HAL open science

Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation

Laurent Granger

▶ To cite this version:

Laurent Granger. Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. Français. NNT : . tel-00520675

HAL Id: tel-00520675

https://pastel.hal.science/tel-00520675

Submitted on 24 Sep 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

NS 19758 (5)

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères 75005 Paris

COMPORTEMENT DIFFERE DU BETON DANS LES ENCEINTES DE CENTRALES NUCLEAIRES : ANALYSE ET MODELISATION

Thèse de Doctorat de l'ENPC
Spécialité Structures et Matériaux
présentée par :

Laurent Granger

Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées
Division Bétons et Ciments pour Ouvrages d'Art
58, Bd Lefebvre 75015 Paris

EDF - Service Etudes et Projets Thermiques et Nucléaires
Division Génie Civil
12-14, Av. Dutriévoz 69628 Villeurbanne Cedex

Soutenue le 15 Février 1995 avec la mention très honorable avec félicitations devant le jury composé de :

Rapporteur :	**J. Mazars**, Professeur à l'ENS de Cachan
Rapporteur :	**F. H. Wittmann**, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Zurich
Examinateur :	**P. Acker**, Chef de la division BCOA, LCPC
Examinateur :	**J.-L. Costaz**, Chef de la divison GC, EDF SEPTEN
Examinateur :	**O. Coussy**, Professeur à l'Université de Marne-la-Vallée
Examinateur :	**J. P. Ollivier**, Professeur à l'INSA de Toulouse
Examinateur :	**J. Tardieu**, PDG de Coyne et Bellier
Dir. de thèse :	**J.-M. Torrenti**, Responsable du LRB, CEA

E.N.P.C.
INV03193

14

" Je ne nie pas la grandeur et la beauté des mathématiques ; [..] je ne conteste pas davantage leur utilité pratique dans notre métier [..]. Mais nous ne devons pas oublier qu'elles ne nous fournissent que des moyens de changer la forme des données que nous possédons déjà et, [..] nous ne retrouverons jamais à la fin d'un calcul que ce que nous y avons mis à l'origine. Privée de l'expérience, la déduction mathématique n'est qu'une source d'erreur [..]. "

Eugène Freyssinet

Le 21 Mai 1954
Lors de son jubilé scientifique

Remerciements

Je souhaite tout d'abord remercier Gérard Ithurralde et Jean-Louis Costaz d'EDF-SEPTEN. Ils m'ont fait confiance dans ce travail de longue haleine. Je leur dois le confort matériel et, plus généralement, tout l'environnement particulièrement propice à un travail de thèse qu'ils ont bien voulu créer pour moi, ainsi que toute l'ouverture d'esprit qu'ils m'ont proposée en m'intégrant dans leurs différentes activités. Qu'ils sachent qu'ils ont été des chefs très appréciés par leurs qualités professionnelles et humaines.

Qu'il me soit aussi permis de remercier les ingénieurs des autres services d'EDF avec lesquels j'ai travaillé : la DTG, le CEMETE, le CNEN et le chantier de la centrale de Civaux ainsi que ceux de Coyne et Bellier. Ils ont bien voulu répondre à mes nombreuses questions, me conseiller et m'accueillir chaleureusement.

Je remercie de même Jean Michel Torrenti (Directeur du Laboratoire de Recherche sur les Bétons du CEA) et Paul Acker (Responsable de la Division Béton et Ciment pour Ouvrages d'Art du LCPC) qui ont été respectivement mon directeur de thèse et mon conseiller d'étude. Ils sont pour beaucoup dans ce travail de thèse qui s'inspire largement de leurs nombreux travaux. Je les remercie aussi pour le temps qu'ils m'ont consacré, la simplicité de leur contact et l'enthousiasme qu'ils m'ont fait partager pour la recherche scientifique.

Je remercie tout autant les membres de la division BCOA, qu'ils soient chefs de section, assistants, personnels administratifs, techniciens ou secrétaires, thésards et stagiaires pour les nombreux services que je leur ai demandés. Ils ont largement participé à ma culture scientifique, aux discussions très intéressantes et acharnées, à la réalisation de mon programme expérimental, à la fabrication des éprouvettes, aux calculs sur CESAR, aux rencontres amicales avec Carlos à 10 heures autour d'un café ; je sais qu'ils se reconnaîtront. Si je garde un aussi bon souvenir de ces trois années au LCPC, c'est bien grâce à eux.

Au cours de ma thèse j'ai eu l'occasion de travailler dans deux autres laboratoires : le Laboratoire de Mécanique et de Durabilité des Constructions (Toulouse) où j'ai été accueilli par Gérard Pons ainsi qu'à Northwestern University dans l'équipe du Prof. Bazant. Je les en remercie, ils m'ont beaucoup apporté dans des domaines scientifiques très complémentaires de ceux de la division BCOA du LCPC.

Qu'il me soit enfin permis de remercier globalement toutes les autres personnes que j'ai rencontrées pendant ces trois ans au LCPC, au LMDC, à EDF et à Northwestern University dont le nom n'apparaît pas dans ces quelques lignes mais que je remercie individuellement.

Parmi les personnalité scientifiques que j'ai eu le loisir de rencontrer et qui m'ont le plus marqué ou influencé, je me dois de citer plus particulièrement : Paul Acker, Zdenek Bazant, Olivier Coussy, François de Larrard, Gilles Escadeillas, Pierre Rossi et Jean Michel Torrenti.

Enfin qu'il me soit permis de remercier mes deux rapporteurs, le Prof. Wittmann et le Prof. Mazars ainsi que les autres membres de mon jury, le Prof. Ollivier et M. Tardieu pour l'honneur qu'ils me font et le temps qu'ils ont bien voulu m'accorder.

Merci et bonne lecture !

Laurent GRANGER

Sommaire général

Sommaire général 1
Principales notations 4
Résumé en français 6
English abstract 7
Résumé long 9
Avant propos : une thèse CIFRE : pourquoi, comment ? 17

Introduction générale 19

Première Partie : 22
Présentation générale et caractérisation des bétons étudiés

Introduction 22

Chapitre I : De l'électricité nucléaire au béton. Il était une fois... 23
1. EDF et l'énergie en France 24
2. La conception des centrales nucléaires française 31
3. Le problème tel qu'il se pose actuellement 47
4. Définition du sujet de thèse 48

Chapitre II : Caractérisation des bétons étudiés 51
1. Le Programme expérimental 52
2. Les résultats des essais classiques 56
3. Conclusions 92

Deuxième partie : 94
Les déformations différées du béton, Nature physique et modélisation

Introduction 94

A. Les déformations différées du béton au jeune âge 95

Chapitre I: Le retrait Endogène 98
1. Le phénomène physico-chimique 99
2. Influence de paramètres divers 105
3. Mesure directe du retrait endogène 106
4. Prise en compte dans les structures 112
5. Conclusion 117

Chapitre II : Le retrait thermique du béton **119**
1. Notions préliminaires sur la thermo-activation 120
2. Le phénomène physico-chimique 122
3. Influence de paramètres divers 129
4. Prise en compte dans les structures 130
5. Les essais avec traitement thermique 150
6. Conclusion 153

B. Le séchage et le retrait de dessiccation du béton **155**

Chapitre III : Le séchage du béton **156**
1. Objectifs 157
2. Le séchage : causes et conséquences 158
3. L'eau dans la pâte de ciment durcie et dans le béton 159
4. Isotherme de sorption/désorption du béton 169
5. Equations de la migration de l'humidité dans le béton 170
6. Explication physique de D(C) 176
7. Effet d'un champ de contrainte sur le séchage 179
8. Conditions initiales et conditions aux limites 180
9. Prise en compte de la fissuration 181
10. Relation taille de l'éprouvette, temps de séchage 182
11. Application à notre étude 185
12. Conclusion 194

Chapitre IV : Le retrait de dessiccation du béton **205**
1. Introduction 206
2. Le phénomène physique 206
3. Retrait global d'une structure et effet d'échelle 211
4. Prise en compte de la fissuration 214
5. Résultats et interprétation des résultats expérimentaux 219
6. Modélisation par éléments finis 232
7. Résultats sur éprouvette et sur structure 233
8. Prise en compte d'une hygrométrie variable 236
9. Prévision "rapide" du retrait sur une structure épaisse 238
10. Conclusion 240

C. Le comportement du béton sous charge **242**

Chapitre V : Le fluage propre **245**
1. Introduction 246
2. Les origines physico-chimiques du fluage propre 249
3. Considérations thermodynamiques 251
4. La modélisation du fluage propre 264
5. Les problèmes en suspends 272
6. Les résultats de fluage propre en laboratoire 274
7. Résultats sur enceinte 276
8. Conclusion 276

Chapitre VI : Le fluage de dessiccation du béton **278**
1. Introduction 279
2. Quelques propriétés expérimentales du fluage de dessiccation 280
3. Le(s) phénomène(s) physique(s) 282
4. Les BHP ont-ils un fluage de dessiccation ? 286
5. Application à notre étude 288
6. Conclusion 294

Troisième partie : **296**
Résultats et enseignements

Introduction 296

Chapitre I : Principaux résultats **297**
1. Résultats sur éprouvette de diamètre 16 cm 298
2. Résultats de déformations différées sur enceinte 304
3. Comparaison avec des calculs simples d'ingénieur 316
4. Calcul des pertes de précontrainte sur structure 321
5. Conclusion 331

Chapitre II : Propositions pour les règlements **333**
1. Introduction 334
2. Evaluation du règlement français BPEL 334
3. Tentatives de propositions pour les règlements 358
4. Estimation des déformations différées sur structure 341
5. Conclusion 343

Conclusion générale **345**

Bibliographie **351**

Annexes **361**

Annexe 1 : Le modèle parallèle série, modèle composite
pour la modélisation du comportement différé du béton 362
Annexe 2 : Le problème du béton précontraint, fluage/ relaxation combiné du couple acier béton... 368
Annexe 3 : Généralités sur le massif de Flamanville 382
Annexe 4 : Caractérisation des roches et éléments de mécaniques des roches 385
Annexe 5 : Technique de la simple réplique 392

Principales notations

Les indices ou exposant :

0	variable dans son état initial
b	relatif au béton
p	relatif à la pâte de ciment
g	relatif au granulat
s	comme séchage
e	comme élastique
v	comme vieillissement
fl ou c	comme fluage (creep)
re	comme retrait endogène
rd	comme retrait de dessiccation
fp	comme fluage propre
fd	comme fluage de dessiccation

Le temps :

t	temps actuel
t_0	âge de fabrication du matériau ; bien souvent on prendra $t_0 = 0$
t_s	âge où le séchage commence
t_c	âge de chargement

Les caractéristiques du matériau :

E	module d'Young
ν	coefficient de Poisson
λ, μ	coefficients de Lamé du matériau : $\mu = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$; $\lambda = \dfrac{\upsilon E}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}$
K	coefficient de compressibilité $3K = \dfrac{E}{(1-2\upsilon)}$
R_c ou f_c	résistance en compression
R_t ou f_t	résistance à la traction
ρ	masse volumique

Les variables thermodynamiques :

σ	contrainte
ε	déformation
T	température (°C ou K)
h	hygrométrie (% HR)
C	teneur en eau (l/m^3)
ψ	énergie libre
φ	potentiel de dissipation
V	variable interne correspondant au taux d'avancement d'une réaction chimique
A	affinité de la réaction chimique
s	entropie
q	flux de chaleur

Le comportement différé :

$J(t,t')$	fonction de fluage au temps t pour un chargement au temps t'
$J(t-t',t')$	*idem* mais on insiste sur le fait que le temps n'intervient que par l'âge de mise en charge et par la durée de chargement
$\varphi(t,t')$ ou $K_{fl}(t,t')$	défini par : $J(t,t') = \frac{1}{E(t')}(1+\varphi(t,t'))$
$\phi(t,t')$	défini par : $J(t,t') = \frac{1}{E(t')} + \phi(t,t')$
$H(t,t')$	fonction de Heaviside
r_m	rayon moyen de séchage $r_m = \frac{2A}{P}$ où A est l'aire de la section et P le périmètre en contact avec le milieu extérieur
E_i	raideur du ressort i
η_i	viscosité de l'amortisseur visqueux i

Autres notations :

R	constante des gaz parfaits
μ	temps équivalent, maturité
U	énergie d'activation

Résumé en français

Les enceintes de confinement des centrales nucléaires françaises du type REP 1300 et 1400 MWe sont réalisées en béton précontraint de 1,2 m d'épaisseur et leur comportement différé fait l'objet d'un suivi systématique par une instrumentation très complète. En phase accidentelle, l'étanchéité de la structure, dimensionnée pour résister à une pression interne de 0,5 MPa absolu, dépend alors principalement de la précontrainte résiduelle du béton. Or les dispositifs de surveillance des déformations différées font apparaître des différences sensibles suivant les sites, différences dont les modèles de calcul réglementaires ne permettent pas de rendre compte d'une façon satisfaisante.

Dans le but d'améliorer la "gestion" du parc de centrales, grâce à une meilleure évaluation de leur durée de vie, EDF a lancé en 1992 un vaste programme d'étude de 3 ans visant à prévoir le comportement réel en fluage des enceintes déjà construites. Cette étude, centrée sur le matériau béton, comprend de nombreux essais de retrait et de fluage sur des bétons reconstitués en laboratoire ainsi que sur pâtes de ciment et sur granulats. Les principaux résultats sont donnés dans la première partie de l'étude.

Dans la deuxième partie, nous analysons une par une les différentes déformations différées du béton. Une analyse fine des phénomènes physico chimiques qui sont à l'origine de ces déformations nous conduit alors à proposer une modélisation d'ingénieur, sur la base d'un modèle du type milieu continu équivalent. Dans un deuxième temps, les quelques paramètres du modèle sont calés sur les résultats expérimentaux. Pour cela, deux modules par éléments finis du code CESAR-LCPC ont été développés. Le premier permet de calculer la diffusion de l'humidité dans le béton en fonction de la température avec un modèle non linéaire. Le coefficient de diffusion D(C,T) (qui dépend ici de la teneur en eau C et de la température T) est alors calé sur les essais de perte en poids en fonction du temps. Le deuxième module est un module de fluage qui vient relire les résultats de température et de teneur en eau des précédents calculs, pour former les différentes déformations différées en fonction du temps. Nous adoptons ici, pour le fluage propre, un modèle viscoélastique linéaire fonction de la température et de l'hygrométrie. La mise en place numérique du problème utilise le principe de la décomposition en série de Dirichlet. Par la suite, il est possible de calculer les fonctions de retrait et de fluage sous contrainte biaxiale constante (simulant la précontrainte initiale), d'un élément d'enceinte de centrale nucléaire constitué par un anneau de 1,2 m d'épaisseur.

La dernière phase consiste à réaliser, à partir des fonctions de retrait et de fluage préalablement déterminées pour la structure étudiée, un calcul couplé permettant de prendre en compte le couplage acier / béton dans les problèmes de perte de précontrainte puisque, du fait des déformations différées, la contrainte dans le béton va sensiblement baisser au cours

du temps. Pour cela, nous réalisons un calcul analytique non vieillissant en utilisant les transformées de Carson.

Enfin, dans la troisième partie, nous présentons les résultats de nos simulations. Nous concluons en donnant les principaux enseignements théoriques et pratiques de cette étude et quelques propositions réglementaires.

Mots clés : béton - fluage - retrait - dessiccation - centrale nucléaire - précontrainte - fissuration - durée de vie - milieu poreux - microstructure.

English abstract

The containment of French nuclear power plant of the 1300 and 1400 MWe PWR type are made of prestressed concrete and their delayed behaviour is systematically monitored by a very complete instrumentation. In an accidental phase, the tightness of the 1.2 m thick structure, dimensioned to withstand an internal absolute pressure of 0.5 MPa depends mainly on the residual prestress of concrete. But surveillance devices reveal substantial differences from one site to another, from which the regulation calculation models cannot make satisfactory allowance.

For the purpose of improving the management of the population of power stations, EDF in 1992 initiated a large study aimed at predicting the true creep behaviour of the containments already built. This study, more material oriented, includes numerous shrinkage and creep tests on reconstructed concrete in laboratory as well as on cement paste and aggregate. The main results are presented in part one.

