même tendance que ce qui est présenté dans les figures précédentes. Le CEB-FIP (1970), (1978), (1990) et CHBDC (1998) prédisent des déformations de retrait très faibles comparées au ACI (1992) avec et sans FCM et à l'AASHTO (1994). Pour déterminer ce qui correspond le plus aux bétons étudiés dans ce projet, il a fallu se procurer des résultats expérimentaux représentatifs car, malencontreusement, le retrait des spécimens témoins n'a pas été mesuré durant la période d'entreposage. Le ministère des Transports du Québec (Vézina, 1997) a été en mesure de nous donner la déformation de retrait moyenne après un et deux mois de séchage de spécimens fabriqués avec un béton comparable à celui de la dalle. La déformation moyenne après un mois de séchage est de 303 με alors qu'après deux mois de séchage elle est de 363 με. La prédiction réglementaire qui se rapproche le plus de ces valeur est donc celle faite par l'AASHTO (1994), suivi de près par celle faite par le ACI (1992) sans FCM.

Tableau 4.13: Retrait après un mois de séchage

	ε_{sh}(35,7) P-CH (με)	ε_{sh}(35,7) P-CV (με)	ε_{sh}(35,7) D-CH (με)	ε_{sh}(63,7) D-CH (με)
CEB-FIP 70	128	128	192	239
CEB-FIP 78	116	109	116	172
CEB-FIP 90	181	180	194	262
ACI 92 sans FCM	312	237	312	432
ACI 92 avec FCM	403	306	341	473
AASHTO 94	292	243	292	404
CHBDC 98	116	116	116	116
MTQ			303	363

4.3.5 Comparaison des essais de fluage sous contrainte constante avec les modèles prédictifs à 28 jours

Dans cette section, les coefficients de fluage expérimentaux sont comparés aux deux modèles de prédictions faits à partir d'essai à court terme, c'est-à-dire 28 jours. Le but d'une telle approche est de réaliser des essais de fluage à court terme (28 jours) qui permettent de prédire les valeurs à long terme. Une telle approche rend les essais de fluage plus adaptés aux conditions pratiques. Ces deux modèles sont ceux de Neville et al.(1983) et de Rasko et al.(1996) décrits au chapitre 2, à la section 2.5.4. Contrairement aux modèles prédictifs réglementaires, ce n'est pas le coefficient de fluage qui est prédit mais plutôt la déformation de fluage dans le cas de Neville et al.(1983) et la déformation de fluage additionnée à la déformation élastique instantanée dans le cas de Rasko et al.(1996). Pour évaluer la performance de ces modèles par rapport aux méthodes réglementaires, il faut donc convertir ces déformations en coefficient de fluage.

Dans le cas de Neville et al.(1983), cette conversion est assez simple, il suffit de diviser la valeur de la déformation de fluage prédite par la déformation élastique instantanée expérimentale. Dans le cas de Rasko et al.(1996), ce n'est pas aussi simple. Selon la section 2.5.4.2, $\varepsilon_{el}(t_0)+\varepsilon_c(t,t_0)$ est donné en tout temps par l'équation suivante:

$$\varepsilon_{el}(t_0)+\varepsilon_c(t,t_0)=\varepsilon_{el}(t_0)+CT_c(t) \qquad [4.5]$$

Si on fait une régression linéaire d'un graphique des valeurs expérimentales $\varepsilon_{el}(t_0)+\varepsilon_c(t,t_0)$ obtenues entre 3 et 28 jours de chargement en fonction d'une fonction de

temps $T_c(t)$ connue, on obtient alors l'équation d'une droite dont la pente sera égale à C et l'ordonnée à l'origine sera égale à $\varepsilon_{el}(t_0)$. Le problème, c'est que dans la majorité des cas, $\varepsilon_{el}(t_0)$ trouvée par la régression linéaire ne correspond pas à la valeur expérimentale. Pour exprimer adéquatement les résultats expérimentaux, il faut donc restreindre la régression linéaire en fixant l'ordonnée à l'origine à $\varepsilon_{el}(t_0)$ trouvée expérimentalement. Le coefficient de fluage sera alors égal à $CT_c(t)$ divisé par la déformation élastique instantanée expérimentale.

Les Figures 4.17, 4.18 et 4.19 présentent respectivement les prédictions des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure humide, du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur et du béton de la dalle. Seulement un essai pour chacun des types de béton est représenté sur ces figures. Dans le cas du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur, il s'agit de l'essai à 20 MPa, c'est-à-dire celui dont les résultats expérimentaux sont les plus surs. Dans le cas du béton de la dalle, il s'agit de l'essai à 12 MPa. Il n'y a pas de raison particulière pour expliquer ce choix, les résultats obtenus pour l'essai à 4 MPa sont équivalents.

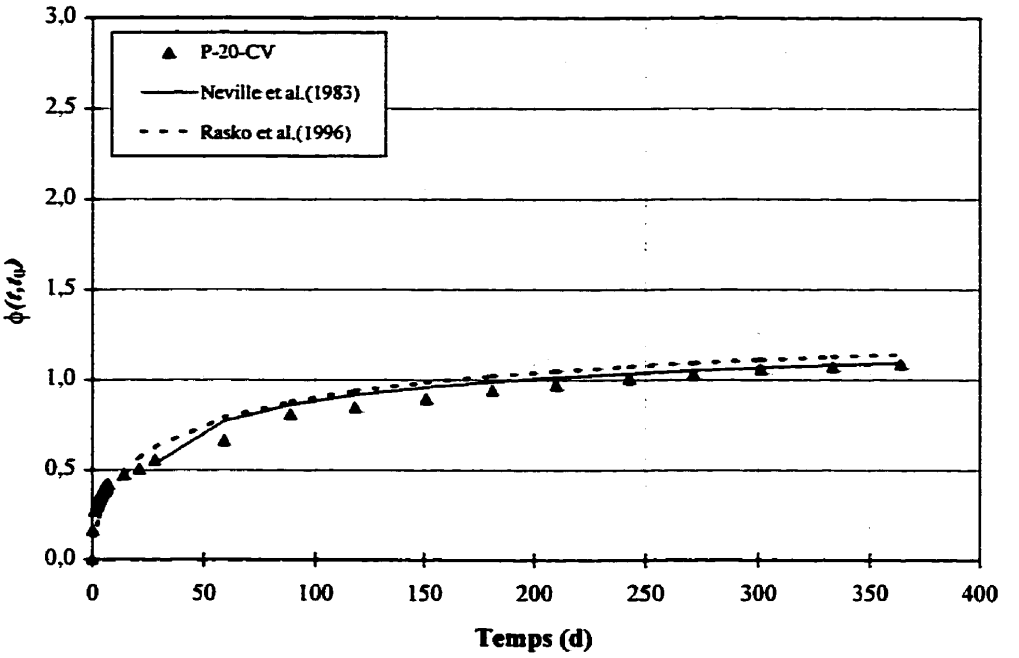


Figure 4.17: Prédictions, à partir d'essais à court terme, des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure vapeur

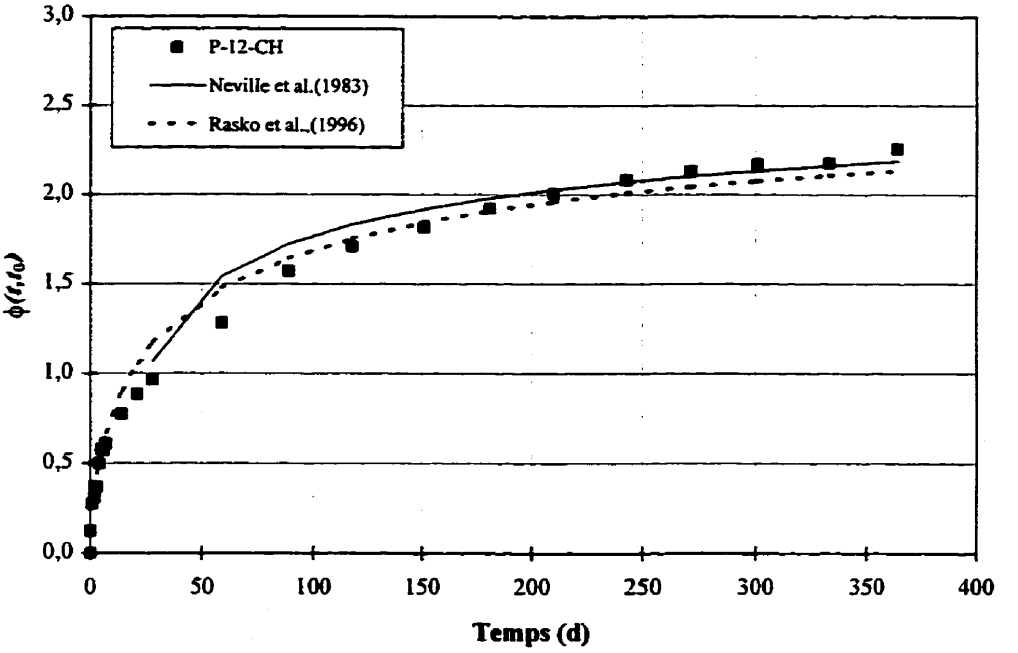


Figure 4.18: Prédictions, à partir d'essais à court terme, des coefficients de fluage du béton de la poutre ayant subi une cure humide

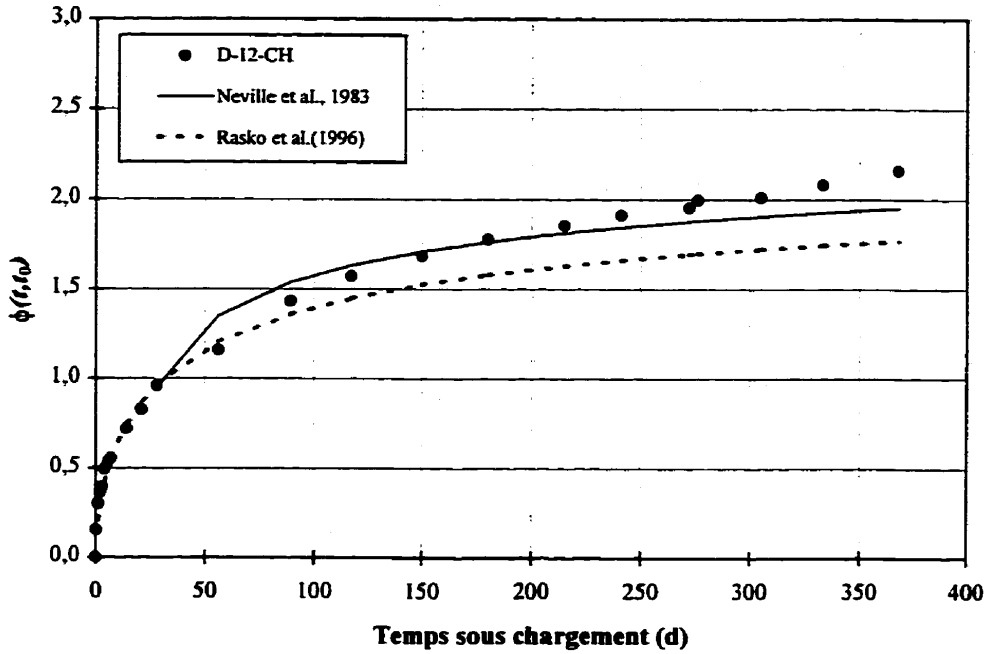


Figure 4.19: Prédictions, à partir d'essais à court terme, des coefficients de fluage du béton de la dalle

En examinant les Figures 4.17, 4.18 et 4.19 on se rend vite compte que les prédictions de Neville et al.(1983) et de Rasko et al.(1996) sont excellentes pour le béton de la poutre et un peu moins bien pour le béton de la dalle. Dans les trois cas, les prédictions finales de Neville et al.(1983) sont légèrement meilleures que celles de Rasko et al.(1996), l'écart entre les prédictions et les valeurs expérimentales après une année de chargement étant respectivement de -3,1%, 0,6% et de -9,7%.

4.3.6 Comparaison des essais de retrait avec les modèles prédictifs à 28 jours

Dans cette section, les essais de retrait sont comparés aux deux modèles de prédictions faites à partir d'essais à court terme, c'est-à-dire 28 jours. Ces modèles sont

ceux de Neville et al.(1983) et de Rasko et al.(1996) décrits au chapitre 2, à la section 2.5.4. Pour utiliser ces modèles, il faut connaître la déformation de retrait après 28 jours de séchage. Comme mentionné à la section 4.3.4, les déformations de retrait à cet âge des deux types de béton n'ont pas été mesurées. Toutefois, le ministère des Transports du Québec nous a fourni une valeur de déformation de retrait moyenne pour un béton comparable à celui de la dalle. Il est donc possible de vérifier les prédictions faites à partir d'essais à court terme pour ce type de béton uniquement. La Figure 4.20 présente ces prédictions et, afin d'être en mesure de les comparer aux résultats expérimentaux, on a considéré une période de séchage débutant à l'âge de 35 jours, c'est-à-dire après 7 jours de cure humide et 28 jours de séchage.

On remarque sur la Figure 4.20 que les deux méthodes donnent une bonne approximation des déformations de retrait observées, celles de Rasko et al.(1996) étant plus près en tout temps des valeurs expérimentales. On remarque également que la méthode de Neville et al.(1983) donne une déformation de retrait négative au temps zéro, c'est-à-dire après 28 jours de séchage. Cela est causé par l'application des équations [2.26] à [2.28]. Lorsqu'on entre une valeur de $(t-t_{sh0})$ égale à 28 jours dans ces équations, la valeur de $\varepsilon_{sh}(t,t_{sh0})$ trouvée n'est pas égale à $\varepsilon_{sh}(28)$ mais inférieure à $\varepsilon_{sh}(28)$. Il faut néanmoins supposer que les équations sont exactes car les résultats à long terme sont bons. Les erreurs entre les prédictions de Neville et al.(1983) et de Rasko et al.(1996) avec la valeur finale du retrait expérimental sont respectivement de 1,3% et de 0,9%.

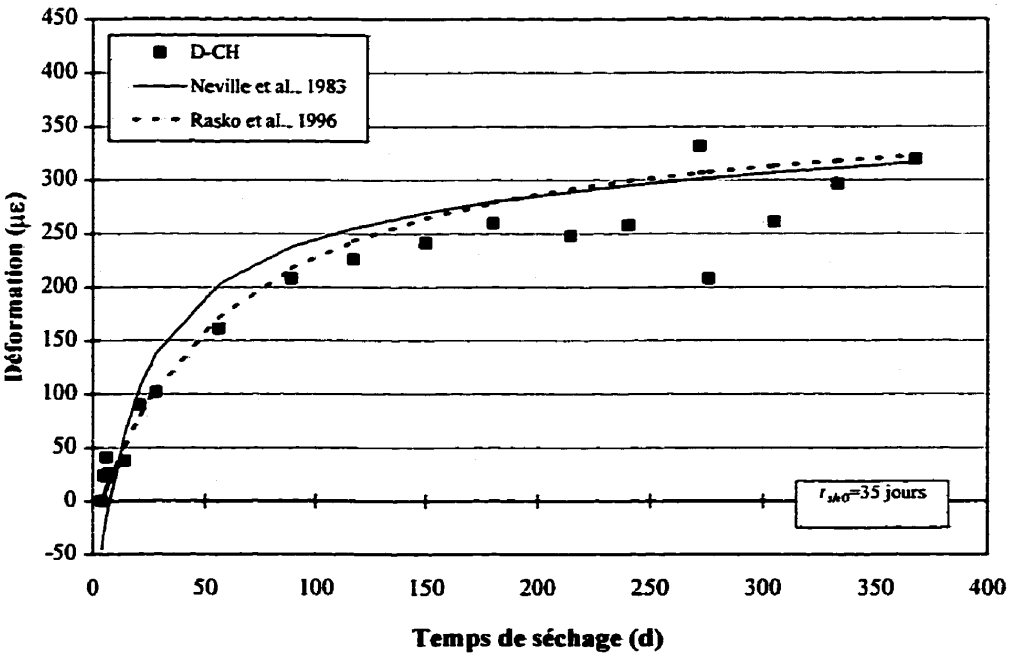


Figure 4.20: Prédictions, à partir d'essais à court terme, de la déformation de retrait du béton de la dalle

4.3.7 Essais de compression simple et de module d'élasticité

Comme il a été mentionné plus haut, des essais de compression simple ont été faits sur une douzaine de cylindres juste avant d'effectuer les essais de fluage. À la toute fin des essais de fluage, soit environ un an et deux mois plus tard, d'autres essais de compression simple et des essais de module d'élasticité ont été faits sur les spécimens témoins. Tous ces essais ont été faits conformément au standard ASTM C 39-86 (*Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*) et au standard ASTM C 469-83 (*Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*). Les résultats de tous ces essais sont présentés au Tableau 4.14.

Tableau 4.14: Résultats expérimentaux des essais de compression simple et de module d'élasticité

	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	Moyenne
P-CH f'_c(30)	45,0	45,7					45,3
P-CV f'_c(38)	45,6	36,3	46,3	46,8	44,9	45,2	45,8
D-CH f'_c(31)	41,3	41,3	37,1				39,9
P-CH f'_c(493)	49,3	51,2	51,0	52,7			51,0
P-CV f'_c (493)	47,1	51,2	49,0				49,1
D-CH f'_c(465)	38,3	36,3	42,0				38,9
P-CH E_c(493)	31279	35112					33196
P-CV E_c(493)	32748	31328					32038
D-CH E_c(465)	27438	25121					26280

En examinant le Tableau 4.14, on s'aperçoit que le béton de la poutre n'a pas atteint la résistance spécifiée de 46 MPa après 28 jours de mûrissement. Par contre, le béton de la dalle dépasse légèrement sa résistance spécifiée de 35 MPa après 28 jours de mûrissement.

On a vu au chapitre 2 que la résistance à la compression et le module d'élasticité sont des propriétés mécaniques qui évoluent dans le temps. À partir des résultats ci-contre, on constate que c'est vrai dans le cas du béton de poutre, la résistance à la compression ayant augmentée de 12,6% pour le béton ayant subi une cure humide et de 7,2% pour celui ayant subi une cure vapeur. Dans le cas du béton de la dalle, on n'observe aucune augmentation de la résistance. Il y a même eu une perte minime mais qui est sans doute causée par le nombre restreint de spécimens testés. Le fait qu'il n'y ait eu aucun gain de résistance dans ce cas-ci s'explique certainement par le fait que ce type de béton ne contient pas beaucoup de ciment et que son ratio *E/C* est très élevé, faisant

en sorte qu'à peu près tout le ciment a été hydraté au départ, d'où le fait que la résistance est simplement maintenue et non augmentée.

4.3.8 Comparaison des essais de compression simple et de module d'élasticité avec les modèles prédictifs réglementaires

Plusieurs normes proposent des lois d'évolution dans le temps de la résistance à la compression. Ces lois sont décrites à la section 2.8. Dans le Tableau 4.15, les résistances à la compression au temps t pour les trois types de béton ont été déterminées à partir des résistances à la compression au temps t_0 et ce, pour les différents modèles prédictifs réglementaires. Les résistances obtenues peuvent alors être comparées aux résultats obtenus au laboratoire. Seules les prédictions du CEB-FIP (1978), du CEB-FIP (1990) et du ACI (1992) sont présentées, les autres normes (AASHTO (1994) et CHBDC (1998)) n'ayant pas de spécification à cet effet. Dans le cas du CEB-FIP (1978), il y a deux prédictions car il est possible d'utiliser deux équations d'évolution différentes présentées aux équations [2.43] et [2.45]. Il est à noter que les modèles prédictifs réglementaires utilisent $f'_c(28)$ et non $f'_c(t_0)$ pour prédire $f'_c(t)$. Puisque que les seuls résultats disponibles sont $f'_c(t_0)$ et que t_0 n'est pas très loin de 28 jours, on peut considérer que les valeurs $f'_c(t)$ déterminées à partir de $f'_c(t_0)$ seront très similaires à celles qui auraient été obtenus avec les valeurs de $f'_c(28)$.

Au Tableau 4.15, on constate que ce sont les prédictions de la recommandation ACI (1992) qui sont nettement les meilleures, les autres étant largement surestimées.

L'écart du ACI (1992) avec les valeurs expérimentales est de -4% pour le béton de la poutre ayant subi une cure humide, de -5% pour celui ayant subi une cure vapeur et de 19,5% pour le béton de la dalle.

Tableau 4.15:Prédictions réglementaires de la résistance à la compression $f'_c(t)$ à partir de la résistance initiale $f'_c(t_0)$ des trois types de béton

	âge (t_0) jours	mesuré $f'_c(t_0)$ (MPa)	âge (t) jours	mesuré $f'_c(t)$ (MPa)	CEB-FIP 78 [2.43] $f'_c(t)$ (MPa)	CEB-FIP 78 [2.45] $f'_c(t)$ (MPa)	CEB-FIP 90 $f'_c(t)$ (MPa)	ACI 92 $f'_c(t)$ (MPa)
P-CH	30	45,3	493	51	56,1	61,1	54,8	49,0
P-CV	38	45,8	493	49,1	54,2	59,3	55,4	46,7
D-CH	31	39,9	465	38,9	49,0	53,3	48,2	46,5

Le Tableau 4.16 présente les prédictions réglementaires du module d'élasticité des trois types de béton faites à partir de la résistance à la compression au temps t_0 (Tableau 4.14). Malheureusement, il n'est pas possible de comparer les valeurs obtenues de ces prédictions à des résultats expérimentaux car aucun essai de module d'élasticité n'a été réalisé à ce moment là. Cependant, des essais de module ont été réalisés après les essais de fluage. Dans les diverses normes, les lois d'évolution du module d'élasticité utilisent les mêmes fonctions de temps que celles de la résistance à la compression. D'une certaine façon, c'est logique car le module d'élasticité est prédit à partir de la résistance à la compression. Il est donc possible de prédire à rebours le module d'élasticité à 28 jours à partir des essais de modules au temps t (Tableau 4.14). Cet exercice a donc été fait, mais seulement avec la fonction de temps du ACI (1992), les autres, comme on l'a vu précédemment, étant inadéquates. Par conséquent, ce sont les

valeurs obtenues de cet exercice qui seront comparées aux valeurs prédites par les normes.

Tableau 4.16:Prédictions réglementaires du module d'élasticité des deux type de béton

Éq.	âge (t_0) jours	CEB-FIP 78 $E_c(t_0)$ (MPa) [2.99]	CEB-FIP 90 $E_c(t_0)$ (MPa) [2.104]	ACI 92 AASHTO 94 $E_c(t_0)$ (MPa) [2.109],	ACI 92 (modifié) $E_c(t_0)$ (MPa) [2.110]	CHBDC 98 $E_c(t_0)$ (MPa) [2.112]	A23.3 94 $E_c(t_0)$ (MPa) [2.113]	Mesuré* $E_c(28)$ (MPa)
P-CH	30	33 570	35 574	33 794	29 211	28679	30 817	31921
P-CV	38	33 693	35 705	33 980	29 333	28797	30 946	31739
D-CH	31	30 086	34 101	30 156	27 845	26019	27 926	24351

*Modules à 28 jours prédits à partir des essais de modules au temps t à l'aide de la fonction de temps du ACI (1992)

En examinant ces résultats, on se rend compte que dans le cas du béton de la poutre, il y a trois modèles qui surestiment les résultats et trois autres qui les sous-estiment. Parmi ces modèles, on peut en éliminer deux: le CEB-FIP (1990) qui surestime les résultats d'environ 11% et le CHBDC (1998) qui sous-estime les résultats d'environ 10%. Les prédictions les plus près des résultats mesurés sont celles faites par le CSA-A23.3 (1994). La valeur du module d'élasticité est alors sous-estimée de 3,5% pour le béton ayant subi une cure humide et de 2,5% pour celui ayant subi une cure vapeur. Ces valeurs sont tout à fait acceptables et, de plus, elles sont du côté sécuritaire. Compte tenu que les prédictions de résistance à la compression du ACI (1992) étaient légèrement sous-estimées, on peut penser qu'il en est de même pour celles du module d'élasticité expérimental. Ces valeurs seraient donc légèrement plus élevées que ce qui est indiqué

dans le Tableau 4.16, augmentant ainsi légèrement l'erreur des prédictions faites par le CSA 94. Les prédictions faites par le CEB-FIP (1978), le ACI (1992) ou l'AASHTO (1994) sont également bonnes, celles-ci étant surestimées d'environ 6%, mais elles ne sont pas du côté sécuritaire.

Dans le cas du béton de la dalle, il semble que toutes les méthodes de prédiction surestiment largement le module d'élasticité. Toutefois, si l'on considère que ce béton n'a pas subi d'évolution, c'est d'ailleurs ce qui a été observé dans le cas de la résistance à la compression, la prédiction du CHBDC (1998) serait alors excellente, cette norme prédisant un module de 26019 MPa vs un module expérimental au temps *t* de 26280 MPa (Tableau 4.14). La prédiction du CHBDC (1998) est alors 1% plus faible que la valeur observée.

4.4 Conclusions et recommandations

Les conclusions et recommandations faites dans cette section sont entièrement basées sur les résultats expérimentaux obtenus lors de ce projet. Elles s'appliquent donc uniquement aux deux types de bétons étudiés. Pour que ces conclusions soient générales, il faudrait certainement effectuer d'autres essais sur plusieurs autres types de béton.

4.4.1 Essais expérimentaux

Dans l'ensemble, les essais de fluage se sont passablement bien déroulés. Toutefois, certaines précautions auraient dû être prises avant d'entreprendre ces essais.

Premièrement, il aurait fallu s'assurer que chaque cellule de fluage était en mesure de conserver sa charge sur une assez longue période: deux semaines auraient été acceptables au lieu des quelques heures utilisées à cette fin dans ce projet. De plus, avant d'entreprendre le chargement des cellules de fluage, il aurait fallu s'assurer que les lectures des repères mécaniques étaient stables. Faute de temps, cette vérification n'a été faite que quelques heures avant l'heure prévue du chargement et, à cause de l'instabilité des lectures, il a fallu repousser le chargement d'une semaine mais ce, sans vraiment de conséquences graves. De plus, il aurait été préférable de faire plusieurs essais de chargement sur des spécimens quelconques afin d'être en mesure de mieux contrôler la vitesse de chargement, celle-ci ayant une influence notable sur la valeur du module d'élasticité instantané. Finalement, il aurait été important de procéder à la lecture des spécimens témoins dès la fin de leur cure, au lieu de commencer en même temps que le chargement, tel que spécifié par l'ASTM. De cette façon, on aurait eu les valeurs de retrait pour le premier mois de séchage. De même, il aurait été bien de prévoir quelques spécimens supplémentaires pour faire des essais de module d'élasticité en plus des essais de compression simple au moment du chargement, chose qui n'est encore une fois pas spécifiée par l'ASTM.

4.4.2 Prédictions de fluage et de retrait

En ce qui a trait aux prédictions réglementaires des coefficients de fluage, il semble que les prédictions faites par les CHBDC (1998) soient les plus justes. Évidemment, les prédictions du CEB-FIP (1978) sont également bonnes puisqu'elles

sont identiques à peu de choses près à celles du CHBDC (1998). Les méthodes de prédiction à éviter sont certainement celles provenant de l'AASHTO (1994) et du CEB-FIP (1970). La méthode de l'AASHTO (1994) sous-estime considérablement le fluage et celle du CEB-FIP (1970) ne donne guère de bonnes prédictions pour les bétons plus résistants d'aujourd'hui. De plus, cette méthode est peu pratique à utiliser car elle requiert l'utilisation de figures au lieu d'équations. La méthode du CEB-FIP (1990) peut aussi être utilisée avec une précision acceptable de même que celle du ACI (1992). Concernant cette dernière, il semble qu'il faille faire attention aux FCM, ceux-ci pouvant affecter considérablement les prédictions.

En ce qui concerne les prédictions réglementaires du retrait, on peut affirmer que les prédictions les plus fiables proviennent certainement de l'AASHTO (1994) et du ACI (1992) sans FCM. Les méthodes à éviter sont celles du CEB-FIP (1970), (1978), (1990) et du CHBDC (1998) car elles sous-estiment largement les déformations de retrait.

Quant aux prédictions de fluage ou de retrait faites à partir d'essais à court terme, elles donnent d'excellents résultats dans tous les cas, celles du retrait étant exceptionnelles. Cependant, la précision obtenue des prédictions de fluage n'est pas suffisante pour justifier des essais de fluage à court terme dans tous les cas. Ce type d'essai pourrait être recommandé pour connaître les déformations de fluage d'un béton qui n'est pas standard ou pour déduire des règles plus générales de fluage pour les divers types de béton utilisés au Québec. Il pourrait aussi être intéressant d'utiliser ce type

d'essai pour déterminer les caractéristiques de fluage des bétons des éléments préfabriqués. Pour ce qui est du retrait, les essais à court terme peuvent être envisageables en tout temps, car ils sont extrêmement simples à réaliser.

4.4.3 Prédictions de la résistance à la compression et du module d'élasticité

Pour ce qui est des prédictions réglementaires de l'évolution de la résistance à la compression ou du module d'élasticité, il ne fait aucun doute que c'est la fonction de temps du ACI (1992) qui est la plus appropriée, mais il faut faire attention lorsqu'on a affaire à un béton ayant un ratio *E/C* élevé car ces bétons n'évoluent guère après un mois de mûrissement. En ce qui a trait à la prédiction réglementaire du module d'élasticité faite à partir de la résistance à la compression, l'utilisation de l'équation du CSA-A23.3 (1994) donnent d'excellents résultats. Les prédictions faites par le ACI (1992) modifié sont également bonnes, celles-ci étant du côté sécuritaire, sans trop sous-estimer les valeurs réelles, comme le fait le CHBDC (1998). Il est également possible d'utiliser les équations du CEB-FIP (1978), du ACI (1992) ou de l'AASHTO (1994) si une légère surestimation des résultats ne pose de problème. Par contre, l'équation du CEB-FIP (1990) est à éviter car elle surestime largement les valeurs expérimentales.

CHAPITRE 5:

ANALYSE STRUCTURALE DU PONT DE LA RIVIÈRE DES FÈVES

Ce chapitre est entièrement consacré à la validation des résultats expérimentaux in situ à l'aide du logiciel d'analyse CPF. Une brève description du logiciel est d'abord faite suivie du détail du modèle utilisé pour représenter le pont de la Rivière des Fèves. Ensuite, différents résultats expérimentaux, dont principalement la déformation au centre de gravité et la courbure, sont comparés aux résultats d'analyse de CPF.

5.1 Généralités

Une partie du texte des sections 5.1 à 5.3 décrivant le logiciel CPF, a été tiré de Rivest et Massicotte (1993). Le texte a été reproduit ici afin de faciliter la compréhension.

Afin d'être en mesure de valider les résultats expérimentaux in situ, des analyses structurales du pont de la Rivière des Fèves ont été réalisées à l'aide d'un logiciel tenant compte des phénomènes différés, le programme CPF (Cracked Plane Frame). Ce programme a été développé à l'Université de Calgary par Elbadry en 1988 et a été modifié récemment par Massicotte et Michaud en 1998.

Le programme CPF fait l'analyse non linéaire des structures de béton pouvant être modélisées en deux dimensions. Comme son nom l'indique, il peut également tenir compte de l'effet de la fissuration sur les flèches, les réactions et les efforts internes.

Le logiciel permet de modéliser les phénomènes variables se produisant habituellement dans le béton comme le retrait, le fluage et la relaxation des aciers de précontrainte. Le logiciel permet également de tenir compte de l'aspect évolutif de la construction par étapes successives, à savoir: la mise en tension des câbles de précontrainte, l'application des charges externes, les changements de géométrie et de conditions d'appuis. Dans le cas des structures précontraintes par post-tension, les pertes instantanées attribuables à la friction et à la rentrée de l'ancrage sont aussi incluses dans le programme. Mis à part les effets différés et la fissuration, CPF considère que les matériaux ont un comportement élastique. Il ne prend donc pas en considération la non linéarité des lois σ-ε de l'acier et du béton. Ce programme ne peut donc pas être utilisé pour calculer la résistance ultime. Il permet cependant de suivre le comportement en conditions d'utilisation.