In the second part, we consider the different delayed strains of concrete one by one. A precise analysis of the physico-chemical phenomena at the origin of the delayed behaviours, leads us to propose a practical modelling of concrete in an overall equivalent continuous material approach. Secondly, the few parameters of the model are determined on the experimental results. In order to do so, two particular finite element programs in CESAR-LCPC have been developed. The first one permits to take into account the non linear diffusion of humidity in concrete as a function of temperature. The diffusion coefficient D(C) (C = water content) is fitted on the loss of weight tests as a function of time. The second step is a creep calculation ;

first, the program reads back the temperature and humidity results of the previous computations and then calculates the different delayed strains in time. For basic creep, we have chosen a viscoelastic model function of temperature and humidity. The numerical scheme uses the principle of decomposition of the compliance function in Dirichlet series as proposed by Bazant. Thus, it is possible to calculate the shrinkage and creep functions, under constant biaxial stress field (taking into account the initial prestressing of concrete), of one nuclear containment element modelled as a 1.2 m thick ring.

The last phase consists in realising, knowing the creep and shrinkage behaviour of the particular structure, a coupled calculation in order to account for the stress redistribution that takes place between the prestressing cables and the concrete. Indeed, the delayed strains of concrete will cause the stress in concrete to drop slightly in time. In order to do so, we realise a non ageing calculation by using the Carson transformed.

Finally, in the third part, we present the results of our simulations. We conclude by giving the principal theoretical and practical lessons of this study.

Keywords : concrete - creep - shrinkage - drying - nuclear power plant - prestressing - cracking - lifespan - porous media - microstructure.

Résumé long

Passer de l'éprouvette à la structure, i.e. transposer des résultats de laboratoire au cas du chantier, est un défi majeur pour la recherche en Génie Civil. Nous traitons ici un problème industriel : la modélisation du comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires. Cette question est capitale puisqu'elle touche à la durabilité au sens "durée de vie" du bâtiment réacteur, structure clé de la sûreté des installations nucléaires et de la protection de l'environnement

Le bâtiment réacteur des centrales nucléaires REP 1400 MWe est constitué de deux enceintes concentriques :

1. Une enceinte interne, biaxialement précontrainte, d'épaisseur 1,2 m et dimensionnée pour résister à une pression interne de 0,5 MPa. Compte tenu de l'écartement des câbles en partie courante, il en résulte une précontrainte initiale moyenne du béton de l'ordre de 8,5 MPa suivant l'axe vertical (zz) et de 12,0 MPa dans le sens circonférentiel ($\theta\theta$).
2. Une enceinte externe en béton armé calculée pour résister aux agressions externes naturelles et accidentelles.

En phase accidentelle, l'étanchéité de la structure dépend de la précontrainte résiduelle du béton. Or, les dispositifs de surveillance des déformations différées font apparaître des cinétiques de déformations que les modèles de calcul réglementaires, français (BPEL, 1991) ou autres, n'intègrent pas de façon satisfaisante. Dans le but d'améliorer la "gestion" du parc de centrales, grâce à une meilleure évaluation de leur durée de vie, EDF a lancé en 1992 un vaste programme d'étude visant à prévoir le comportement réel en fluage des enceintes déjà construites. Cette étude comprend de nombreux essais de retrait et de fluage sur bétons reconstitués en laboratoire, sur pâte de ciment et sur granulat ainsi qu'une modélisation numérique dans l'objectif d'une prévision à 40 ans des déformations *in situ*.

La construction des enceintes s'étend sur une durée approximative de 5 ans, le début de la précontrainte commence à la fin de la 2ème année et s'étale sur une durée d'un an suivant un phasage de chantier relativement complexe. La mise en service du réacteur a lieu environ 7 ans après le début des travaux. En phase d'exploitation, l'enceinte interne est soumise extérieurement aux "conditions atmosphériques" (T=15°C, h≈60% HR) et intérieurement à une température voisine de 30°C ainsi qu'à une hygrométrie de l'ordre de 45% HR.
Enfin, en soumettant la structure à une pression interne (simulant les forces nécessaires à la précontrainte et donc les déformations différées qui en résultent par un calcul avec un module différé) un calcul élastique simple par éléments finis (Granger, 1993b) montre qu'en partie courante : 15 m < z < 45 m, le fût se déforme comme un cylindre infini, non bridé par le

dôme ni par le radier. Ce calcul permet de valider l'*approche matériau,* qui a été choisie par rapport à un calcul numérique complet, et relativement lourd, de la totalité de la structure.

Depuis Freyssinet (1908)[1], les ingénieurs de structure savent que les déformations différées du béton représentent la part prépondérante des déformations mesurées sur structure. Le BPEL propose ainsi traditionnellement un facteur 2 entre les déformations différées de fluage et la déformation instantanée (élastique !). Lorsque la contrainte reste constante au cours du temps, le calcul de la déformation s'obtient classiquement en remplaçant le module d'Young par un module différé : $E_{diff} = \frac{E}{1+K_{fl}}$. En revanche, lorsque la contrainte évolue au cours du temps, la déformation de fluage dépend de l'histoire de chargement. Si l'on décide d'utiliser le principe de superposition[2], on écrira :

$$\varepsilon(t) = \int_{\tau} J(t,\tau)\dot{\sigma}(\tau)d\tau \qquad (1)$$

Pour notre étude, la première étape de la modélisation consiste à déterminer, dans une levée courante, les contraintes initiales générées par le retrait endogène et par le retrait thermique, retraits non uniformes dans une section (du fait, notamment, de la thermo-activation) et surtout gênés par les levées inférieures (Torrenti, 1992). En effet, dans le cas des structures épaisses, le retrait thermique joue un rôle prépondérant puisque la température du béton lors de sa prise dépasse facilement 50°C au centre de la pièce. Il en résulte un champ d'auto-contraintes avec de fortes tractions à coeur qui peuvent, le cas échéant, engendrer une fissuration importante. Une étude préalable sur ce point a déjà été réalisée par éléments finis (Module TEXO/MEXO de CESAR-LCPC) et permet de mieux connaître l'état de contrainte dans la structure au moment de la mise en tension des câbles. Cependant, cette mise en précontrainte ayant lieu deux ans plus tard, on peut considérer ici que les contraintes rémanentes obtenues d'un premier calcul n'engendrent plus de fluage au-delà de cette date. Cette hypothèse réaliste permet de découpler les déformations au jeune âge (le fluage au jeune âge a une cinétique beaucoup plus rapide) de celles qui sont responsables des pertes de précontrainte. Cependant, les contraintes totales s'obtiendront en ajoutant les contraintes issues du premier calcul.

Par la suite, nous différencierons, suivant les définitions couramment admises, le fluage de dessiccation du fluage propre, et le retrait de dessiccation du retrait endogène. Dans la deuxième partie, nous analysons une par une les différentes déformations différées du béton. Une analyse fine des phénomènes physico chimiques qui sont à l'origine des déformations, nous conduit alors à proposer une modélisation d'ingénieur sur la base d'un modèle milieu continu équivalent. Ainsi, chaque composante physico chimique fait l'objet d'un traitement numérique spécifique (Acker, 1988 ; Bazant, 1986b).

• En ce qui concerne la déformation thermo-élastique linéaire, nous écrivons classiquement :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_e = \frac{1+\nu}{E}\underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E}tr(\underline{\underline{\sigma}})\underline{\underline{1}} + \alpha\Delta T\underline{\underline{1}} \qquad (2)$$

• Le fluage propre est modélisé comme une fonction de l'hygrométrie h (exprimée en %) et de la température T (en Kelvin). La fonction de vieillissement adoptée est celle du CEB (CEB, 1990). La fonction de fluage J_{fp} s'exprimera alors ainsi :

---

[1] Réalisation de la première poutre en béton précontraint.

[2] Si l'on décidait d'utiliser le modèle incrémental, on écrirait : $\dot{\varepsilon}_{fl} = f(\varepsilon_{fl}, \sigma, \mu, h, T)$.

$$J_{fp}(t,t_c,h,T)=\frac{1}{E_0}+h\frac{T-248}{45}\cdot\frac{28^{0,2}+0,1}{t_c^{0,2}+0,1}\Phi_{fp}(t_{eq},t_c=28,h=1,T=20°) \quad (3)$$

$$t_{eq}(t)=\int_{s=t_0}^{t}\exp\left(-\frac{U_c}{R}\left(\frac{1}{T(s)}-\frac{1}{293}\right)\right)ds \quad (4)$$

La loi de comportement viscoélastique que nous adopterons comporte une légère modification par rapport à (2) permettant de prendre en compte l'histoire de température et d'humidité. Si, au temps t_n, l'on connaît la contrainte, la déformation, la température, et l'hygrométrie, supposés constants sur un intervalle de temps, la déformation pour $t \in [t_n, t_{n+1}]$ s'obtiendra en écrivant :

$$\varepsilon_n(t)=\varepsilon_{n-1}(t)-\sigma_{n-1}J_{fp}(t,t_n,h_{n-1},T_{n-1})+\sigma_n J_{fp}(t,t_n,h_n,T_n) \quad (5)$$

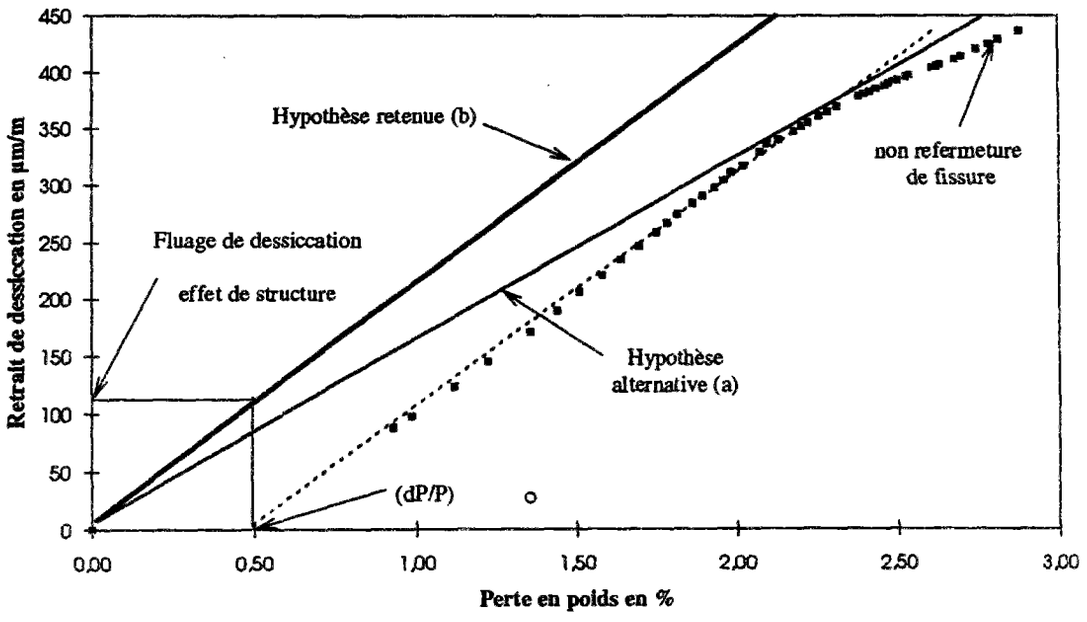
Cette formulation, qui correspond à un déchargement et à un rechargement total, vérifie alors bien les critères élémentaires de continuité.

• Le <u>retrait de dessiccation</u> est pris comme proportionnel à la perte en poids $(\frac{\Delta P}{P})$ (Bazant, 1986b ; Acker, 1988) :

$$\varepsilon_{rd}(t)=k\left[\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_t-\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0\right] \quad (6)$$

Le terme $k(\frac{\Delta P}{P})_0$ provient du fait que le retrait, dans les premières heures, induit une fissuration de peau du matériau par déformation empêchée. Cette fissuration, bien que rarement visible à l'oeil nu, peut être mise en évidence sur les courbes qui expriment le retrait en fonction de la perte en poids (**figure 1**).

Figure 1 : Retrait de dessiccation fonction de la perte en poids.



Divers auteurs (Verbeck, 1968) ont pu observer sur des éprouvettes de très petites dimensions, une relation quasi linéaire entre le retrait de dessiccation et la perte en poids. La

courbe ci-dessus, si la fissuration de peau n'apparaissait pas, pourrait être analysée de deux manières différentes :

a) Selon la courbe en pointillé (Buil, 1990; Bazant, 1993).
b) Selon nous, le comportement est plutôt représenté par la courbe en trait plein, les fissures ne pouvant vraisemblablement pas se refermer, ou très mal.

• Le <u>fluage de dessiccation</u> (Bazant, 1993; Granger, 1994) résulte de la somme d'un <u>fluage intrinsèque</u> (int) proposé par Bazant et d'un <u>effet de structure</u> (str) lié au retrait de dessiccation:

$$\Delta\varepsilon_{fd}^{int} = \lambda\sigma|\Delta h| \qquad \varepsilon_{fd}^{str} = KF(\sigma)\left[\left(\tfrac{\Delta P}{P}\right)_{char} - \left(\tfrac{\Delta P}{P}\right)_0\right] \tag{7}$$

où $\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char} \leq \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0$ est la perte en poids déjà réalisée à l'âge du chargement. En s'inspirant de (Sicard, 1992), $F(\sigma)$ est donné par:

$$\sigma \leq 0 \Rightarrow F(\sigma) = 0 \qquad 0 \leq \sigma \leq 15 \Rightarrow F(\sigma) = \frac{\sigma}{15} \qquad 15 \leq \sigma \Rightarrow F(\sigma) = 1 \tag{8}$$

• Enfin, le "transient creep" (Bazant, 1986b) est modélisé d'une façon analogue au fluage de dessiccation intrinsèque :

$$\Delta\varepsilon_{tc} = \eta\sigma|\Delta T| \tag{9}$$

La déformation différée totale s'obtient alors en additionnant les différentes contributions :

$$\varepsilon_{diff}(t) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_{rd}(t) + \varepsilon_{fp}(t) + \varepsilon_{fd}^{int}(t) + \varepsilon_{fd}^{str}(t) + \varepsilon_{tc}(t) \tag{10}$$

Il est à noter que seul le fluage propre doit suivre la loi de comportement établie en (3).

Sur le plan numérique, pour ne pas avoir à stocker l'histoire de chargement à chaque pas de temps, comme le laisse penser l'équation (5), on décompose (par régression linéaire sur les $\{E_i\}_{i=0..n}$) la fonction de fluage propre $J_{fp}(t, t_0=28, h=1, T=20°C)$ en une série de Dirichlet sous la forme:

$$J_{fp}(t, t_0, h = 1, 20°) = \frac{1}{E_0} + \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{E_i}\left(1 - \exp\left(-\frac{t-t_0}{\tau_i}\right)\right) \tag{11}$$

En pratique on obtient toute satisfaction avec n = 8. La formulation de la loi de comportement évoquée en (3) se réduit alors à une forme incrémentale en se ramenant à une récurrence sur les coefficients multiplicatifs de la base des $\left\{\exp\left(-\frac{1}{\tau_i}\right)\right\}_{i=1..8}$.

En ce qui concerne l'enchaînement des calculs, on réalise tout d'abord un calcul thermique en diffusion linéaire transitoire, en imposant aux limites des conditions de type flux. On enchaîne alors par un calcul de diffusion hydrique en diffusion non linéaire transitoire dans lequel le coefficient de diffusion hydrique est fonction de la teneur en eau $C(\underline{x},t)$ et de la température $T(\underline{x},t)$ résultant du calcul précédent :

$$\frac{dC}{dt} = \mathrm{div}(D(C,T)\underline{\mathrm{grad}}(C)) \tag{12}$$

Les conditions aux limites sont elles aussi de type flux non linéaire (Mensi, 1988) :

$$J = -D(C,T)\mathrm{grad}(C) = \gamma(C)(C - C_{ext}) \tag{13}$$

Enfin, une histoire de chargement étant imposée, un troisième calcul, viscoélastique, utilise les résultats des deux précédents et calcule, à chaque pas de temps, la déformation différée totale en chaque point d'intégration du maillage. Remarquons que le fait d'enchaîner les trois calculs dans cet ordre présuppose que la diffusion thermique est indépendante du champ de contrainte, et peu dépendante de la teneur en eau, et que le séchage du matériau n'est que très peu influencé par le champ de contrainte. Ces hypothèses sont toutes deux classiques pour le béton.