Le but de la validation des résultats expérimentaux in situ est d'arriver à déterminer une ou des lois prédictives réglementaires de retrait, de fluage et de module élastique qui soient appropriées aux conditions que l'on retrouve in situ. Dans la première version de CPF, il y avait deux modèles réglementaires inclus dans le programme pour prédire le module élastique et les déformations de retrait et de fluage. Il

s'agissait des modèles réglementaires proposées par le CEB-FIP en 1978 et par le ACI en 1982. Depuis, d'autres modèles réglementaires ont fait leur apparition dont ceux proposés par le CEB-FIP en 1990, le ACI en 1992, l'AASHTO en 1994 et finalement, le CHBDC en 1998. Les relations associées à ces modèles ont été présentées précédemment au chapitre 2. Afin d'être en mesure d'évaluer ces modèles, le programme CPF a été modifié par Massicotte et Michaud en 1998. Ainsi, les quatre derniers modèles cités précédemment ont été inclus dans le programme. D'autres options ont également été incluses dans CPF. Il est maintenant possible de tenir compte de l'effet d'une température ambiante variable sur le retrait et le fluage à l'aide de fonctions de maturité. On peut aussi choisir des lois de module élastique, de retrait et de fluage différentes selon ce qui convient le mieux. De plus, le format des fichiers de sortie a été modifié afin de faciliter l'interprétation des résultats, particulièrement pour leur post traitement par chiffrier. Le nom de la dernière version du programme est maintenant CPF98.

5.2 Méthode d'analyse

La procédure numérique de l'analyse structurale de CPF98 est basée sur la méthode des déplacements dans laquelle un élément de poutre à inertie variable est utilisé. L'évaluation de la matrice de rigidité est obtenue par l'inversion de la matrice de flexibilité d'un élément non prismatique (Elbadry, 1988). Les coefficients de flexibilité sont évalués par intégration numérique de la déformation au centre de gravité et de la courbure obtenues selon le théorème de la charge unitaire.

La variation de longueur de la membrure est évaluée à partir de la déformation au centre de gravité alors que les flèches et les rotations au droit des sections sont obtenues par la méthode de la poutre conjuguée. Dans cette méthode, le diagramme de la courbure est traité comme une charge distribuée transversalement, appelée *charge élastique*, agissant sur la poutre conjuguée de la membrure. Les flèches et les rotations en tout point de la poutre réelle sont équivalentes aux moments fléchissants et aux cisaillements dans la poutre conjuguée respectivement (Picard, 1992).

Le nombre de sections incluses dans une membrure est variable afin que le diagramme de courbure représente adéquatement les discontinuités et l'allure de la déformée de la membrure sous l'effet des charges externes. La variation de la flèche peut être linéaire ou parabolique, selon le type de chargement qui s'exerce sur la membrure. Dans le cas d'une variation parabolique, un nombre impair de sections (≥ 3) doit être défini puisqu'à ce moment, l'intégration se fait par groupe de trois sections consécutives (Elbadry, 1988).

Les cas les plus fréquents d'une membrure à inertie variable pour les structures en béton armé surviennent lorsque la forme géométrique l'impose ou lorsqu'il y a fissuration. Dans chacun des cas, la variation de l'inertie à l'intérieur d'une membrure est prise en compte par l'évaluation des coefficients de flexibilité.

Pour le calcul des déformations et des contraintes dans le béton causées par les phénomènes différés, c'est la méthode du module effectif ajusté en fonction de l'âge qui est utilisée (Ghali et Favre, 1994). Cette méthode se résume comme suit (Elbadry, 1988).

Lorsqu'une contrainte $\sigma(t_0)$ est introduite dans le béton au temps t_0 et que cette contrainte change graduellement dans le temps de sa valeur à t_0 à une valeur $\sigma(t)$ au temps t, la déformation totale, c'est-à-dire la déformation instantanée plus celle de fluage, au temps t, est donnée par l'équation suivante:

$$\varepsilon_t(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)}\left[1 + \phi(t,t_0)\right] + \int_{t_0}^{t} \frac{1+\phi(t,\tau)}{E_c(\tau)} \frac{\partial\sigma(\tau)}{\partial\tau} d\tau \qquad [5.1]$$

où,

τ = Temps intermédiaire entre t_0 et t

Puisque la contrainte varie graduellement dans le temps, l'amplitude du fluage produit par cette augmentation graduelle de contrainte $\Delta\sigma(t,t_0) = \sigma(t) - \sigma(t_0)$ devrait être inférieure à celle produite si l'incrément de contrainte avait été introduit au temps t_0. Par conséquent, la méthode du module effectif ajusté en fonction de l'âge approxime l'équation [5.1] comme suit:

$$\varepsilon_t(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)}\left[1 + \phi(t,t_0)\right] + \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{E_c(t_0)}\left[1 + \chi(t,t_0)\phi(t,t_0)\right] \qquad [5.2]$$

où, $\chi(t,t_0)$ est un facteur de réduction nommé « coefficient de vieillissement » que l'on applique au coefficient de fluage pour tenir compte de l'effet de la variation de contrainte

sur la valeur ultime du fluage. L'utilisation du coefficient de vieillissement réduit le problème du fluage causé par une contrainte variable à un simple problème d'élasticité avec un module élastique effectif donné par:

$$\overline{E_c}(t,t_0)=\frac{E_c(t_0)}{1+\chi(t,t_0)\phi(t,t_0)} \qquad [5.3]$$

où,

$\overline{E_c}(t,t_0)$ = Module effectif ajusté en fonction de l'âge

La valeur du coefficient d'âge $\chi(t,t_0)$ se détermine à l'aide de l'équation suivante:

$$\chi(t,t_0)=\frac{1}{1-r(t,t_0)/E_c(t_0)}-\frac{1}{\phi(t,t_0)} \qquad [5.4]$$

où,

$r(t,t_0)$ = Fonction de relaxation du béton

Dans CPF98, la fonction de relaxation du béton $r(t,t_0)$ est évaluée en utilisant une méthode d'analyse pas à pas. Cette méthode est décrite dans Ghali et Favre (1994).

5.3 Modélisation du pont de la Rivière des Fèves

La modélisation du pont de la Rivière des Fèves a été faite à partir des plans de construction et des propriétés des matériaux déterminées expérimentalement ou fournies par le fabricant, selon le cas.

5.3.1 Structure

L'analyse structurale faite par CPF98 est basée sur la méthode des déplacements, dans laquelle une structure plane, soit un cadre, est idéalisée comme un assemblage d'éléments de poutres rectilignes joints entre eux par des nœuds. Les éléments de poutres sont donc tous dans le même plan et le chargement externe doit lui aussi être dans ce même plan. Puisque le pont de la Rivière des Fèves est une structure rectiligne symétrique et qu'on ne s'intéresse qu'à l'action des charges permanentes, c'est-à-dire que le chargement est lui aussi dans le plan, le pont se prête donc bien à ce type d'analyse.

CPF98 permet la modélisation d'éléments de poutre ayant une section constante ou variable sur toute sa longueur qui doit cependant avoir un de ses axes principaux dans le plan du cadre. Chaque membrure du cadre est alors représentée par un axe de référence rectiligne, choisi arbitrairement à une profondeur constante du dessus de la section. Cet axe de référence n'a pas besoin de coïncider avec le centre de gravité de la membrure. On comprend donc qu'au moins une face de chaque membrure doit être rectiligne et que cette face correspond au dessus de la section pour une poutre de pont.

La superstructure du pont de la Rivière des Fèves est très simple. Il s'agit d'une seule travée simplement supportée composée de cinq poutres préfabriquées espacées également et d'une dalle coulée en place. Il est donc possible de modéliser la superstructure comme étant simplement une membrure ne comportant que deux nœuds. Chacun des nœuds possède trois degrés de liberté: deux translations et une rotation. Les

degrés de liberté des nœuds ont été bloqués de façon à représenter d'une part un appui fixe et d'autre part, un appui mobile. La Figure 5.1 montre le modèle choisi pour représenter la superstructure du pont. L'axe de référence choisi est le centre de gravité de la section transformée, situé à une profondeur de 616,6 mm du dessus de la dalle.

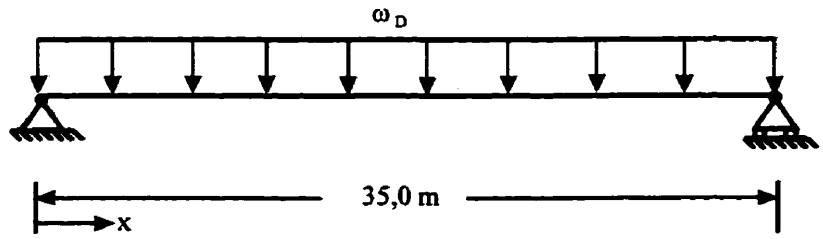


Figure 5.1:Modélisation du pont de la Rivière des Fèves

Puisque le pont a une géométrie constante sur sa longueur, la section de cette membrure a été représentée par une seule poutre préfabriquée et la portion de dalle associée. Les seules charges appliquées sont les charges permanentes, à savoir le poids propre de la poutre qui est de 16,00 kN/m, celui de la dalle qui est de 12,10 kN/m et celui de l'enrobé bitumineux qui est de 3,85 kN/m. Le poids des diaphragmes a été représenté par cinq charges concentrées: deux de 29,85 kN à 0,267 m de l'extrémité de la poutre et trois de 16,96 kN situées à une position selon l'axe des x de 8,713 m, 17,425 m et 26,138 m respectivement.

5.3.2 Sections

Chaque section doit être localisée et définie géométriquement à l'intérieur d'une membrure. Une membrure possède au minimum deux sections situées à chacune des

extrémités, les autres pouvant se situer à n'importe quelle position à l'intérieur de celle-ci. Comme mentionné précédemment, pour avoir une variation de flèche parabolique, il faut définir un nombre impair de sections. Les résultats des analyses sont donnés à chacune des sections. Pour avoir les contraintes et les déformations à un endroit donné sur la membrure, il faut donc définir une section à cet endroit. Ici, la membrure a été divisée en neuf sections: deux sections à chaque extrémité de la membrure ainsi qu'une au centre, deux autres sections au changement de profil du câble de précontrainte (voir section 5.3.3), deux autres au niveau des CVN et finalement deux dernières sections au niveau des CVS.

Dans CPF98, il y a deux façons de modéliser une section: en entrant directement les propriétés géométriques de la section, c'est-à-dire l'aire, l'inertie et le centre de gravité de la section ou en modélisant la section à l'aide de trapèzes équivalents. Pour faire une analyse qui tient compte de la fissuration et des phénomènes différés, il faut absolument définir la section à l'aide trapèzes équivalents. Les trapèzes peuvent alors être constitués de bétons ayant des propriétés différentes. Dans notre cas, la section a été représentée par neuf trapèzes tel qu'illustré sur la Figure 5.2. La section est la même tout le long de la membrure.

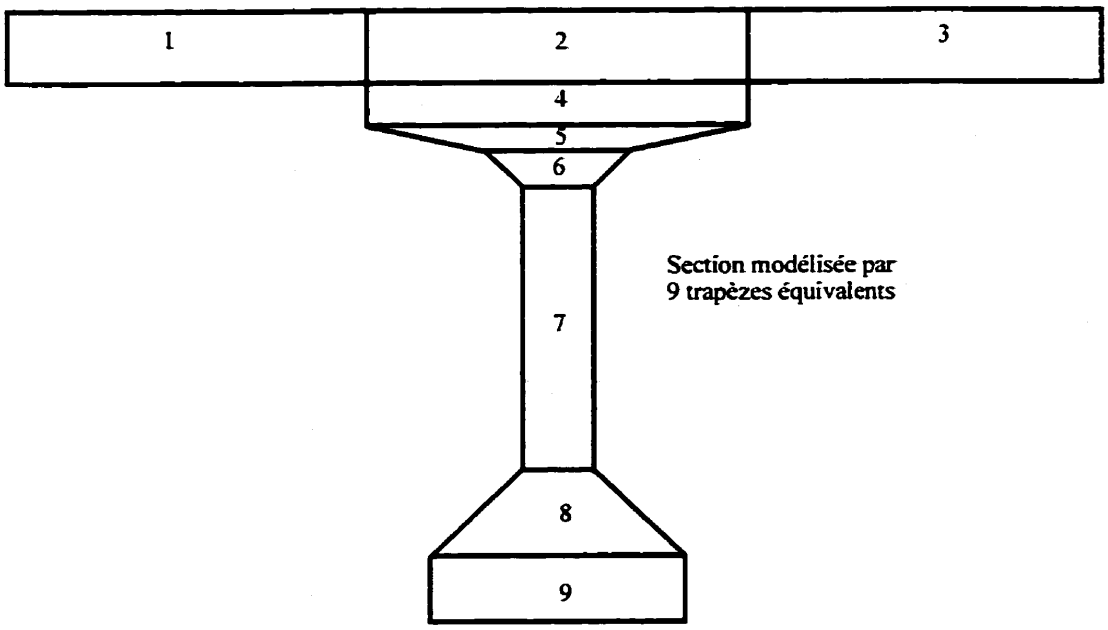


Figure 5.2: Modélisation de la section de pont de la Rivière des Fèves

5.3.3 Aciers de précontrainte et d'armature

Dans CPF98, un élément de poutre peut contenir plusieurs couches d'acier de précontrainte et d'acier d'armature. L'élément peut être précontraint par prétension ou par post-tension. Les câbles de précontrainte sont définis par leur profil, l'aire de leur section et leur force initiale de tension. Le profil d'un câble de précontrainte est représenté par une série de segments de droite et/ou de segments paraboliques dont la profondeur est définie par rapport à la fibre supérieure de la section. Dans le cas des barres d'armature, celles-ci sont définies par l'aire de leur section et par leur profondeur de la fibre supérieure de l'élément; la profondeur peut être constante ou varier linéairement ou paraboliquement. La longueur des barres d'armatures ou des câbles de précontrainte peut

être une fraction de la longueur totale de la membrure. Le nombre de couches d'acier peut donc varier de section en section le long d'une membrure.

Chaque poutre préfabriquée du pont de la Rivière des Fèves est précontrainte par prétension à l'aide de 66 torons dont le profil est montré sur la Figure 3.4. Les 66 torons ont été modélisés comme étant un seul câble dont l'aire de la section est égale à la somme de l'aire des 66 torons, soit 6514 mm^2. Le profil du câble correspond à la ligne passant au centre de gravité des 66 torons. Ainsi, l'excentricité moyenne du câble par rapport à la fibre supérieure de la section est de 1300,8 mm aux extrémités et de 1641,7 mm sur une longueur de 7 m dans la partie centrale de la poutre.

Le programme CPF ne considère que les barres d'armatures longitudinales. Ainsi, selon les plans de construction, deux lits d'armature longitudinale sont présents dans la dalle alors que l'on retrouve un lit dans la poutre. Dans CPF98 le premier lit d'armature de la dalle a été modélisé par une couche d'acier ayant une aire équivalente de 1680 mm^2, localisée à 83 mm du dessus de la section composite. Le deuxième lit, qui a aussi une aire équivalente à 1680 mm^2, est situé à 143 mm du dessus de la section composite. Finalement, le lit situé dans la poutre possède une aire de 800 mm^2 et est situé à 258 mm du dessus de la section composite.

5.3.4 Propriétés des matériaux

Dans le cas des câbles de précontrainte, il faut connaître le module d'élasticité (E_{ps}), le coefficient de dilatation thermique (α_{thps}), la résistance ultime (F_{pu}) et la limite élastique (F_{py}). Pour les barres d'armature, il faut connaître uniquement le module d'élasticité (E_{ns}) et le coefficient de dilatation thermique (α_{thps}). La valeur du module élastique de l'acier de précontrainte a été fournie par le fabricant des poutres préfabriquées et sa valeur moyenne est de 205 700 MPa. Dans le cas de l'acier d'armature, aucune valeur expérimentale n'est disponible. On a donc assumé une valeur de 200 000 MPa. Pour les coefficients de dilatation thermique des deux types d'acier, une valeur de 11,5 με/°C a été choisie. Finalement la résistance ultime et la limite élastique de l'acier de précontrainte ont été prises comme étant égales à 1860 MPa et 1675 MPa respectivement. Ces valeurs correspondent aux valeurs usuelles pour des câbles de précontrainte ayant un faible taux de relaxation.

Dans le cas du béton, les propriétés requises pour l'analyse avec CPF98 sont les suivantes: la masse volumique du béton (γ_c), la résistance à la compression à 28 jours (f'_c), la résistance à la traction (f_{ct}), l'âge du béton au moment de son entrée en action (t_0) et l'épaisseur fictive (h_0). Le calcul de l'épaisseur fictive demande cependant une attention particulière lorsque les conditions d'exposition changent durant la vie d'un ouvrage ou si la section de la membrure n'est pas uniforme. Dans le cas d'un pont comportant des éléments préfabriqués, la condition d'exposition de l'aile supérieure varie dans le temps, soit au moment de la mise en place de la dalle. De plus, lors de la

pose de la membrane et/ou de l'enrobé bitumineux, la surface exposée de la dalle change également. Ainsi, dans CPF98, si l'épaisseur fictive change durant la vie de l'ouvrage, on peut entrer le pas de temps à partir duquel l'épaisseur fictive varie ainsi que sa nouvelle valeur. Une définition détaillée de l'épaisseur fictive est présentée à l'annexe B.

La valeur de la masse volumique des bétons a été fournie par le MTQ. Elle est de 2389 kg/m³ et de 2310 kg/m³ pour le béton de la poutre et de la dalle respectivement. La résistance à la compression des bétons a été déterminée expérimentalement et la valeur moyenne est de 45,8 MPa pour le béton de la poutre et de 39,9 MPa pour le béton de la dalle. Pour la résistance à la traction, l'équation proposée par le CHBDC (1998) a été utilisée, soit:

$$f_{ct} = 0{,}4\sqrt{f'_c} \qquad [5.5]$$

ce qui donne une résistance à la traction de 2,7 MPa et 2,5 MPa pour le béton de la poutre et de la dalle respectivement. L'âge des bétons au moment de leur entrée en action utilisée dans l'analyse est de deux jours dans le cas du béton de la poutre et de trois jours dans le cas du béton de la dalle. Pour la poutre, deux jours correspond à l'âge du béton lors de l'application de la précontrainte et pour la dalle, trois jours correspond au moment où la section devient composite.

Finalement, on a déterminé l'épaisseur fictive de chacun des types de béton à l'aide de l'annexe B. Ainsi, puisque l'épaisseur fictive de certaines parties de la section change à la mise en service, deux valeurs d'épaisseur fictive ont été déterminées pour

chacun des types de béton. En réalité, il y a deux bétons différents dans la section, celui de la poutre et celui de la dalle. Cependant, puisque l'épaisseur fictive fait partie des propriétés des bétons et que celle-ci varie sur la hauteur de la poutre, de même que sur la largeur de la dalle, on a donc choisi de définir cinq types de béton au lieu de deux pour tenir compte de cette variation d'épaisseur fictive sur la section. Deux types de bétons représentent la dalle et trois autres représentent la poutre. Le Tableau 5.1 montre les épaisseurs fictives utilisées pour chacun des trapèzes équivalents.

Tableau 5.1: Épaisseurs fictives de la section du pont de la Rivière des Fèves

Type de béton	# Trapèze (Figure 5.2)	h_0 durant la construction (mm)	h_0 en service (mm)
1 (Dalle)	1,3	200	400
2 (Dalle)	2	381	715
3 (Poutre)	4,5,6	195	715
4 (Poutre)	7	203	203
5 (Poutre)	8,9	284	284

5.3.5 Étapes de construction et intervalles de temps

CPF98 permet de tenir compte de la construction par étapes successives. Ainsi, chaque intervalle de temps dans CPF correspond à un des événements suivants: ajout d'une nouvelle membrure, d'une nouvelle couche de béton ou d'une nouvelle couche d'acier, ajout d'une nouvelle charge, modification des conditions frontières, modification de la température ambiante ou la prise en compte des phénomènes différés.

Dans le cas du pont de la Rivière des Fèves, différents événements ont été pris en compte, le plus important étant certainement la coulée de la dalle qui a eu lieu un mois après la fabrication des poutres. Le Tableau 5.2 résume les événements en question. La date de chacun d'eux, l'intervalle de temps durant lequel ils sont considérés, de même que la durée et la température moyenne de cet intervalle, sont également indiqués.

Tableau 5.2: Événements considérés et intervalles de temps

Date	Événements	Pas de temps	Durée (jours)	Température (°C)
19-sept-96	Application de la précontrainte	1		
22-sept-96	Phénomènes différés	2	3	12
25-sept-96	Phénomènes différés	3	3	12
28-sept-96	Phénomènes différés	4	3	12
01-oct-96	Phénomènes différés	5	3	12
07-oct-96	Coulée des diaphragmes	6	6	8,7
15-oct-96	Coulée de la dalle et changement de h_0 pour la semelle supérieure de la poutre	7	8	9,3
18-oct-96	Action composite	8	3	9,3
20-oct-96	Phénomènes différés	9	2	9,3
22-oct-96	Phénomènes différés	10	2	7,3
26-oct-96	Phénomènes différés	11	4	9,5
31-oct-96	Pose de l'asphalte et changement de h_0 pour la section de dalle au-dessus de la poutre	12	5	3,5
12-nov-96	Modification de la température	13	12	6,8
21-nov-96	Modification de la température	14	9	-2,6
28-nov-96	Modification de la température	15	7	-4
05-déc-96	Modification de la température	16	7	0,6
12-déc-96	Modification de la température	17	7	-0,4
19-déc-96	Modification de la température	18	7	2,2
26-déc-96	Modification de la température	19	7	-2,8
02-janv-97	Modification de la température	20	7	-8,3
09-janv-97	Modification de la température	21	7	-6,5
16-janv-97	Modification de la température	22	7	-6,9
23-janv-97	Modification de la température	23	7	-10,4

Date	Événements	Pas de temps	Durée (jours)	Température (°C)
30-janv-97	Modification de la température	24	7	-8,1
06-févr-97	Modification de la température	25	7	-6,3
13-févr-97	Modification de la température	26	7	-5,7
20-févr-97	Modification de la température	27	7	-8,4
27-févr-97	Modification de la température	28	7	-5,4
06-mars-97	Modification de la température	29	7	-1,3
13-mars-97	Modification de la température	30	7	-4,5
20-mars-97	Modification de la température	31	7	-6,3
27-mars-97	Modification de la température	32	7	-3,3
03-avr-97	Modification de la température	33	7	4
10-avr-97	Modification de la température	34	7	3,2
17-avr-97	Modification de la température	35	7	2,1
24-avr-97	Modification de la température	36	7	6,6
01-mai-97	Modification de la température	37	7	10,9
08-mai-97	Modification de la température	38	7	10
15-mai-97	Modification de la température	39	7	9,9
22-mai-97	Modification de la température	40	7	11,7
29-mai-97	Modification de la température	41	7	13,4
12-juin-97	Modification de la température	42	14	21,4
26-juin-97	Modification de la température	43	14	22,7
10-juil-97	Modification de la température	44	14	24,2
24-juil-97	Modification de la température	45	14	21,9
07-août-97	Modification de la température	46	14	23,1
21-août-97	Modification de la température	47	14	22,8
04-sept-97	Modification de la température	48	14	19,9
04-oct-97	Modification de la température	49	30	12
04-nov-97	Modification de la température	50	31	7,2
04-déc-97	Modification de la température	51	30	-0,4
04-janv-98	Modification de la température	52	31	-5,6
06-févr-98	Dernières lectures	53	33	-6,8
19-sept-98	Phénomènes différés	54	225	20
19-sept-01	Phénomènes différés	55	1096	20
19-sept-06	Phénomènes différés		1826	20

5.3.6 Phénomènes différés

Les phénomènes différés pris en compte dans CPF98 sont l'évolution du module élastique avec l'âge du béton, le retrait, le fluage et la relaxation des aciers de précontrainte.

Dans CPF98, il y a sept lois, énumérés au Tableau 5.3, pour tenir compte du retrait, du fluage et de l'évolution du module d'élasticité. Ces lois peuvent être utilisées telles quelles ou combinées si on veut utiliser des modèles réglementaires différents pour la prédiction du module élastique, du fluage et du retrait. Les modèles réglementaires de fluage et de retrait inclus dans CPF98 ont été programmés fidèlement à ce qui est présenté au chapitre 2. Dans le cas du module élastique, puisque tous les modèles ne possèdent pas de loi d'évolution, la loi du ACI (1992) a été programmée pour tous les modèles à l'exception de ceux proposés par le CEB-FIP en 1978 et en 1990 lorsque ceux-ci sont utilisés.

Tableau 5.3: Modèles réglementaires inclus dans CPF98

# Lois	Module élastique	Fluage	Retrait
1	ACI (1982)[1][2]	ACI (1982)	ACI (1982)
2	CEB-FIP (1978)	CEB-FIP (1978)	CEB-FIP (1978)
3	ACI (1992)[1][3]	ACI (1992)	ACI (1992)
4	CEB-FIP (1990)	CEB-FIP (1990)	CEB-FIP (1990)
5	AASHTO (1994)[1][2]	AASHTO (1994)	AASHTO (1994)
6	CHBDC (1998)[1]	CHBDC (1998)	CHBDC (1998)
7	A23.3 (1994)[1]	CHBDC (1998)	CHBDC (1998)

(1) Lois d'évolution du ACI (1992), équation [2.111]
(2) Équation de module [2.109]
(3) Équation de module [2.110]

Pour la validation des résultats expérimentaux in situ, tous les modèles ont été utilisés et combinés entre eux à l'exception du modèle proposé par le ACI en 1982. Puisque ce modèle est à peu de choses près identique à celui du ACI proposé en 1992, on a préféré se concentrer sur ce dernier. Aussi, pour tenir compte de la température ambiante variable et ce, afin de suivre plus fidèlement les résultats expérimentaux in situ, on a utilisé la fonction de maturité proposée par le CEB-FIP en 1990.

En ce qui concerne la relaxation des aciers de précontrainte, il y a deux modèles inclus dans CPF98: celui du PCI (1975) et celui du CEB-FIP (1978). Pour toutes les analyses, c'est le modèle du PCI (1975) qui a été utilisé.

5.4 Validation des résultats expérimentaux

Comme mentionné précédemment, le but de la validation des résultats expérimentaux in situ est d'arriver à déterminer une ou des lois prédictives réglementaires de retrait, de fluage et de module élastique qui soient appropriées aux conditions que l'on retrouve in situ. Pour déterminer le ou les modèles prédictifs réglementaires les plus appropriés, on a décidé de se concentrer sur la validation des mesures prises à l'aide des CVN car elles sont les plus fiables. En effet, tel qu'expliqué au chapitre 3, seules les lectures prises à l'aide des CVN ont pu être corrigées adéquatement des effets de température, cette correction étant primordiale à l'interprétation des résultats. Néanmoins, les résultats expérimentaux concernant la

flèche au centre et le déplacement relatif entre la culée Sud et la poutre P2 sont également comparés aux prédictions des différents modèles réglementaires.

5.4.1 Prédictions réglementaires de la déformation au centre de gravité et de la courbure vs résultats expérimentaux

Avant de déterminer séparément quelles sont les lois de fluage, de retrait et de module élastique les plus appropriées aux résultats expérimentaux, il serait intéressant de comparer les prédictions réglementaires de la déformation au centre de gravité de la section composite et de la courbure aux résultats expérimentaux. Pour cette comparaison, chacun des modèles est utilisé intégralement. Cela signifie par exemple, que pour le modèle du CEB-FIP (1978), on utilise la loi d'évolution du module élastique du CEB-FIP (1978) ainsi que les lois de retrait et de fluage de ce modèle. Les fonctions de maturités ne sont pas incluses car on ne cherche pas à reproduire précisément la cinétique à court terme des phénomènes différés. En fait, il s'agit des prédictions qu'un concepteur obtiendrait s'il utilisait l'un ou l'autre de ces modèles. Puisqu'en général les conditions environnementales ne sont pas vraiment connues et que c'est souvent le comportement à long terme qui importe, les fonctions de maturité ne sont donc pas nécessaires. Ces premières prédictions vont mettre en évidence les différences entre chacun des modèles.

La Figure 5.3 compare les prédictions réglementaires de la déformation au centre de gravité de la section composite déterminées à l'aide de CPF98, à celle mesurée par les CVN. Pour sa part, la Figure 5.4 compare les prédictions réglementaires de la courbure déterminées avec CPF98 à celle mesurée par les CVN.

En examinant ces figures, on remarque qu'à l'image du chapitre 4, deux modèles représentent la loi ACI 92, soit celui avec l'utilisation des «Facteur de Composition de Mélange» et celui sans. Dans CPF98, on applique de façon globale ces facteurs en utilisant un facteur multiplicateur appelé «Global Modification Factor». On remarque également que l'une des courbes se nomme «Lois 7,6,5». Les chiffres correspondent aux lois énumérées dans le Tableau 5.3. Le premier chiffre correspond à la loi d'évolution du module élastique, le deuxième correspond à la loi de fluage et le dernier correspond à la loi de retrait. Cette même notation est utilisée tout au cours de ce chapitre. Ici, les lois 7,6,5 sont celles qui avaient donné les meilleures prédictions en laboratoire pour le module élastique, le fluage et le retrait respectivement.

L'étude de la variation de la déformation au centre de gravité permet d'évaluer l'amplitude du fluage et du retrait alors que l'étude de la variation de la courbure permet d'évaluer la cinétique du fluage et du retrait différentiels. Pour qu'une loi prédictive réglementaire soit jugée acceptable, il faut que la variation de la déformation au centre de gravité et celle de la courbure soient évaluées correctement et, préférablement, celles-ci doivent légèrement surestimer les résultats expérimentaux afin de demeurer du côté

sécuritaire. Évidemment, une évaluation adéquate du module élastique et de son évolution dans le temps est également primordiale car c'est lui qui donne les valeurs initiales de déformation et de courbure.

En examinant les Figures 5.3 et 5.4 on se rend compte qu'il y a un écart notable entre les différentes prédictions réglementaires, particulièrement en ce qui concerne la prédiction de la courbure. Ici, la différence entre les prédictions est due à une combinaison de facteurs, à savoir l'évaluation du module élastique, du fluage et du retrait. À partir de ces seules figures, il est difficile d'évaluer l'influence des divers facteurs. Pour faire une évaluation éclairée, il faut combiner les modèles et comparer les différences obtenues.

À prime abord, on constate que tous les modèles réglementaires, à l'exception de celui de l'AASHTO (1994), surestiment la déformation au centre de gravité et la courbure, le modèle du CEB-FIP (1978) étant particulièrement loin des résultats expérimentaux. Pour ce qui est de l'évaluation de la déformation au centre de gravité, les modèles du CEB-FIP (1990), du CHBDC (1998) modifié et du ACI (1992) sans FCM donnent des prédictions ne s'éloignant pas de plus de 15% des résultats expérimentaux. Pour l'évaluation de la courbure, les prédictions s'éloignent considérablement des résultats expérimentaux. Seul le modèle du ACI (1992) sans FCM donne d'excellents résultats, l'écart étant de moins de 5%. Le deuxième modèle donnant les meilleurs résultats est celui du ACI (1992) avec FCM où l'écart est d'environ 25%.

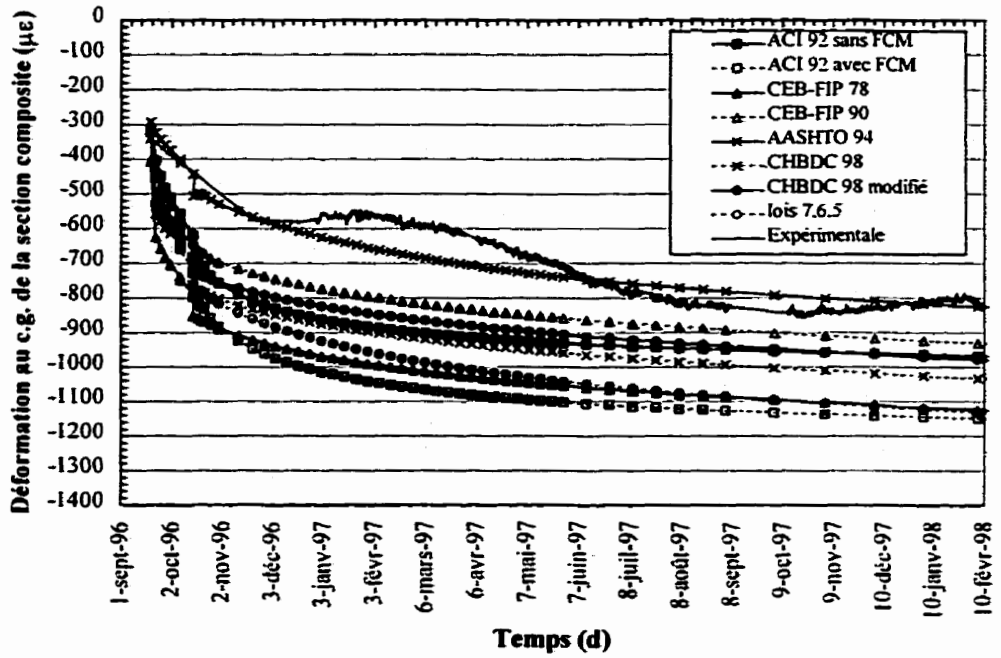


Figure 5.3: Prédictions réglementaires de la déformation au centre de gravité au niveau des CVN

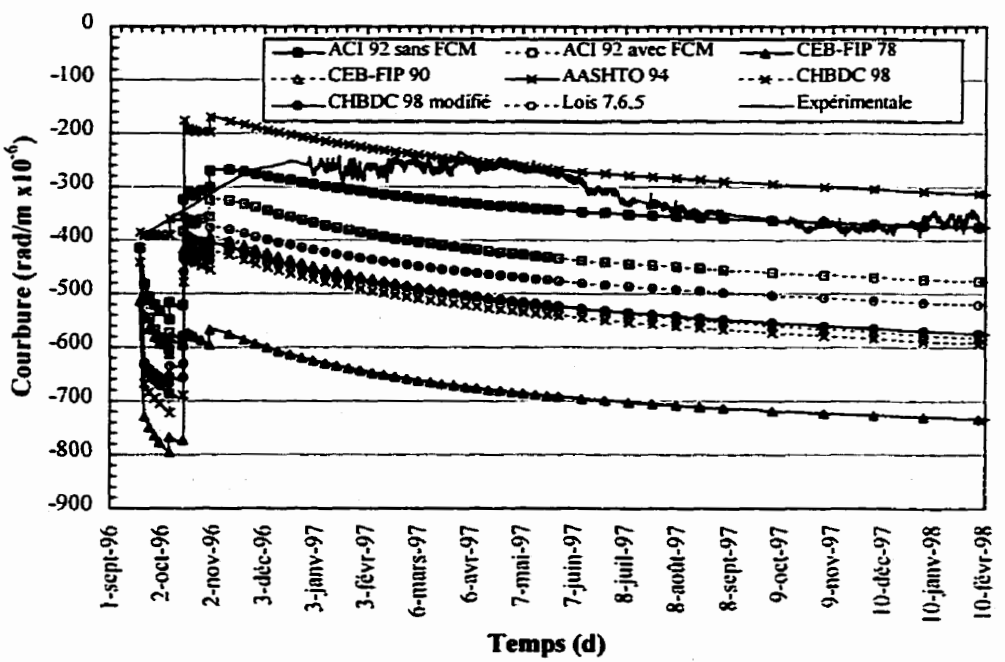


Figure 5.4: Prédictions réglementaires de la courbure au niveau des CVN

Les modèles du CEB-FIP (1990) et du CHBDC (1998) modifié, qui donnaient une bonne prédiction de la déformation au centre de gravité, donnent une prédiction de la courbure 50% plus élevée que les résultats expérimentaux. En ce qui concerne le modèle utilisant les lois 7,6,5, il surestime davantage la déformation au centre de gravité que la majorité des autres modèles mais il suit de près le modèle du ACI 92 avec FCM en ce qui concerne la prédiction de la courbure.

À la section suivante on tente de déterminer quelle est la loi qui donne la meilleure prédiction du module élastique alors que dans la section 5.4.3 on tente de déterminer les meilleures prédictions de fluage et de retrait. La combinaison de la bonne loi d'évolution du module élastique avec les lois de fluage et de retrait les plus appropriées devrait représenter le plus adéquatement les résultats expérimentaux.

5.4.2 Détermination de la loi de module élastique correspondant aux résultats expérimentaux

Il est bien connu que le module d'élasticité est directement relié aux déformations élastiques. Pour déterminer quel modèle prédictif réglementaire semble donner la meilleure prédiction du module d'élasticité, il suffit de comparer la déformation élastique mesurée à un temps donné aux déformations élastiques obtenues à l'aide des analyses avec CPF98. La seule déformation élastique qui a été mesurée est celle obtenue immédiatement après l'application de la précontrainte. On ne peut donc se fier qu'à cette valeur pour déterminer la validité des modèles réglementaires.

Le Tableau 5.4 compare la déformation au centre de gravité et la courbure mesurées immédiatement après l'application de la précontrainte à celles obtenues lors des analyses avec CPF. Pour que le modèle soit valable, il faut que l'erreur sur la déformation au centre de gravité et sur la courbure soit la plus faible possible. En examinant les résultats, on constate qu'il y a trois modèles qui sont valables: celui du ACI (1992), celui du CEB-FIP (1990) et celui de l'A23.3 (1994). Ces trois modèles donnent des écarts variant entre 5% et 8% par rapport aux mesures expérimentales. Selon les résultats expérimentaux obtenus en laboratoire, le modèle de l'A23.3 (1994) était le plus approprié. Cette constatation s'applique aussi aux résultats in situ.

Tableau 5.4: Validation du module élastique

	$\varepsilon^{(1)}$ $\mu\varepsilon$	Écart (%)	ψ rad/m $\times 10^{-6}$	Écart (%)
Expérimentale	-345	--	-394	--
ACI 92	-319	-8	-415	5
CEB-FIP 78	-406	18	-513	30
CEB-FIP 90	-317	-8	-413	5
AASHTO 94	-293	-15	-385	-2
CHBDC 98	-342	-1	-441	12
A23.3 94	-320	-7	-416	6

(1) Déformation au centre de gravité de la section composite; à y=1138 mm

5.4.3 Détermination des lois de fluage et retrait correspondant aux résultats expérimentaux

Pour déterminer quelles sont les meilleures prédictions réglementaires de fluage et de retrait on a fixé la loi d'évolution du module élastique et on a ensuite combiné tous les modèles de fluage et de retrait. Comme il est très difficile de dissocier adéquatement

le fluage et le retrait des résultats expérimentaux, il faut absolument que l'on détermine les meilleures lois prédictives réglementaires de fluage et de retrait en considérant les phénomènes simultanément. Ainsi, on a pris la loi 7 à savoir celle de l'A23.3 (1994) comme loi d'évaluation du module élastique. Ensuite, on a fixé une loi de fluage et on a fait varier la loi de retrait. Toutes les lois de fluage et de retrait on été ainsi testées. Pour cette étude, comme on cherche à corroborer le plus précisément possible les résultats expérimentaux, la fonction de maturité du CEB-FIP (1990) a également été utilisée. On espère ainsi obtenir une cinétique semblable à celle des résultats expérimentaux.

Les Figures 5.5 et 5.6 présentent les meilleures prédictions de la déformation au centre de gravité et de la courbure respectivement, c'est-à-dire la validation des résultats expérimentaux. Parmi tous les modèles de fluage, il s'est avéré que seul le modèle de fluage du ACI (1992) sans FCM, combiné à n'importe quelle la loi de retrait, donne une prédiction adéquate de la déformation au centre de gravité et de la courbure de façon concomitante. En effet, d'autres modèles de fluage, tel celui du CEB-FIP (1990), ont donné de bonnes prédictions de la déformation au centre de gravité mais ont surestimé considérablement la courbure. Les Figures 5.5 et 5.6 montrent donc les prédictions de la déformation au centre de gravité et de la courbure faites à l'aide de la loi de l'A23.3 (1994) pour le module élastique, de la loi du ACI (1992) sans FCM pour le fluage et en faisant varier les lois de retrait.

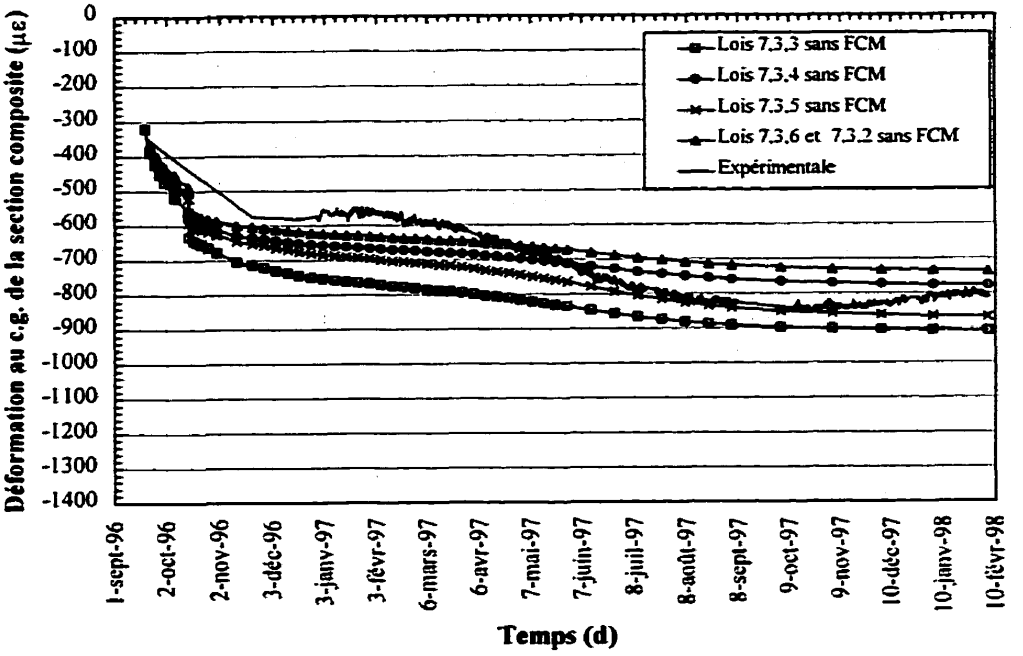


Figure 5.5: Validation de la déformation au centre de gravité mesurée par les CVN

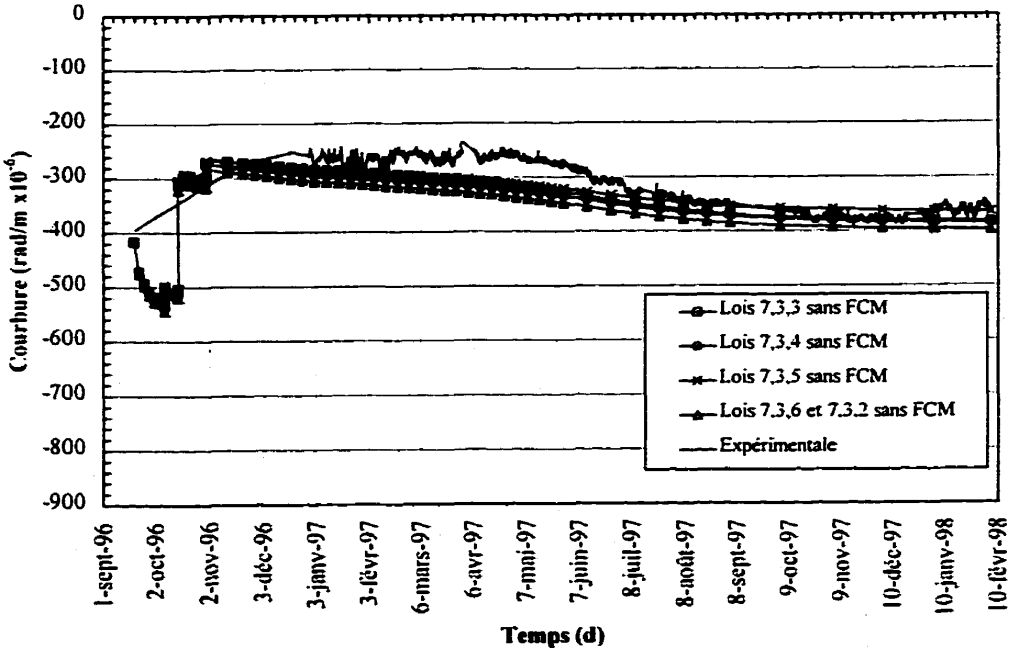


Figure 5.6: Validation de la courbure mesurée par les CVN

En examinant de plus près ces figures, on constate que le choix de la loi de retrait n'a une influence notable que sur la prédiction de la déformation au centre de gravité, cette différence étant minime en ce qui concerne la prédiction de la courbure. Comme on l'a vu au chapitre 4, les lois de retrait se différencient davantage par leur amplitude que par leur cinétique. Dans le cas de la courbure, c'est le retrait différentiel qui vient la modifier, c'est donc la cinétique du phénomène qui importe contrairement à la déformation au centre de gravité où c'est l'amplitude qui importe, ce qui explique ce phénomène.

En examinant la Figure 5.5, on voit que c'est la loi de fluage du ACI (1992) sans FCM, combinée à la loi de retrait de l'AASHTO (1994) (Lois 7,3,5 sans FCM), qui donne la meilleure prédiction de la déformation au centre de gravité. Par contre, on voit sur la Figure 5.6 que cette combinaison sous-estime légèrement la courbure, celle-ci étant mieux évaluée par la loi de fluage et de retrait du ACI (1992) sans FCM (Lois 7,3,3 sans FCM). Comme cette dernière combinaison surestime légèrement la déformation au centre de gravité (environ 6%) et qu'elle est légèrement du côté sécuritaire, on peut donc considérer que cette dernière combinaison est la meilleure.

On remarque également en examinant ces figures que l'utilisation de la fonction de maturité a pour effet de mieux coller la cinétique du fluage et du retrait dans le temps. En effet, on voit que le fluage et le retrait sont ralentis durant le premier hiver tout comme les résultats expérimentaux l'ont montré. Par contre, ce ralentissement est moins

important que ce qui a été mesuré expérimentalement. En effet, le gonflement, causé principalement par le gel de l'eau dans le béton, venant contrer le fluage et le retrait, tel que vu au chapitre 3, ne peut être modélisé avec les fonctions de maturité. D'ailleurs, c'est ce qui fait que durant le deuxième hiver, selon les prédictions réglementaires, on n'observe pas de gonflement contrairement aux résultats expérimentaux.

Les Figures 5.7 et 5.8 montrent les prédictions réglementaires de la déformation au centre de gravité et de la courbure à long terme, soit dix ans après la mise en service. Lors de la conception d'un ouvrage, c'est précisément ces valeurs qui intéresseront le concepteur. Sur ces figures, tous les modèles réglementaires sont présentés ainsi que les deux combinaisons de modèles réglementaires ayant données les meilleures résultats à savoir les lois 7,3,3 sans FCM et les lois 7,3,5 sans FCM. À long terme, on remarque qu'il n'y a pas d'écart considérable entre les deux derniers modèles, l'écart moyen étant d'environ 1% pour les déformations au centre de gravités et 2% pour la courbure. Par contre, l'écart entre les différents modèles réglementaires constaté sur les Figures 5.1 et 5.2 se voit légèrement accentué sur les Figures 5.7 et 5.8. Aucun de ces modèles ne semble donner de bonnes prédictions à long terme pour la déformation au centre de gravité et la courbure, sauf peut-être celui de l'AASHTO (1994) dont les valeurs à long terme ne sont pas très éloignées de celles du ACI (1992) ou des lois 7,3,3, les deux étant pratiquement identiques. La prédiction de la déformation au centre de gravité de l'AASHTO (1994) est 6% inférieure à celle du ACI (1992) et celle de la courbure est de 8% inférieure.

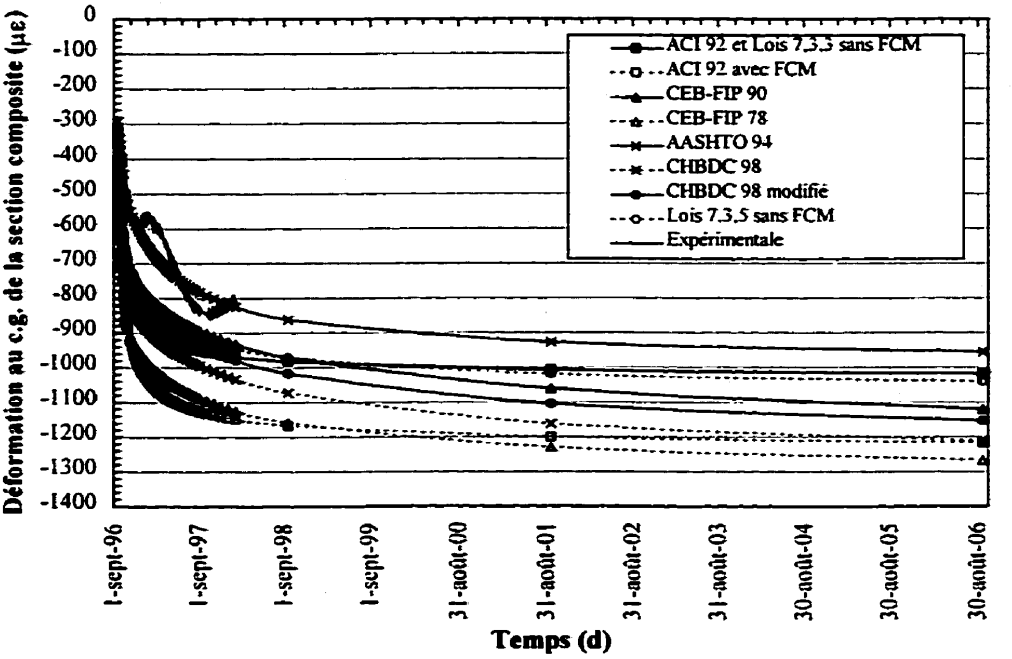


Figure 5.7: Prédiction de la déformation au centre de gravité à long terme

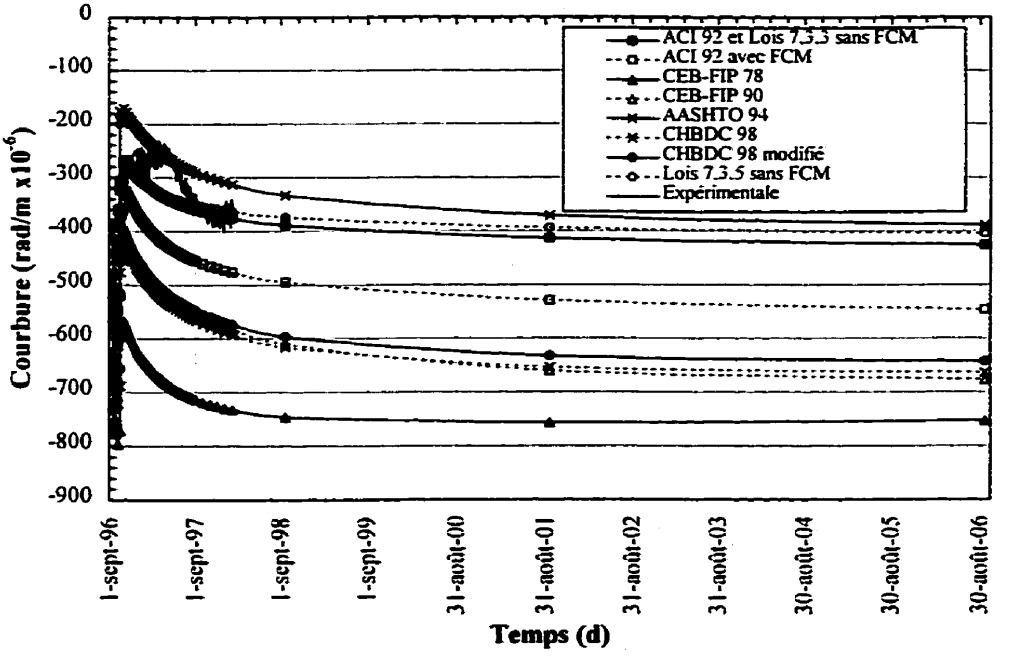


Figure 5.8: Prédiction de la courbure à long terme au niveau des CVN

Les Figures 5.7 et 5.8 mettent également en évidence que l'utilisation des FCM pour tenir compte de la composition du béton et de son affaissement selon le modèle du ACI (1992) n'est pas appropriée. Les prédictions faites avec ces facteurs surestiment largement les résultats expérimentaux. En laboratoire, les résultats trouvés étaient différents. Les FCM étaient appropriés pour le fluage mais pas pour le retrait.

5.4.4 Prédictions réglementaires de la flèche au centre vs flèche expérimentale

La Figure 5.9 compare les prédictions réglementaires de la flèche au centre à la flèche expérimentale. Les meilleures combinaisons de lois de module élastique, de fluage et de retrait déterminées à partir des déformations mesurées avec les CVN, à savoir les combinaisons 7,3,3 et 7,3,5 sans FCM, sont également montrées sur la Figure 5.9. Comme il est difficile de lire graphiquement les valeurs initiales, certaines mesures sont rapportées au Tableau 5.5. Il est important de noter que la flèche expérimentale n'est pas corrigée des effets de température. Il faut donc faire très attention lorsqu'on compare les prédictions réglementaires aux résultats expérimentaux.

Le premier point de mesure correspond à l'application de la précontrainte. On remarque à ce point que toutes les prédictions réglementaires surestiment la flèche expérimentale, celles faites à l'aide de la loi de module de l'A23.3 (1994) la surestimant d'environ 30%. Il est assez difficile d'expliquer cet écart car selon les mesures prises par les CVN, l'écart de courbure n'est que de 6% pour ce modèle de prédiction (voir Tableau 5.4). La deuxième mesure expérimentale disponible est celle prise le 7 octobre

96, soit une semaine avant la coulée de la dalle. Cette deuxième lecture semble corroborer les prédictions faites par les lois 7,3,3 et 7,3,5. Les autres modèles surestiment tous considérablement la flèche, sauf en ce qui concerne le modèle de l'AASHTO (1994) qui lui la sous-estime. D'ailleurs, il en était de même au sujet de la courbure au niveau des CVN.

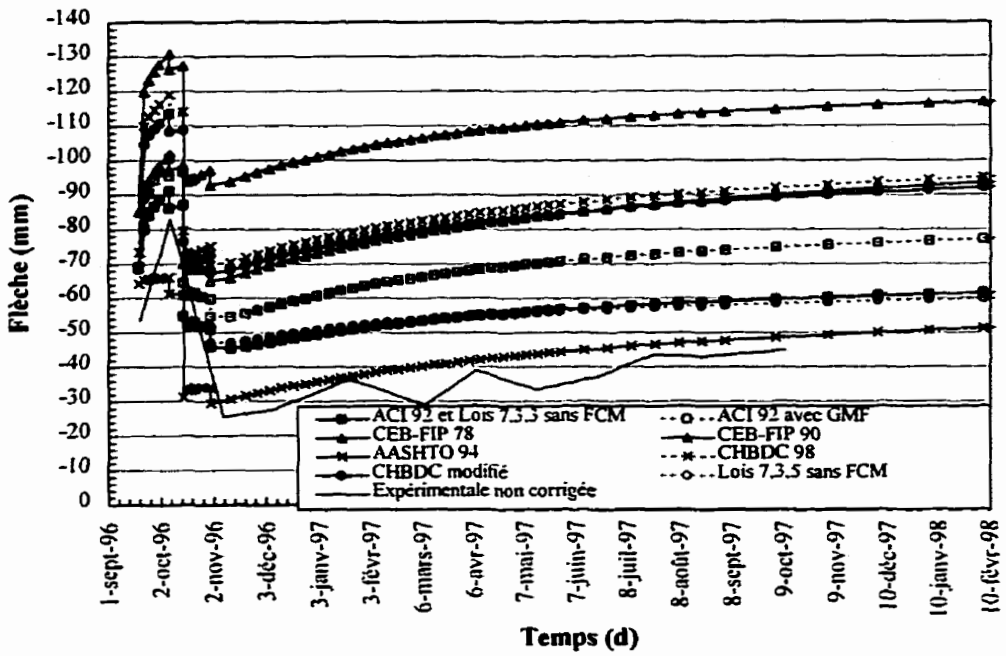


Figure 5.9 : Prédictions réglementaires de la flèche au centre

Ensuite, la troisième mesure disponible, est celle du 7 novembre, soit 3 semaines après la coulée de la dalle. À cette date, toutes les méthodes réglementaires surestiment la flèche, la méthode la plus près des mesures expérimentales étant celle de l'ASSHTO (1994), avec un écart d'environ 20%. Ce qui est encore plus curieux, c'est la différence des flèches entre le 8 octobre et le 7 novembre 1996. Expérimentalement, cette différence est de 57,5 mm alors que selon les méthodes réglementaires, la différence

maximale est de 40,8 mm, soit 30% de moins. Le fait que les mesures expérimentales ne soient pas corrigées pour les effets de température ne peut pas vraiment expliquer cet écart car, à cette époque de l'année, les gradients thermiques ne sont pas importants. Cet écart expérimental demeure donc inexpliqué.

Tableau 5.5 :Prédictions réglementaires de la flèche au centre

	19 sept. 96	7 oct. 96[1]	12 nov. 96[2]	Δ (12 nov. 96 – 7 oct. 96)	4 oct. 97	Δ (4 oct. 97 –12nov.96)	19 sept. 06
Lois 7,3,3 et ACI 92 sans FCM	-69,3	-86,3	-45,5	40,8	-59,8	-14,3	-69,2
Lois 7,3,5	-69,3	-86,1	-47	39,1	-58,5	-11,5	-66,0
ACI 92 avec FCM	-69,1	-95,5	-54,6	40,9	-74	-19,4	-87,6
CEB-FIP 78	-85,2	-126,3	-93,8	32,5	-114,1	-20,2	-119,7
CEB-FIP 90	-68,8	-97,2	-65,8	31,4	-88,9	-23,1	-107,6
CHBDC 98	-73,5	-113,5	-70,4	43,1	-92	-21,6	-105,3
CHBDC 98 modifié	-69,3	-108,3	-68	40,3	-89,2	-21,2	-102,2
AASHTO 94	-64,2	-61,2	-30,7	30,5	-48,6	-17,9	-62,7
Expérimentale non corrigée	-53,5[1]	-83	-25,5 (7 nov.)	57,5	-45 (8 oct.)	-19,5	

(1) Après la coulée des diaphragmes et une semaine avant la coulée de la dalle
(2) Environ 3 semaines après la coulée de la dalle

Finalement, si on regarde l'évolution de la flèche après la coulée de la dalle, c'est-à-dire entre le 7 novembre 1996 et le 4 octobre 97, il semblerait que la méthode de l'AASHTO (1994) prédise bien cette évolution alors que les lois 7,3,3 et 7,3,5 la sous-estiment. Ici, il faut faire très attention car les effets thermiques entre en ligne de compte. En effet, durant l'été, le pont a une courbure supplémentaire due aux gradients thermiques. On a vu au chapitre 3 que la courbure moyenne durant l'été était de

-80×10^{-6} rad/m, ce qui correspond à une flèche au centre d'environ -12 mm (vers le haut). Au début du mois d'octobre 1997, la courbure thermique était d'environ -50×10^{-6} rad/m, ce qui correspond à une flèche au centre d'environ -8 mm. De plus, les oscillations journalières peuvent être de 3 à 6 mm pour cette période. Il devient donc très difficile d'affirmer que le modèle de l'AASHTO (1994) prédit mieux l'évolution de la flèche que les autres modèles. Au contraire, si on considère que la flèche expérimentale inclut une composante thermique relativement importante, les modèles offrant la meilleure prédiction sont certainement les lois 7,3,3 ou 7,3,5 sans FCM, tous les autres modèles surestimant l'évolution de la flèche durant la période considérée.

5.4.5 Prédictions réglementaires du mouvement longitudinal à l'appui mobile

La Figure 5.10 compare les prédictions réglementaires du mouvement longitudinal au niveau du potentiomètre à celui mesuré par ce dernier. Le potentiomètre a été installé environ un mois après la coulée de la dalle.

D'après la Figure 5.10, il semblerait qu'encore une fois, on peut confirmer que le modèle réglementaire prédisant le mieux les mouvements est celui qui utilisent les lois 7,3,3 sans FCM, suivi de près par celui utilisant les lois 7,3,5 sans FCM. Tous les autres modèles surestiment le mouvement de 40% en moyenne. Il est à noter que la maturité n'a pas été prise en compte pour cette analyse.

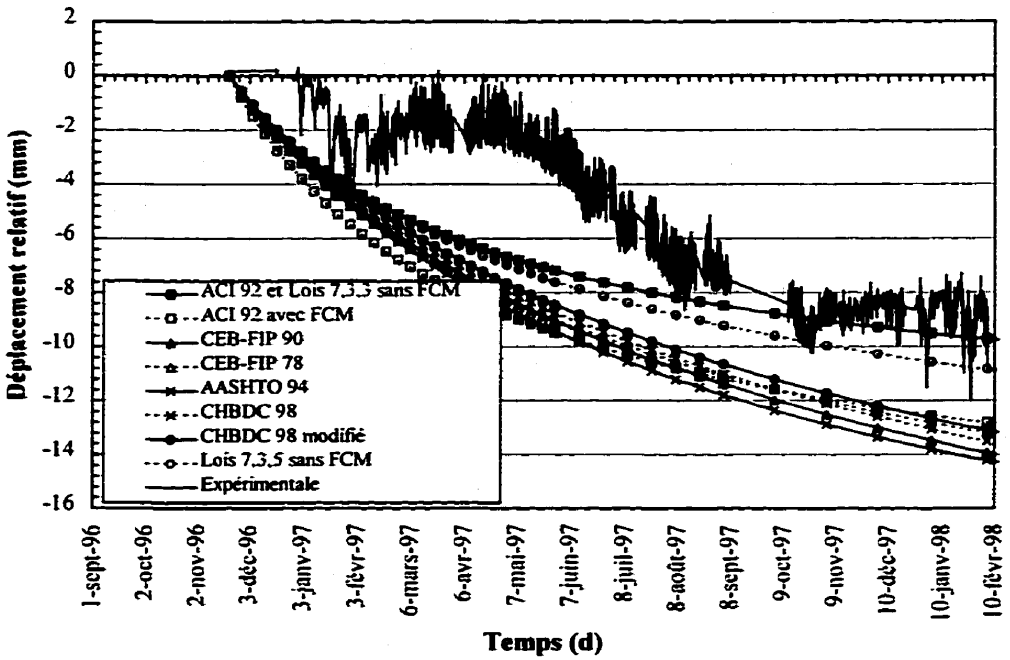


Figure 5.10 : Prédictions réglementaire du mouvement longitudinal au niveau du potentiomètre

5.5 Conclusions et recommandations

Il semble que les lois d'évolution du module élastique qui soient les plus appropriées sont celles de l'A23.3 (1994), du ACI (1992) et du CEB-FIP (1990). En laboratoire, on avait évalué que la meilleure loi d'évolution du module élastique était celle de l'A23.3 (1994) ce qui a été confirmé avec les résultats in situ.

En ce qui concerne les modèles de prédiction du fluage, il est clair que c'est celui du ACI (1992) sans FCM qui donne les meilleures prédictions de la déformation au centre de gravité et de la courbure. Par contre, lorsqu'on examine les résultats à long terme, on se rend compte que le modèle de l'AASHTO (1994) donne des résultats finaux

assez près de ceux obtenus avec la loi du ACI (1992) sans FCM. Le problème avec la loi de l'AASHTO (1994), c'est son évolution dans le temps car les prédictions à court terme faites avec cette loi sont sous-estimées. Cependant, sa fonction d'évolution fait en sorte que le fluage se produit sur une plus grande période de temps, ce qui fait qu'à long terme, les prédictions faites par le modèle de l'AASHTO (1994) se rapprochent de celle faites par celui du ACI (1992). Par conséquent, si on a besoin de prédictions à court terme ou bien de la variation de la déformation ou de la courbure à partir d'un temps donné autre que le temps initial, le modèle réglementaire de l'AASHTO (1994) n'est pas approprié.

Pour ce qui est de la prédiction du retrait, il semblerait que le modèle le plus approprié soit celui du ACI (1992) suivi de près par celui de l'AASHTO (1994). En fait, le modèle réglementaire de retrait choisi n'influence que la déformation au centre de gravité et très peu la courbure. En effet, lorsque toutes les lois de retrait sont combinées à une loi de fluage, peu importe laquelle, il n'y a pas une grande différence dans les prédictions de courbure alors que pour la déformation au centre de gravité, cette différence est appréciable.