Les principaux paramètres physiques du modèle sont alors déterminés en s'appuyant sur les résultats du programme expérimental, qui comprend des essais mécaniques, un essai de perte en poids et un essai complet de comportement différé (retrait endogène, retrait total[3], fluage à 100% d'humidité[4] et fluage à 50% d'humidité[5]).

A partir des essais de laboratoire, qui ont lieu à T_0 = 20°C et h = 50% HR, nous pouvons déterminer les différents paramètres physiques :

- La teneur en eau libre est estimée de la façon suivante : $C_0 = w_0 - 0{,}9 \cdot 0{,}22 c_0$ avec c_0 le poids de ciment anhydre et w_0 la quantité d'eau d'ajout. La teneur en eau à 50% HR est calculée d'après des résultats récents d'essais isotherme de sorption-désorption (Baroghel, 1991, 1994).
- $J_{fp}(t, 28, h = 1{,}20°)$ est calé sur l'essai de fluage propre.
- $D(C,T) = A \cdot 10^{-13} \exp(0{,}05C) \frac{T}{293} \exp(-\frac{U_T}{R}(\frac{1}{T} - \frac{1}{293}))$ est calé sur l'essai de perte en poids. La valeur de U_T / R =4600 K est issue de la littérature.
- K et $(\Delta P/P)_0$ sont calés sur la courbe retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids (**figure 1**).
- λ est calé pour retrouver la déformation totale.
- α = 10.10-6 °C^{-1}, η = 0,4.10^{-6} MPa^{-1}°C^{-1} ($\cong$ 1,5α/f_c) et U_c/R=4000 K sont des valeurs issues de la littérature (Bazant, 1986b).

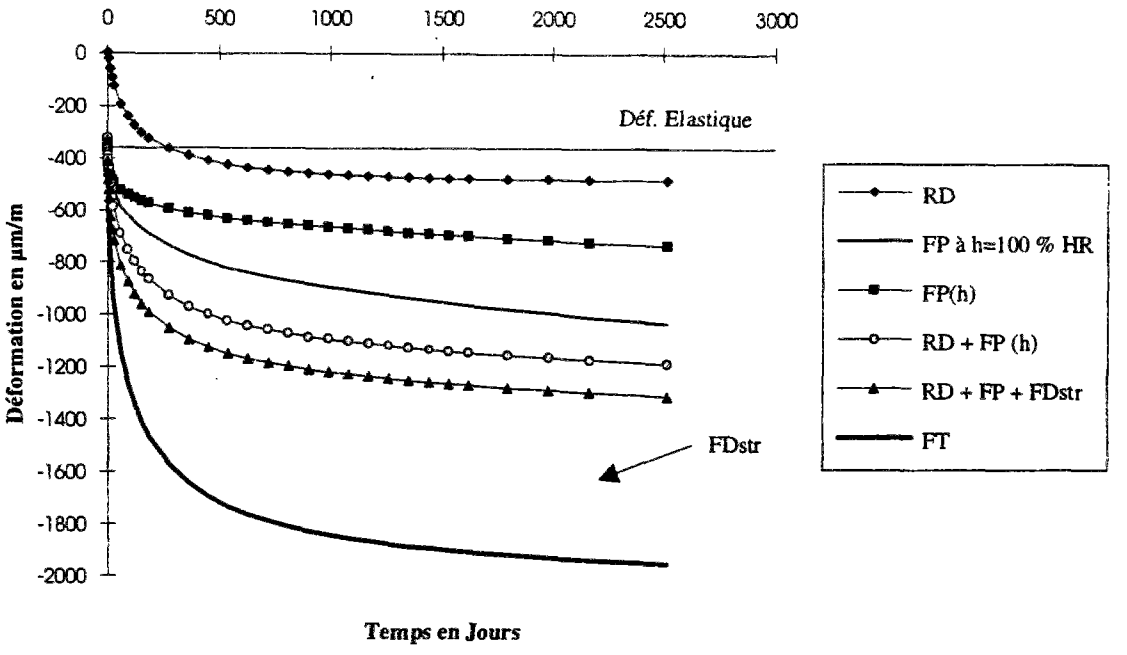
Le résultat des différentes simulations est présenté en **figure 2** pour la centrale de Penly ; on détaille en particulier la part des différentes déformations différées.

Une fois déterminés les différents paramètres du modèle, nous pouvons prédire les résultats sur structure à partir du planning de mise en précontrainte, et des conditions aux limites en température et en hygrométrie (qui sont différentes pour l'intrados et l'extrados). Pour le calcul, nous prendrons les valeurs de la teneur en eau à l'équilibre, calculées par approximation des courbes de désorption à leur tangente au voisinage de h=50% HR.

---

[3] Le retrait de dessiccation est la différence entre le retrait total et le retrait endogène.
[4] Le fluage propre est le fluage obtenu à 100% HR.
[5] Le fluage de dessiccation est la différence entre le fluage total obtenu à 50% HR et le fluage propre.

Figure 2 : Décomposition des déformations différées sur éprouvette de diamètre 16 cm.



Enfin, pour étudier l'enceinte de confinement, nous nous restreignons à l'étude d'un mur de 6 m de hauteur et de 1,2 m d'épaisseur calculé en axisymétrique. Pour modéliser la précontrainte initiale, nous soumettons notre corps d'épreuve à une pression constante suivant e_{zz} de p_{zz} = 8,5 MPa et une pression constante suivant e_{rr} calculée de la façon suivante (14) pour modéliser la précontrainte suivant $\theta\theta$:

$$p_{rr} = \frac{\sigma_{\theta\theta} e}{R_{ext}} = \frac{12 \cdot 1,2}{24} = 0,6 \text{ MPa} \qquad (14)$$

$\varepsilon_{\theta\theta}$ s'obtient en écrivant (P, périmètre de l'enceinte et $\xi(\underline{x}, t)$ le champ de déplacement) :

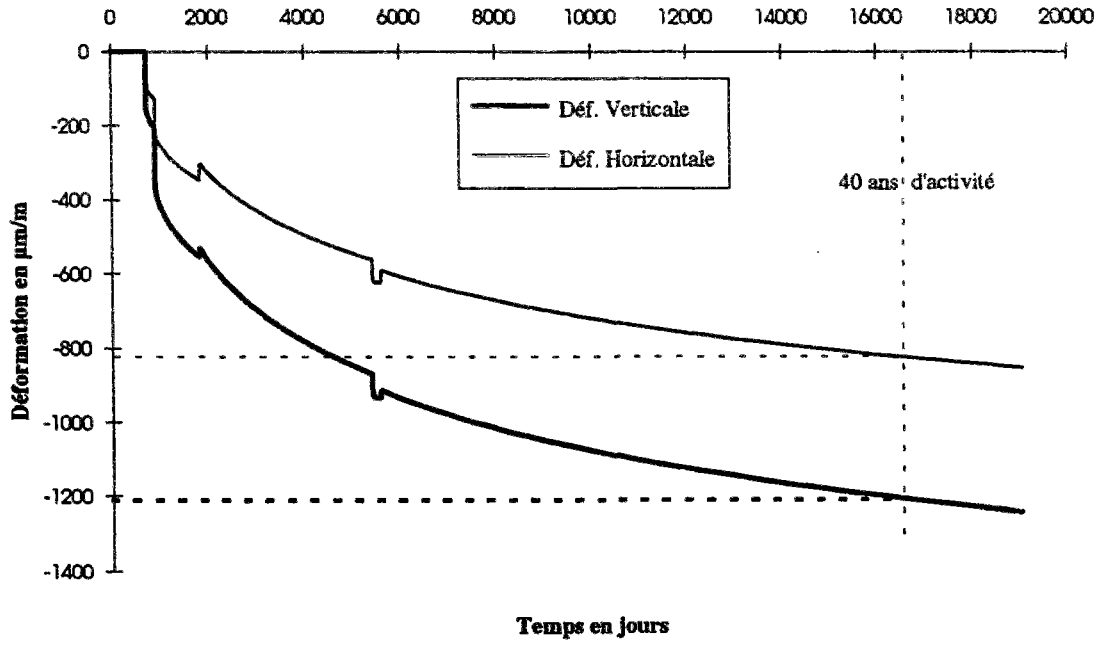
$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{dP}{P} = \frac{dR}{R} = \frac{\xi_{rr}(r)}{R} \qquad (15)$$

Nous présentons en **figure 3** les résultats de notre modélisation sur enceinte.

La dernière phase consiste à réaliser, à partir des fonctions de retrait et de fluage préalablement déterminées pour la structure étudiée, un calcul couplé permettant de prendre en compte le couplage acier / béton dans les problèmes de perte de précontrainte puisque, du fait des déformations différées, la contrainte dans le béton va sensiblement baisser au cours du temps. Pour cela, nous réalisons un calcul non vieillissant en utilisant les transformées de Laplace-Carson (Le Roy, 1994 ; Granger, 1994).

Enfin, dans la troisième partie, nous présentons les résultats de nos simulations et nous essayons de formuler une réponse d'ingénieur face aux questions que se pose EDF. Nous concluons en donnant les principaux enseignements théoriques et pratiques de cette étude en faisant quelques propositions réglementaires.

Figure 3 : Déformations moyenne calculée suivant θθ et zz pour l'enceinte de confinement de Penly pour une précontrainte initiale constante.



Conclusion

Nous avons ici proposé une démarche générale visant à prévoir les déformations différées sur structure, connaissant les résultats des essais classiques de retrait et de fluage réalisés sur éprouvettes en laboratoire. Les idées principales de la modélisation sont au nombre de 5 :

- Le séchage est pris en compte par un modèle de diffusion non linéaire transitoire couplé avec la température.
- Le retrait de dessiccation est proportionnel à la perte en poids.
- Le fluage propre est pris en compte par un modèle viscoélastique vieillissant en fonction de la température et de l'humidité.
- Le fluage de dessiccation est la somme de deux contributions: - un effet de structure lié à la fissuration de peau qui apparaît dans l'essai de retrait de dessiccation, - un fluage intrinsèque directement fonction de la contrainte et de la variation d'hygrométrie.
- Le calcul numérique est réalisé par décomposition de la fonction de fluage propre en série de Dirichlet, permettant de se ramener à une formulation incrémentale.

Dans les calculs de structure, le comportement du béton est appréhendé selon des règlements qui donnent une réponse moyenne du matériau. Gardons cependant en mémoire que les déformations différées d'un béton particulier (pour une même gamme de résistances) peuvent s'éloigner sensiblement de la tendance réglementaire. Pour des applications industrielles importantes, il est donc recommandé de lancer, dès la construction de l'ouvrage, une étude sur le comportement différé du béton utilisé. Dans le cas des enceintes nucléaires, les résultats de retrait et de fluage obtenus en laboratoire, sur éprouvettes, permettent d'apprécier plus justement les déformations différées à venir et donc la durée de vie (critère d'étanchéité) de la structure. Pour les enceintes en construction, il est même possible de renforcer préventivement la précontrainte. Cependant, les phénomènes de déformations différées ne

peuvent être appréciés que par des essais relativement longs (1 à 2 ans), donc dans un délai souvent incompatible avec le planning d'un chantier. Si l'on souhaite se prémunir de l'influence difficilement maîtrisable des constituants (granulats, liant), l'utilisation d'un béton à hautes performances (compatible avec les critères de conception de l'ouvrage), particulièrement performant vis-à-vis des phénomènes de retrait et de fluage (Costaz, 1990 ; Ithurralde, 1992), permettra de réduire considérablement les risques liés aux pertes de précontrainte.

Avant propos : Une thèse CIFRE : pourquoi, comment ?

Rappelons tout d'abord qu'un contrat CIFRE (Contrat Individuel de Formation par la REcherche) est un contrat tripartite entre une entreprise, en l'occurrence EDF SEPTEN, un laboratoire de recherche, ici le LCPC[6], et un jeune chercheur inscrit en thèse. Notons par ailleurs, que le LMDC[7], le laboratoire de génie civil de l'INSA de Toulouse a été associé comme partenaire au projet pour ses compétences complémentaires de celles du LCPC en matière de fluage, d'étude de la microstructure et de la fissuration.

Ces types de contrat de formation par la recherche ont été crées en 1983, à l'initiative du ministère de la recherche et de la technologie, pour encourager la collaboration Entreprise / Laboratoire de recherche, et faciliter l'accès des entreprises au savoir faire détenu par le monde de la recherche. Par ailleurs, le laboratoire y trouve aussi son intérêt en traitant de vrais problèmes industriels avec des équipes industrielles qui disposent de réelles compétences technologiques et de moyens financiers relativement importants. Enfin, l'entreprise bénéficie d'une bourse de l'ordre de 90 kF / an qui couvre une partie du salaire du jeune chercheur embauché.

Nous pensons qu'il est aussi nécessaire de situer en quelques lignes EDF SEPTEN[8] : Service Etudes et Projets Thermiques Et Nucléaires au sein d'EDF.

EDF-GDF, par sa mission d'entreprise publique de production, de transport et de distribution d'électricité et de gaz naturel est l'une des plus grandes entreprises françaises. En fait, elle est divisée en trois entités élémentaires : EDF, GDF et EDF-GDF Services. EDF et GDF ont chacune leur propre direction et leurs propres services qui regroupent les activités qui leur sont propres : Production et Transport, Etudes et Recherches, Equipement, Services Financiers, Juridiques et Commerciaux. Par contre, EDF et GDF ont confié à EDF-GDF Services la distribution et la commercialisation de l'énergie électrique (28 millions de clients) et du gaz naturel (9 millions de clients).

EDF a une organisation en cinq grands secteurs d'activités qui dépendent de **la Direction Générale** :

---

[6] Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 58, bd Lefebvre, 75015 Paris.
[7] Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions, INSA UPS Génie Civil, Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse Cedex.
[8] EDF-Service Etudes et Projets Thermiques et Nucléaires, 12-14, av. Dutrièvoz, 68628 Villeurbanne Cedex.

- La Direction des Etudes et Recherches (DER).

- La Direction de l'Equipement qui a pour mission la construction et l'appui technique pour la gestion du parc hydraulique et nucléaire.

- La Direction de la Production et du Transport gère le parc nucléaire et fournit l'électricité au réseau et qui achemine le courant depuis les centres de production jusqu'aux gros postes de transformations dans tout le pays.

- Les Services Financiers, Juridiques, Commerciaux, Prospectives et Stratégies.

Au sein de la Direction de l'Equipement, Le SEPTEN est le service central de conception. Il définit les références et les spécifications techniques. Son secteur d'activité est assez vaste et comprend :

- Recherche et développement (physique industrielle, développement des méthodes de calculs, qualification des équipements) en liaison avec la DER ;

- Définition de la doctrine d'EDF en matière nucléaire (sûreté nucléaire, documents techniques, spécifications, normes, principes de fonctionnements des systèmes et des équipements) ;

- Retour d'expérience (analyse du fonctionnement, modifications) ;

- Préparation des projets (études techniques et économiques, sélection des équipements, choix techniques).

Enfin, pour être précis, le SEPTEN comprend quatre départements techniques :

- le département Théorie,
- le département Equipement,
- le département Systèmes et Installations,
- le département Sûreté nucléaire et Radioprotection.

dans lesquels travaillent 260 ingénieurs (pour 430 personnes en tout).

Le travail de thèse que nous présentons s'inscrit, dans le cadre du SEPTEN, dans le département Systèmes et Installations, au sein de la division Génie Civil.

Introduction générale

Il est très surprenant, pour un jeune chercheur, de constater que les liants hydrauliques[1] étaient déjà connus au temps des romains, qui mettaient à profit la pouzzolanicité[2] des cendres de volcan (comme la terre de Pouzzoles près de Naples) ou celle de la terre cuite pilée pour former, par adjonction de chaux, les premiers mortiers dont ils se servaient dans leurs maçonneries. Ces premiers liants hydrauliques constituaient déjà un net avantage par rapport à l'utilisation des mortiers à base de chaux seule, qui conduisaient certes à des résistances[3] convenables, mais avaient le grave inconvénient d'avoir un durcissement très lent et d'être solubles dans l'eau, ce qui conduisit, bien des siècles plus tard, à de graves déboires, notamment en matière de construction fluviale !