À la lumière de ces analyses, il apparaît donc que les lois de prédiction du module élastique, du fluage et du retrait, proposées dans la future norme canadienne des ponts, ne correspondent pas à ce qui a été observé expérimentalement. De plus, il semble que les résultats obtenus au laboratoire concernant le fluage, ne correspondent pas à ce

qui a été observé in situ. Pour le retrait, les résultats de laboratoire sont très près des résultats in situ.

CHAPITRE 6:

RÉVISION DES CRITÈRES DE CONCEPTION ENTOURANT LES PHÉNOMÈNES DIFFÉRÉS

Ce chapitre ne prétend pas être une révision exhaustive des critères de conception entourant les phénomènes différés. En effet, seulement quelques analyses ont été effectuées mais celles-ci permettent déjà d'établir certaines lignes directrices quant à l'orientation que devraient avoir certains critères de conception rattachés aux phénomènes différés.

En premier lieu, on retrouve dans ce chapitre deux analyses structurales, faites à l'aide de CPF98, permettant d'évaluer l'importance des effets différés selon que l'on utilise l'une ou l'autre des méthodes prédictives réglementaires du fluage et du retrait. Deux analyses sont présentées : la première concerne un pont à travées continues et l'autre, un pont à culées intégrales. Le chapitre se poursuit avec une appréciation de la méthode suggérée par le *Portland Cement Association* (PCA) en 1969 pour l'évaluation des efforts induits par les phénomènes différés dans les ponts à travées continues, cette méthode étant actuellement utilisée par le Ministère des Transports du Québec. En fait, les résultats obtenus de cette méthode manuelle sont comparés à ceux obtenus à l'aide de CPF98. Finalement, le chapitre se termine par la présentation des modifications proposées à la méthode de calcul utilisée par le Ministère des Transports du Québec pour évaluer les mouvements repris par les joints de tablier.

6.1 Analyse structurale de deux types de pont à l'aide de CPF98

Suite aux analyses du chapitre 5, un modèle de prédiction du retrait et du fluage a été privilégié, celui du ACI (1992). Il serait maintenant intéressant de comparer les résultats obtenus avec le modèle choisi à ceux obtenus des différents modèles réglementaires, question de mieux mesurer l'importance ou non de faire le bon choix de modèle prédictif.

Dans les analyses précédentes, on a vu que le retrait et le fluage venaient modifier les déformations et les courbures dans le temps, ce qui a une conséquence directe sur la flèche et le déplacement axial d'une travée de pont. Les deux ponts analysés dans cette section sont des ponts ayant une géométrie similaire au pont de la Rivière des Fèves mais les conditions aux limites sont différentes. Le pont de la Rivière des Fèves est un pont isostatique d'une seule travée simplement appuyée. Dans ce type pont, les déformations sont totalement libres de produire de sorte que les déformations de fluage et de retrait n'engendrent pas d'efforts additionnels dans la structure. Dans les ponts à travées semi-continues ou à culées intégrales, ces déformations sont empêchées amenant ainsi des efforts supplémentaires qui peuvent être importants. Il serait donc intéressant d'évaluer l'importance des efforts et des mouvements induits par le fluage et le retrait selon le modèle prédictif réglementaire choisi.

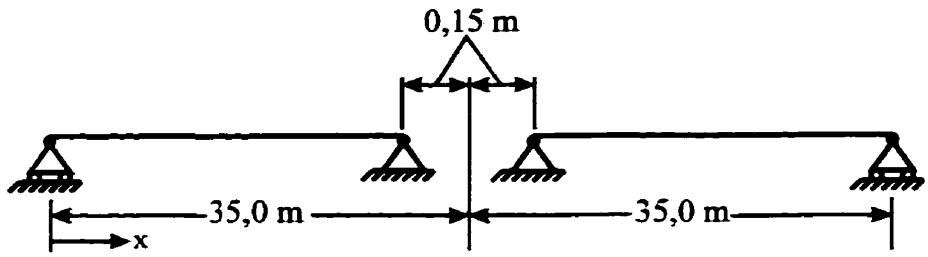
6.1.1 Pont à deux travées semi-continues

6.1.1.1 Modèle CPF98

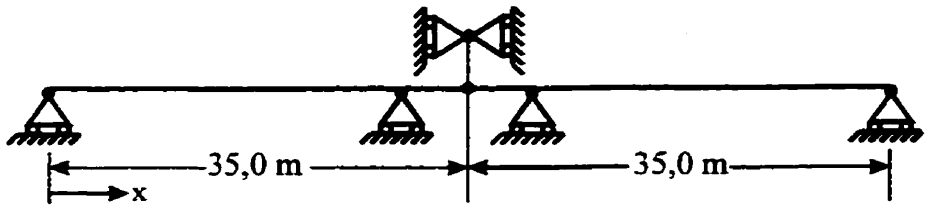
Le pont à travées semi-continues modélisé est composé de deux travées de 35 mètres de longueur. La section du pont est la même que celle du pont de la Rivière des Fèves présentée à la Figure 3.2. Le modèle CPF98 est donc sensiblement le même que celui décrit au chapitre 5, la différence principale provenant des conditions limites. Ainsi, au premier pas de temps on a deux travées de 34,85 mètres de longueur, simplement appuyée. Ensuite, 28 jours plus tard, le poids de la dalle est ajouté aux poutres et trois jours après, l'action composite de la dalle de béton et le lien de continuité entre les deux travées sont ajoutés. Ce lien est modélisé à l'aide d'une poutre en béton armé ayant une longueur de 300 mm. Au moment où le lien de continuité est ajouté, on vient changer les conditions limites des deux poutres. Au départ, les poutres comportaient un appui mobile et un appui fixe, la rotation étant permise aux deux extrémités. Après l'ajout de la poutre de 300 mm, les deux poutres préfabriquées deviennent sur appui mobile de chaque côté et c'est au centre du lien de continuité que les mouvements longitudinaux sont empêchés. Finalement, deux semaines après l'application du poids de la dalle, le poids de l'enrobé bitumineux est ajouté. La Figure 6.1 suivante montre un schéma du modèle CPF98.

Le patron de câbles choisi est le même que celui du pont de la Rivière des Fèves, la différence se situant dans le nombre de câble et dans la contrainte initiale des câbles avant l'application de la précontrainte. Selon le PCA (1969), le nombre de câble dans les

poutres préfabriquées d'un pont dont les travées sont continues peut être réduit de 10 à 15% par rapport à pont à travée simple. Une réduction d'environ 15% du nombre de câbles a donc été appliquée. La poutre modélisée comporte alors 58 torons dont la contrainte initiale est de 1395 MPa, valeur habituellement spécifiée aux plans. Le profil du câble est demeuré identique même s'il n'est pas optimal. Dans cet exercice, le design optimal n'était pas le but visé.



a) Modèle avant la connexion de continuité



b) Modèle après la connexion de continuité

Figure 6.1 : Modèle CPF98 d'un pont à deux travées continues

Les propriétés nominales des matériaux ont été utilisées lors de l'analyse, et non celles mesurées sur le pont de la Rivière des Fèves. Ainsi, la résistance à la compression du béton de la poutre est de 50 MPa et celle du béton de la dalle est de 35 MPa. La loi de module élastique utilisée est toujours la même, soit celle de la norme A23.3 (1994). L'application de la précontrainte se fait lorsque la poutre a atteint un âge de deux jours.

À ce moment, la résistance du béton est d'au moins 35 MPa, valeur minimale souvent imposée aux plans et devis. Les valeurs d'épaisseur fictive utilisées sont les mêmes que celles figurant au Tableau 5.1. La valeur du module élastique de l'acier de précontrainte a été prise comme étant égale à 200 000 MPa.

6.1.1.2 Résultats de l'analyse

La Figure 6.2 présente la variation de la flèche à court terme selon les différents modèles réglementaires alors que la Figure 6.3 présente la variation à long terme. En examinant ces figures, on se rend vite compte que la différence importante entre les différents modèles provient des prédictions à court terme. Ainsi, un mois après l'application de la précontrainte, le modèle du ACI (1992) prédit une flèche de 80 mm alors que ceux du CEB-FIP (1978 et 1990) et du CHBDC (1998) prédisent une flèche de 93 mm, 105 mm et 98 mm respectivement. Il s'agit d'une surestimation de 16%, 31% et 23% respectivement par rapport au modèle du ACI (1992). Dans le cas du modèle de l'AASHTO (1994), on remarque sur la Figure 6.2, qu'il n'y a pratiquement pas eu d'évolution de la flèche à court terme, celle-ci demeurant aux alentours de 59 mm, soit 26% de moins que ce que prédit l'ACI (1992).

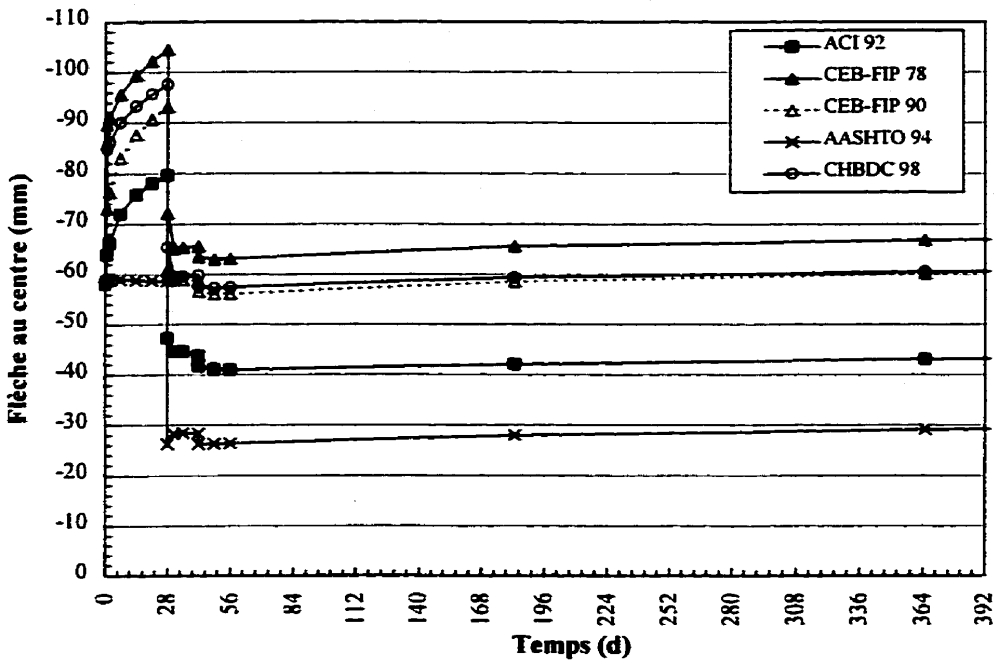


Figure 6.2 :Variation de la flèche à court terme au centre des travées

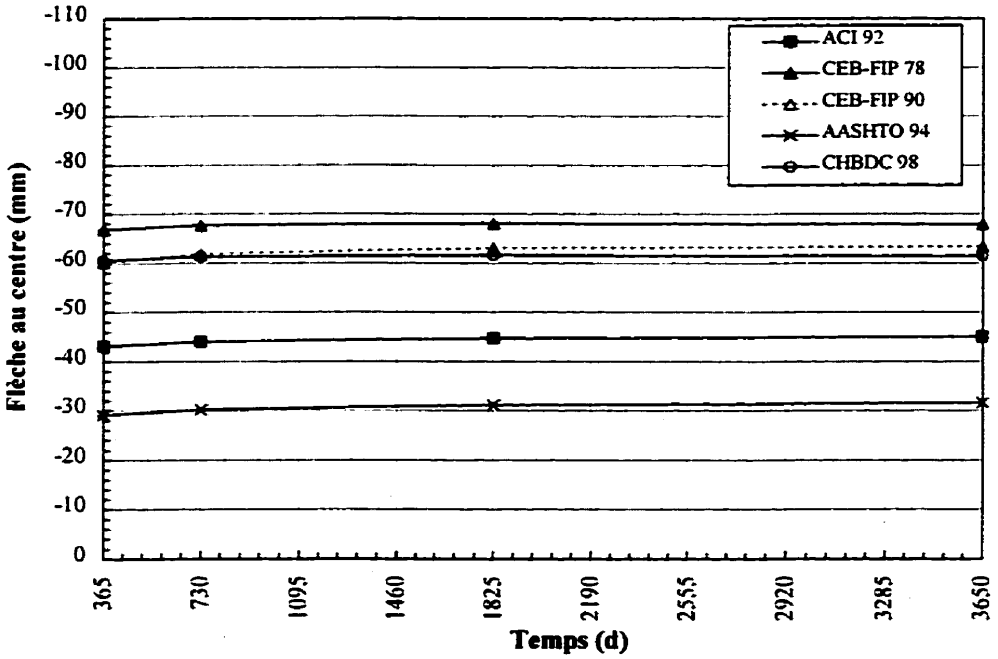


Figure 6.3 : Variation de la flèche à long terme au centre des travées

Il apparaît évident que le modèle de l'AASHTO (1994) ne se comporte pas correctement. Ce problème de comportement vient très certainement du coefficient de vieillissement programmé dans CPF98. Pour déterminer ce coefficient, CPF98 se sert de la loi d'évolution du coefficient de fluage et il semblerait que celle de l'AASHTO (1994) ne convienne pas au calcul du coefficient de vieillissement. En effet, il a été remarqué que le coefficient de vieillissement calculé par CPF98, lorsque le béton est en bas âge et que la loi de fluage choisie est celle de l'AASHTO (1994), est presque nul. C'est ce qui fait que l'on n'observe pas ou très peu d'évolution de la flèche à court terme avec cette dernière loi de fluage.

Suite à la coulée de la dalle et de la pose de l'asphalte, on remarque qu'il n'y a presque plus d'évolution de la flèche, celle-ci augmentant d'à peine 4 mm en 10 ans et ce, peu importe le modèle prédictif choisi. Si le profil final d'un pont de ce type est un paramètre important, on comprend donc que c'est durant les 28 premiers jours que la majeure partie des variations surviendra. À ce moment là, le choix du modèle prédictif réglementaire peut être important étant donné leur différence de prédictions.

La Figure 6.4 présente la variation du moment positif à l'appui central du pont continu à deux travées. Cette variation de moment est engendrée uniquement par les déformations de fluage et de retrait empêchées. Le moment est maximal à l'appui central et il diminue linéairement de l'appui central aux appuis extérieurs.

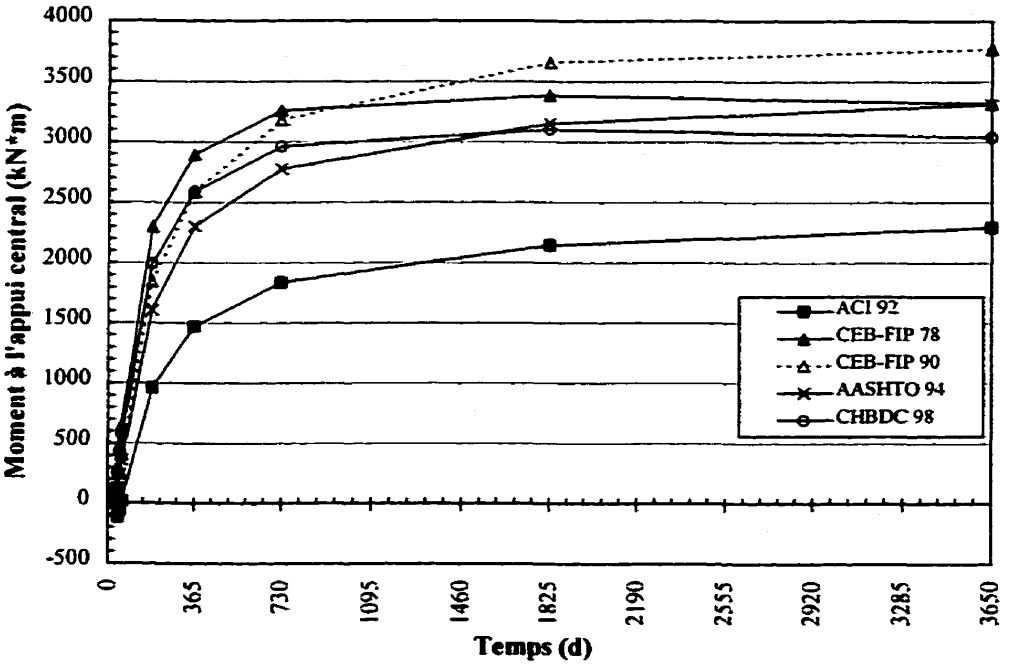


Figure 6.4 : Variation du moment à l'appui central

En examinant la Figure 6.4, on s'aperçoit que le moment causé par la continuité des deux travées est très important, pouvant même être de l'ordre de grandeur du moment causé par les charges vives au centre des travées. Par contre, seulement la moitié de la valeur montrée sur la figure se combinera au moment positif causé par la surcharge routière au milieu de la travée. Le modèle proposé par le ACI (1992) est celui qui donne les efforts les moins grands avec un moment de 2293 kN·m après 10 ans. Tous les autres modèles donnent des efforts supérieurs, allant de 33% supérieur pour le CHBDC (1998) à 64% supérieur pour le CEB-FIP (1990).

La Figure 6.5 présente la variation de la contrainte à la fibre inférieure au centre des travées causée par le fluage et le retrait. Ici, une variation positive signifie une perte

de contrainte de compression. On pourrait penser que cette variation devrait être à l'image de la variation du moment, ce qui n'est pas tout à fait le cas. Ces contraintes incluent aussi une composante résiduelle. En effet, puisque les différentes parties de la section ne subissent pas exactement le même taux de fluage et de retrait, il y a des contraintes auto-équilibrées causées par le fluage et le retrait différentiel qui se créent.

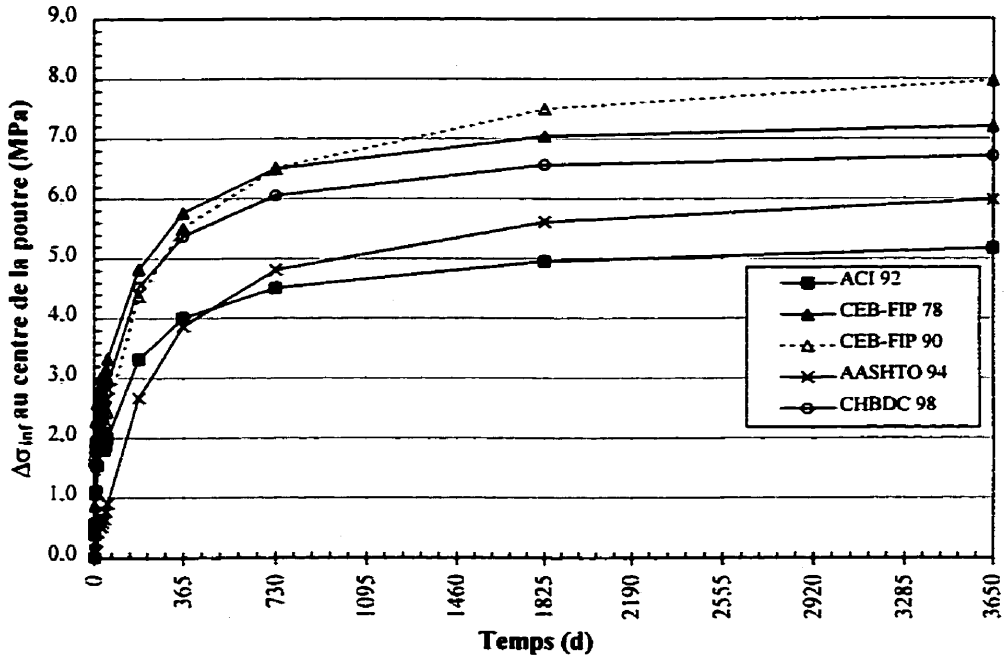


Figure 6.5 : Variation de la contrainte à la fibre inférieure au centre des travées

En examinant la Figure 6.5, on remarque que selon le modèle du ACI (1992), la poutre aurait perdu 5,2 MPa de compression à la fibre inférieure, dont 80% de cette perte aurait eu lieu durant la première année de mise en service. Les autres modèles prédisent des pertes allant de 6,7 MPa pour le CHBDC (1998) à 8,0 MPa pour le CEB-FIP (1990). Une perte additionnelle de 2,8 MPa aurait certainement une incidence sur le nombre de

câbles requis par poutre. De plus, si la poutre contient déjà le nombre maximal de câble, cette différence pourrait même venir interférer dans le choix du type de poutre préfabriquée, ce qui a des conséquences économiques importantes.

Finalement, le Tableau 6.1 présente le mouvement total que subira le joint de tablier du pont à deux travées continues à cause du retrait et du fluage. Encore une fois, c'est le modèle du ACI (1992) qui donne le mouvement le moins important avec 10,5 mm. Les autres modèles donnent des valeurs de mouvement allant de 14,6 mm pour le CHBDC (1998), à 16,0 mm pour le CEB-FIP (1978). En pourcentage, ces différences peuvent paraître importantes mais en tant que valeur absolue, ce n'est pas très important. En fait, ces différences n'affecteront pas le design du joint de tablier.

Tableau 6.1 : Mouvement du joint causé par le retrait et le fluage

	ACI (1992)	CEB-FIP (1978)	CEB-FIP (1990)	AASHTO (1994)	CHBDC (1998)
Mouvement après 10 ans	10,5	16,0	15,8	15,8	14,6

6.1.2 Pont à culées intégrales

Les ponts à culées intégrales ont été développés aux États-Unis depuis les années 1960. Cependant, l'utilisation de ce type de pont est relativement récente au Québec et au Canada. Les joints de tablier sont l'un des points de faiblesse des ouvrages d'art lorsqu'ils ne sont pas entretenus adéquatement. En effet, bien qu'ils ne requièrent qu'un entretien mineur, cet entretien est fréquemment négligé, ce qui a une conséquence

directe sur la durabilité de l'ouvrage. L'élimination des joints de tablier dans les ponts à culées intégrales est donc fort avantageuse.

Dans les ponts à culées intégrales, le tablier du pont et la culée forment une connexion rigide et les mouvements axiaux de la superstructure sont alors transmis du tablier vers les fondations par l'intermédiaire de pieux flexibles. C'est donc l'ensemble tablier-culée qui subit un déplacement axial au lieu d'uniquement le tablier comme dans les ponts à joints conventionnels. En quelque sorte, il se forme un joint dans le remblai derrière la culée. La Figure 6.6 montre une connexion type entre le tablier et la culée de ce type de pont.

Puisque les mouvements axiaux dans les ponts à culées intégrales sont partiellement gênés, des efforts supplémentaires se développeront dans la structure. Ainsi, il devient important de prédire correctement les efforts induits par le fluage et le retrait dans ce type de pont. Aussi, il faut être en mesure d'évaluer le mouvement axial que subira l'ensemble tablier-culée. En effet, il ne faut pas que ce mouvement soit trop important afin de limiter les surpressions dans la chaussée aux approches et la poussée passive sur la culée (Bernard, 1998). Une analyse à l'aide de CPF98 a donc été faite afin d'évaluer l'ampleur de ces efforts et des mouvements axiaux.

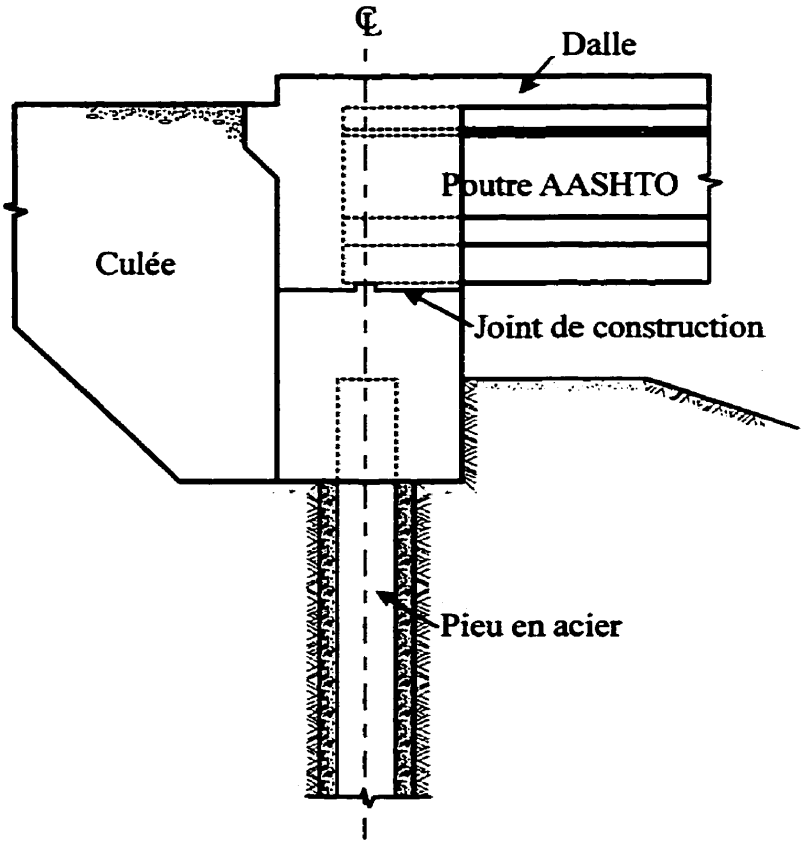


Figure 6.6 : Connexion type entre le tablier et la culée d'un pont à culées intégrales

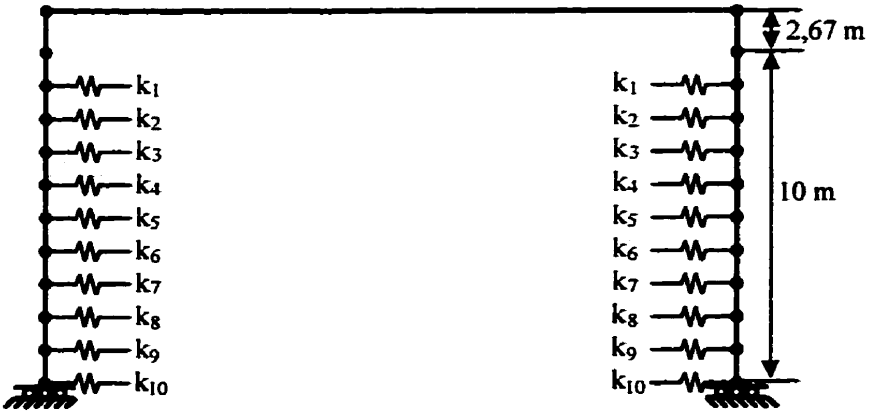
6.1.2.1 Modèle CPF98

Le pont à culées intégrales modélisé à l'aide de CPF98 fait 35 mètres de longueur et sa géométrie est similaire au pont de la Rivière des Fèves. La différence principale entre les deux modèles réside dans la connexion de continuité entre le tablier et la culée. Ainsi, au premier pas de temps, on a une seule travée de 35 mètres de longueur. L'une des extrémités de la travée comporte un appui mobile alors que l'autre extrémité comporte un appui fixe. Ensuite, 28 jours plus tard, le poids de la dalle est ajouté sur la poutre et trois jours après, l'action composite de la dalle de béton et la connexion rigide entre le tablier et la culée sont ajoutés. Finalement, deux semaines

après l'application du poids de la dalle, le poids de l'enrobé bitumineux est ajouté. Pour cette analyse, le patron de câbles choisi et les propriétés des matériaux sont les mêmes que ceux de l'analyse du pont à travées semi-continues.

La culée est modélisée à l'aide d'une poutre en béton armé ayant une section de 2520 mm × 1150 mm et dont la longueur est de 2670 mm. Cette poutre est connectée de façon rigide à l'extrémité de la poutre préfabriquée. À l'extrémité de la poutre représentant la culée, un pieu en acier, à savoir un HP 310×110 de 10 mètres de long, a été ajouté afin d'assurer la flexibilité de la structure. En fait, les propriétés de section utilisée pour le pieu sont 1,4 fois plus grande que celle de la section d'acier mentionnée auparavant. En effet, il y a 7 pieux sous la culée pour 5 poutres, ce qui donne l'équivalent de 1,4 pieux par poutre. L'extrémité du pieu est encastrée dans la culée et le long de celui-ci, un total de dix ressorts de rigidité variable représente le sol dans lequel il est enfoncé. Les rigidités des ressorts que l'on retrouve au Tableau 6.2 ont été fournies par le Ministère des Transports du Québec. Pour sa part, la Figure 6.7 montre un schéma du modèle CPF98 d'un pont à culées intégrales.

a) Modèle avant la connexion rigide tablier-culée



b) Modèle après la connexion rigide tablier-culée

Figure 6.7 : Modèle CPF98 d'un pont à culées intégrales

Tableau 6.2 : Rigidité des ressorts utilisés dans le modèle CPF98

Identification du ressort (voir Figure 6.7 pour la position des ressorts)	Rigidité du ressort kN/m
k_1	0,638
k_2	1,276
k_3	1,914
k_4	2,552
k_5	3,190
k_6	3,828
k_7	4,466
k_8	5,104
k_9	5,742
k_{10}	6,380

6.1.2.2 Résultats de l'analyse

La Figure 6.8 présente la variation de la flèche à court terme selon les différents modèles réglementaires alors que la Figure 6.9 présente la variation à long terme.

Évidemment, en examinant ces figures, on s'aperçoit que la variation de flèche avant l'action composite est la même ici que pour le pont à deux travées semi-continues. Il fallait que ce soit ainsi car il s'agit de la même poutre durant cette période. Suite à la coulée de la dalle et de la pose de l'asphalte, on remarque cependant que l'évolution de la flèche est beaucoup plus importante ici que pour le pont à deux travées continues. Dans le cas du modèle du ACI (1992), cette augmentation est d'environ 20 mm en 10 ans au lieu des 4 mm du pont à travées continues. En ce qui concerne les autres modèles prédictifs, ceux-ci prévoient une augmentation encore plus grande, allant de 30 mm pour le CHBDC (1998) à 36 mm pour le CEB-FIP (1978). Pour ce type de pont, si le profil final est un paramètre important, on comprend donc que les deux comportements, à court et à long terme, sont importants. À ce moment là, le choix du modèle prédictif réglementaire peut être décisif étant donné la différence de prédiction qu'il donne.

La Figure 6.10 présente la variation du moment positif uniforme le long de la travée. Cette variation de moment est engendrée uniquement par les déformations de fluage et de retrait empêchées. Le moment est uniforme sur toute la travée car les conditions d'extrémités de cette dernière sont identiques.

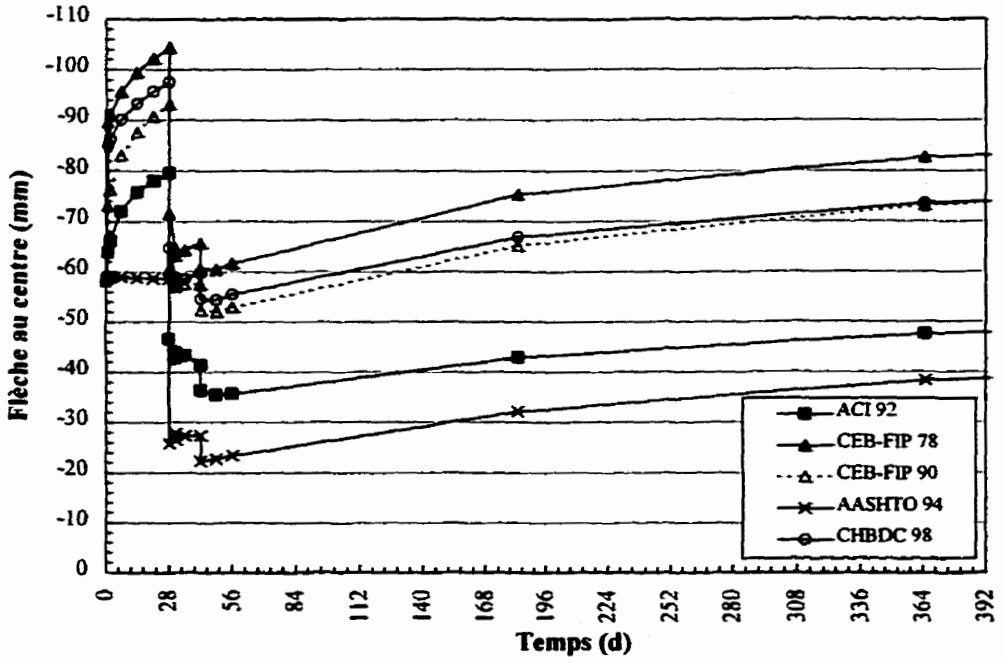


Figure 6.8 : Variation de la flèche à court terme au centre de la travée

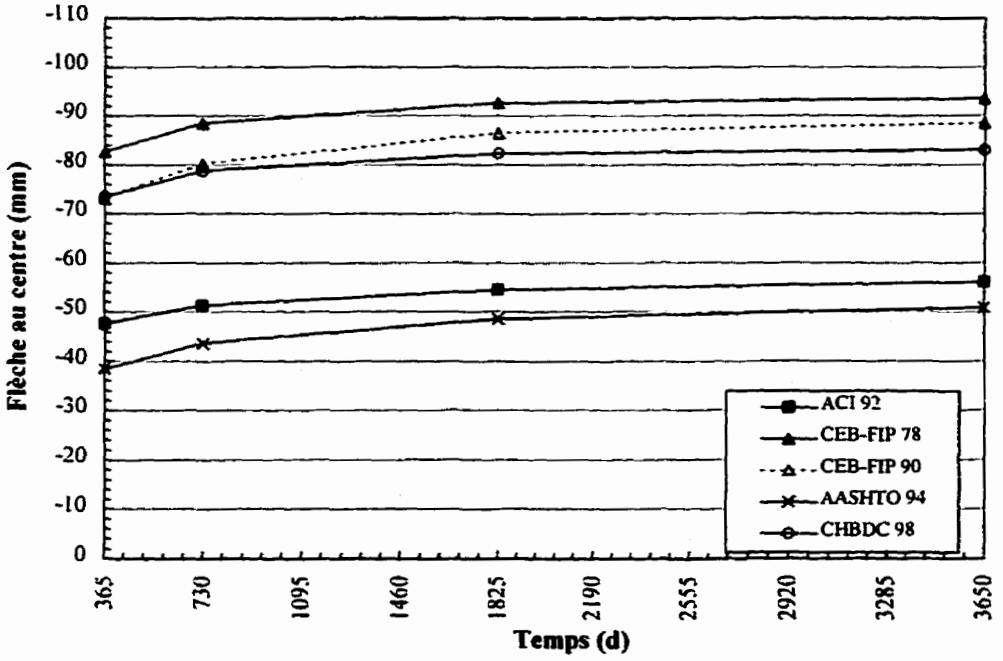


Figure 6.9 : Variation de la flèche à long terme au centre de la travée

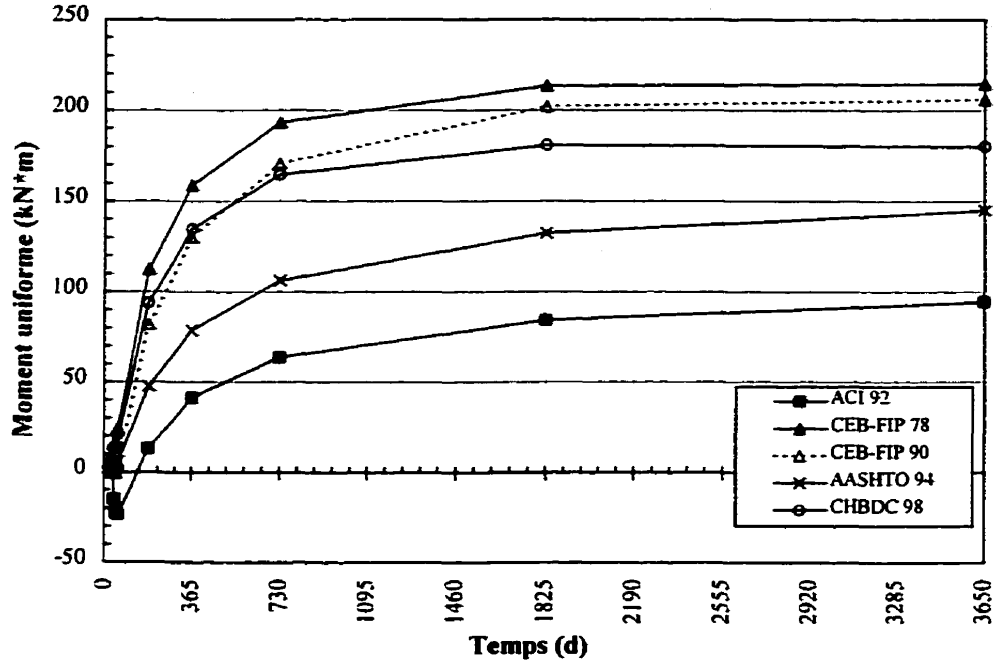


Figure 6.10 : Variation du moment uniforme de la travée

En examinant la Figure 6.10, on s'aperçoit que le moment causé par la connexion rigide entre le tablier et la culée n'est pas très important, ce qui démontre bien la flexibilité des pieux. Ce moment est en moyenne dix fois moins élevé que celui engendré dans le pont à travées semi-continues. Le modèle proposé par le ACI (1992) est celui qui donne les efforts les moins grands avec un moment de 95 kN·m après 10 ans. Tous les autres modèles donnent des efforts supérieurs, allant de 90% supérieur pour le CHBDC (1998) à 125% supérieur pour le CEB-FIP (1978).

La Figure 6.11 présente la variation de la contrainte à la fibre inférieure au centre de la travée causée par le fluage et le retrait. Comme pour le pont à travées semi-continues, une variation positive signifie une perte de contrainte de compression.

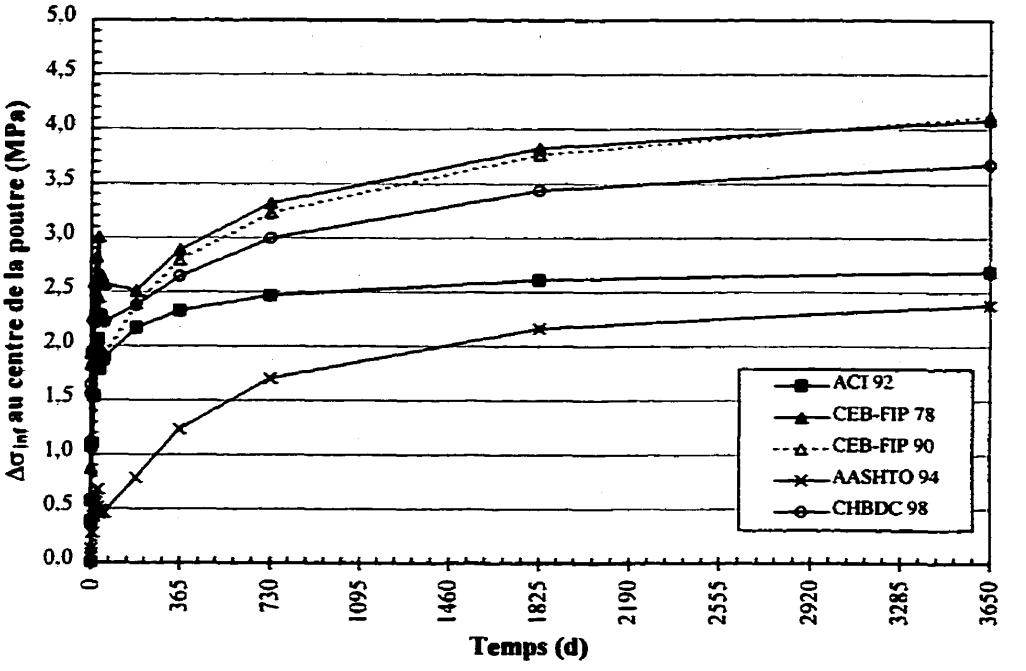


Figure 6.11 : Variation de la contrainte à la fibre inférieure au centre de la travée

En examinant la Figure 6.11, on remarque que selon le modèle du ACI (1992), la poutre aurait perdu 2,6 MPa. Les autres modèles prédisent des pertes allant de 3,6 MPa pour le CHBDC (1998) à 4,2 MPa pour le CEB-FIP (1990). Une différence de perte de 1,6 MPa n'est très importante mais elle pourrait affecter le nombre de câbles requis par poutre.

Finalement, le Tableau 6.3 présente le mouvement total que subira le joint tablier-culée du pont à culées intégrales à cause du retrait et du fluage. Encore une fois, c'est le modèle du ACI (1992) qui donne le mouvement le moins important avec ses 5,3 mm. Les autres modèles donnent des valeurs de mouvement allant de 7,4 mm pour le CHBDC (1998) à 8,2 mm pour le CEB-FIP (1978). Comme pour le pont à travées semi-

continues, ces différences n'auraient pas une grande influence. En effet, une différence de 3 mm ne devrait pas affecter la faisabilité de ce type de pont.

Tableau 6.3 : Mouvement du joint causé par le retrait et le fluage

	ACI (1992)	CEB-FIP (1978)	CEB-FIP (1990)	AASHTO (1994)	CHBDC (1998)
Mouvement après 10 ans	5,3	8,2	8,1	7,9	7,4

6.2 Évaluation de la méthode proposée par le PCA pour déterminer les efforts induits par le retrait et le fluage

La méthode actuelle utilisée pour calculer les efforts induits par les déformations de fluage et de retrait dans les ponts à travées semi-continues est celle qui a été proposée par le *Portland Cement Association* (PCA) en 1969. Pour procéder à l'évaluation de cette méthode, il suffit simplement de comparer les résultats obtenus manuellement à l'aide de cette dernière à ceux obtenus avec CPF98.

6.2.1 Description de la méthode manuelle PCA (1969)

La méthode PCA (1969) permet de déterminer le moment positif aux appuis intermédiaires d'un pont à travées semi-continues causé par le fluage et le retrait. L'équation permettant de déterminer ce moment est la suivante :

$$M_r = (M_p + M_{DL})(1 - e^{-\phi}) + M_{sh}\left(\frac{1 - e^{-\phi}}{\phi}\right) \qquad [6.1]$$

où,

M_r = Moment de retenue causé par le fluage et le retrait

M_p = Moment de précontrainte à l'appui intermédiaire

M_{DL} = Moment causé par les charges mortes à l'appui intermédiaire

M_{sh} = Moment causé par le retrait différentiel à l'appui intermédiaire

ϕ = Coefficient de fluage

$(1-e^{-\phi})$ = Facteur de moment de retenue causé par le fluage

$\left(\frac{1-e^{-\phi}}{\phi}\right)$ = Facteur de moment de retenue causé par le retrait différentiel

Les moments (M_p + M_{DL}) doivent être calculés comme si la structure était continue dès le départ. Ainsi, M_p est un moment hyperstatique de précontrainte et M_{DL} est le moment hyperstatique que causerait la totalité des charges mortes si elles étaient appliquées sur la structure continue. Pour calculer M_p, PCA (1969) décrit une technique manuelle où les efforts de précontrainte sont remplacés par des charges externes. Pour ce calcul, on doit utiliser les contraintes finales dans les câbles de précontrainte, c'est-à-dire la contrainte après toutes les pertes causées par le fluage, le retrait, la relaxation des aciers et le raccourcissement élastique.

Le moment M_{sh} est le moment à l'appui causé par le retrait différentiel. Pour déterminer ce moment, il suffit d'appliquer à la structure continue un moment de retrait différentiel M_{shd} uniformément réparti et de déterminer le moment M_{sh} à l'appui que causera ce dernier par une simple analyse élastique. PCA (1969) donne un exemple de calcul à cet effet. Le moment M_{shd} qu'il faut appliquer à la structure est le suivant:

$$M_{shd} = \varepsilon_{shd} \cdot E_{cd} \cdot A_d \cdot \left(y_{scomp} + \frac{t}{2} \right) \qquad [6.2]$$

où,

ε_{shd} = Déformation de retrait différentiel

E_{cd} = Module élastique du béton de la dalle, MPa

A_d = Aire de la section de dalle, mm²

y_{scomp} = Distance entre le centre de gravité de la section composite et le dessus de la poutre, mm

t = Épaisseur de la dalle

La déformation de retrait différentiel ε_{shd} se détermine de la façon suivante :

$$\varepsilon_{shd} = \left[\varepsilon_{sh}(t_{sh0}, t_{sh}) - \varepsilon_{sh}(t_{sh0}, t_{sh1})\right]_{poutre} - \left[\varepsilon_{sh}(t_{sh0}, t_{sh})\right]_{dalle} \qquad [6.3]$$

où,

ε_{sh} = Retrait selon un modèle prédictif choisi;

t_{sh0} = Âge du béton au début du séchage (poutre ou dalle selon le cas);

t_{sh1} = Âge du béton au moment de la coulée de la dalle;

t_{sh} = Âge du béton à l'instant final considéré (poutre ou dalle selon le cas).

Le signe des moments M_r, M_p, M_{DL} et M_{sh} sont ceux de la convention de la résistance des matériaux, c'est-à-dire qu'un moment est positif s'il cause des contraintes de traction à la fibre inférieure et il est négatif dans le cas inverse.

Le facteur de moment de retenue causé par le fluage, à savoir $(1\text{-}e^{-\Phi})$, provient d'un développement théorique qui est décrit dans PCI et PTI (1978). Selon ce

développement, les efforts causés par les charges permanentes d'une structure qui change de conditions limites au cours de sa vie, tendront vers les efforts que subirait cette dernière si, dès le départ, la structure possédait ses conditions limites finales. C'est pour cette raison que les moments M_p, et M_{DL} sont calculés comme si la structure était continue dès le départ. Le coefficient de fluage ϕ à utiliser dans le facteur $(1-e^{-\phi})$ se détermine comme suit :

$$\phi = \phi(t, t_0) - \phi(t_1, t_0) \qquad [6.4]$$

où,

ϕ = Coefficient de fluage selon un modèle prédictif choisi;

t_0 = Âge du béton au moment de l'application de la première charge permanente;

t_1 = Âge du béton au moment du changement de conditions limites;

t = Âge du béton à l'instant final considéré.

Le facteur de moment de retenue causé par le retrait différentiel $(1-e^{-\phi})/\phi$ provient de l'hypothèse que le taux de retrait est le même que le taux de fluage. Le développement théorique de ce facteur est également décrit dans PCI et PTI (1978). La Figure 6.12 montre ces facteurs de moment de retenu en fonction du coefficient de fluage ϕ.

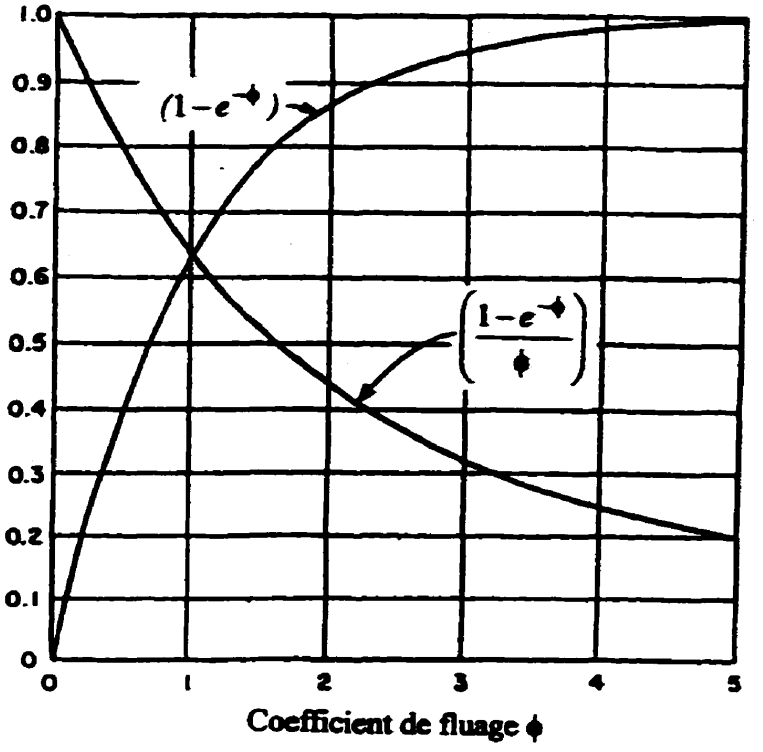


Figure 6.12 : Facteurs de moment de retenu

6.2.2 Comparaison des résultats de CPF98 à ceux de la méthode PCA (1969)

Pour procéder à la comparaison des deux méthodes, un pont à deux travées semi-continues a été analysé. Le modèle est le même que celui décrit à la section 6.1.1, sauf en ce qui concerne les épaisseurs fictives. Seulement deux valeurs différentes d'épaisseurs fictives au lieu de cinq ont été utilisées et, contrairement aux analyses précédentes, ces valeurs sont demeurées constantes dans le temps. Cette simplification a été faite afin de faciliter les calculs manuels. Les deux valeurs de h_0 sont celles qui correspondent à l'état initial de la poutre et de la dalle respectivement. L'épaisseur fictive de la poutre est donc de 225 mm alors celle de la dalle est de 254 mm.

Pour le calcul manuel du moment de précontrainte à l'appui central, la technique décrite dans PCA (1969) a été utilisée. Comme mentionné précédemment, on doit utiliser, pour ce calcul, la contrainte finale dans le câble de précontrainte, c'est-à-dire la contrainte après toutes les pertes causées par le fluage, le retrait, la relaxation des aciers et le raccourcissement élastique. Comme on tente de corroborer les résultats de CPF98, la contrainte finale utilisée est la même que celle déterminée par CPF98, à savoir 1121 MPa. Pour le calcul du coefficient de fluage ϕ et de la déformation de retrait ε_{sh}, le modèle ACI (1992) a été utilisé. On a évalué le moment de retenu après 10 années de service.

La Figure 6.13 présente la comparaison des efforts déterminés à l'aide de la méthode manuelle du PCA (1969) à ceux obtenus de CPF98. On remarque sur cette figure que deux analyses ont été effectuées, l'une tenant compte du retrait différentiel et l'autre négligeant ce paramètre. Dans les deux cas, on remarque que la méthode manuelle du PCA (1969) sous-estime le moment à l'appui central, l'analyse tenant compte du retrait différentiel comportant une différence plus importante. En effet, après 10 années de service, CPF98 prédit, pour l'analyse avec le retrait différentiel, un moment positif à l'appui central de 1445 kN·m alors que la méthode PCA (1969) prédit un moment de 890 kN·m, ce qui est 38% inférieur. Dans le cas de l'analyse ne tenant pas compte du retrait différentiel, CPF98 prédit plutôt un moment de 2050 kN·m alors que la méthode PCA (1969) prédit un moment de 1718 kN·m, soit 16% inférieur.

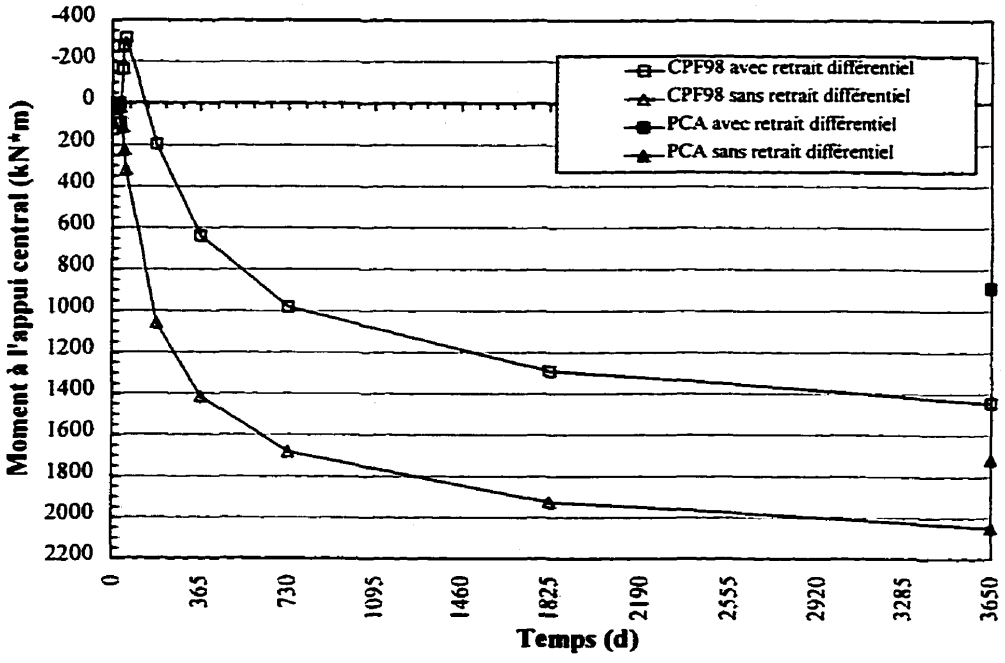


Figure 6.13: Comparaison des efforts déterminés à l'aide de CPF98 à la méthode manuelle du PCA (1969)

Il semble donc que les résultats obtenus avec la méthode manuelle du PCA (1969) ne correspondent pas à ceux obtenus avec CPF98. De plus, il semble que l'hypothèse de la méthode du PCA (1969), selon laquelle le taux de retrait serait le même que le taux de fluage, n'est pas valide, celle-ci pouvant même engendrer des différences plus importantes.

S'il est impossible au concepteur d'utiliser une méthode plus précise que celle proposée par le PCA (1969), il serait tout de même permis d'utiliser cette dernière mais une attention particulière devrait être apportée à la contrainte utilisée pour le calcul du moment hyperstatique de précontrainte M_p. Ainsi, au lieu d'utiliser les contraintes

finales dans le câble, il serait préférable d'utiliser les contraintes au transfert. On obtiendrait alors des résultats beaucoup plus près de ceux de CPF98. En effet, si on utilise une contrainte de 1260 MPa au lieu de 1126 MPa, le moment de retenu à l'appui M_r, en considérant le retrait différentiel, passe de 890 kN·m à 1429 kN·m, ce qui est 1% inférieur à la valeur de CPF98. Dans le cas de la prédiction ne tenant pas compte du retrait différentiel, le moment passe de 1718 kN·m à 2257 kN·m, ce qui est 10% supérieur à la valeur de CPF98. De cette façon, l'utilisation de la méthode PCA (1969) peut sembler acceptable. Il faut cependant faire attention à un autre point important.

Si on compare les Figures 6.4 et 6.13, on s'aperçoit qu'il y a une différence de 848 kN·m entre la prédiction « ACI 92 » de la Figure 6.4 et la prédiction « CPF98 avec retrait différentiel » de la Figure 6.13. Pourtant, la seule différence entre ces deux modèles provient de l'épaisseur fictive utilisée. Il semble donc que le choix de cette variable soit un facteur déterminant dans le résultat final. La Figure 6.14 montre l'influence de l'épaisseur fictive sur la prédiction du moment à l'appui central du modèle de pont à deux travées continues.

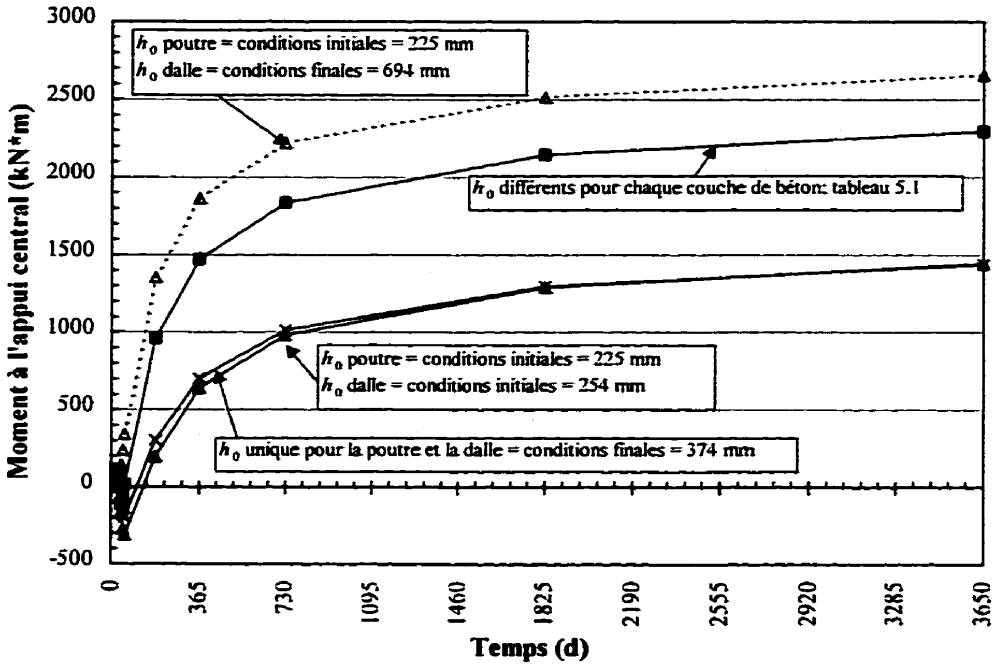


Figure 6.14 :Influence de l'épaisseur fictive h_0 sur la prédiction du moment à l'appui central d'un pont à 2 travées continues

On a essayé quatre méthodes pour calculer l'épaisseur fictive h_0. La première méthode, la plus précise, est celle qui a été décrite au chapitre 5 et dont les valeurs se retrouvent au Tableau 5.1. Bien que cette méthode soit précise, elle ne s'applique pas aux calculs manuels et elle convient seulement lorsqu'un logiciel comme CPF98 peut être utilisé. La deuxième méthode consiste à calculer deux h_0 différents, l'un pour la poutre et l'autre pour la dalle. Pour ce calcul, on prend les conditions initiales d'exposition à l'air ambiant. La troisième méthode est sensiblement la même que la deuxième sauf pour les conditions d'exposition. Ainsi, on utilise les conditions initiales d'exposition pour la poutre et les conditions finales pour la dalle. Finalement, la dernière méthode consiste à utiliser une seule valeur de h_0 pour l'ensemble poutre-dalle. Cette

valeur correspond alors aux conditions finales d'exposition. Les différentes valeurs d'épaisseur fictives utilisées sont indiquées sur la Figure 6.14.

En examinant la Figure 6.14, on s'aperçoit que la méthode donnant des résultats plus près de ceux obtenus avec des valeurs précises et variables d'épaisseurs fictives est la troisième méthode, à savoir deux h_0 différents, l'un pour la poutre et l'autre pour la dalle, avec les conditions initiales d'exposition pour la poutre et les conditions finales pour la dalle. Ce résultat semble logique car la poutre demeure assez longtemps sous ses conditions initiales, soit 28 jours, alors que la dalle n'est exposée à l'air ambiant que durant 14 jours dont les 7 premiers correspondent à la cure humide, donc théoriquement, le retrait n'ayant lieu que durant les 7 jours suivants.

Maintenant, si on utilise les valeurs de h_0 déterminées précédemment pour calculer, avec la méthode PCA (1969), le moment de retenu à l'appui central et ce, en utilisant les contraintes au transfert dans le câble de précontrainte, on obtient un moment de 3304 kN·m. Le moment de retenu calculé par CPF98 avec les mêmes h_0 est de 2658 kN·m ce qui est 16% supérieur à celui calculé avec les h_0 plus précis. La prédiction faite par la méthode manuelle de PCA (1969) devient donc 44% plus élevé que celle faite avec CPF98.

Il apparaît maintenant évident qu'il est difficile de corroborer les résultats obtenus avec la méthode manuelle du PCA (1969) à ceux obtenus de CPF98. Ces

différences peuvent provenir des hypothèses théoriques de base de la méthode PCA (1969), principalement celle spécifiant que le taux de retrait est le même que le taux de fluage. Ces différences peuvent également provenir du fait que les analyses faites avec CPF98 ne tenaient pas compte de la fissuration. La plupart du temps, les liens de continuité des ponts à travées semi-continues sont fissurés, ce qui réduit les efforts à cet endroit. La méthode du PCA (1969) tient peut-être compte de cette fissuration mais ce n'est pas mentionné de façon claire dans PCA (1969).

6.3 Proposition de modifications à la méthode actuelle de calcul des mouvements dans les joints de tablier des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place

Dans la norme de pont actuelle, soit la CAN/CSA S6-88, de même que dans la future norme CHBDC (1998), il n'y a pas de méthode spécifique pour le calcul des joints de tablier. Il y est seulement indiqué que la variation de longueur d'un tablier de pont doit tenir compte des différents efforts auxquels il est soumis. Depuis un certain nombre d'années, le Ministère des Transports du Québec a adopté une méthode pour le calcul des mouvements de tablier qui est décrite dans le Manuel de Conception des Structures (1998). C'est une modification à cette méthode qui est proposée dans les lignes suivantes, cette modification s'appliquant uniquement aux ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place.

Selon le Manuel de Conception des Structures (1998), le mouvement total δ d'un joint de tablier se calcule à l'aide de la relation suivante :

$$\delta = A_{te} + R_{te} + D_f + D_r + D_{sh} + D_c \qquad [6.5]$$

où,

A_{te} = Allongement dû à la température, mm

R_{te} = Raccourcissement dû à la température, mm

D_f = Déplacement du point d'appui fixe sous l'action des forces de freinage, mm

D_r = Déformation due à la rotation du tablier par la surcharge de camion, mm

D_{sh} = Déformation due au retrait du béton du tablier, mm

D_c = Déformation due au fluage du béton du tablier, mm

Parmi ces différents paramètres, trois d'entre eux sont décrits dans ce qui suit, à savoir D_r, D_{sh} et D_c, les deux derniers étant directement liés au sujet de ce mémoire.

6.3.1 Calcul du mouvement dans le joint de tablier causé par les charges vives

Selon le Manuel de Conception des Structures (1998), on détermine D_r, la déformation due à la rotation du tablier par la surcharge de camion, de la façon suivante :

$$D_r = \theta \times d \qquad [6.6]$$

où,

θ = Rotation du tablier sur l'appareil d'appui due à la surcharge de camion, en rad

d = Hauteur du tablier, en mm

Cette équation suppose que le tablier tourne autour de son appui ce qui, quoique sécuritaire, a été mis en doute. Afin d'éclaircir ce point, le ministère des Transports du Québec a effectué des essais de chargement sur le pont de la Rivière des Fèves afin de vérifier cette hypothèse. Lors de ces essais, il a été démontré que le tablier tournait autour de son axe neutre plutôt qu'autour de ses appuis (Savard, 1998), ce qui correspond davantage à la théorie des poutres. Cependant, cette observation sera vraie seulement si les appuis offrent une possibilité de mouvements horizontaux. Étant donné que les appuis mobiles en élastomère généralement utilisés permettent ce mouvement, il serait donc plus approprié de calculer le mouvement dû à la rotation causée par la surcharge de camion de la façon suivante :

$$D_r = \theta \times y_{sup} \qquad [6.7]$$

où,

y_{sup} = Distance du centre de gravité de la section du tablier au-dessus du joint.

Cette dernière équation permettra de prédire de façon plus juste D_r. Par exemple, si on prend le pont de la Rivière des Fèves, on trouverait une valeur de D_r. égale à:

$$D_r = 0{,}001868\,rad \times 661{,}6\,mm = 1{,}24\,mm \qquad [6.8]$$

au lieu de la valeur de D_r suivante:

$$D_r = 0{,}001868\,rad \times 1800\,mm = 3{,}36\,mm \qquad [6.9]$$

L'équation [6.7] proposée donne dans ce cas-ci, une valeur 63% inférieure à celle de l'équation [6.6]. Selon les résultats disponibles dans Savard (1998), le mouvement

maximal mesuré au pont de la Rivière des Fèves a été de 0,30 mm, ce qui est nettement inférieur à la valeur calculée.

6.3.2 Calcul du mouvement dans le joint de tablier causé par le retrait

Dans le Manuel de Conception des Structures (1998), le déplacement D_{sh}, causé par la déformation de retrait, se calcule comme suit:

$$D_{sh} = \varepsilon_{sh} \times L \qquad [6.10]$$

où,

$\varepsilon_{sh} = 0{,}00012$

L = Longueur du tablier soumise à la variation à partir d'un point fixe, mm

Selon cette équation, la déformation de retrait ayant lieu après la pose du joint de tablier est de 120 με, peu importe la section du tablier et les conditions d'exposition. Suite aux analyses faites avec CPF98 en utilisant le modèle réglementaire du ACI (1992), il semble que cette valeur soit sous-estimée, 200 με étant certainement une valeur plus réaliste. Néanmoins, il serait plus rigoureux d'utiliser l'un des modèles prédictifs proposés par les normes, principalement le modèle ayant été suggéré au chapitre 5 soit le modèle ACI (1992). De cette façon, on tiendrait compte de la géométrie de la section de tablier et de ses conditions d'exposition.