Il faut attendre le 19ème siècle avec Vicat (1812) pour voir apparaître les premiers ciments Portland artificiels (CPA) et encore quelques dizaines d'années pour qu'émergent les premières constructions en béton armé : Lambot (1844) avec la première barque en béton armé puis Monier (1849) avec ses jardinières en béton armé. Mais en 1906, date du premier règlement français de béton armé, le matériau béton est encore mal connu. Le règlement n'affirmait-il pas que "...le module élastique du béton est, comme celui de l'acier, pratiquement constant" ? Les premiers travaux de Freyssinet sur l'arche d'essai[4] de Moulins sur Allier (1908) ne date que de deux ans plus tard. Les déformations différées du béton

---

[1] L'hydraulicité est la propriété que possède un produit de former avec l'eau, par gâchage, une pâte qui va durcir même en absence d'air, tout en présentant les caractéristiques propres aux liants : adhérence et cohésion interne (Deloye, 1993).

[2] Une matière est dite pouzzolanique si elle a la propriété de se combiner à la chaux vive (CaO) en présence d'eau (en solution, la chaux vive devient alors de la chaux éteinte : $Ca(OH)_2$) pour former des liants hydrauliques (Deloye, 1993).

[3] La chaux n'est pas à proprement parler un liant hydraulique, car son durcissement très lent est lié à la transformation de la chaux en carbonate de calcium par le CO_2 de l'air suivant les équations chimiques suivantes :
Lorsqu'on mélange de la chaux avec de l'eau, la solution obtenue est fortement basique :

$$CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 \rightarrow Ca^{++} + 2OH^-$$

La carbonatation (passage en solution du CO_2 de l'air) se traduit au contraire par une plus grande acidité de la solution :

$$CO_2 + 3H_2O \rightarrow CO_3^{2-} + 2H_3O^+$$

Les ions calcium se combinent alors avec les ions carbonate ; le pH de la solution finale diminue donc :

$$Ca^{++} + 2OH^- + CO_3^{2-} + 2H_3O^+ \rightarrow CaCO_3 + 4H_2O$$

[4] Il n'a pas à l'époque suffisamment confiance dans le règlement de 1906 et engage la construction d'une arche d'essai de 50 m de longueur avant d'entreprendre la construction des trois ponts sur l'Allier. Le tirant à la base de l'arche constitue la première application de la précontrainte.

valurent d'ailleurs à Freyssinet bien des déboires pour la construction de ses premiers ponts sur l'Allier comme le Pont de Veurdre en 1912 et de Boutiron en 1913 (Freyssinet, 1993). Comme dans bien des cas, les déboires sont riches d'enseignements, puisqu'ils lui permirent de soupçonner l'existence des déformations différées et du comportement viscoélastique du béton.

C'est justement la maîtrise des problèmes de fluage et de retrait du béton concomitamment avec les progrès réalisés sur les aciers (à très hautes limites élastiques) qui permirent à Freyssinet de maîtriser la tension des câbles de précontrainte dans le temps et de déposer le premier brevet sur la précontrainte en 1929. Il réalisera par la suite de très nombreux ouvrages précontraints (Freyssinet, 1993).

De nos jours, le béton, par ses multiples applications, est le premier produit industriel en tonnage ; et les ingénieurs savent qu'économiquement parlant, puisque son utilisation en traction nécessite l'emploi d'armatures passives, le béton doit être préférablement utilisé dans le domaine des compressions, quitte à s'y ramener artificiellement en exploitant les possibilités de la précontrainte.

De nos jours, le béton est un matériau beaucoup mieux connu et les règlements, qu'ils soient français (BAEL, 1991 ; BPEL, 1991) ou étrangers, sont bien plus complets que leur lointain ancêtre de 1906. Cependant le béton, matériau fragile en extension, hétérogène, poreux et hors d'équilibre recèle encore de nombreux secrets. Ainsi les chercheurs sont-ils encore à la recherche des phénomènes physico-chimiques (Acker, 1988) à l'origine des désordres constatés sur structure (le récent congrès de Barcelone en 1993 (ConCreep 4) consacré exclusivement au fluage et avec plus d'une centaine de communications en est la preuve) et travaillent encore sur l'optimisation des méthodes de formulation du matériau en vu d'obtenir ou d'améliorer telle ou telle propriété. Dans le cas des déformations différées, qui sont au centre de ce travail, les règlements se basent encore principalement sur l'expérience et proposent le plus souvent des expressions empiriques calées sur un grand nombre de résultats issus de la littérature. Le cas des modèles proposés par Bazant : le "BP-KX model" dans sa dernière version (Bazant, 1992a), est particulièrement édifiant. Les principaux paramètres dont on sait qu'ils interviennent dans les déformations différées comme la température, l'humidité, la teneur en granulat, le rapport eau/ciment sont pris en compte dans le modèle ; les fonctions traduisant la cinétique des phénomènes sont correctement argumentées par des temps équivalents calculés à l'aide d'une loi d'Arrhénius pour prendre en compte le vieillissement et la température ; elles vérifient les conditions théoriques de base concernant les effets d'échelle sur le séchage etc... Cependant, on est assez surpris de voir, à l'heure actuelle, que la seule solution proposée par l'auteur consiste en un super-lissage d'une demi-douzaine de paramètres (pour chaque composante de la déformation différée), argumentés[5] en fonction des paramètres de formulation : $X\left(f_c\ ;\ \frac{e}{c}\ ;\ c\ ;\ \frac{a}{\rho}\ ;\ \frac{a}{s}\ ;\ \frac{g}{s}\right)$.

Ce type de modèle, qui donne pourtant de très bons résultats dans la plupart des cas, ne met cependant pas le concepteur à l'abri de certaines surprises, notamment quand il étudie des bétons très particuliers comme ceux de Flamanville ou de Paluel. De compositions voisines (seule la minéralogie du granulat diffère), et pourtant les deux bétons ne présentent pas du tout le même comportement différé. Notons enfin que ce type de modèle ne permet pas d'utiliser les expressions des paramètres dans toute la gamme des bétons imaginables

[5] où e, c, a, g et s sont respectivement les quantités pondérales en eau, en ciment, en granulat (a = g + s), en graviers et en sable. f_c est la résistance à 28 jours.

puisqu'on ne peut pas faire tendre s, ρ ou c vers des valeurs très faibles. Ce type de modèle n'est vraiment fiable qu'à l'intérieur du domaine dans lequel il a été élaboré et n'offre aucune garantie (i.e. par estimation de l'erreur) dès que l'on en sort.

Le type de modèle ci-dessus doit être comparé à son vis-à-vis français : le BPEL qui, lui, au contraire, a adopté, d'emblée, une très grande simplicité d'utilisation mais en contrepartie passe sous silence un grand nombre de paramètres pourtant essentiels et propose de prendre la même déformation de fluage ou de retrait pour tous les bétons (sauf pour les BHP) ! Le fait que l'on trouve des modèles et des philosophies si différentes cache en fait une méconnaissance des véritables phénomènes physiques et chimiques dans toute leur complexité et qui sont à l'origine des déformations différées.

Dans cette étude, nous allons être confronté à un problème industriel important qui résulte de cette méconnaissance des ingénieurs, comme pour Freyssinet il y a 60 ans, vis-à-vis de la cinétique et de l'amplitude des déformations différées du béton. Le cas des centrales nucléaires a cela de très particulier que ce sont des ouvrages dont l'épaisseur est de l'ordre du mètre donc relativement peu courants en génie civil (les âmes de pont ou les poteaux porteurs de bâtiment ont plutôt des épaisseurs comprises entre 10 à 30 cm) et où l'on souhaite pouvoir évaluer l'ordre de grandeur des déformations du béton au bout de 40 années d'activité de la centrale soit 45 à 50 ans après la construction. La taille du mur à considérer et la durée sur laquelle on veut avoir des ordres de grandeur ne permettent pas, techniquement et économiquement, une expérimentation à l'échelle 1:1 sur 50 ans. Dans ce cas-là comme dans tant d'autres, la seule possibilité pour l'ingénieur consiste à proposer une modélisation, à caler les paramètres de son modèle sur un programme expérimental adéquat puis à valider les simulations sur les premiers résultats *in situ* dont on dispose, soit environ 10 années de mesures.

Le plan que nous avons choisi pour ce mémoire comporte trois grandes parties. La première partie s'attachera à préciser le contexte industriel de l'étude et les grands axes du problème qui nous est posé par EDF, puis nous donnerons les principaux résultats de notre programme expérimental. Dans la deuxième partie, nous proposerons une modélisation relativement fine de chaque déformation différée du béton, suivant le mot d'ordre "**diviser pour mieux modéliser**" et enfin, dans la dernière partie, nous nous attacherons à donner les principaux résultats et les prévisions des déformations différées sur enceinte, et à tirer les enseignements généraux de cette étude.

Notons de plus que nous avons préféré ne pas consacrer la première partie à une traditionnelle analyse bibliographique. A notre avis, le sujet, par son champ d'action relativement large, ne s'y prête guère et conduirait à de très longs développements comme dans la première partie des actes du symposium ConCreep 4 (Bazant, 1986b). Nous avons préféré, d'une manière que nous pensons plus vivante, rappeler l'état des connaissances au fil du texte, notamment dans la deuxième partie, au début de chaque chapitre sur les déformations différées du béton.

Première Partie :

Présentation générale et caractérisation des bétons étudiés

Introduction

Nous consacrons le début de cette première partie à une présentation générale du nucléaire en France et des choix qui ont été réalisés en matière de politique énergétique depuis les années 1950. Ce sont ces choix qui ont modelé notre façon de se positionner par rapport à l'énergie et en particulier par rapport à l'électricité. Enfin, nous entrons plus précisément dans le vif du sujet par une description précise de la partie génie civil des centrales nucléaires. Nous présentons la politique de suivi des pertes de précontrainte et d'auscultation d'EDF, et nous présentons les principaux résultats obtenus depuis le début du programme nucléaire. Enfin, nous posons d'une manière précise notre sujet, ses tenants et aboutissants, ses objectifs et les difficultés auxquelles nous allons être confrontés en terme d'ingénierie des matériaux et de mécanique des structures.

Sommaire
Chapitre I

De l'électricité nucléaire au fluage du béton. Il était une fois...

1. EDF et l'énergie en France 24
   1.1 EDF, un service public depuis 1946 24
   1.2 Les enjeux de la politique énergétique française 25
   1.3 L'énergie en France et dans le monde en quelques chiffres 26
   1.4 La sûreté et les pouvoirs publics en France 28
   1.5 La sûreté du bâtiment réacteur 29

2. La conception des centrales nucléaires françaises 31
   2.1 Introduction, le parc français des centrales nucléaires 31
   2.2 Caractéristiques générales du génie civil 33
   2.3 Planning de construction et caractéristiques en fonctionnement 36
   2.4 L'auscultation des enceintes 36
      2.4.1 Le principe de l'auscultation 36
      2.4.2 Le cas des enceintes de confinement 38
      2.4.3 Influence des conditions aux limites, effets du dôme et du radier 42
      2.4.4 Le traitement statistique des résultats 44

3. Le problème tel qu'il se pose actuellement 47
   3.1 Approche réglementaire de dimensionnement 47
   3.2 Les résultats d'auscultation 47

4. Définition du sujet de thèse 48
   4.1 Position du sujet 48
   4.2 Conséquences attendues à court et à moyen terme 49
   4.3 Les difficultés rencontrées 50

Chapitre I

De l'électricité nucléaire au fluage du béton. Il était une fois...

1. EDF et l'énergie en France

1.1 EDF, un service public depuis 1946

C'est la loi de nationalisation du 8 avril 1946 qui définit l'organisation du service public de l'électricité en France et crée par la même occasion l'entreprise de production-transport-distribution d'électricité que l'on connaît : Electricité de France (EDF). Cette loi a pour but d'unifier, de rationaliser et de développer le système électrique national au sortir de la seconde guerre mondiale. Elle précise entre autres les missions et les obligations d'EDF. Nous en retiendrons quatre :

1. Obligation de desserte sur tout le territoire national d'une alimentation électrique de qualité.

2. Sécurité de l'alimentation. Compte tenu du rôle vital de l'électricité pour une société industrielle, assurer la sécurité de l'alimentation en électricité suppose un sur-dimensionnement de l'appareil production-transport-distribution et un choix judicieux des énergies primaires mises en oeuvre pour la production d'électricité. Cela implique aussi une satisfaction à tout instant des besoins en électricité. La gestion des aléas de la demande au cours du temps, puisque l'électricité n'est pas stockable, conduit donc EDF à être capable, à tout instant (via le centre de dispatching national) de faire coïncider l'offre et la demande d'électricité.

3. Egalité de traitement pour tous les consommateurs (particuliers et industriels) sur la base de tarifs affichés et uniformes.

4. Recherche du moindre coût pour tous les utilisateurs. Pour faire face au caractère de monopole de la vente de l'électricité, l'état contrôle le prix du kWh et veille à ce que les gains de productivité d'EDF ainsi que les bons résultats financiers de l'entreprise soient

directement retransmis sur le coût de l'électricité. La planification d'ensemble des moyens de production permet également de développer le parc à moindre coût en minimisant les coûts d'exploitation. C'est un avantage essentiel de l'intégration au sein de la même entreprise des activités de production, de transport et de distribution.

Notons pour finir que, sur le fond, ces statuts n'ont pratiquement pas évolué depuis 1946 jusqu'à nos jours et restent encore entièrement d'actualité.

1.2 Les enjeux de la politique énergétique française

Depuis le début de l'ère industrielle, la production d'énergie en France a subi trois révolutions majeures :

1. Jusqu'en 1950, la France se suffit principalement à elle-même grâce à ses propres ressources : hydraulique, charbon, et gaz de Lacq. Mais dès 1960, la plupart des énergies fossiles nationales ne suffisent plus. Les ressources dans l'hexagone deviennent rares, et les coûts d'extraction deviennent rédhibitoires alors que la demande augmente.

2. Entre 1960 et 1973, on assiste à une croissance considérable des besoins en énergie primaire, qui passent de 85 Mtep à 183 Mtep. Par ailleurs, on assiste à l'envahissement du marché par une énergie sans cesse plus abondante, très bon marché et facilement utilisable : le pétrole. Dans ce contexte, le pétrole va rapidement s'imposer à tous les pays, dans tous les domaines. Il couvre 70 % des besoins énergétiques en France en 1973.

3. Lors des chocs pétroliers de 1973 et 1974, le prix du pétrole est multiplié par 4 en dollar et le dollar s'envole. La facture pétrolière représente la plus grosse part de nos importations et la France est dépendante énergétiquement des pays du Moyen-Orient. Le coût de l'énergie est un frein à la croissance et au développement.

4. En 1974, au vu de la situation énergétique du pays, les pouvoirs publics établissent une véritable politique énergétique sur le long terme, qui vise à concilier au mieux trois objectifs :
   - satisfaire les besoins en énergie du pays;
   - assurer la sécurité de son approvisionnement;
   - assurer l'indépendance énergétique de la France.

Cette nouvelle politique comporte trois volets :

a) Maîtriser les besoins énergétiques grâce à une politique d'utilisation rationnelle de l'énergie et d'économie d'énergie : optimisation des procédés industriels, réduction de la consommation des véhicules, isolation thermique des habitations etc.

b) Faire une place importante au nucléaire dans la production d'électricité et dans le bilan énergétique national en se fixant comme objectif de réduire la dépendance énergétique de 75% à 50% à l'horizon des années 1990.

c) Diversifier les sources d'approvisionnement extérieures. En 1973, le pétrole couvrait près de 70 % de la consommation française d'énergie et le Moyen-Orient représentait 75 % de notre approvisionnement pétrolier. En 1992, la part du pétrole ne représente plus que 42%, qui sont fournis à 50 % seulement par les pays du Moyen-Orient.

Cette nouvelle politique, très ambitieuse à l'époque, est une véritable révolution tant au niveau politique et industriel que domestique. Cependant les résultats sont là. La relation entre croissance économique et croissance des importations pétrolières qui prévalait avant 1973 a été brisée. Le mérite en revient pour un tiers aux économies d'énergie et pour deux tiers au nucléaire.