L'équation suggérée pour le calcul de D_{sh} est donc la suivante :

$$D_{sh} = \varepsilon_{sh} \times L \qquad [6.11]$$

avec,

$$\varepsilon_{sh} = \frac{A_p\left[\varepsilon_{sh}(t_{sh0}, t_{sh}) - \varepsilon_{sh}(t_{sh0}, t_{sh1})\right]_{poutre} + A_d\left[\varepsilon_{sh}(t_{sh0}, t_{sh})\right]_{dalle}}{A_p + A_d} \qquad [6.12]$$

où,

ε_{sh} = Retrait calculé selon le modèle ACI (1992), voir la section 2.6.5

t_{sh0} = Âge du béton au début du séchage (poutre ou dalle selon le cas)

t_{sh1} = Âge du béton au moment de la coulée de la dalle

t_{sh} = Âge du béton à l'instant final considéré (poutre ou dalle selon le cas)

A_p = Aire brute de la poutre, mm²

A_d = Aire brute de la dalle, mm²

Si on prend l'exemple du pont de la Rivière des Fèves, on a besoin des paramètres suivants pour résoudre les équations [6.11] et [6.12] après 10 ans:

t_{sh0} = 2 jours pour la poutre et 7 jours pour la dalle

t_{sh1} = 28 jours

t_{sh} = 3652 jours pour la poutre et 3622 pour la dalle.

A_p = 653 156 mm²

A_d = 504 000 mm²

L = 34 850 mm

RH = 70%

V/S = 112,6 mm pour la poutre (conditions initiales d'exposition)

= 347,0 mm pour la dalle (conditions finales d'exposition)

Avec ces paramètres et les équations de retrait de la section 2.6.5, on trouve la valeur de D_{sh} suivante :

$$\varepsilon_{sh} = \frac{653156\,mm^2[0{,}00368-0{,}00120]_{poutre} + 504\,000\,mm^2[124]_{dalle}}{1157156\,mm^2} = 0{,}00195 \quad [6.13]$$

$$D_{sh} = 0{,}00195 \times 34\,850\,mm = 6{,}80\,mm \quad [6.14]$$

Si on avait utilisé la méthode suggérée par le MTQ, on aurait plutôt obtenu la valeur suivante de D_{sh} :

$$D_{sh} = 0{,}0012 \times 34\,850\,mm = 4{,}18\,mm \quad [6.15]$$

La méthode suggérée par le MTQ donne donc une valeur 39% moins élevé que la valeur obtenue selon la méthode proposée.

L'utilisation de la méthode proposée dans cette section peut sembler fastidieuse mais il serait relativement aisé d'établir des courbes ou des tableaux pour les différents types de poutres préfabriquées utilisées par le MTQ. Pour les sections non standards, il faudrait cependant utiliser les équations complètes.

6.3.3 Calcul du mouvement dans le joint de tablier causé par le fluage

Dans le Manuel de Conception des Structures, le déplacement D_c causé par le fluage, se calcule comme suit:

$$D_c = 1{,}6\frac{PL}{E_c A} \quad [6.16]$$

où,

P = Force totale de précontrainte en service sur la section soumise à la précontrainte, N

A = Aire de la section de poutre et de dalle, mm²

L = Longueur du tablier soumise à la variation à partir d'un point fixe, mm

E_c = Module élastique du béton à 28 jours, MPa

Dans cette équation, le coefficient «1,6» représente le fluage que subira la poutre après la coulée de la dalle. Il semble donc que le coefficient de fluage soit le même, peu importe l'âge du béton lors du premier chargement, la géométrie de la section et les conditions d'exposition. D'après les analyses faites avec CPF98 à l'aide du modèle réglementaire du ACI (1992), il semblerait que ce coefficient de fluage serait plutôt inférieur à 1,0.

La façon la plus rigoureuse de tenir compte des différents paramètres influençant le fluage est certainement en utilisant l'un des modèles prédictifs réglementaires, principalement celui du ACI (1992). L'équation proposée pour le calcul de D_c serait alors la suivante :

$$D_c = \phi \frac{P_t L}{E_c A} \qquad [6.17]$$

avec,

$$\phi = \phi(t, t_0) - \phi(t_1, t_0) \qquad [6.18]$$

où,

ϕ = Coefficient de fluage selon le modèle du ACI (1992); voir la section 2.6.5;

t_0 = Âge du béton au moment de l'application de la précontrainte

t_1 = Âge du béton au moment de la coulée de la dalle

t = Âge du béton à l'instant final considéré.

P_t = Force totale de précontrainte immédiatement après le transfert, N

Prendre la force de précontrainte immédiatement après le transfert au lieu de celle en service facilite les calculs. En effet, le calcul de la force de précontrainte en service requiert que les pertes causées par le retrait, le fluage, la relaxation des aciers et le raccourcissement élastique soient connues, ce qui n'est pas toujours le cas. Utiliser la force immédiatement après le transfert est conservateur et ne requiert que le calcul de la perte causée par le raccourcissement élastique ou une approximation de celle-ci.

Si on prend l'exemple du pont de la Rivière des Fèves, on a besoin des paramètres suivants pour résoudre les équations [6.17] et [6.18]:

t_0 = 2 jours

t_1 = 28 jours

t = 3652 jours

RH = 70%

V/S = 112,6 mm pour la poutre (conditions initiales d'exposition)

P_t = 1240 MPa × 98,7 mm² × 66 torons = 8 077 608 N

E_c = 30 998 MPa selon l'A23.3 (1994) avec f'_c égal à 46 MPa et avec γc égal à 2389 kg/m³

L = 34 850 mm

A = 1 157 156 mm²

Avec ces paramètres et l'équation de fluage de la section 2.6.5, on trouve la valeur D_c suivante :

$$\phi = 1{,}365 - 0{,}606 = 0{,}759 \qquad [6.19]$$

$$D_c = 0{,}759 \frac{8\,077\,608\,N \times 34\,850\,mm}{30\,998\,MPa \times 1\,157\,156\,mm^2} = 5{,}96\,mm \qquad [6.20]$$

Si on avait utilisé la méthode suggérée par le MTQ, on aurait plutôt obtenu la valeur suivante de D_c :

$$D_c = 1{,}6 \frac{6\,540\,000\,N \times 34\,850\,mm}{30\,998\,MPa \times 1\,157\,156\,mm^2} = 10{,}17\,mm \qquad [6.21]$$

La méthode suggéré par le MTQ donne donc une valeur 71% plus élevé que la valeur obtenue selon la méthode proposée.

Encore une fois, l'utilisation de la méthode proposée dans cette section peut sembler fastidieuse mais il serait relativement aisé d'établir des courbes ou des tableaux pour les différents types de poutres préfabriquées. Pour les sections non-standards, il faudrait cependant utiliser les équations complètes.

6.3.4 Comparaison des calculs du mouvement dans le joint de tablier causé par le fluage et le retrait.

Si on prend l'exemple du pont de la Rivière des Fèves, le mouvement dans le joint de tablier, causé par le fluage et le retrait, calculé selon la méthode manuelle proposée dans ce mémoire, est de 12,76 mm (6,80 + 5,96). Selon une analyse faite avec CPF98, ce mouvement serait plutôt de 11,94 mm et selon la méthode du MTQ, ce mouvement serait de 14,35 mm (4,18 + 10,17). La valeur obtenue de la méthode révisée semble donc se situer plus près de la valeur réelle, ici représentée par le calcul effectué avec CPF98 et ce, tout en demeurant du côté sécuritaire.

La méthode actuelle du MTQ donne également une valeur sécuritaire sans pour autant être trop élevée. Cependant, c'est en examinant les valeurs de fluage et de retrait séparément que l'on s'aperçoit que cette dernière méthode ne donne pas de bons résultats. Le retrait est sous-estimé alors que le fluage est surestimé.

Néanmoins, si on compare le mouvement total du joint, incluant les mouvements de température A_{te} et R_{te}, on trouve avec la méthode proposée une valeur de δ égale à 33,29 mm (1,36 +12,76 + 19,17). Selon la méthode du MTQ, ce mouvement δ serait plutôt égale à 36,88 mm. La différence de 3,59 mm entre les deux méthodes n'affectera certainement pas le design du joint de tablier. En somme, les modifications apportées à la méthode du MTQ rendent cette dernière plus précise mais elles ne changeraient pas le

design du joint de tablier du pont de la Rivière des Fèves. Pour d'autres ponts du même type que ce dernier, on peut présumer qu'il en serait de même.

6.4 Conclusions et recommandations

Les analyses comparatives effectuées avec CPF98 sur différents types de pont, à savoir un pont à deux travées continues et un pont à culées intégrales, ont permis de déterminer l'influence du choix d'une méthode réglementaire sur l'évaluation des mouvements et des efforts induits par le fluage et le retrait.

Selon ces deux analyses, si le profil final d'un ouvrage est un paramètre important, le choix d'un bon modèle prédictif réglementaire de fluage et de retrait peut être décisif. Dans le cas du pont à culées intégrales, la différence à long terme entre les modèles peut atteindre 65%, si on considère le modèle du ACI (1992) comme étant la référence. Dans le cas du pont à travées semi-continues, ce sont plutôt les prédictions à court terme qui auront une influence car, suite à la connexion de continuité entre les travées, le profil demeure relativement stable, peu importe le modèle prédictif réglementaire choisi.

Pour ce qui est de la prédiction des mouvements de tablier causés par le fluage et le retrait, il semble, selon ces deux analyses, que le choix du modèle prédictif réglementaire soit moins important. La différence de quelques millimètres observée n'aurait pas de conséquences sur le choix de la taille du joint de tablier.

Enfin, en ce qui concerne les efforts induits par le fluage et le retrait dans ces structures, le choix d'une méthode prédictive réglementaire peut être décisif mais principalement pour le pont à travées semi-continues. En effet, on a vu que les efforts engendrés par le fluage et le retrait dans ce type de pont pouvaient atteindre des valeurs aussi importantes que celles causées par les charges vives. Par contre, puisque le pont à culées intégrales comporte une certaine flexibilité, ces mêmes efforts sont jusqu'à 10 fois moins grands. Dans le cas du pont à travées semi-continues, on a vu que la différence entre les modèles réglementaires peut être de 65%. Cette différence de prédiction ferait certainement une différence quant au choix du nombre de câbles requis pour résister à toutes les charges. Cela peut même affecter le choix du type de poutres si le nombre de câbles inclus dans celle-ci est proche de sa limite maximale.

Si on s'attarde à l'évaluation de la méthode manuelle du PCA (1969), on s'est rendu compte que les efforts induits par le fluage et le retrait déterminés à l'aide de cette méthode ne correspondaient pas à ceux déterminés avec CPF98. Ces différences peuvent provenir des hypothèses théoriques de base de la méthode PCA (1969), principalement celle spécifiant que le taux de retrait est le même que le taux de fluage. Ces différences peuvent également provenir du fait que les analyses faites avec CPF98 ne tenaient pas compte de la fissuration. La plupart du temps, les liens de continuité des ponts à travées semi-continues sont fissurés, ce qui réduit les efforts à cet endroit. La méthode du PCA (1969) tient peut-être compte de cette fissuration mais ce n'est pas mentionné de façon claire dans PCA (1969).

Lors de l'évaluation de la méthode manuelle du PCA (1969) on s'est rendu compte que la valeur de l'épaisseur fictive pouvait avoir une influence notable. Ainsi, seul un logiciel tel que CPF98 sera en mesure de tenir compte de l'épaisseur fictive variable sur la hauteur d'une section et dans le temps. De plus, pour déterminer les efforts causés par le fluage et le retrait, CPF98 demeure encore la meilleure solution, surtout avec les outils informatiques dont on dispose aujourd'hui.

Finalement, pour le calcul des mouvements aux joints de tablier, quelques modifications ont été apportées à la méthode actuellement utilisée par le Ministère des Transports du Québec afin de la rendre plus rigoureuse mais celles-ci ne devraient pas affecter le design des joints de tablier des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place. Les modifications apportées font en sorte que la méthode devient plus difficile à utiliser mais elles permettent de raffiner la prédiction des mouvements subis par les joints de tablier selon le type de section utilisée et les différentes conditions d'exposition. Néanmoins, il serait relativement aisé d'établir des courbes ou des tableaux, pour les différents types de poutres préfabriquées, afin de faciliter l'utilisation de la méthode proposée.

CHAPITRE 7 :

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce chapitre résume les idées maîtresses de ce mémoire en commençant par la description des objectifs initiaux du projet. Par la suite un rappel des différentes conclusions et recommandations faites lors des chapitres précédents est exposé. Enfin, le sujet étant particulièrement complexe et cette étude étant loin de le couvrir complètement, des suggestions pour des recherches futures dans ce domaine sont également proposées.

7.1 Rappel des objectifs

L'objectif général de ce projet de recherche était de déterminer l'amplitude et la variation des déformations différées dans les ponts préfabriqués en béton précontraint avec dalle coulée en place construits au Québec. Plus spécifiquement, les objectifs consistaient à déterminer les mouvements du tablier induits par les déformations de retrait, de fluage et de température, à valider les méthodes réglementaires les plus courantes prédisant les déformations de retrait et de fluage et, finalement, à réviser les critères de conception entourant les phénomènes différés, plus particulièrement ceux concernant la conception des joints de tablier et entourant l'évaluation des efforts induits par le retrait et le fluage dans les ponts à travées semi-continues.

7.2 Conclusions

Le projet expérimental in situ, qui consistait essentiellement en l'instrumentation à long terme, à l'aide de cordes vibrantes et de thermocouples, d'un pont typique fait de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place, a permis de déterminer les mouvements du tablier induit par le retrait, le fluage et les effets thermique pour ce type de pont. En effet, malgré la rencontre de certains problèmes techniques et les difficultés logistiques que comporte ce type de projet, le déroulement du programme expérimental in situ a été un succès. Il est vrai qu'il aurait été intéressant de recueillir certaines données supplémentaires nous ayant échappées, mais il n'en demeure pas moins que l'objectif initial visé a été rencontré.

Le programme expérimental en laboratoire, qui consistait en l'exécution d'essais normalisés de fluage, de retrait et de module élastique, devait permettre de déterminer les propriétés rhéologiques et mécaniques du béton ayant servi à la construction du pont instrumenté. Dans l'ensemble, ces essais se sont passablement bien déroulés et ils ont permis de rencontrer l'objectif fixé.

La réalisation des deux programmes expérimentaux a permis de valider les modèles prédictifs réglementaires, de retrait, de fluage et de module élastique les plus communément utilisées, soit celui du CHBDC (1998), de l'AASHTO (1994), du A23.3 (1994), du ACI (1992) et du CEB-FIP (1990 et 1978). Les résultats de laboratoire ont été

analysés manuellement alors que les résultats in situ l'ont été à l'aide d'un logiciel permettant de tenir compte des phénomènes différés, soit le logiciel CPF98.

Ainsi, il semble que le modèle prédictif de retrait correspondant le mieux aux résultats expérimentaux in situ et en laboratoire soit celui du ACI (1992) suivi de près par celui de l'AASHTO (1994). Des conclusions différentes ont été obtenues pour la prédiction du fluage, selon qu'il s'agit du programme expérimental en laboratoire ou in situ. Ainsi, les essais normalisés de fluage ont mieux été prédits par le modèle du CHBDC (1998) alors que les résultats expérimentaux in situ l'ont mieux été et ce, d'une façon très évidente, par le modèle du ACI (1992). Le fait que les spécimens de laboratoire n'aient pas été soumis aux mêmes conditions d'exposition qu'in situ et qu'ils n'aient pas été chargés au même âge que le pont instrumenté peut expliquer cette observation.

Il y a deux types de prédictions réglementaires du module élastique. Le premier type permet de prédire le module élastique à partir de la résistance à la compression alors que le deuxième permet de prédire l'évolution du module élastique dans le temps. Concernant ce dernier type, il ne fait aucun doute que la fonction d'évolution du ACI (1992) est celle qui a donné la prédiction la près des valeurs expérimentales. En ce qui a trait à la prédiction réglementaire du module d'élasticité à partir de la résistance à la compression, l'utilisation de l'équation du A23.3 (1994) a donné d'excellents résultats.

Quelques analyses comparatives effectuées avec CPF98 sur différents types de ponts, à savoir un pont à deux travées semi-continues et un pont à culées intégrales, ont permis de déterminer l'influence du choix d'une méthode réglementaire sur l'évaluation des mouvements et des efforts induits par le fluage et le retrait. Ces analyses ne sont pas exhaustives mais elles permettent déjà de tracer une tendance.

Ainsi, selon ces deux analyses, si le profil final d'un ouvrage est un paramètre important, le choix d'un bon modèle prédictif réglementaire de fluage et de retrait peut être décisif, les résultats à court terme étant particulièrement importants. Si l'on s'intéresse plutôt aux mouvements du tablier causés par le fluage et le retrait, il semble que le choix du modèle prédictif réglementaire soit moins important. Enfin, en ce qui concerne les efforts induits par le fluage et le retrait dans ces structures, selon les deux analyses effectuées, le choix d'une méthode prédictive réglementaire peut être décisif, principalement pour le pont à travées semi-continues. En effet, on a vu que les efforts engendrés par le fluage et le retrait dans ce pont pouvaient atteindre des valeurs aussi importantes que celles causées par les charges vives. Par contre, puisque le pont à culées intégrales comporte une certaine flexibilité, ces mêmes efforts sont jusqu'à 10 fois moins grands. Dans le cas du pont à travées semi-continues, on a vu que la différence entre les modèles réglementaires peut être de 65%. Cet écart de prédiction ferait certainement une différence quant au choix du nombre de câbles requis pour résister à toutes les charges. Cela peut même affecter le choix du type de poutres si le nombre de câbles inclus dans celle-ci est proche de sa limite maximale.

Le ministère des Transports du Québec utilise, pour le calcul des efforts induits par le fluage et le retrait dans les ponts à travées continues, la méthode du PCA (1969). Les résultats obtenus de cette méthode ont été comparés à ceux obtenus d'une analyse avec CPF98. Suite à cette comparaison, il est apparu que les efforts déterminés à l'aide de la méthode du PCA (1969) ne correspondent CPF98 et ce, en utilisant les mêmes lois de fluage, de retrait et de module élastique. Ces différences peuvent provenir des hypothèses théoriques de base de la méthode PCA (1969), principalement celle spécifiant que le taux de retrait est le même que le taux de fluage. Elles peuvent également provenir du fait que les analyses faites avec CPF98 ne tenaient pas compte de la fissuration. La plupart du temps, les liens de continuité des ponts à travées semi-continues sont fissurés, ce qui réduit les efforts à cet endroit. La méthode du PCA (1969) tient peut-être compte de cette fissuration mais ce n'est pas mentionné de façon claire dans PCA (1969).

Lors de l'évaluation de la méthode manuelle du PCA (1969), on s'est rendu compte que la valeur de l'épaisseur fictive pouvait avoir une influence notable sur l'évaluation des efforts. En effet, l'épaisseur fictive est l'un des paramètres les plus influents sur les prédictions de fluage et de retrait. Il faut donc apporter une attention particulière au choix de cette variable dans ce genre d'analyse.

Enfin, quelques modifications ont également été apportées à la méthode actuellement utilisée par le ministère des Transports du Québec pour le calcul des

mouvements des joints de tablier des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place. Ces modifications ont pour but de rendre la méthode actuelle plus rigoureuse et universelle, mais celles-ci ne devraient pas affecter le design des joints de tablier de ce type de pont.

Ce projet de recherche a été initié suite à des observations du ministère des Transports du Québec comme quoi les mouvements des joints de tablier n'étaient pas aussi importants que ceux anticipés. Suite à cette étude, il semble que ces mouvements correspondent approximativement à ce qui a été calculé. Ce qui pourrait expliquer les observations du Ministère est que les différents phénomènes provoquant les mouvements des joints n'ont pas tous lieu simultanément comme la pratique de calcul le suppose.

7.3 Recommandations

7.3.1 Programme expérimental in situ

Certaines difficultés techniques rencontrées lors de ce projet ont rendu impossible l'utilisation des repères mécaniques. Ce type d'instrument est peu coûteux et il assure une redondance de l'instrumentation. Pour l'expérimentation in situ, il serait donc important d'exploiter ce type d'instrument au maximum.

De plus, lorsqu'on installe des thermocouples reliés à un système d'acquisition de donnée, il faut s'assurer que la température de référence nécessaire à leur lecture sera la

même que celle de la jonction des thermocouples. Ainsi l'utilisation d'un système de chauffage à l'intérieur du système d'acquisition de donnée n'est pas recommandée. Cependant, si cette mesure est absolument nécessaire, il faut que ce système chauffage permette une distribution uniforme de la température à l'intérieur du système d'acquisition.

Ensuite, lorsqu'on installe des CVN, il est important de prendre des lectures de déformations peu de temps après la prise du béton afin d'établir précisément un zéro initial. Cette mesure est nécessaire surtout si l'on tient à mesurer des déformations de retrait. En effet, les CVN conservent une déformation résiduelle causée par le durcissement du béton qui, si elle n'est pas mesurée rapidement, peut rendre les mesures subséquentes inutilisables.

Enfin, si des corrections thermiques doivent être apportées à des mesures prises par des CVS, il faut absolument que des mesures de température soient prises au même emplacement que la CVS. Cela peut se faire à l'aide de thermocouples ou bien en utilisant la mesure de température prise directement par les CVS. En effet, ce type d'instrument mesure également la température. Cependant, pour utiliser cette mesure de température, il faut connaître précisément le coefficient de correction de température fourni par le fabricant. Sinon, il faut calibrer la CVS à cet effet.

7.3.2 Programme expérimental en laboratoire

Lorsqu'on exécute des essais de fluage normalisés, il est important de s'assurer que les cellules de fluage utilisées seront en mesure de conserver leur charge sur une assez longue période de temps, deux semaines étant certainement un temps d'attente acceptable. De plus, il serait préférable de faire plusieurs essais de chargement sur des spécimens quelconques avant d'entreprendre les essais définitifs. Cette mesure permettrait de mieux contrôler la vitesse de chargement, celle-ci ayant une influence notable sur la valeur du module d'élasticité instantané.

Enfin, lorsque des repères mécaniques sont utilisés pour la lecture des déformations, il faut s'assurer que les lectures des repères seront stables. En effet, l'utilisation de repères mécanique usagés ou souillés peut provoquer une instabilité des lectures, rendant ainsi impossible l'interprétation des résultats.

7.3.3 Volet analytique

L'utilisation d'essais de fluage et de retrait en laboratoire sous des conditions différentes que celles rencontrées in situ, n'est pas recommandée, principalement en ce qui concerne les essais de fluage.

Étant donné les outils informatiques dont on dispose aujourd'hui, il serait recommandé d'utiliser un logiciel s'apparentant à CPF98 pour le calcul des efforts et

mouvements causés par les effets différés, les méthodes manuelles actuelles ne permettant pas de procéder à ces calculs adéquatement.

À la lumière des analyses de validation, il apparaît que les lois de prédiction du module élastique, du fluage et du retrait, proposées par le CHBDC (1998), la future norme canadienne des ponts, ne correspondent pas à ce qui a été observé expérimentalement. Il y aurait donc lieu de réviser ces lois prédictives. Évidemment, d'autres essais expérimentaux devraient être effectués pour s'assurer que ce qui a été observé dans ce projet, s'applique de façon plus générale.

7.4 Suggestions pour recherches futures

La réalisation de ce projet de recherche a permis d'ouvrir la porte à des recherches futures portant sur ce qui a été présenté dans ce mémoire et sur des sujets connexes. Une énumération de propositions de recherche est donc faite aux paragraphes suivants.

Les analyses structurales effectuées avec CPF98 ne sont certes pas exhaustives. Des analyses paramétriques beaucoup plus avancées seraient donc requises pour conclure avec certitude sur l'influence de fluage et du retrait sur les ouvrages d'art. On pourrait, entre autres, faire des analyses tenant compte de la fissuration dans les zones de continuité des ponts à travées semi-continues. Il serait d'ailleurs important de réaliser des essais en laboratoire sur des structures hyperstatiques soumises au fluage et au

retrait, principalement des structures semi-continues, tel les ponts à travées semi-continues vus dans ce mémoire. On pourrait ainsi s'assurer que les efforts engendrés par ces phénomènes sont aussi importants que le prédit CPF98.

Étudier plus en profondeur les ponts à culées intégrales à l'aide de CPF98 et suivre leur évolution par un programme de recherche avec mesures in situ permettrait de se rassurer sur le bon comportement à long terme de ce type de pont. Ainsi, les concepteurs pourraient davantage utiliser ce type de structure qui comporte de nombreux avantages.

Pour réaliser des analyses futures avec CPF98, il importerait de rendre le programme beaucoup plus convivial. À l'heure actuelle, son interface ne permet pas une utilisation efficace et elle peut même rebuter plus d'un concepteur.

Il serait également intéressant de vérifier l'influence du ratio *V/S* (calcul de h_0) sur les déformations de fluage et de retrait. Il faudrait pour cela tester des spécimens s'apparentant aux sections généralement utilisées et dont le ratio *V/S* peut varier sur l'épaisseur de la section. Des essais de fluage et de retrait dans des conditions hivernales seraient aussi appropriés. Les résultats in situ obtenus au cours de ce projet ont montré un ralentissement de ces déformations et même un gonflement durant cette période et aucune explication définitive n'a été donnée à cet effet.

Il serait bien aussi de faire des essais de fluage et de retrait à court terme, d'une durée de un à deux mois. En effet, on a vu au chapitre 3 que ce type d'essai pouvait être très fiable pour extrapoler les valeurs de coefficients de fluage et de déformations de retrait à long terme. Grâce à ce genre d'essai, toute une gamme de béton pourrait être testée et dans des conditions d'exposition différentes. On pourrait également charger des spécimens ayant des âges différents afin d'évaluer ce paramètre.

Il serait également intéressant de tenter de dissocier, lors de mesures in situ, le fluage et le retrait d'une structure soumise à des efforts permanents. Actuellement, la seule façon de procéder est en utilisant des spécimens témoins soumis aux même conditions d'exposition. Cette façon de faire est rarement réalisable, il serait donc bon de trouver une technique d'instrumentation et d'analyse à cet effet.

Déterminer une technique fiable, lors de mesures in situ, pour la détermination du coefficient de dilatation thermique serait aussi appréciée. En effet, des mesures en laboratoire ne sont pas suffisantes car il semble que le coefficient de dilatation thermique change avec les saisons, selon l'humidité relative ambiante. Des études plus poussées sur ce sujet seraient également intéressantes. Il faudrait aussi vérifier expérimentalement l'influence d'avoir des gradients thermiques différents sur l'épaisseur d'une section, comme ce qui a été observé dans la partie expérimentale de ce projet.

Lors du programme expérimental in situ, on a noté une différence entre les mesures prisent par les CVN et les CVS. Il serait important de comprendre cette différence de résultats.

Les suggestions énumérées ici ne comportent que les éléments jugés essentiels, beaucoup d'autres idées pourraient également être avancées...

BIBLIOGRAPHIE

AASHTO, 1994, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, *American Association of State Highway and Transportation*, Washington.

ACI Committee 209, 1992, Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures, *ACI Manual of Concrete Practice*, Detroit, pp. 209R-1–209R-47.

ASTM C 39-86, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, *American Society for Testing and Materials*, Philadelphia, Vol. 04.02, Concrete and Aggregates, 1993, pp. 20-23.

ASTM C 192-81, Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory, *American Society for Testing and Materials*, Philadelphia, Vol. 04.02, Concrete and Aggregates, 1986, pp. 142-151.

ASTM C 469-83, Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression, *American Society for Testing and Materials*, Philadelphia, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates, 1986, 305-309.

ASTM C 512-82, Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression, *American Society for Testing and Materials*, Philadelphia, Vol. 04.02, Concrete and Mineral Aggregates, 1986, 345-349.

BASTIEN, J., MICHAUD, M.-C., 1995, Travaux de recherche non publiés, Département de Génie Civil, Université Laval, Ste-Foy.

BAZANT, Z.P., PANULA, L., KIM, J.K., 1992, Improved Prediction Model for Time-Dependant Deformations of Concrete: Part 6-Simplified Code-Type Formulation, *Materials and Structures*, Paris, No 25, pp. 219-223.

BAZANT, Z.P., XI, Y., BAWEJA, S., 1993, Improved Prediction Model for Time-Dependant Deformations of Concrete: Part 7-Short Form of BP-KX model, statistics and extrapolation of short-time data, *Materials and Structures*, Paris, No 26, pp. 567-574.

BAZERGUI, A., BUI-QUOC, T., BIRON, A., M^{C}INTYRE, G., et LABERGE, C., 1987, Résistance des matériaux, édition corrigée, Edition de l'École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada, 477p.

BERNARD, D., 1998, Ponts à Culées Intégrales et Semi-intégrales, *5e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, Québec, Canada, 7p.

BROOKS, J.J., NEVILLE, A.M., 1975, Estimating long-term creep and shrinkage from short-term tests, *Magazine of Concrete Research*, V.27, No 90, pp. 3-12.

BROOKS, J.J., NEVILLE, A.M., 1978, Predicting long-term creep and shrinkage from short-term tests, *Magazine of Concrete Research*, V.30, No 103, pp. 51-61.

COLLINS, M.P. et MITCHELL, D., 1987, Prestressed Concrete Basics, *Canadian Prestressed Concrete Institute*, Ottawa, Ontario, Canada, 614p.

CEB-FIP, 1978, Code modèle CEB-FIP pour les Structures en Béton, 3e Édition 1978 des Recommandations Internationales CEB-FIP, Paris, 336p.

CEB-FIP, 1990, CEB-FIP Model Code 1990 Final Draft, Contribution à la 28e Session Plénière du CEB, Chapitre 2, 75p.

CHBDC, 1998, Section 8-Code Concrete Structures, Final Draft, Canada.

CSA, 1988, Norme CAN/CSA-S6-88: Calcul des ponts-routes, Association Canadienne de Normalisation, Rexdale, Ontario, 302p.

DIRUY, M., 1980, Les témoins sonores, bilan de 5 années de mesure sur le pont de Condren, Réf. MD/CA-86/SEM/80, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

DIRUY, M., 1993, Variation du Coefficient de Dilatation et du Retrait de Dessiccation des Bétons en Place dans les Ouvrages, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Volume 186, pp 45-54.

GHALI, A., FAVRE, R., 1994, Concrete Structures: Stresses and Deformations, Second Edition, E&FN Spoon, London, England, 444p.

EL-ALAM, P., MASSICOTTE, B., 1994, Gradients thermiques de conception pour le Pont de Grand-Mère, Rapport EPM/GSC-1994-01, Département de Génie Civil, Section Structures, École Polytechnique de Montréal, 252p.

ELBADRY, M.M., 1988, Serviceability of Reinforced Concrete Structures, Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Calgary, Alberta, Canada, 295p.

ELBADRY, M.M., GHALI, A., 1990, User's Manual and Computer Program CPF :Cracked Plane Frames in Prestressed Concrete, Revised, Research Report No CE85-2, Department of Civil Engineering, Calgary, Alberta, Canada, 205p.

LEROY, R., 1996, Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances, Série Ouvrages d'art-OA22, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 376p.

LORMAN, W.R., 1940, The Theory of Concrete Creep, *Proc. ASTM,* Volume 40, pp.1082-1102.

McHENRY, D., 1943, A New Aspect of Creep in Concrete and its Application to Design, *Proc. ASTM,* Volume 43, pp.1069-1084.

MASSICOTTE, B., DEGRANGE, G., TREMBLAY, S., 1992, Instrumentation In Situ des Structures, Rapport EPM/GSC-1992-01, Département de Génie Civil, Section Structures, École Polytechnique de Montréal, 192p.

MASSICOTTE, B., MICHAUD, M.-C., 1998, Modifications du programme CPF-Travaux non publiés, Département des Génies Civil, Géologiques et des Mines, Section Structures, École Polytechnique de Montréal.

MINSTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC, 1996, Manuel de Conception des Structures, Tome 1, Révision 1998, Direction des Structures, MTQ, Gouvernement du Québec.

NEVILLE, A.M., 1996, Properties of Concrete, Fourth and Final Edition, John Wiley & Sons, Inc, New-York, USA, 546p.

NEVILLE, A.M., BROOKS, J.J., 1993, Concrete Technology, Revised Reprint, Longman Scientific & Technical, Harlow, Essex, England, 438p.

NEVILLE, A.M., DILGER, W.H., BROOKS, J.J., 1983, Creep of Plain and Structural Concrete, Construction Press, London and New-York, 361p.

PICARD, A., 1983, Béton Précontraint Tome 1: Principes Fondamentaux et Dimensionnement, Gaëtan Morin Éditeur, Chicoutimi, Québec, Canada, 355p.