1.3 L'énergie en France et dans le monde en quelques chiffres

Pour fixer les idées, sans toutefois vouloir rentrer dans les détails, nous présentons ci-dessous quelques documents (EDF et l'énergie..., 1993) (**figure 1, tableau 1 et 2**) qui retracent l'historique du bilan mondial énergétique par source d'énergie ainsi que l'évolution de la production nationale d'électricité. Les différents graphiques parlant d'eux-mêmes, nous ne ferons qu'un seul commentaire pour insister sur la place grandissante du nucléaire qui représente, en 1990, 70 % de la production nationale d'électricité alors qu'il était inexistant dans les années 60.

Figure 1 : Evolution de la consommation d'énergie dans le monde entre 1950 et 1991 (en millions de tep).

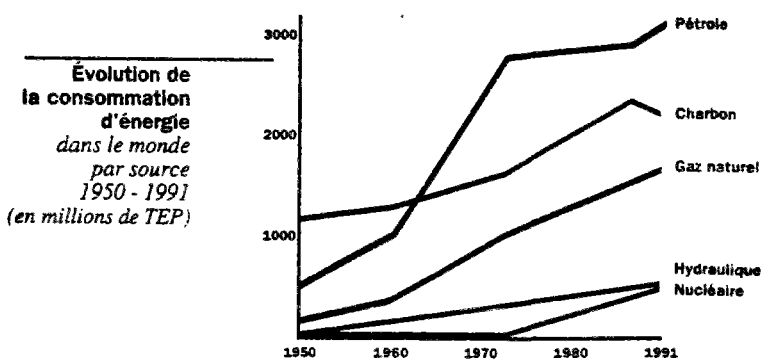


Tableau 1 : Bilan énergétique mondial par source d'énergie en 1973 et 1990.

Source d'énergie	1973	1990
Pétrole (%)	48,0	38,6
Gas naturel (%)	27,0	27,3
Charbon (%)	6,4	6,8
Hydraulique (%)	6,4	6,8
Nucléaire (%)	0,0	5,7
Total (%)	100,0	100,0

Tableau 2 : Evolution de la production nationale d'électricité entre 1960 et 1990.

Source d'énergie	1960	1973	1990
Fuel (%)	4	39	6
Charbon (%)	16	16	5
Hydraulique (%)	56	27	16
Nucléaire (%)	0	8	73
Autres (%)	11	10	0
Total (%)	100	100	100
Total (TWh)	72	171	441

Par ailleurs, notons que pour faire face à ses investissements, notamment le coût de la construction des tranches nucléaires dans les années 1970-1980, EDF a eu massivement recours à l'emprunt en complément de ses ressources propres (l'état interrompant ses apports en capital dès 1984, au début de la construction des tranches 1300 MWe de palier P4, i.e. au milieu du programme nucléaire). La dette, qui représentait pratiquement 2 fois le chiffre d'affaire d'EDF en 1984, ne représente plus que 1,1 fois son chiffre d'affaire en 1992. A titre de comparaison, son endettement était de l'ordre de 3 fois son chiffre d'affaire dans les années 1950 lors de la construction du grand programme hydraulique.

Il est enfin intéressant de noter que l'intérêt du nucléaire ne réside pas seulement dans l'accroissement du taux d'indépendance énergétique de la France. Il apparaît ainsi clairement (Lewiner, 1988) (**tableau 3**) que les centrales nucléaires sont celles pour lesquelles le coût total de production de l'électricité est le plus faible. Ce sont également celles dont la part d'investissement est en valeur relative la plus importante et la part de combustible la plus faible. C'est la caractéristique d'un haut niveau de technologie.

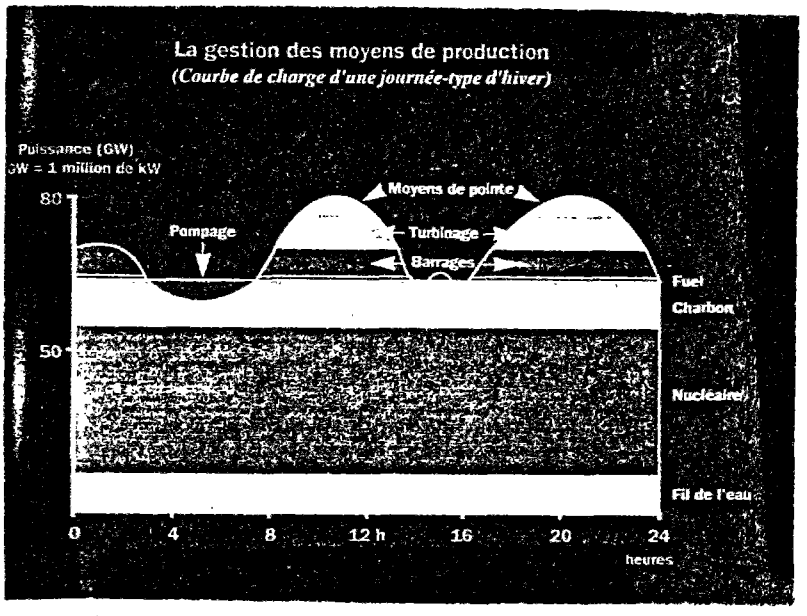
Tableau 3 : Comparaison du coût moyen actualisé de production du kWh pour différents types de centrales françaises.

Centrale	**Nucléaire**	**Charbon**	**Fuel**
Investissement	11,2	8,0	6,7
Exploitation	3,9	3,1	2,8
Combustible	5,9	16,2	45,8
Sous-Total	21,0	27,3	55,3
Désulfuration	0,0	3,1	2,1
TOTAL	**21,0**	**30,4**	**57,4**

Qui plus est, la France possède des réserves importantes en uranium qui sont évaluées entre 30 et 40 ans pour une consommation annuelle proche de celle que l'on connaît actuellement. Par ailleurs, mis à part le problème du stockage des déchets radioactifs (qui fait actuellement l'objet d'un important programme d'étude au niveau national et international) et celui du démentellement des tranches nucléaires en fin d'activité (qui est déjà opérationnel avec le démentellement de la première tranche installée à Chooz dans les Ardennes et de la filière graphite gaz), le nucléaire est pour l'instant une énergie relativement peu polluante par rapport aux centrales thermiques classiques qui rejettent du gaz carbonique, du monoxyde de carbone, des oxydes d'azote et de soufre dans l'atmosphère. Nous ne rentrerons cependant pas ici dans ce type de débat !

Enfin, le nucléaire est actuellement utilisé principalement en "base"[6] tout comme les centrales hydrauliques au fil de l'eau. Les paliers de puissance étant des opérations complexes et relativement longues, l'énergie nucléaire est peu adaptée pour suivre les fluctuations de la demande au cours du temps, encore moins au cours d'une même journée. On se reportera en particulier en **figure 2** qui donne une idée de la gestion des moyens de production pour suivre la courbe de charge d'une journée-type d'hiver. Ce sont les barrages et les centrales thermiques classiques, beaucoup plus facilement contrôlables, qui s'adaptent à la demande en fonction du temps. Notons pour finir, qu'avec un taux de disponibilité[7] de l'ordre de 77 % en 1993, les performances du parc nucléaire français sont relativement bonnes.

Figure 2 : Courbe de charge d'une journée type d'hiver.



1.4 La sûreté et les pouvoirs publics en France

Le fonctionnement d'une installation nucléaire ne doit avoir aucun impact dommageable sur la santé publique ou l'environnement. La sûreté nucléaire y répond de deux manières différentes :

1. Le confinement des produits radioactifs. Lors d'un accident type, (hautement improbable mais pris en compte sous l'angle de la sûreté nucléaire), trois barrières de sûreté isolent les produits dangereux de l'environnement :
   - la gaine du combustible ;
   - la cuve en acier du réacteur ;
   - l'enceinte de confinement en béton.

[6] Ce qui signifie qu'il fournit la partie fixe de la production d'électricité journalière contrairement aux barrages et aux centrales thermiques qui sont utlisées principalement lors des heures de pointes hebdomadaires.
[7] Pourcentage moyen de jours dans l'année où une centrale est en fonctionnement.

2. La "défense en profondeur" qui consiste à prévoir un ensemble de moyens diversifiés et progressifs destinés à faire face à toute défaillance technique ou humaine qui menacerait l'intégrité et l'étanchéité des trois barrières et à en limiter les conséquences.

De plus, le retour d'expérience accumulé avec l'exploitation de plus de 50 réacteurs permet d'améliorer constamment le niveau de sûreté par une analyse fine du comportement des réacteurs existants dans les différentes phases de leur vie : palier de puissance, arrêt pour changement de combustible, redémarrage, etc.

Au-delà, la qualification du personnel exploitant et le niveau des contrôles, assurés par EDF et par les pouvoirs publics, sont garants de la sûreté. Ce sont en effet les pouvoirs publics qui coordonnent les actions relatives à la sûreté nucléaire. La Direction de la Sûreté des Installations Nucléaires (DSIN), qui dépend du Ministère de l'Industrie et du Ministère de l'environnement, définit la politique générale de sûreté pour l'ensemble des sites nucléaires civils. Elle suit les procédures d'autorisation des installations et élabore la réglementation technique en s'appuyant sur l'Institut de Protection et de Sûreté Nucléaire[8] (IPSN) qui effectue les études et travaux sur la protection et la sûreté nucléaire. Le Conseil Supérieur de la Sûreté et de l'Information Nucléaire (CSSIN), composé d'experts scientifiques, économiques ou sociaux, adresse des recommandations au Ministère de l'Industrie sur la politique de sûreté et informe les médias. L'ensemble est appelé **Autorité de Sûreté**.

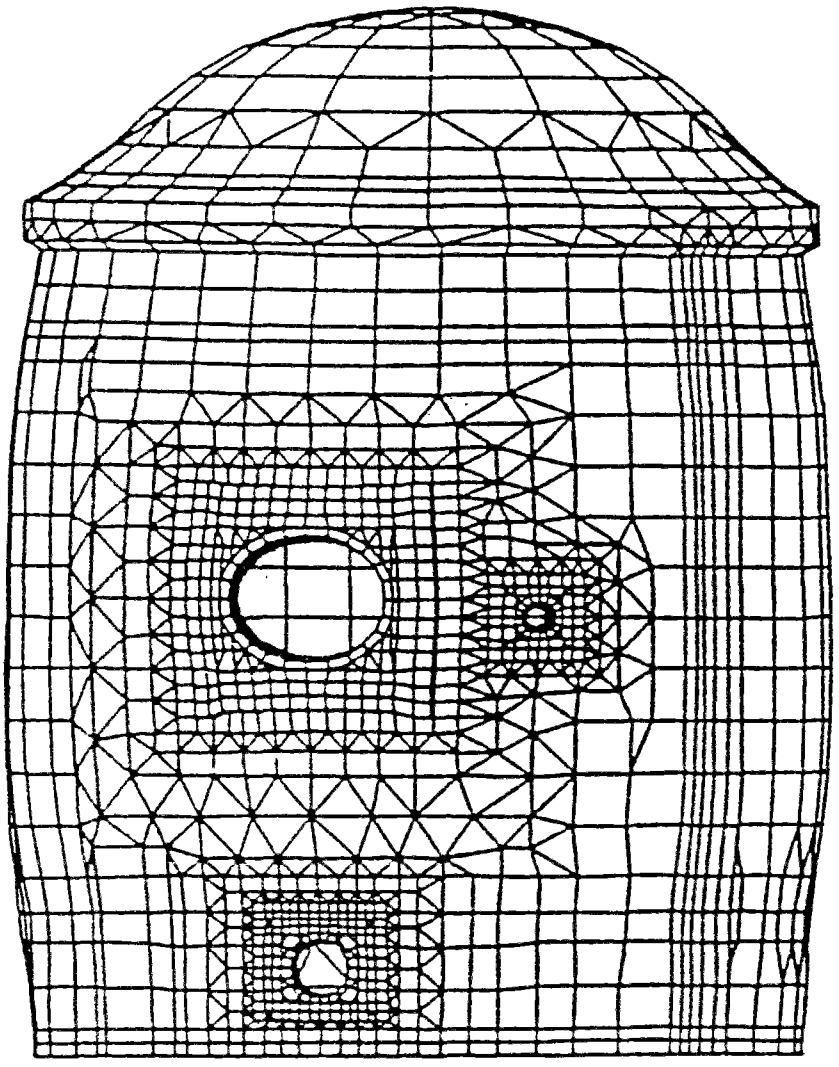
1.5 La sûreté du bâtiment réacteur

D'une manière générale et pour simplifier, EDF doit justifier, devant l'autorité de sûreté, de la capacité de l'enceinte à assurer un taux de fuite qui soit, en phase accidentelle, inférieur, par 24 heures, à 1,5 % de la masse totale des fluides (mélange air + vapeur) contenus dans l'enceinte. C'est donc l'étanchéité des enceintes qu'EDF doit assurer à tout instant. Notons que cet aspect est beaucoup plus contraignant que la stabilité mécanique, puisque cela impose un contrôle draconien du niveau de fissuration (le calcul s'apparente donc à un calcul de la structure en fissuration très préjudiciable). Pour évaluer expérimentalement ce taux de fuite, chaque enceinte subit ainsi périodiquement (avant la mise en route de la centrale puis tous les 10 ans), à l'échelle 1:1 un test de gonflage à air sec à 0,5 MPa qui correspond à la pression de dimensionnement (**figure 3**). Un calcul linéaire par éléments finis, où l'on soumet l'enceinte aux sollicitations accidentelles de pression et de température permet d'évaluer les sollicitations à l'intérieur du fût et de calculer la précontrainte nécessaire. Par la suite, en sus des marges prises sur la pression de calcul, des marges sont calculées pour prendre en compte les chutes de précontrainte engendrées par les déformations différées du béton et d'autres cas de charge tels que les séismes. Ainsi, les pertes de précontrainte induites par le comportement différé du béton (retrait + fluage) réduisent au cours du temps le domaine des chargements que peut supporter la structure. Mais elles auront aussi pour conséquences une plus grande ouverture des fissures du béton dont l'origine thermique est inhérent à la massivité de la structure et à son mode de construction[9]. En cas d'accident, la précontrainte se doit donc d'assurer une compression minimale du béton, de l'ordre du mégapascal, de manière à maintenir fermées toutes les fissures existantes. On notera en particulier que l'on ne tient pas

[8] Rattaché au CEA (Commissariat à l'Energie Atomique).
[9] Cf. Deuxième Partie, Chapitre II.

compte de la résistance en traction du béton lors du dimensionnement ce qui offre donc une marge supplémentaire de quelques MPa en ce qui concerne la capacité portante de la structure (Toutlemonde, 1994), mais vraisemblablement pas pour l'étanchéité puisque dès que le béton est en traction, l'ouverture des fissures existantes implique un dépassement du seuil d'étanchéité fixé par les autorités de sûreté.

Figure 3 : Visualisation par éléments finis d'un test de gonflage simulant une montée en pression du bâtiment réacteur.



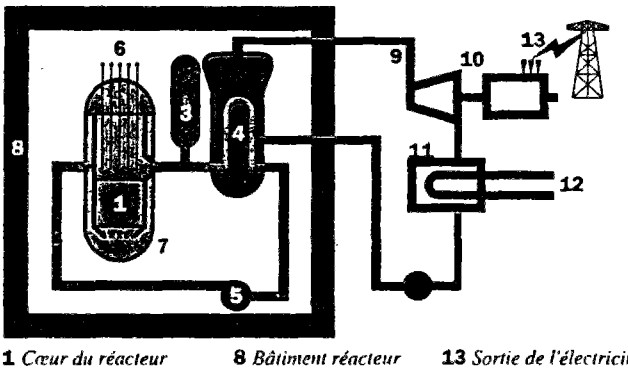
Précisons que le problème posé par les pertes de précontrainte (liées aux déformations différées du béton) sur l'étanchéité des enceintes à double paroi en béton se pose également en termes similaires quand la paroi précontrainte de l'enceinte est revêtue sur sa face interne d'une peau métallique (REP 900 MWe). Dans ce cas, la peau très fine (6 mm d'épaisseur) est fortement comprimée en service normal et peut plastifier (cloquage) sous l'effet des déformations différées du béton.

2. La conception des centrales nucléaires françaises

2.1 Introduction, le parc français des centrales nucléaires

En ce qui concerne l'aspect fonctionnement du réacteur (**figure 4**), nous nous bornerons à conseiller la lecture d'un excellent ouvrage de vulgarisation de la collection **Que sais-je?** : "Les centrales nucléaires" (Lewiner, 1988). Précisons cependant que, pour ses centrales, EDF a choisi en 1969 la filière à eau pressurisée. Dans ce type de réacteur, à eau pressurisée (REP ou PWR en anglais), l'eau sous pression est à la fois le modérateur (ralentissement des neutrons) et le fluide caloporteur. Depuis 1960, les réacteurs sont construits par la société Framatome, d'abord sous licence Westinghouse, puis de façon totalement autonome à partir de 1982. Notons enfin que le rendement thermique de ces centrales n'est que de l'ordre de 34 % (impôt dû au cycle de Carnot). Le palier REP 1300 MWe a par exemple une puissance thermique de 3820 MWth (pour la chaudière) pour une puissance électrique de 1300 MWe.

Figure 4 : Schéma simplifié de fonctionnement d'un réacteur REP.



1 *Cœur du réacteur*
2 *Circuit primaire*
3 *Pressuriseur*
4 *Générateur de vapeur*
5 *Pompe primaire*
6 *Barres de commande*
7 *Cuve*
8 *Bâtiment réacteur*
9 *Circuit secondaire*
10 *Groupe turbo-alternateur*
11 *Condenseur*
12 *Circuit de refroidissement*
13 *Sortie de l'électricité*

■ *Circuit primaire*
■ *Circuit secondaire*
■ *Circuit de refroidissement*

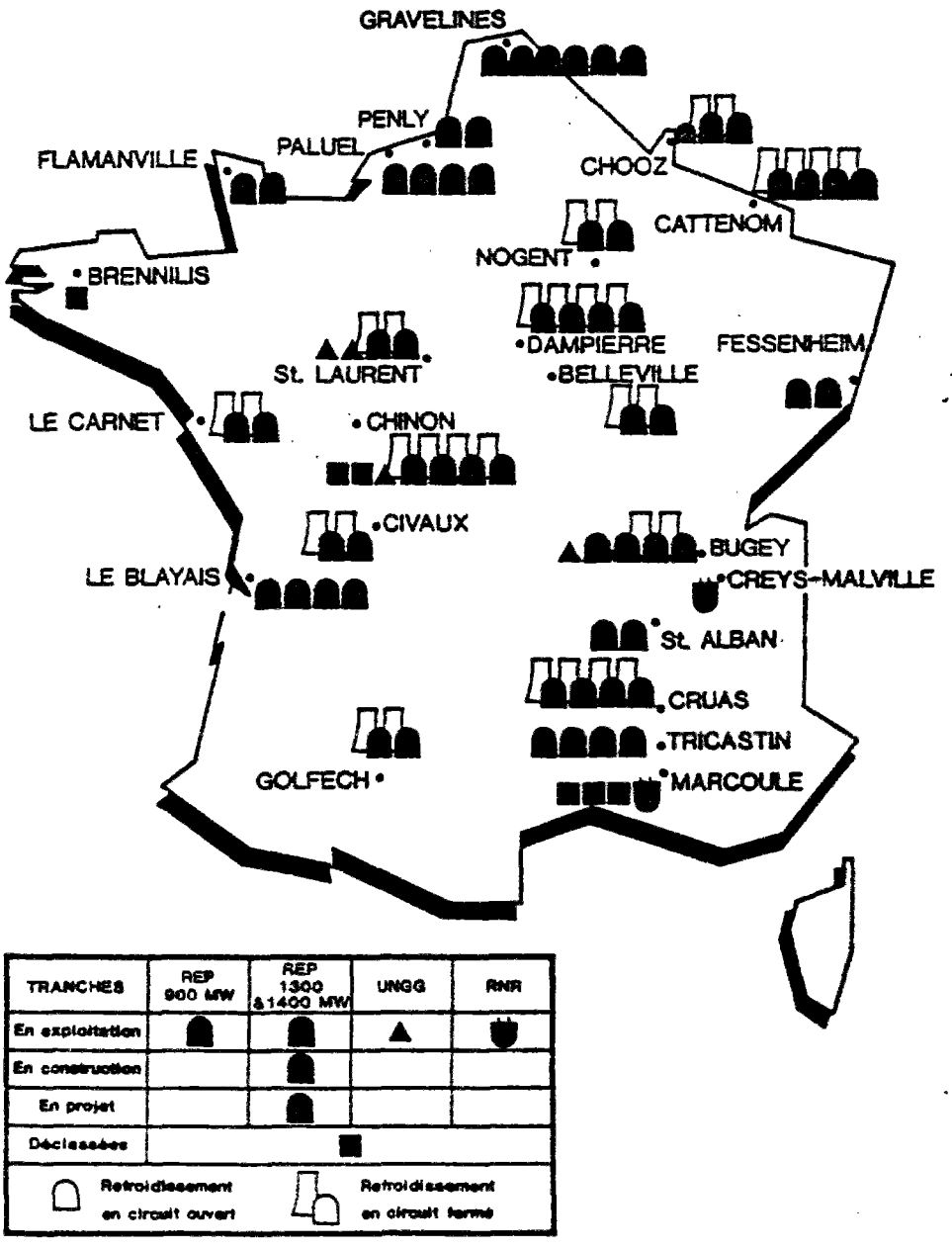
Le parc des Centrales Nucléaires de Production d'Electricité d'EDF se compose à la fin de l'année 1994 de :

- 34 tranches 900 MWe
- 20 tranches 1300 MWe
- 4 tranches 1400 MWe

ce qui représente une puissance de 59400 MWe.

Les 54 tranches 900 et 1300 MWe sont déjà opérationnelles (**figure 5**), deux des tranches de 1400 MWe (Chooz B1 et B2) seront raccordées au réseau au début et au milieu de l'année 1996. Enfin, deux tranches de 1400 MWe sont actuellement en construction sur le site de Civaux.

Figure 5 : Localisation des tranches nucléaire en France.



Il est à noter que, contrairement aux barrages, qui sont tous différents, les enceintes d'un même type, d'un même palier technologique, sont toutes identiques. Nous présentons ci dessous (**tableau 4**) les caractéristiques principales des différents paliers. Dans le paragraphe suivant, nous ne présenterons en détail que les tranches des paliers P4 et P'4 et N4 sur lesquels portent plus particulièrement notre travail.

Tableau 4 : Caractéristiques principales des enceintes.

Tranches	900 MWe	1300 MWe Palier P4	1300 MWe Palier P'4	1400 MWe Palier N4
Peau en acier	oui	non	non	non
Nombre d'enceintes	1	2	2	2
Diamètre ext. (m)	38,8	46,8	46,2	46,2
Hauteur totale (m)	66,4	66,5	65,2	66,5
Epaisseur du fût (m)	0,90	0,90	1,20	1,20
Précontrainte	19 T 15	37 T 15	37 T 15	37 T 16
Tension max. à l'ancrage (kN)	3855	7350	7650	7858
Exemples	St Laurent Tricastin	Flamanville Paluel	Penly Catternom	Civaux B11 et BHP, Chooz

Alors que, dans les tranches 900 MWe, l'étanchéité de la structure est assurée par une seule enceinte en béton précontraint recouverte intérieurement par une peau métallique en acier, l'étanchéité des paliers P4, P'4 et N4 est assurée par une enceinte à double paroi sans peau d'étanchéité mais avec reprise des fuites indirectes dans l'espace entre enceintes.

2.2 Caractéristiques générales du génie civil

Depuis la mise en service, en 1983, de la centrale de Paluel (Normandie), EDF a choisi une technique de construction haut de gamme pour sa filière REP 1300 MWe :

1. La tenue mécanique de la structure est obtenue en utilisant les possibilités de la précontrainte au lieu du seul béton armé (conduisant à de fortes épaisseurs)

2. L'étanchéité du bâtiment réacteur est assurée par une double enveloppe en béton, laquelle remplace la peau métallique ancrée sur la face interne du béton des enceintes à simple paroi des REP 900 MWe.

Reprenons plus en détail les différentes parties de la structure :

Le bâtiment réacteur repose sur un radier en béton armé, de 3 m de hauteur. L'enceinte de confinement à proprement parler (**figure 6**) est constituée par deux cylindres concentriques de révolution surmontés d'une calotte hémisphérique, dont la jonction avec le fût est assurée par une ceinture torique, très rigide par rapport au fût. L'important volume ainsi constitué est

soumis, en cas d'accident, à une pression interne totale[10] de calcul de l'ordre de 0,5 MPa absolu.

La structure comprend :

1. Une paroi interne de 0,9 à 1,2 m d'épaisseur en béton précontraint, dimensionnée pour résister à la pression interne résultant de la rupture accidentelle du circuit primaire de réfrigération du coeur du réacteur (APRP : Accident par Perte de Réfrigérant Primaire) ;

2. Une paroi externe en béton armé d'épaisseur 55 cm, calculée pour résister aux agressions externes, qu'elles soient d'origine naturelle (séisme, tempête) ou accidentelle (explosion, chute d'avion).

Enfin, dans l'espace entre paroi d'enceintes, on crée artificiellement une dépression de l'ordre de 0,001 MPa permettant de récupérer en cas d'accident puis de traiter dans un ensemble de filtre toute fuite éventuelle à travers l'enceinte interne.

Par la suite, les valeurs numériques concernant les câbles de précontrainte sont données pour le cas du palier P'4[11].

La **précontrainte biaxiale** de l'enceinte interne est réalisée par des câbles 37 T 15 ou 37 T 16 (**figure 7**) mis en tension à 0,80 F_{PRG}[12] dont la section est égale à S = 0,00514 m². Elle comprend :

1. Des câbles verticaux purs (indice z) espacés tous les 84 cm occupant une section de $A_{zz} = \frac{S}{0,84} = 0,0064$ m² par mètre linéaire de paroi et tendus à σ_{ZZ} = 1595 MPa ; certains de ces câbles sont en fait des câbles en "J renversé", verticaux, se prolongeant sur le dôme;

2. Des câbles horizontaux (indice t) faisant le tour complet de l'enceinte, ancrés sur deux nervures. Ils sont placés tous les 40 cm, pour une section de l'ordre de $A_{tt} = \frac{S}{0,4} = 0,0129$ m² par mètre linéaire de paroi, et tendus à σ_{tt} = 1115 MPa;

Compte tenu de l'écartement des câbles de précontrainte en partie courante, il est possible de calculer la précontrainte initiale moyenne du béton, avant pertes différées, dont les valeurs sont représentés, dans les deux directions, sur le **tableau 5**. Notons enfin que les aciers passifs représentent 20 cm² / m² de paroi.

---

[10] La valeur dépend principalement des calculs de l'accident de référence et du volume de l'enceinte.

[11] Pour plus de précision, on se reportera en troisième partie, chapitre I où ces chiffres interviennent.

[12] Résistance en traction des cables de précontrainte. Le facteur 0,8 ne tient pas compte des pertes aux ancrages.

Figure 6 : Schéma simplifié de la partie génie civil d'une enceinte de centrale nucléaire.

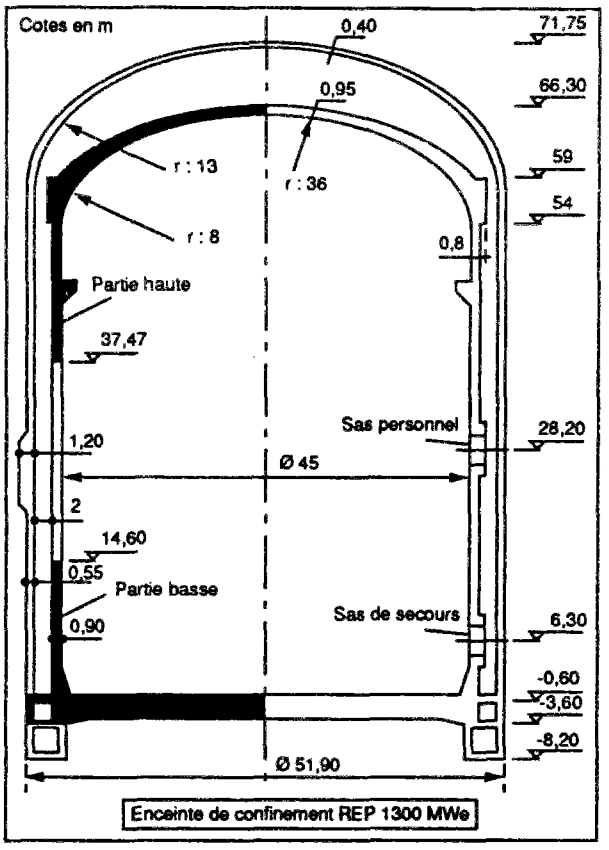


Figure 7 : Schéma simplifié de la précontrainte de l'enceinte.

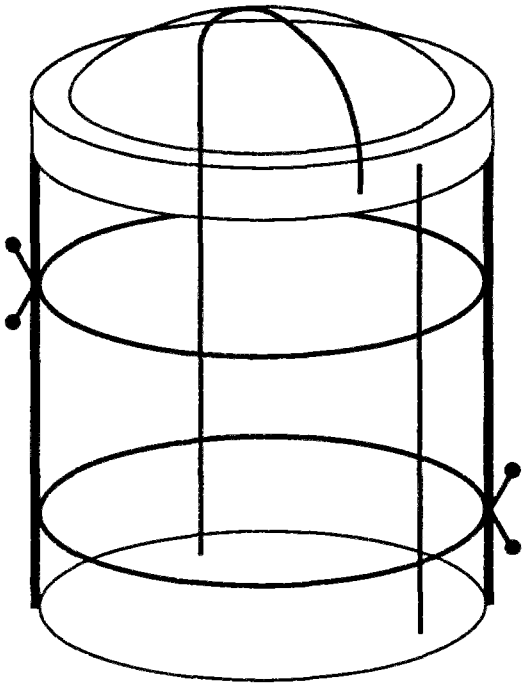


Tableau 5 : Précontrainte initiale du béton pour les différents paliers.

Tranche	Palier P4	Palier P'4	Palier N4
σ^b_{zz}	8,5	8,5[13]	9,3
σ^b_{tt}	12	12[19]	13,3

L'importance de la troisième barrière, l'enceinte de confinement, a été mise en évidence lors des accidents de Three Miles Island en 1979 (sans conséquences écologiques, car l'enceinte, jouant son rôle, empêcha le rejet significatif d'iode ou d'aérosols radioactifs dans l'atmosphère) et de Tchernobyl en 1986 où, par contre, en l'absence d'enceinte de confinement, les produits radioactifs se retrouvèrent instantanément propulsés dans l'atmosphère avec les conséquences humaines et écologiques que chacun garde en mémoire (Lecerf, 1987).

2.3 Planning de construction et caractéristiques en fonctionnement

La construction de l'enceinte à double paroi s'étend sur une durée approximative de 5 ans, le début de la précontrainte de l'enceinte interne commence à la fin de la deuxième année et s'étale sur une durée de 1 an suivant un phasage de chantier relativement complexe. La mise en service du réacteur (divergence) a lieu environ 7 ans après le début des travaux (durée nécessaire pour réaliser toute l'installation électrique et nucléaire de la centrale).
En phase d'exploitation, l'enceinte interne, celle qui nous intéressera par la suite, est soumise extérieurement aux "conditions atmosphériques" (T=15°C et h≈60% HR) et, intérieurement, à une température voisine de 30°C ainsi qu'à une hygrométrie de l'ordre de 45% HR. En régime permanent, il s'installe donc un gradient de température de l'ordre d'une quinzaine de degrés dans l'épaisseur de l'enceinte interne. Nous reviendrons en détail sur ces phénomènes par la suite.