PICARD, A., 1985, Béton Précontraint Tome 2:Analyse, Gaëtan Morin Éditeur, Chicoutimi, Québec, Canada, 893p.

PICARD, A., 1992, Analyse des Structures, Éditions Beauchemin, Laval, Québec, Canada, 540p.

PILLAI, S.U. and KIRK, D.W., 1988, Reinforced Concrete Design, Second Edition, McGraw-Hill, 641p.

PCA, 1969, Design of Continuous Highway Bridges with Precast, Prestressed Concrete Girders, Portland Cement Association, Chicago, USA, 17p.

PCI & PTI, 1978, Precast Segmental Box Girder Bridge Manual, *Prestressed Concrete Institute & Post-Tensionning Institute*, Chicago & Glenview, USA, 116p.

RASKO, P., OJDROVIC and MEHDI, S., ZARGHAMEE, 1996, Concrete Creep and Shrinkage Prediction from Short-term Tests, *ACI Materials Journal*, V. 93, No 2, pp. 169-177.

RIVEST, S., MASSICOTTE, B., 1993, Étude du Comportement du Pont de Grand-Mère et Évaluation de son Renforcement, Rapport EPM/GSC-1993-10, Département de Génie Civil, Section Structures, École Polytechnique de Montréal, 213p.

ROCTEST, 1996, Manuel d'instructions Jauge de Mesure de la Tension Modèle Tensmeg, Roctest, St-Lambert, Québec, Canada, 15p.

ROSS, A.D., 1937, Concrete Creep Data, *The Structural Engineer*, V.15, No. 8 pp.314-326.

ROUX, R., 1997, Techniques du béton, CIV 6505, Notes de cours, École Polytechnique de Montréal, 137p.

SAVARD, M., OUELLET, G., 1998, Essais de Chargement: Pont sur la Rivière des Fèves, Dossier STR.: P16164, Ministère des Transports du Québec, Direction des Structures, 7p.

SHANK, J.R., 1935, The Plastic Flow of Concrete, Bulletin No. 91, Ohio State University Engineering Experiment Station, 62p.

STRAUB, L.G., 1930, Plastic Flow in Concrete Arches, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, V.56, pp.49-114.

TELEMAC, 1990, Extensomètre Type « C » C90-C110 Manuel d'utilisation, Telemac NEXTC/88, Gretz-Armainvilliers, France, 12p.

TELEMAC, Témoin Type SC Notice d'utilisation, Telemac NSC/717, Verneuil-en-Halatte, France, 8p.

US BUREAU OF RECLAMATION, 1956, Creep of Concrete Under High Intensity Loading, Concrete Laboratory Report No. C-820, Denver, Colorado, 6p.

VÉZINA, D., 1997, Valeurs de retrait des bétons utilisés pour les dalles de ponts, Communication privée.

WILHELM, F., 1967, Viscoelasticity, Blaisdell Publishing Company, Waltham, Massachusetts, Toronto and London, 120p.

ANNEXE A : Graphiques des mesures prises par les thermocouples

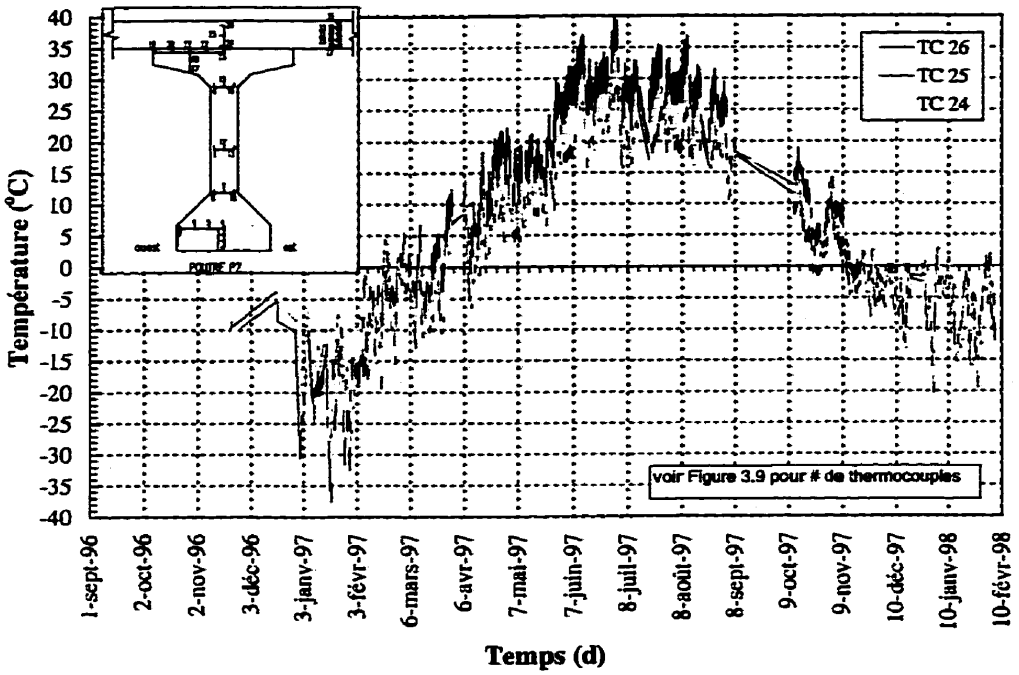


Figure A-1: Température de la dalle au-dessus de la poutre P2 en fonction du temps

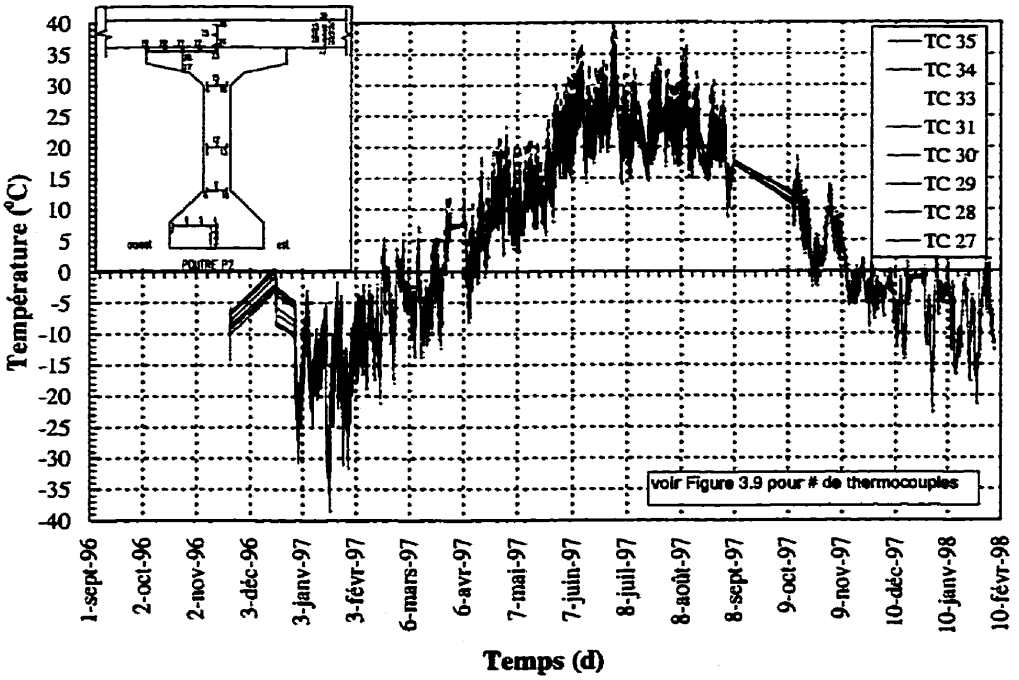


Figure A-2: Température de la dalle à l'est de la poutre P2 en fonction du temps

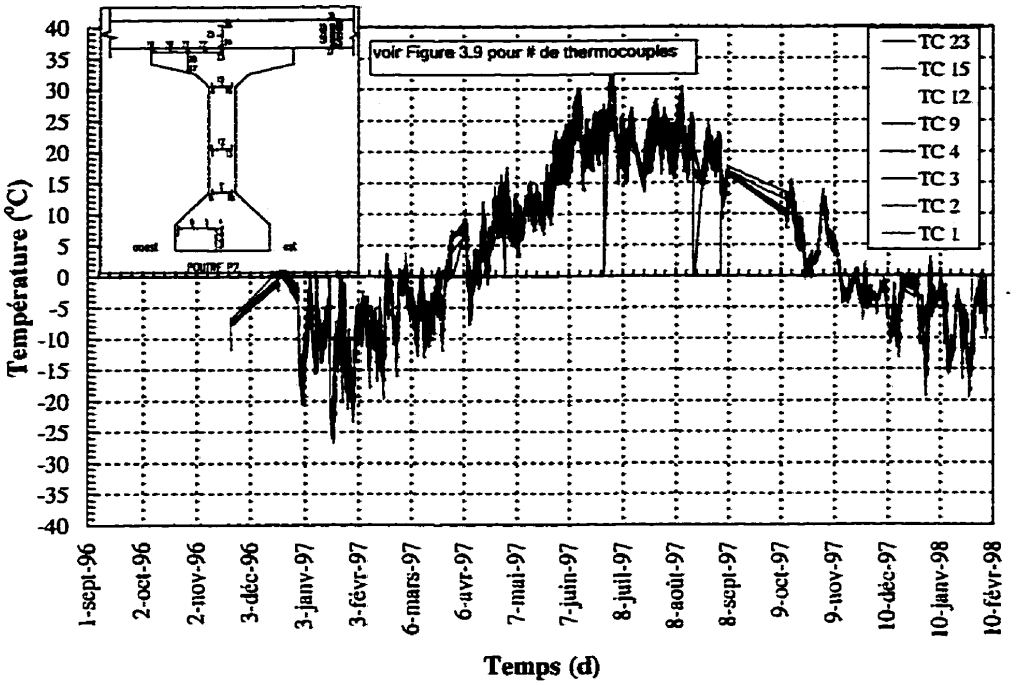


Figure A-3: Température du centre de la poutre P2 en fonction du temps

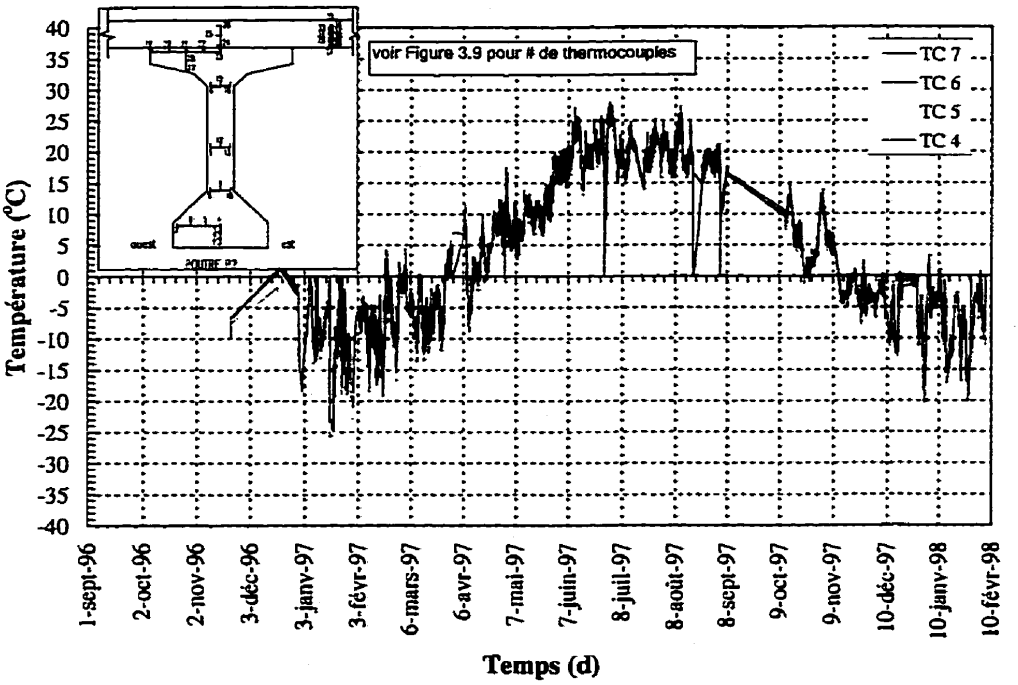


Figure A-4: Température de la semelle inférieure (de l'ouest vers l'est) de la poutre P2 en fonction du temps

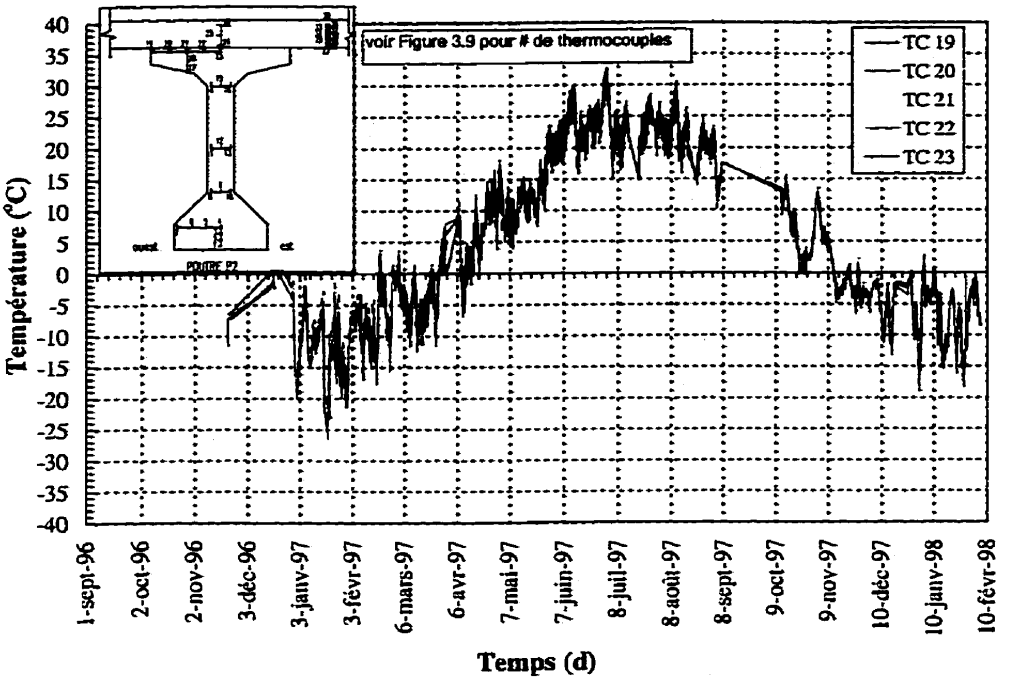


Figure A-5: Température de la semelle supérieure (de l'ouest vers l'est) de la poutre P2 en fonction du temps

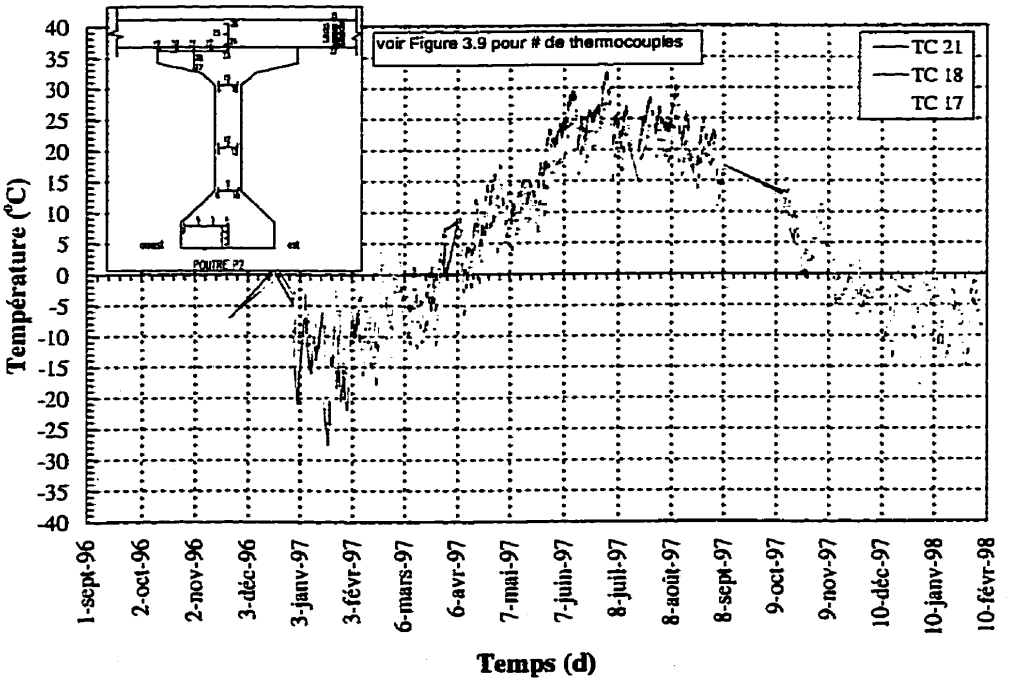


Figure A-6: Température de la semelle supérieure (du haut vers le bas) de la poutre P2 en fonction du temps

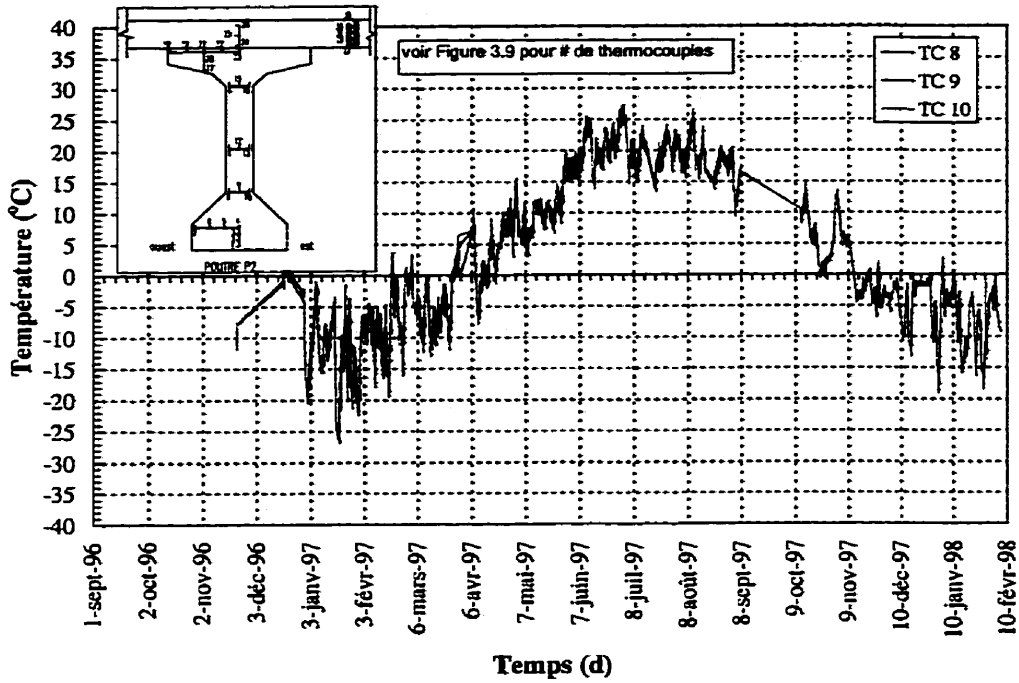


Figure A-7: Température du bas de l'âme (de l'ouest vers l'est) de la poutre P2 en fonction du temps

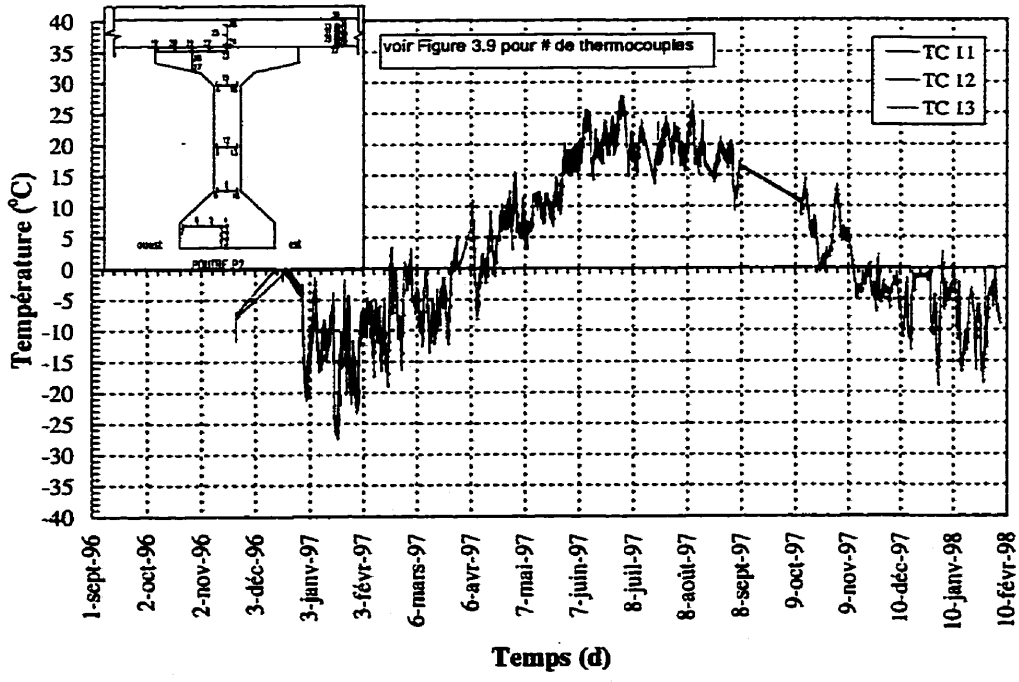


Figure A-8: Température du milieu de l'âme (de l'ouest vers l'est) de la poutre P2 en fonction du temps

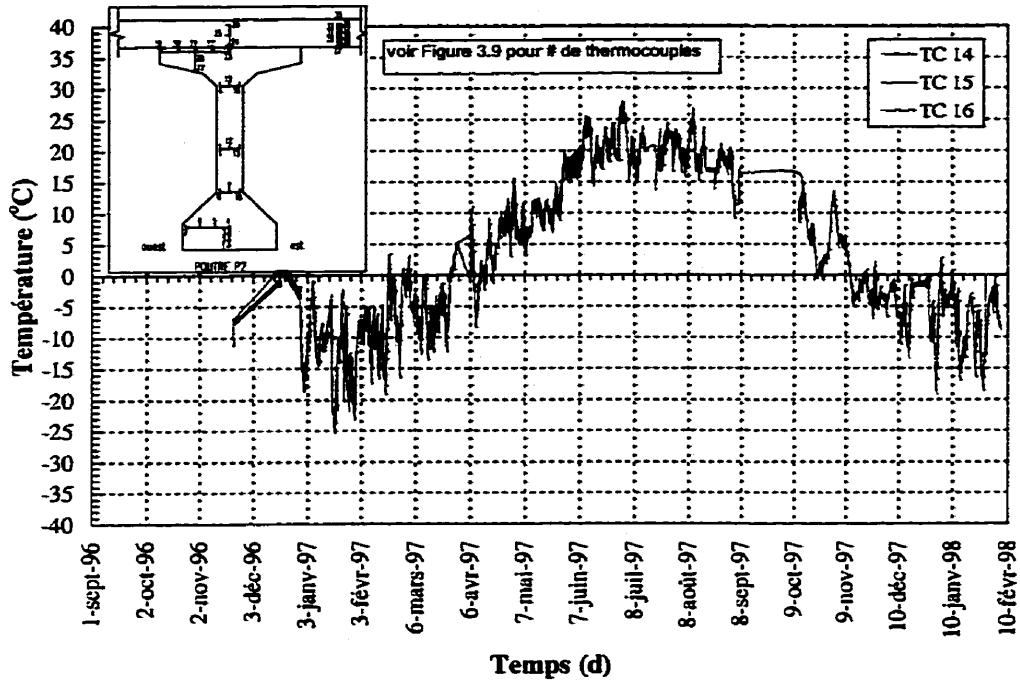


Figure A-9: Température du haut de l'âme (de l'ouest vers l'est) de la poutre P2 en fonction du temps

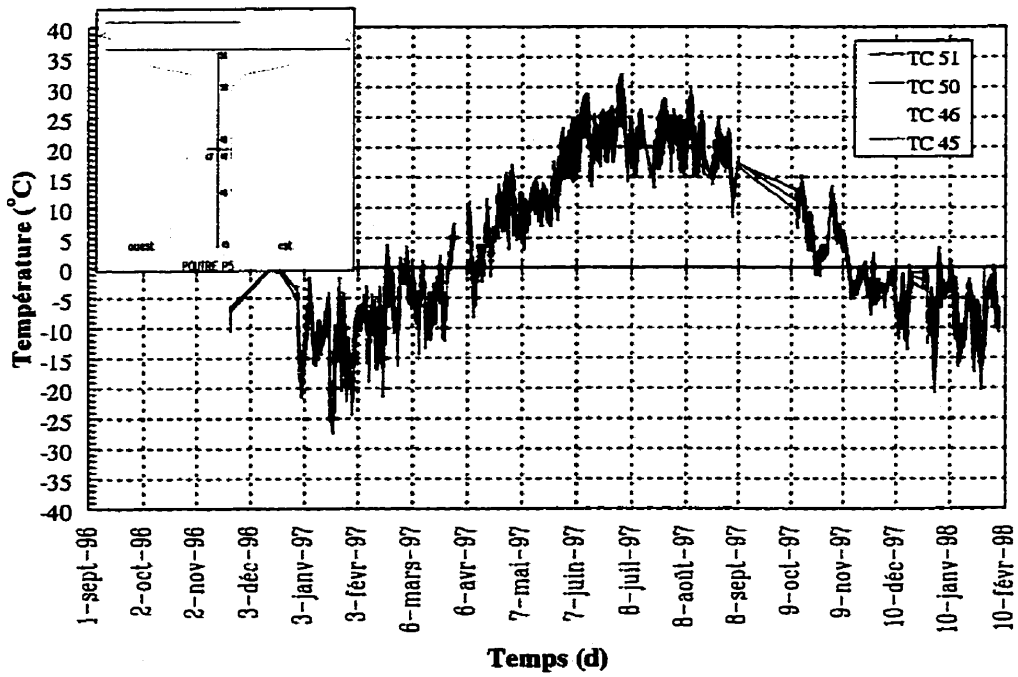


Figure A-10: Température de la poutre P5 (du haut vers le bas) en fonction du temps

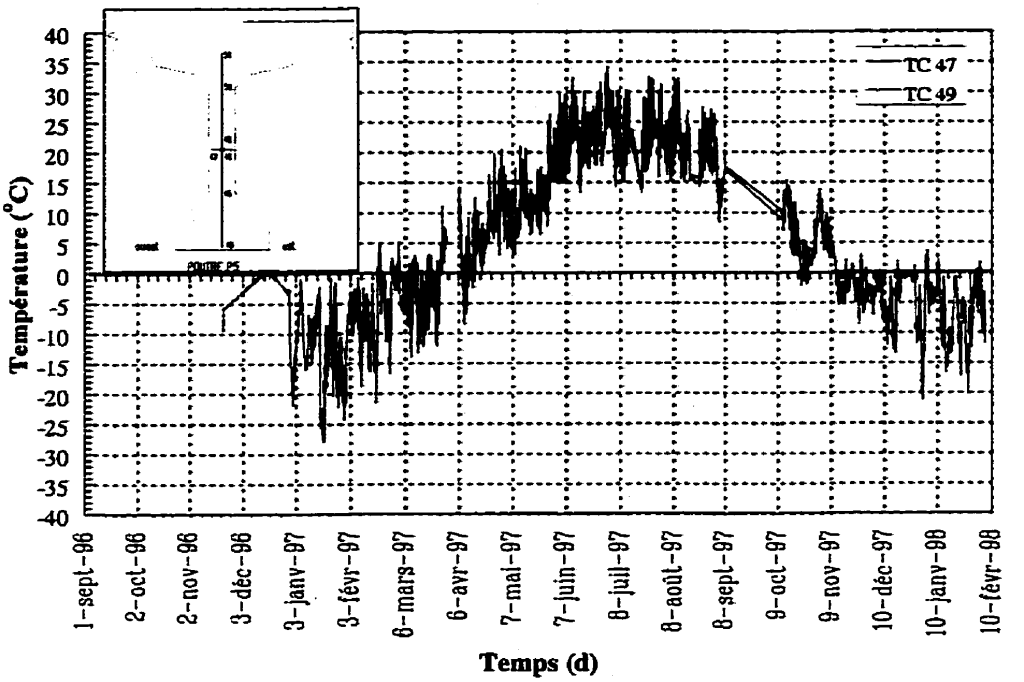


Figure A-11: Température de l'âme de la poutre P5 (de l'ouest vers l'est) en fonction du temps

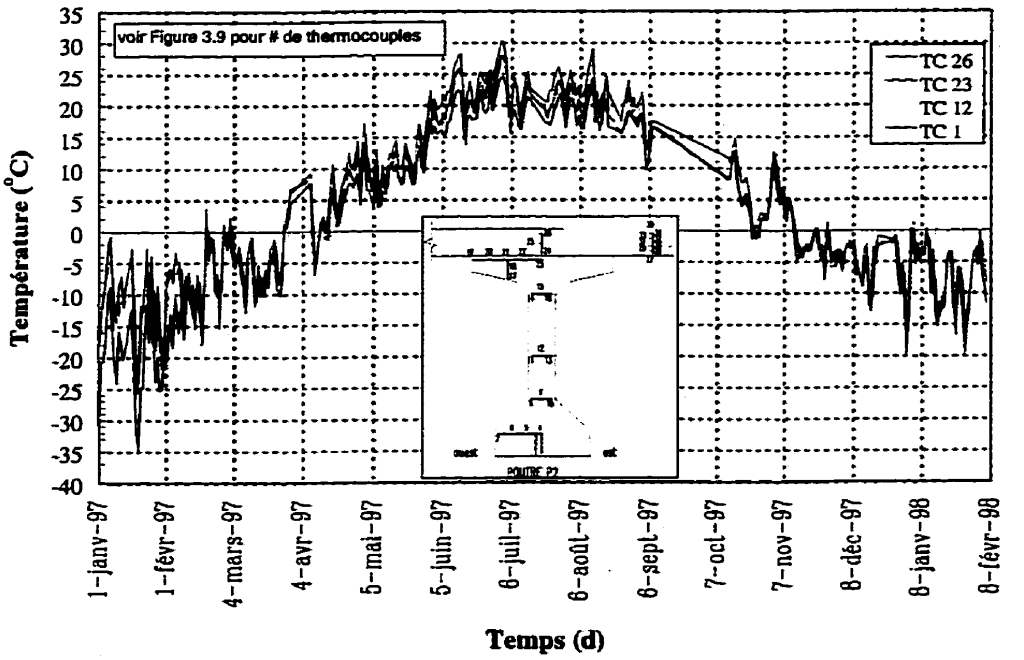


Figure A-12: Température mesurée par les thermocouples #26 (dalle), #23, #12 et #1 (poutre)

ANNEXE B : Calcul de l'épaisseur fictive (h_0)

On a vu au chapitre 2 que l'épaisseur fictive (h_0) était définie comme suit :

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \qquad [B\text{-}1]$$

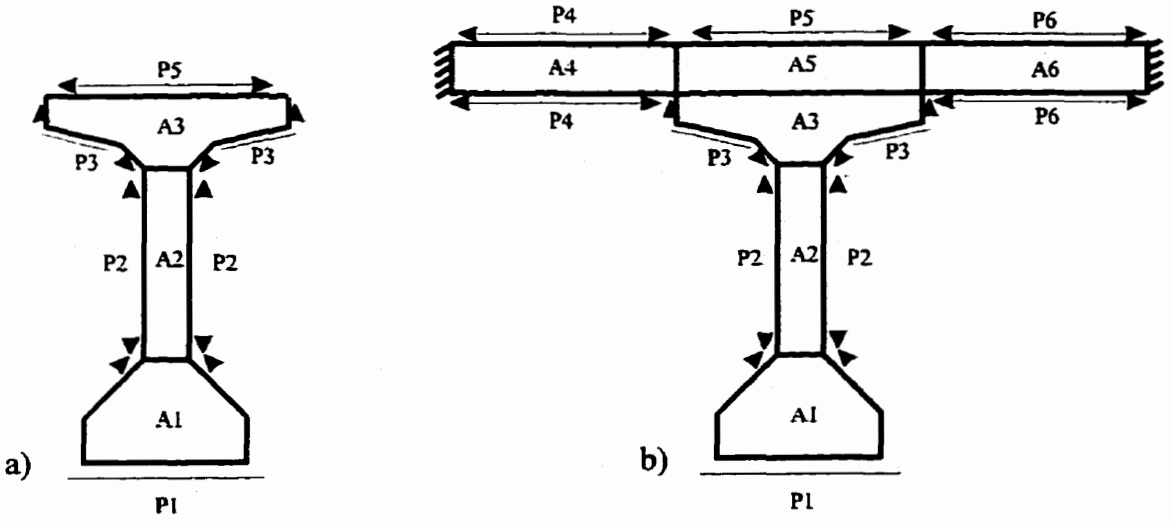
où,

A_c = Aire de la section de la membrure (mm²)

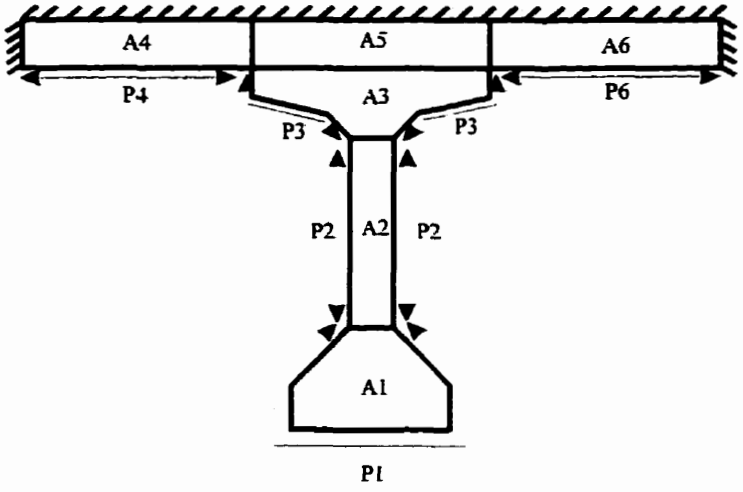
u = Périmètre de la section exposé à l'air ambiant (mm)

En examinant cette équation, on comprend que l'épaisseur fictive représente en fait la distance moyenne que doit parcourir l'eau incluse dans le béton pour se rendre jusqu'à la surface, soit un rayon de migration équivalent. Pour une section uniforme, telle une poutre rectangulaire ou un cylindre, l'équation [B-1] s'applique sans ambiguïté. Par contre, lorsque la section n'est pas uniforme, comme dans le cas d'une poutre préfabriquée avec une dalle coulée en place, il faut faire attention. Dans ce cas, on doit déterminer une valeur de h_0 représentative pour chacune des parties de la section plutôt qu'une seule valeur de h_0 pour toute la section. De plus, il faut déterminer différentes valeurs de h_0 lorsque les conditions d'exposition à l'air ambiant changent dans le temps.