2.4 L'auscultation des enceintes

2.4.1 Le principe de l'auscultation

Le parc des grands ouvrages de génie civil d'EDF, lorsque l'on prend en compte les barrages (150, construits dans les années 50 à 65 principalement), les réacteurs (58 enceintes dont 2 en construction) et les aéroréfrigérents (28 ouvrages au total qui atteignent des hauteurs de l'ordre de 180 m, avec un diamètre au sol de 140 m, pour une épaisseur en partie courante de l'ordre de 20 cm) est l'un des plus important en France. Les maîtres d'ouvrage prennent de plus en plus conscience (Poupart, 1993a, 1993b) de la nécessite de conserver ces structures en bon état, ceci pour trois raisons principales :

1. La sécurité du public et de l'environnement.

---

[13] $\sigma^b_{zz} = \frac{A_{zz}}{B_{zz}}\sigma^a_{zz}$; $\sigma^b_{tt} = \frac{A_{tt}}{B_{tt}}\sigma^a_{tt}$

2. La conservation du patrimoine, car ces ouvrages peuvent engendrer des coûts très lourds en cas d'immobilisation.

3. Les soucis de gestion du patrimoine en prévoyant les dépenses d'entretien, de réparation et de construction future.

L'objectif est donc de connaître l'état de chaque ouvrage, de vérifier que son comportement est bien conforme à la note de calcul de dimensionnement et de pouvoir détecter suffisamment à l'avance les anomalies éventuelles.

Pour ce faire l'organisation qui a été mise en place par EDF et les pouvoirs publics comporte trois filières, indépendantes et parallèles :

1. L'exploitant, responsable de l'ouvrage, effectue les mesures de routine et réalise le diagnostic à court terme.

2. Le service Auscultation des Ouvrages de la DTG (Division Technique Générale) recueille toutes les données fournies par les exploitants, effectue les mesures spéciales et émet un diagnostic tous les deux ans.

3. Les pouvoirs publics et l'administration réalisent un contrôle externe à chaque stade de construction et d'exploitation.

Les techniques disponibles (Poupart, 1993a) pour réaliser la surveillance peuvent être scindées en deux grandes familles :

1. Les contrôles non destructifs (CND) qui permettent des bilans ponctuels et en profondeur. Des progrès considérables ont été rendus possibles dans les 10 dernières années par la miniaturisation et la puissance du traitement informatique ainsi que par l'apparition de nouvelles techniques de pointe : imagerie par ondes électromagnétiques ou par ondes acoustiques, qui permettent de tracer des cartes de l'ouvrage, qu'il est ensuite possible de corréler avec les caractéristiques mécaniques ou autres.

2. L'auscultation est, quant à elle, basée sur un suivi périodique de certains paramètres physiques de l'ouvrage. L'impératif majeur n'est plus la performance, mais la constance. Les progrès les plus marquants sont dus aux avancées de la technologie des capteurs (robustesse, fidélité, précision), et principalement à la télémesure qui permet, comme à Civaux BHP par exemple, de suivre dans le temps, aussi précisément qu'on le souhaite, les déformations du béton lors de la phase de bétonnage (1 mesure toutes les 10 mn sur une cinquantaine de capteurs depuis le centre de traitement de Lyon). Ceci serait impensable bien évidemment avec une mesure manuelle. Par ailleurs, on donne bien souvent la priorité aux recoupements de mesures, de manière à pouvoir enrichir le diagnostic et supprimer les points aberrants. Enfin, au niveau du diagnostic et du traitement des données, l'auscultation fait largement appel aux techniques de traitement statistique, par filtrage pur et simple des réponses (moyenne glissante) ou, mieux, par correction des courbes en fonction d'autres variables explicatives (la température par exemple). D'autres méthodes encore plus sophistiquées sont utilisées comme l'analyse en composantes principales.

2.4.2 Le cas des enceintes de confinement

Dans le cas des enceintes de centrales nucléaires (Rousselle, 1993), l'objectif de la surveillance est de vérifier le niveau de précontrainte résiduelle au cours du temps, garant de la résistance et de l'étanchéité de l'enceinte en cas d'accident.

L'instrumentation très complète qui équipe les centrales est présentée d'une façon exhaustive en **figure 8.1 à 8.3**. Elle permet notamment d'avoir accès :

1. Aux déformations verticales et tangentielles par des extensomètres à cordes vibrantes (Télémac C110) disposés à mi hauteur du fût et des extensomètres à fil d'Invar disposés à différentes hauteurs sur l'extrados de l'enceinte interne. Deux génératrices à 180° sont ainsi équipées (**figure 8.3**).

2. Aux variations de température dans l'enceinte et notamment au droit des extensomètres par des thermo-résistances et des thermocouples.

3. Aux tassements différentiels du radier et à une éventuelle rotation de la structure par des pendules et par nivellement optique. Les résultats des pendules donnent aussi accès aux variations de diamètre de l'enceinte et donc aux déformations tangentielles.

4. Aux pertes de précontrainte dans les câbles de précontrainte, mesurées par des dynamomètres[14] installés sur 4 câbles verticaux purs à 90 °.

Contrairement aux barrages, la standardisation des tranches par palier, permet d'optimiser les dispositifs d'auscultation, en réduisant l'instrumentation sur les tranches standards comme le montre le **tableau 6**. La première centrale du palier est très fortement instrumentée de manière à pouvoir juger de l'impact des modifications techniques réalisées. La première tranche de chaque site est elle aussi particulièrement bien instrumentée. On peut en effet tester plus précisément les choix faits sur le type de béton et vérifier que les hypothèses faites au niveau des caractéristiques du sol sont justifiées. Sur les autres tranches du site, l'instrumentation peut donc être plus succincte. Notons quand même, pour remettre les choses à leur place, que le niveau d'instrumentation des centrales (des barrages aussi) est presque unique au monde. En matière routière et ferroviaire (ponts, tunnels, remblais de grande hauteur), l'instrumentation n'est généralement installée que sur les ouvrages qui présentent des pathologies notables.

[14] Il est cependant apparu que les dynamomètres instalés sur les premières tranches ne sont que très rarement fiables. Ceux installés à Civaux et à Chooz fonctionnent par contre correctement jusqu'à maintenant mais l'on ne dispose pas de suffisemment de temps pour en faire une bonne interprétation.

Figure 8.1 : Précisions sur les extensomètres du fût et du dôme.

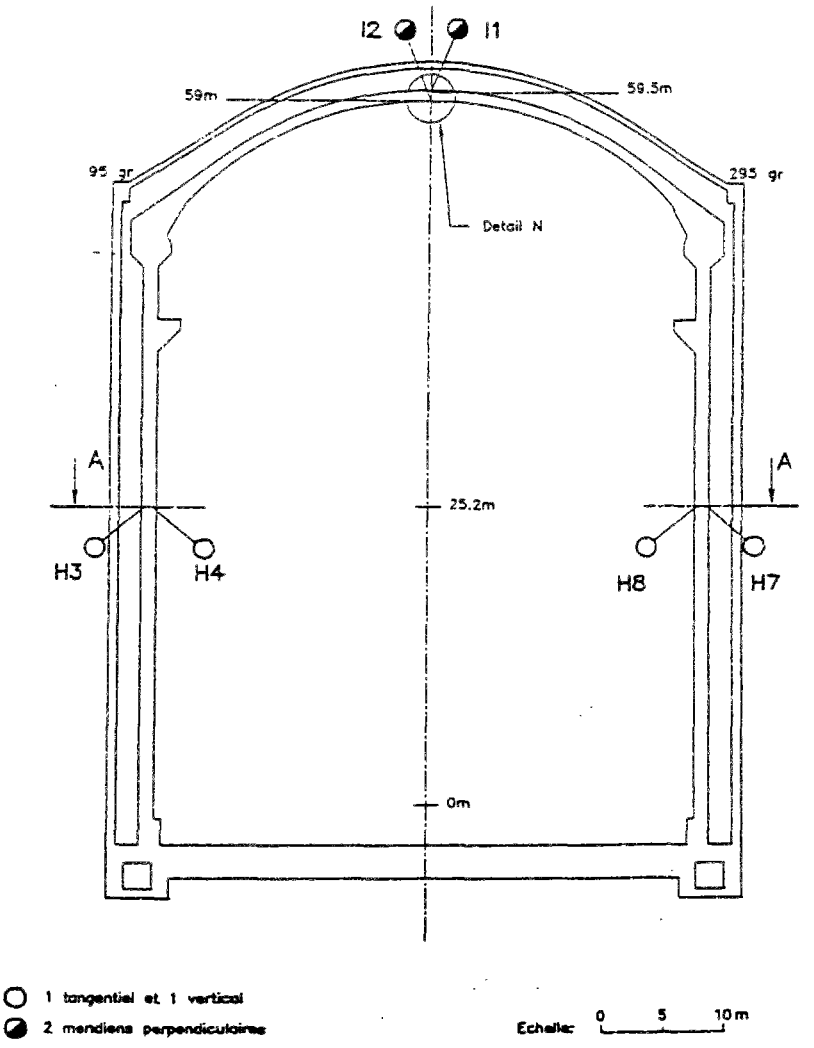


Figure 8.2 : Détail, dans l'épaisseur du mur de l'enceinte, de la position des extensomètres et des thermomètres au niveau du fût et du dôme.

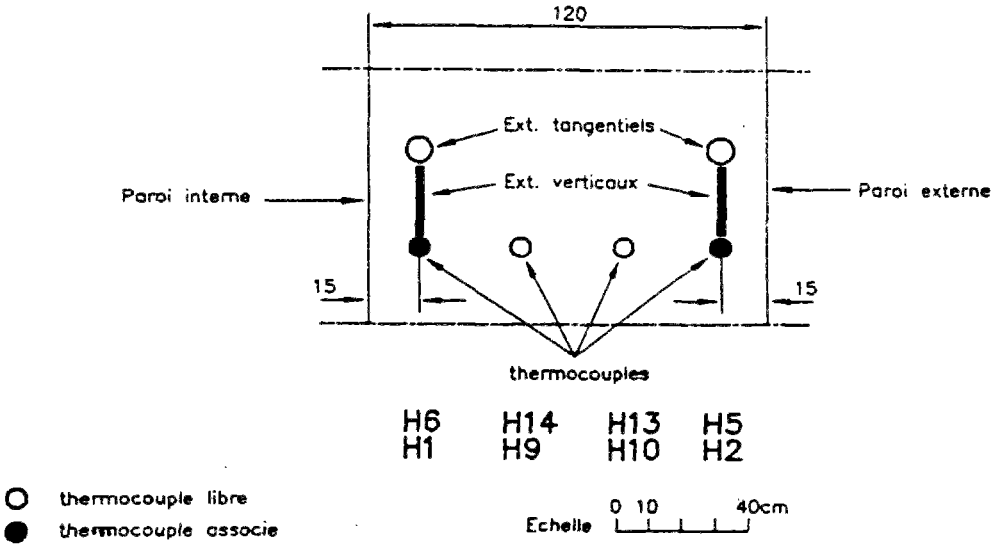
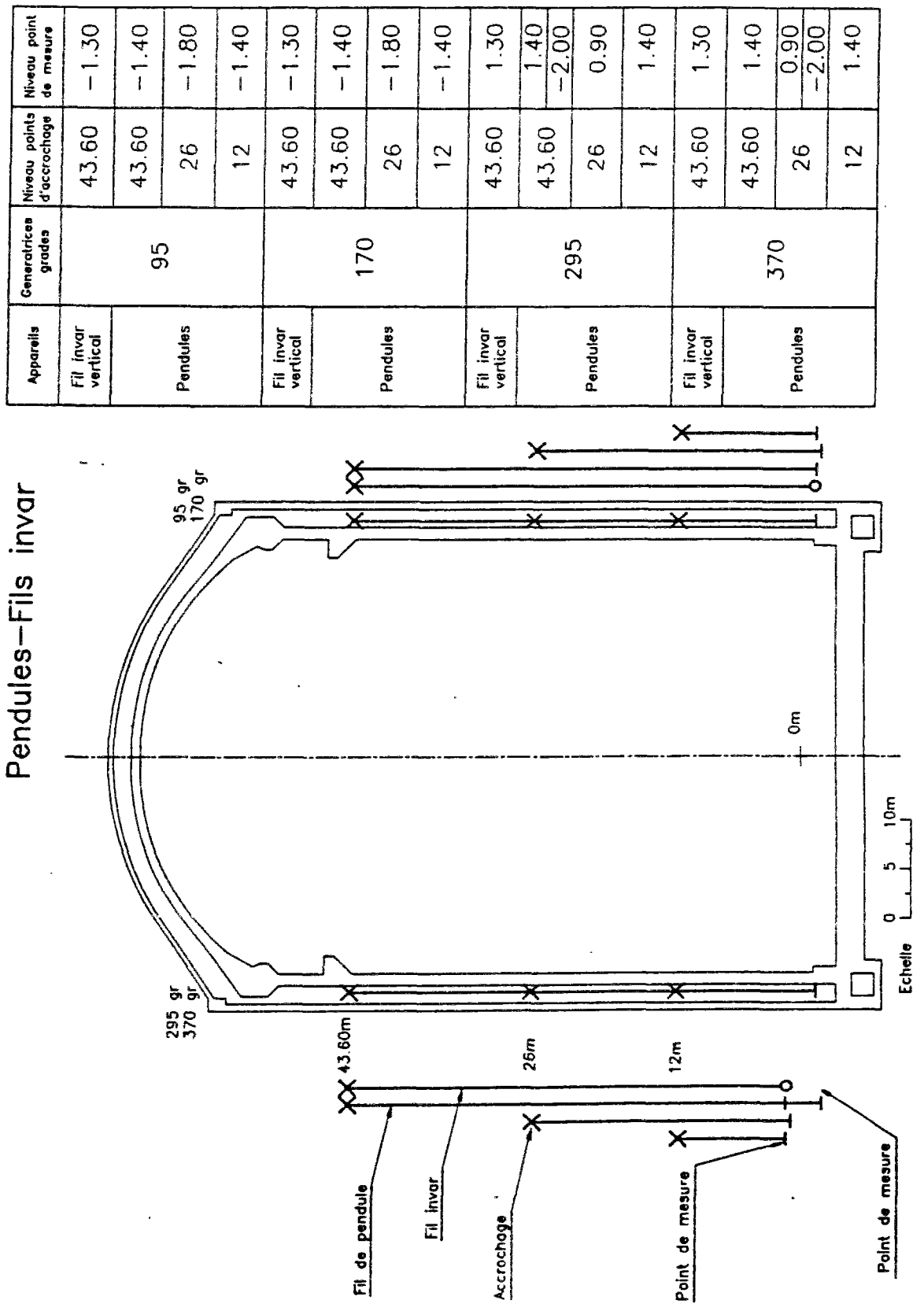


Figure 8.3 : Détail des pendules et des fils Invar.



Appareils	Generatrices grades	Niveau points d'accrochage	Niveau point de mesure
Fil invar vertical	95	43.60	−1.30
Pendules		43.60	−1.40
		26	−1.80
		12	−1.40
Fil invar vertical	170	43.60	−1.30
Pendules		43.60	−1.40
		26	−1.80
		12	−1.40
Fil invar vertical	295	43.60	1.30
Pendules		43.60	1.40
			−2.00
		26	0.90
		12	1.40
Fil invar vertical	370	43.60	1.30
Pendules		43.60	1.40
		26	0.90
			−2.00
		12	1.40

Tableau 6 : Instrumentation des différentes tranches. Effet de la standardisation des paliers. Exemple du palier P4 (1300 MWe).

	Tête de palier	Tranche 1 du site	Standard
Extensomètres	132	28	28
Thermocouples	78	34	14
Pots de nivellement	14	10	10
Nivellement optique	20	20	20
Fils Invar Verticaux	2	2	2
Pendules	12	12	12
Dynamomètres	6	4	0

Notons enfin que des sondes capacitives pour mesurer la teneur en eau, et donc l'humidité dans le mur d'enceinte en fonction du temps, ont été utilisées et ont permis de retrouver des résultats intéressants (Chapitre III). Des recherches dans ce domaine permettraient sûrement de faire encore progresser ce type de capteurs dont les informations sont d'un grand intérêt.