La Figure B-1 montre les différentes conditions d'exposition d'une poutre préfabriquée avec une dalle coulée en place. Sur cette figure, les hachures correspondent à des surfaces non exposées à l'air ambiant.



a) Conditions d'exposition avant la coulée de la dalle
b) Conditions d'exposition après la coulée de la dalle



c) Conditions d'exposition après la pose de la membrane et de l'asphalte

Figure B-1 : Calcul de h_0 pour une poutre préfabriquée avec une dalle coulée en place

La première condition d'exposition s'applique lorsque la poutre est seule. À ce moment là, tout son périmètre est exposé à l'air ambiant. On peut alors déterminer trois valeurs de h_0 différentes, correspondant aux trois principales parties de la section de la poutre. Pour la semelle inférieure (portion $A1$), l'épaisseur fictive est alors égale à :

$$h_0 = 2 \times \frac{A1}{P1} \qquad [B\text{-}2]$$

Pour l'âme (portion $A2$), l'épaisseur fictive est alors égale à :

$$h_0 = 2 \times \left(\frac{A2}{2 \times P2} \right) \qquad [B\text{-}3]$$

Pour la semelle supérieure (portion $A3$), l'épaisseur fictive est alors égale à :

$$h_0 = 2 \times \left(\frac{A3}{2 \times P3 + P5} \right) \qquad [B\text{-}4]$$

où,

$A1$, $A2$ et Aj = l'aire de la portion de section représentée sur la Figure B-1
$P1$, $P2$ et Pj = Périmètre de la portion de section représentée sur la Figure B-1

La deuxième condition d'exposition s'applique lorsque la dalle est coulée et que l'asphalte n'est pas encore installé. À ce moment là, tout le périmètre de la section composite est exposé à l'air ambiant, sauf les deux côtés de la dalle, pour une poutre intérieures. On peut alors déterminer cinq valeurs de h_0 différentes, correspondant aux cinq principales parties de la section composite. Pour la semelle inférieure (portion $A1$) et pour l'âme (portion $A2$) de la poutre, l'épaisseur fictive est encore égale aux équations [B-2] et [B-3] respectivement. Pour la semelle supérieure de la poutre (portion $A3$) et

pour la section de dalle située juste au-dessus de la poutre (portion $A5$), l'épaisseur fictive devient égale à :

$$h_0 = 2 \times \left(\frac{A3 + A5}{2 \times P3 + P5} \right) \qquad \text{[B-5]}$$

Pour les portions de dalle situées de part et d'autre de la poutre (portion $A4$ et $A6$), l'épaisseur fictive est alors égale à :

$$h_0 = 2 \times \left(\frac{A4}{2 \times P4} \right) \qquad \text{[B-6]}$$

et

$$h_0 = 2 \times \left(\frac{A6}{2 \times P6} \right) \qquad \text{[B-7]}$$

respectivement.

Finalement, la dernière condition d'exposition est celle où la dalle est coulée et que l'asphalte est installé. À ce moment là, seul le périmètre sous la section composite est exposé à l'air ambiant. On peut encore déterminer cinq valeurs de h_0 différentes, correspondant aux cinq principales parties de la section composite. Pour la semelle inférieure (portion $A1$) et pour l'âme (portion $A2$) de la poutre, l'épaisseur fictive est toujours égale aux équations [B-2] et [B-3] respectivement. Pour la semelle supérieure de la poutre (portion $A3$) et pour la section de dalle située juste au-dessus de la poutre (portion $A5$), l'épaisseur fictive devient égale à :

$$h_0 = 2 \times \left(\frac{A3 + A5}{2 \times P3} \right) \qquad \text{[B-8]}$$

Pour les portions de dalle situées de part et d'autre de la poutre (portion *A*4 et *A*6), l'épaisseur fictive est alors égale à :

$$h_0 = 2 \times \left(\frac{A4}{P4} \right) \qquad \text{[B-9]}$$

et

$$h_0 = 2 \times \left(\frac{A6}{P6} \right) \qquad \text{[B-10]}$$

respectivement.

Cette même procédure peut s'appliquer à n'importe quelle section non uniforme. Il suffit simplement de diviser la section en portion le plus uniforme possible afin de représenter adéquatement la notion de rayon de migration équivalent.

Le principe de deux portions (ex : A3 et A5) vient du fait que l'eau emprisonnée dans A5 doit migrer à travers A3 (hypothèse) de sorte qu'ils sont interreliés. Ce modèle peut paraître simpliste mais il est pratique et il a démontré son importance.

ANNEXE C : Exemple d'un fichier d'entrée de CPF98

```
TITRE: PONT A DEUX TRAVEES CONTINUES DE 35m CHACUNE
C**     MODULE: A23.3 94
C**     FLUAGE: ACI 92
C**     RETRAIT: ACI 92

C**** SECTION 1: PARAMETRES DE CONTROLE.

IOUT  = 1    IUNITS = 1    NPOIN  = 5    NELEM  = 4    NSD    = 5    NCTYP = 6
NSTYP = 2    MNSC   = 7    MNCL   = 9    MNPSL  = 1    MNSL   = 8    NLSTG =16
IOWT  = 0    IFRCT  = 0    ITPND  = 1    NONLIN = 0    NITER  = 10   NORM  = 0
TOLR  = 1e-3  1e-3  1e-3   IRELAX = 3    ITDATA = 99   RH=70         IENV  = 0

C**** LIMITES D'INTERVALLES DE TEMPS

      1 2 3 8 15 22 29 32 36 43 50 57 184 366 731 1826 3651

C**** SECTION 2: PROPRIETES DES MATERIAUX.

C**** BETON:

C**  I ISTG GAMA  ALFAT   FCT   FC28 T0 Ho  ITDE ITDC ITDS ITDM ITCE ITCU ITDH
HoNW

  1  8  23054  10.0E-6  2.37E6  35.0E6  3   0.200   7  7  3  0  1  1  10 0.400
  2  8  23054  10.0E-6  2.37E6  35.0E6  3   0.3813  7  7  3  0  1  1  10 0.7149
  3  8  23054  10.0E-6  2.37E6  35.0E6  3   0.200   7  7  3  0  1  1  10 0.400
  4  1  23054  10.0E-6  2.83E6  50.0E6  1   0.1947  7  7  3  0  3  2  7  0.7149
  5  1  23054  10.0E-6  2.83E6  50.0E6  1   0.203   7  7  3  0  3  2  7  0.203
  6  1  23054  10.0E-6  2.83E6  50.0E6  1   0.2838  7  7  3  0  3  2  7  0.2838
  END-OF-GROUP

C**** ACIER:

C**   I        ES (N/m2)       BETA1       ALFAT

      1        200E9           1.0         11.5E-6
      2        200E9           1.0         11.5E-6
      END-OF-GROUP

C**** ACIER DE PRECONTRAINTE:

C**   I        FPTK (N/m2)      ISTYP         FPY
      1        1860E6           2           1675E6
      END-OF-GROUP

C**** SECTION 3: COORDONNEES DES NOEUDS.

C**   I        XI(I) (mm)         YI(I) (mm)
      1        0.0                0.0
      2        34.85              0.0
      3        35                 0.0
      4        35.15              0.0
      5        70.0               0.0
      END-OF-GROUP
```

```
C**** SECTION 4: DONNEES POUR LES TENDONS DE PRECONTRAINTES.

C**** 1 CABLE PROFIL CASSE
        1      1      0                                  ! I, (IPSTYP(I,J), J=1,2)
      7900000 (Newtons)    0.0     0.005663 (mý)        ! (PL(I,J), J=1,2), APSL(I)
        5    6                                           ! (IPCT(I,J), J=1,NCTYP)
      END-OF-GROUP


C**** SECTION 5: TOPOLOGIE DES MEMBRURES ET DIMENSIONS DES SECTIONS.

C**   MEMBRURE 1
C**** INFORMATIONS DE CONTROLE
C**   IE  NOD(IE,1)  NOD(IE,2)  NSEC  NCL  NPSL  NSL  INTG  ILSTG  DO (m)  SRM

       1      1          2        7     9     1    7     1     1    0.2  0.2

C**   NC      DX

      2       0.199785
      2       0.10043
      2       0.199785

C**   IWSC(IE,I), I=1,NSEC : LISTE DES SECTIONS POUR LESQUELLES LES FORCES
C                            INTERNES, LES CONTRAINTES ET LES DEFORMATIONS
C                            SERONT IMPRIMEES

     1 4 7

C**** INFORMATIONS SUR LES DIMENSIONS DU BETON.

C** PARTIE 1:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         1              0

C**             NSTRT     NEND      BTL         BBL      BTR     BBR     BTC     BBC
C                                   (m)         (m)      (m)     (m)     (m)     (m)
                  1         7       0.7265      0.7265

C**             NSTRT     NEND      DCTL        DL       DCTR     DR     DCTC     DC

                  1         7        0          0.2

C** PARTIE 2:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         2              0

C**             NSTRT     NEND      BTL         BBL      BTR     BBR     BTC     BBC
C                                   (m)         (m)      (m)     (m)     (m)     (m)
                  1         7       1.067       1.067

C**             NSTRT     NEND      DCTL        DL       DCTR     DR     DCTC     DC

                  1         7        0          0.2

C** PARTIE 3:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         3              0

C**             NSTRT     NEND      BTL         BBL      BTR     BBR     BTC     BBC
C                                   (m)         (m)      (m)     (m)     (m)     (m)
                  1         7       0.7265      0.7265
```

```
C**              NSTRT     NEND      DCTL        DL       DCTR     DR       DCTC     DC
                   1         7         0         0.2

C** PARTIE 4:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                   1         4              0

C**              NSTRT     NEND      BTL         BBL      BTR      BBR      BTC      BBC
C                                    (m)         (m)      (m)      (m)      (m)      (m)
                   1         7       1.067       1.067

C**              NSTRT     NEND      DCTL        DL       DCTR     DR       DCTC     DC

                   1         7       0.2         0.127

C** PARTIE 5:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                   1         4              0

C**              NSTRT     NEND      BTL         BBL      BTR      BBR      BTC      BBC
C                                    (m)         (m)      (m)      (m)      (m)      (m)
                   1         7       1.067       0.407

C**              NSTRT     NEND      DCTL        DL       DCTR     DR       DCTC     DC

                   1         7       0.327       0.076

C** PARTIE 6:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                   1         4              0

C**              NSTRT     NEND      BTL         BBL      BTR      BBR      BTC      BBC
C                                    (m)         (m)      (m)      (m)      (m)      (m)
                   1         7       0.407       0.203

C**              NSTRT     NEND      DCTL        DL       DCTR     DR       DCTC     DC

                   1         7       0.403       0.102

C** PARTIE 7:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                   1         5              0

C**              NSTRT     NEND      BTL         BBL      BTR      BBR      BTC      BBC
C                                    (m)         (m)      (m)      (m)      (m)      (m)
                   1         7       0.203       0.203

C**              NSTRT     NEND      DCTL        DL       DCTR     DR       DCTC     DC

                   1         7       0.505       0.838

C** PARTIE 8:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                   1         6              0

C**              NSTRT     NEND      BTL         BBL      BTR      BBR      BTC      BBC
C                                    (m)         (m)      (m)      (m)      (m)      (m)
                   1         7       0.203       0.711

C**              NSTRT     NEND      DCTL        DL       DCTR     DR       DCTC     DC
                   1         7       1.343       0.254
```

```
C** PARTIE 9:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                 1        6              0

C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR     BBR     BTC     BBC
C                                (m)        (m)     (m)     (m)     (m)     (m)
                 1        7      0.711      0.711

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR     DR     DCTC     DC

                 1        7      1.597      0.203
               END-OF-GROUP


C**** PROFIL DES TENDONS.

C**   IPSL(IE,I), I=1,NPSL: LISTE DES NUMEROS DE TENDONS PASSANT A TRAVERS
C                           LA MEMBRURE IE

      1

C** PROFIL DU CABLE

C**   NSTRT    NEND    DPSL (m)    DPSR (m)    DPSC (m)

        1       3      1.3008      1.6417
        3       5      1.6417
        5       7      1.6417      1.3008
      END-OF-GROUP

C**** DISPOSITION ET PROPRIETES DES COUCHES D'ARMATURES.

C**   I  INSTYP(I,1)  INSTYP(I,2)  NSTRT  NEND  ASL (m2)  DSL (m)  DSR    DSC

      1      2            1          1     7    0.00124    0.084
      2      2            2          1     7    0.00182    0.084
      3      2            3          1     7    0.00124    0.084
      4      2            1          1     7    0.00124    0.141
      5      2            2          1     7    0.00182    0.141
      6      2            3          1     7    0.00124    0.141
      7      2            4          1     7    0.0008     0.268

C**   MEMBRURE 2
C**** INFORMATIONS DE CONTROLE
C**   IE  NOD(IE,1)  NOD(IE,2)  NSEC  NCL  NPSL  NSL  INTG  ILSTG  DO (m)  SRM

       2     2          3        3     9     0    8     1     8    0.2  0.2

C**   NC     DX

      2      0.5

C**   IWSC(IE,I), I=1,NSEC : LISTE DES SECTIONS POUR LESQUELLES LES FORCES
C                            INTERNES, LES CONTRAINTES ET LES DEFORMATIONS
C                            SERONT IMPRIMEES

     1 3
```

```
C**** INFORMATIONS SUR LES DIMENSIONS DU BETON.

C** PARTIE 1:  NC    ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                1        1             0

C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR    BBR    BTC    BBC
C                                (m)        (m)     (m)    (m)    (m)    (m)
                 1        3      0.7265     0.7265

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR    DR    DCTC    DC

                 1        3       0         0.2

C** PARTIE 2:  NC    ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                1        2             0

C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR    BBR    BTC    BBC
C                                (m)        (m)     (m)    (m)    (m)    (m)
                 1        3      1.067      1.067

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR    DR    DCTC    DC

                 1        3       0         0.2

C** PARTIE 3:  NC    ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                1        3             0

C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR    BBR    BTC    BBC
C                                (m)        (m)     (m)    (m)    (m)    (m)
                 1        3      0.7265     0.7265

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR    DR    DCTC    DC

                 1        3       0         0.2

C** PARTIE 4:  NC    ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                 1        4            0

C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR    BBR    BTC    BBC
C                                (m)        (m)     (m)    (m)    (m)    (m)
                 1        3      1.067      1.067

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR    DR    DCTC    DC

                 1        3      0.2        0.127

C** PARTIE 5:  NC    ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                 1        4             0

C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR    BBR    BTC    BBC
C                                (m)        (m)     (m)    (m)    (m)    (m)
                 1        3      1.067      0.407

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR    DR    DCTC    DC

                 1        3      0.327      0.076

C** PARTIE 6:  NC    ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                 1        4             0
```

```
C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR     BBR     BTC     BBC
C                                (m)        (m)     (m)     (m)     (m)     (m)
                 1        3      0.407      0.203

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR    DR      DCTC    DC

                 1        3      0.403      0.102

C** PARTIE 7:  NC     ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                 1        5             0

C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR     BBR     BTC     BBC
C                                (m)        (m)     (m)     (m)     (m)     (m)
                 1        3      0.203      0.203

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR    DR      DCTC    DC

                 1        3      0.505      0.838

C** PARTIE 8:  NC     ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                 1        6             0

C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR     BBR     BTC     BBC
C                                (m)        (m)     (m)     (m)     (m)     (m)
                 1        3      0.203      0.711

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR    DR      DCTC    DC

                 1        3      1.343      0.254

C** PARTIE 9:  NC     ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                 1        6             0

C**            NSTRT    NEND     BTL        BBL     BTR     BBR     BTC     BBC
C                                (m)        (m)     (m)     (m)     (m)     (m)
                 1        3      0.711      0.711

C**            NSTRT    NEND     DCTL       DL      DCTR    DR      DCTC    DC

                 1        3      1.597      0.203
               END-OF-GROUP

C**** DISPOSITION ET PROPRIETES DES COUCHES D'ARMATURES.

C**   I  INSTYP(I,1)  INSTYP(I,2)  NSTRT  NEND  ASL (m2)  DSL (m)  DSR    DSC

      1      2            1          1     3    0.00124    0.084
      2      2            2          1     3    0.00182    0.084
      3      2            3          1     3    0.00124    0.084
      4      2            1          1     3    0.00124    0.141
      5      2            2          1     3    0.00182    0.141
      6      2            3          1     3    0.00124    0.141
      7      2            4          1     3    0.0008     0.268
      8      2            9          1     3    0.004      1.738
```

```
C**   MEMBRURE 3
C**** INFORMATIONS DE CONTROLE
C**   IE  NOD(IE,1)  NOD(IE,2)  NSEC  NCL  NPSL  NSL  INTG  ILSTG  DO (m)  SRM

       3     3          4        3     9     0     8     1      8    0.2  0.2

C**   NC     DX

      2      0.5

C**   IWSC(IE,I), I=1,NSEC : LISTE DES SECTIONS POUR LESQUELLES LES FORCES
C                            INTERNES, LES CONTRAINTES ET LES DEFORMATIONS
C                            SERONT IMPRIMEES

     1 3

C**** INFORMATIONS SUR LES DIMENSIONS DU BETON.

C** PARTIE 1:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         1              0

C**             NSTRT     NEND      BTL        BBL       BTR     BBR     BTC     BBC
C                                   (m)        (m)       (m)     (m)     (m)     (m)
                  1         3       0.7265     0.7265

C**             NSTRT     NEND      DCTL       DL        DCTR     DR     DCTC     DC

                  1         3        0         0.2

C** PARTIE 2:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         2              0

C**             NSTRT     NEND      BTL        BBL       BTR     BBR     BTC     BBC
C                                   (m)        (m)       (m)     (m)     (m)     (m)
                  1         3       1.067      1.067

C**             NSTRT     NEND      DCTL       DL        DCTR     DR     DCTC     DC

                  1         3        0         0.2

C** PARTIE 3:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         3              0

C**             NSTRT     NEND      BTL        BBL       BTR     BBR     BTC     BBC
C                                   (m)        (m)       (m)     (m)     (m)     (m)
                  1         3       0.7265     0.7265

C**             NSTRT     NEND      DCTL       DL        DCTR     DR     DCTC     DC

                  1         3        0         0.2

C** PARTIE 4:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         4              0

C**             NSTRT     NEND      BTL        BBL       BTR     BBR     BTC     BBC
C                                   (m)        (m)       (m)     (m)     (m)     (m)
                  1         3       1.067      1.067
```

```
C**             NSTRT    NEND     DCTL        DL       DCTR     DR      DCTC     DC

                  1        3       0.2         0.127

C** PARTIE 5:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        4              0

C**             NSTRT    NEND     BTL         BBL      BTR      BBR     BTC      BBC
C                                  (m)         (m)      (m)      (m)     (m)      (m)
                  1        3       1.067       0.407

C**             NSTRT    NEND     DCTL        DL       DCTR     DR      DCTC     DC

                  1        3       0.327       0.076

C** PARTIE 6:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        4              0

C**             NSTRT    NEND     BTL         BBL      BTR      BBR     BTC      BBC
C                                  (m)         (m)      (m)      (m)     (m)      (m)
                  1        3       0.407       0.203

C**             NSTRT    NEND     DCTL        DL       DCTR     DR      DCTC     DC

                  1        3       0.403       0.102

C** PARTIE 7:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        5              0

C**             NSTRT    NEND     BTL         BBL      BTR      BBR     BTC      BBC
C                                  (m)         (m)      (m)      (m)     (m)      (m)
                  1        3       0.203       0.203

C**             NSTRT    NEND     DCTL        DL       DCTR     DR      DCTC     DC

                  1        3       0.505       0.838

C** PARTIE 8:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        6              0

C**             NSTRT    NEND     BTL         BBL      BTR      BBR     BTC      BBC
C                                  (m)         (m)      (m)      (m)     (m)      (m)
                  1        3       0.203       0.711

C**             NSTRT    NEND     DCTL        DL       DCTR     DR      DCTC     DC

                  1        3       1.343       0.254

C** PARTIE 9:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        6              0

C**             NSTRT    NEND     BTL         BBL      BTR      BBR     BTC      BBC
C                                  (m)         (m)      (m)      (m)     (m)      (m)
                  1        3       0.711       0.711

C**             NSTRT    NEND     DCTL        DL       DCTR     DR      DCTC     DC

                  1        3       1.597       0.203
                END-OF-GROUP
```

```
C**** DISPOSITION ET PROPRIETES DES COUCHES D'ARMATURES.

C**   I  INSTYP(I,1)  INSTYP(I,2)  NSTRT  NEND  ASL (m2)  DSL (m)  DSR    DSC

      1       2            1         1     3    0.00124   0.084
      2       2            2         1     3    0.00182   0.084
      3       2            3         1     3    0.00124   0.084
      4       2            1         1     3    0.00124   0.141
      5       2            2         1     3    0.00182   0.141
      6       2            3         1     3    0.00124   0.141
      7       2            4         1     3    0.0008    0.268
      8       2            9         1     3    0.004     1.738

C**   MEMBRURE 4
C***** INFORMATIONS DE CONTROLE
C**   IE  NOD(IE,1)  NOD(IE,2)  NSEC  NCL  NPSL  NSL  INTG  ILSTG  DO (m)  SRM

       4      4           5       7     9     1    7     1      1    0.2   0.2

C**   NC     DX

      2      0.199785
      2      0.10043
      2      0.199785

C**   IWSC(IE,I), I=1,NSEC : LISTE DES SECTIONS POUR LESQUELLES LES FORCES
C                            INTERNES, LES CONTRAINTES ET LES DEFORMATIONS
C                            SERONT IMPRIMEES

     1 4 7

C**** INFORMATIONS SUR LES DIMENSIONS DU BETON.

C** PARTIE 1:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         1              0

C**             NSTRT     NEND      BTL        BBL       BTR     BBR     BTC     BBC
C                                   (m)        (m)       (m)     (m)     (m)     (m)
                  1         7       0.7265     0.7265

C**             NSTRT     NEND      DCTL       DL        DCTR    DR      DCTC    DC

                  1         7        0         0.2

C** PARTIE 2:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         2              0

C**             NSTRT     NEND      BTL        BBL       BTR     BBR     BTC     BBC
C                                   (m)        (m)       (m)     (m)     (m)     (m)
                  1         7       1.067      1.067

C**             NSTRT     NEND      DCTL       DL        DCTR    DR      DCTC    DC

                  1         7        0         0.2

C** PARTIE 3:  NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                1         3              0
```

```
C**             NSTRT    NEND     BTL        BBL      BTR    BBR    BTC    BBC
C                                 (m)        (m)      (m)    (m)    (m)    (m)
                  1        7      0.7265     0.7265

C**             NSTRT    NEND     DCTL       DL       DCTR    DR     DCTC    DC

                  1        7       0         0.2

C** PARTIE 4:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        4             0

C**             NSTRT    NEND     BTL        BBL      BTR    BBR    BTC    BBC
C                                 (m)        (m)      (m)    (m)    (m)    (m)
                  1        7      1.067      1.067

C**             NSTRT    NEND     DCTL       DL       DCTR    DR     DCTC    DC

                  1        7      0.2        0.127

C** PARTIE 5:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        4             0

C**             NSTRT    NEND     BTL        BBL      BTR    BBR    BTC    BBC
C                                 (m)        (m)      (m)    (m)    (m)    (m)
                  1        7      1.067      0.407

C**             NSTRT    NEND     DCTL       DL       DCTR    DR     DCTC    DC

                  1        7      0.327      0.076

C** PARTIE 6:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        4             0

C**             NSTRT    NEND     BTL        BBL      BTR    BBR    BTC    BBC
C                                 (m)        (m)      (m)    (m)    (m)    (m)
                  1        7      0.407      0.203

C**             NSTRT    NEND     DCTL       DL       DCTR    DR     DCTC    DC

                  1        7      0.403      0.102

C** PARTIE 7:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        5             0

C**             NSTRT    NEND     BTL        BBL      BTR    BBR    BTC    BBC
C                                 (m)        (m)      (m)    (m)    (m)    (m)
                  1        7      0.203      0.203

C**             NSTRT    NEND     DCTL       DL       DCTR    DR     DCTC    DC

                  1        7      0.505      0.838

C** PARTIE 8:   NC     ICTYP(1,1)     ICTYP(1,2)
                  1        6             0

C**             NSTRT    NEND     BTL        BBL      BTR    BBR    BTC    BBC
C                                 (m)        (m)      (m)    (m)    (m)    (m)
                  1        7      0.203      0.711
```

```
C**             NSTRT    NEND     DCTL       DL       DCTR     DR     DCTC     DC

                  1       7       1.343      0.254

C** PARTIE 9:  NC    ICTYP(1,1)    ICTYP(1,2)
                 1       6             0

C**             NSTRT    NEND     BTL        BBL      BTR      BBR    BTC      BBC
C                                 (m)        (m)      (m)      (m)    (m)      (m)
                  1       7       0.711      0.711

C**             NSTRT    NEND     DCTL       DL       DCTR     DR     DCTC     DC

                  1       7       1.597      0.203
                END-OF-GROUP


C**** PROFIL DES TENDONS.

C**   IPSL(IE,I), I=1,NPSL: LISTE DES NUMEROS DE TENDONS PASSANT A TRAVERS
C                           LA MEMBRURE IE

      1

C** PROFIL DU CABLE

C**   NSTRT    NEND    DPSL (m)    DPSR (m)    DPSC (m)

        1       3      1.3008      1.6417
        3       5      1.6417
        5       7      1.6417      1.3008
      END-OF-GROUP

C**** DISPOSITION ET PROPRIETES DES COUCHES D'ARMATURES.

C**   I  INSTYP(I,1)  INSTYP(I,2)  NSTRT  NEND  ASL (m2)  DSL (m)  DSR    DSC

      1       2            1          1     7    0.00124    0.084
      2       2            2          1     7    0.00182    0.084
      3       2            3          1     7    0.00124    0.084
      4       2            1          1     7    0.00124    0.141
      5       2            2          1     7    0.00182    0.141
      6       2            3          1     7    0.00124    0.141
      7       2            4          1     7    0.0008     0.268

      END-OF-GROUP              ! CECI TERMINE LA SAISIE DE DONNEES POUR TOUS
C                                 LES ELEMENTS.


C**** SECTION 6:PARAMETRES POUR LES DEFORMATIONS DIFFEREES.

C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 1: POIDS MORT + PRECONTRAINTE

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 1 ILOAD = 1 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0
```

```
C**** CONDITIONS FRONTIERES: SIMPLEMENT APPUYER

C**   NBC     NBD(1)     NBD(2)     NBD(3)       BD(1)       BD(2)       BD(3)

       1         1          0          1
       2         0          0          1
       3         1          1          1
       4         0          0          1
       5         1          0          1
      END-OF-GROUP

C**** CHARGES APPLIQUEES.

DISTRIBUTED LOADS:

C**   IELEM    IDIR     DIST1     DIST2 (mm)     QL (N/m)    QR     QC

       1         1       0        34.85          16002
       4         1       0        34.85          16002
      END-OF-GROUP                              ! END OF DATA FOR INTERVAL NO.1

C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 2:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                               END OF DATA FOR INTERVAL NO.2

C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 3:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                               END OF DATA FOR INTERVAL NO.3

C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 4:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                               END OF DATA FOR INTERVAL NO.4


C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 5:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                               END OF DATA FOR INTERVAL NO.5
```

```
C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 6:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                              END OF DATA FOR INTERVAL NO.6


C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 7: COULEE DE LA DALLE

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 1 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C**** CHARGES APPLIQUEES.

DISTRIBUTED LOADS:

C**   IELEM   IDIR    DIST1    DIST2 (mm)    QL (N/m)   QR    QC

       1        1      0        34.85         12096
       4        1      0        34.85         12096
      END-OF-GROUP                          ! END OF DATA FOR INTERVAL NO.7


C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 8: ACTION COMPOSITE DE LA DALLE+DIAPHRAGMES

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 1 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C**** CONDITIONS FRONTIERES: APPUI FIXE AU CENTRE

C**   NBC    NBD(1)    NBD(2)    NBD(3)      BD(1)      BD(2)      BD(3)

       1       1         0         1
       2       1         0         1
       3       0         1         1
       4       1         0         1
       5       1         0         1
      END-OF-GROUP                          ! END OF DATA FOR INTERVAL NO.8


C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 9:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                              END OF DATA FOR INTERVAL NO.9
```

```
C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 10: POSE DE L'ASPHALTE

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 1 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C**** CHARGES APPLIQUEES.

DISTRIBUTED LOADS:

C**   IELEM   IDIR    DIST1    DIST2 (mm)    QL (N/m)   QR    QC

       1        1       0       34.85         3849
       2        1       0        0.15         3849
       3        1       0        0.15         3849
       4        1       0       34.85         3849
      END-OF-GROUP                          ! END OF DATA FOR INTERVAL NO.10


C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 11:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                           END OF DATA FOR INTERVAL NO.11


C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 12:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                           END OF DATA FOR INTERVAL NO.12


C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 13:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                           END OF DATA FOR INTERVAL NO.13


C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 14:

C**** PARAMETRES DE CONTROLE.

      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0

C                                           END OF DATA FOR INTERVAL NO.14
```

```
C**** INTERVALLE DE TEMPS NO. 15:
C**** PARAMETRES DE CONTROLE.
      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0
C                                              END OF DATA FOR INTERVAL NO.15

C**** INTERVALLE DE TEMPS NO.16:
C**** PARAMETRES DE CONTROLE.
      IBC = 0 ILOAD = 0 ITPND = 1 ITMP = 0 IFORM = 0 JOUT = 7 BETA2 = 1.0
C                                              END OF DATA FOR INTERVAL NO.16
```