Les mesures in situ, réalisées périodiquement, font l'objet d'une correction thermique (*cf.* 2.4.4) visant à s'affranchir des variations climatiques. Pour notre étude, cette instrumentation met à notre disposition (**figure 9.1 et 9.2**) une base de données très complète sur l'évolution pendant 10 ans des déformations différées du béton, ainsi que des pertes de précontrainte qui en découlent. Cependant, ces mesures réalisées sur site sont entachées d'une certaine incertitude et sont à manier avec précaution, car ce sont des données qu'il faut encore analyser pour savoir si ce sont des mesures locales (caractéristiques d'un comportement du matériau) ou globales (qui prennent alors en compte un effet de structure).

Figure 9.2 : Exemple de résultats de mesure sur les câbles dynamométriques de Chooz.

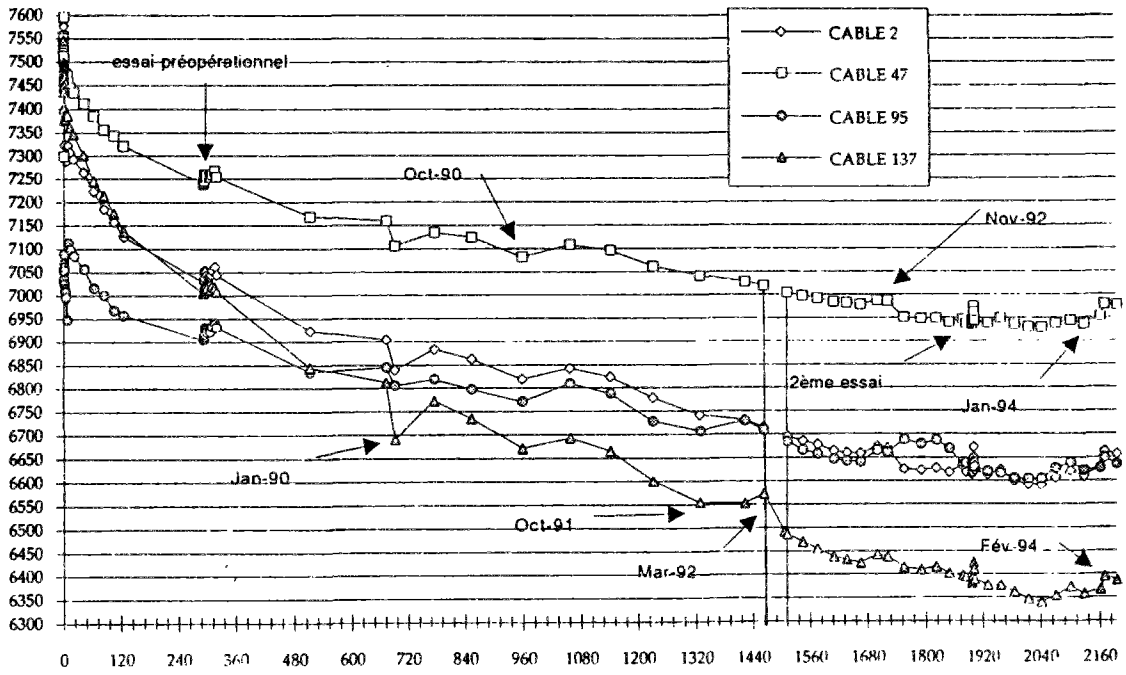
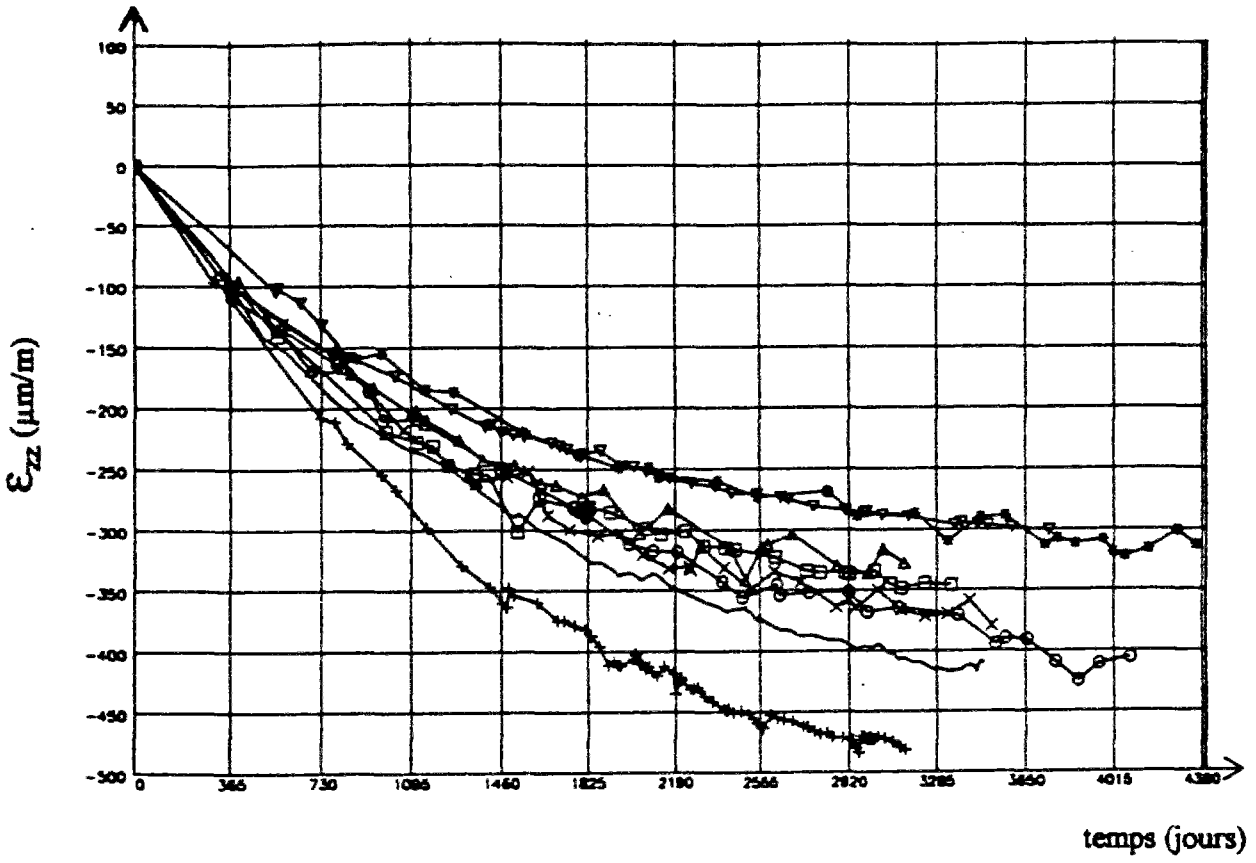


Figure 9.1 : Exemple de résultats de mesure pendant 10 ans. On présente ici la déformation différée verticale du béton de plusieurs centrales de mêmes caractéristiques géométriques.



2.4.3 Influence des conditions aux limites, effets du dôme et du radier

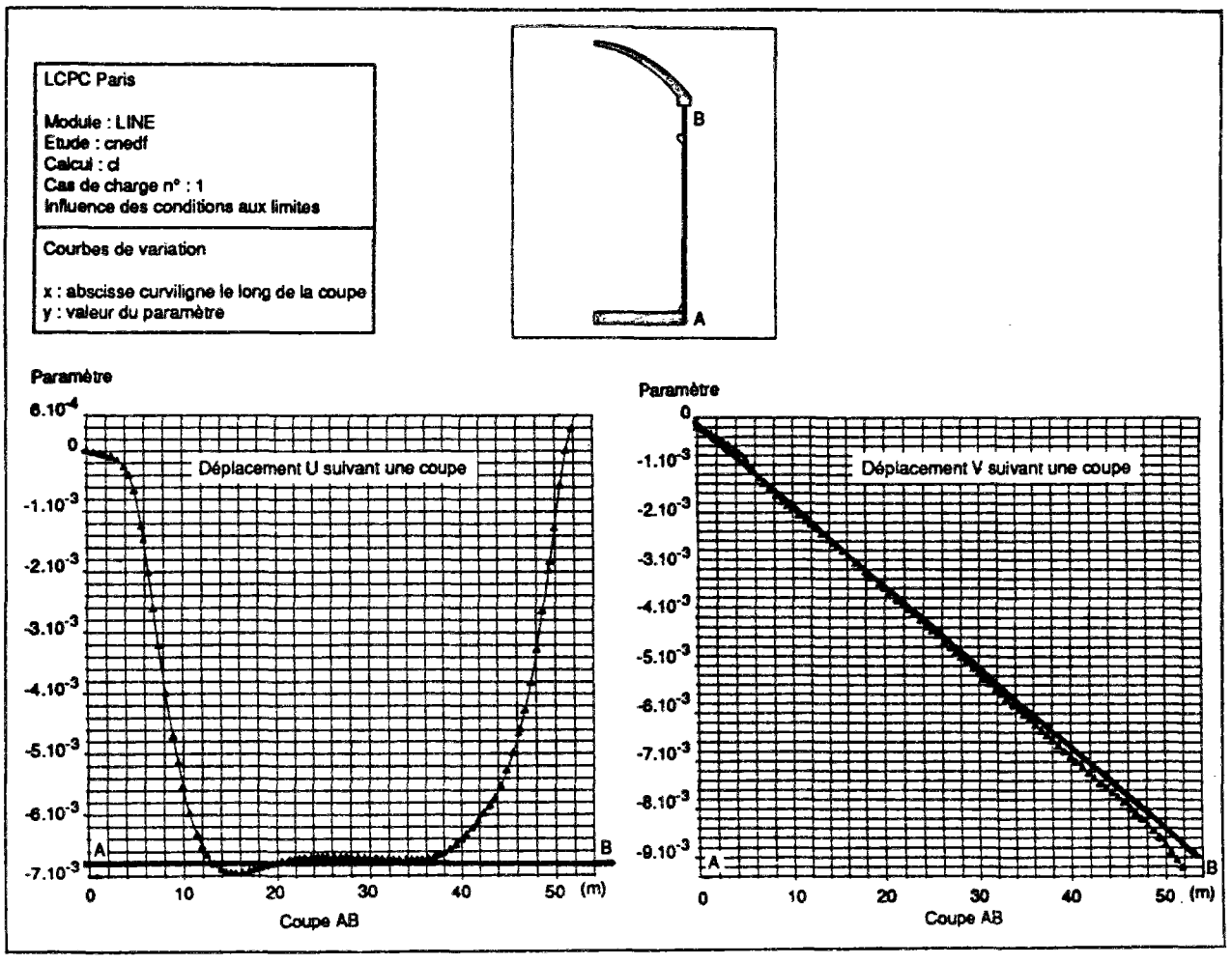
Parmi les différentes mesures dont on dispose, il est nécessaire de hiérarchiser le niveau de confiance à donner aux différentes informations. En effet, si l'on souhaite obtenir des informations au niveau du matériau, par exemple les déformations différées du béton au cours du temps, puisque ce sont celles-ci qui sont responsables des pertes de précontrainte, il ne faut tenir compte, dans un premier temps, que des mesures où l'on peut considérer que l'on réalise, *via* les conditions aux limites, un essai représentatif du matériau, en l'occurrence, un essai qui se rapproche le plus possible d'un gigantesque essai de fluage sur structure. Pourquoi cela ? En dehors des parties courantes, les déformations du béton sont plus ou moins bloquées par le dôme (au niveau de la ceinture torique), par le gousset, par le radier ou encore perturbées par une configuration "spéciale" de la géométrie, comme au niveau du sas matériel ou du sas personnel (**figure 7**). Dans ces cas là, on se place dans une configuration où le béton subit à la fois du fluage et de la relaxation par déformations gênées. Dans un premier temps, et pour valider un code de calcul et des hypothèses sur les déformations différées du matériau, il est préférable ne pas multiplier les difficultés en réalisant une étude complète de la structure. C'est plutôt dans un deuxième temps, lorsque l'on connaît la réponse du matériau avec certitude que l'on peut essayer, *via* une loi de comportement viscoélastique appropriée, de comparer les déformations calculées et celles mesurées dans les parties hors profils. Nous reviendrons sur la différence entre réponse et loi de comportement par la suite.

Compte tenu des difficultés exposées ci-dessus, inhérentes au caractère industriel de l'étude, il paraissait illusoire de vouloir développer un modèle à caractère prédictif, applicable en tout point de la structure. De manière à simuler simplement la précontrainte, nous imposons intérieurement une pression de 0,654 MPa sur le fût et de 0,927 MPa sur le dôme (en effet, la précontrainte verticale du fût est dimensionnée par la combinaison d'action: APRP + séisme). Un calcul par éléments finis (Granger 1991) au moyen du code de calcul par élément finis CESAR-LCPC (Humbert, 1989) est réalisé en élasticité linéaire (sous charge constante, un calcul en viscoélasticité ne s'impose pas puisqu'il suffit alors de prendre un module différé pour le béton). On compare alors les déplacements et les contraintes obtenues avec celles calculées pour un cylindre infini chargé de façon équivalente (**figure 10**) pour lequel on peut calculer "à la main" les contraintes suivant θθ et zz :

$$\sigma_{zz} = \frac{p_{zz}R}{2e} \qquad \text{(I-1)}$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{p_{\theta\theta}R}{e} \qquad \text{(I-2)}$$

Figure 10 : Comparaison des déplacements horizontaux et verticaux calculés sur une enceinte soumise à une pression interne simulant la précontrainte avec ceux calculés pour un cylindre infini de même diamètre (en trait plein).



Sur les coupes en déplacement, on constate que le bridage n'existe pratiquement pas suivant l'axe z ; il est négligeable dans la partie centrale du fût suivant r. Les champs de contraintes sont perturbés au voisinage du dôme et du radier (le fût est en flexion à ces deux extrémités). On constate qu'il existe une zone, comprise entre 15 m < z < 45 m pour laquelle le fût se comporte comme un cylindre infini, et pour laquelle les contraintes σ_{rr}, σ_{zz} et $\sigma_{\theta\theta}$ sont pratiquement confondues avec celles que donne le calcul simplifié.

Enfin, ce calcul montre que les informations pertinentes à retenir pour la validation des modèles sont :

1. Les déformations suivant zz et tt données par les extensomètres positionnés à mi-fût.

2. Les déformations suivant zz données par les fils Invar qui intègrent la déformation sur toute la hauteur de l'enceinte.

3. Les variations de diamètre D (ou de périmètre P), mesurées à 43,6 m et à 26 m que l'on peut retranscrire en déformation tangentielle en écrivant :

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{dP}{P} = \frac{dD}{D} \qquad \text{(I-3)}$$

4. Dans une moindre mesure (la tension n'étant pas uniforme sur toute sa longueur à cause des pertes par frottement), la perte de précontrainte d'un câble vertical pur, mesurée par les dynamomètres.

Notons cependant, d'une manière pratique, que les résultats des dynamomètres sont rarement fiables à cause notamment de la très forte tension qu'il est nécessaire de mesurer en fonction du temps. La conception d'un dynamomètre, fiable sur 40 ans, et permettant de mesurer des forces de l'ordre de 7500 kN soulève encore de difficiles problèmes technologiques.

2.4.4 Le traitement statistique des résultats

Les mesures brutes d'auscultation (**figure 11**) intègrent d'une façon supposée découplée plusieurs facteurs :

1. La déformation élastique ε_e du béton lors de la mise en précontrainte.

2. La déformation viscoélastique du béton : ε_v.

3. La dilatation thermique du béton : ε_{th}.

4. La déformation élastique liée à la pression de gonflage appliquée lors des tests de l'enceinte notée : $\varepsilon_e(P)$.

La déformation totale ε_{tot} mesurée *in situ* est donc "théoriquement" la somme de 3 termes :

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_e + \varepsilon_v + \varepsilon_{th} + \varepsilon_e(P) \qquad \text{(I-4)}$$

Les expressions de lissages retenues par la DTG, pour les différentes déformations sont les suivantes :

$$\varepsilon_v = b_1 e^{-t} + b_2 t \qquad \text{(I-5)}$$

$$\varepsilon_{th} = b_3 \theta_1 + b_4 \theta_2 \qquad \text{(I-6)}$$

$$\varepsilon_e(P) = b_5 P \qquad \text{(I-7)}$$

Remarquons cependant que le terme en exp(-t) n'est pas homogène par rapport aux autres. Une fonction du type exp(-t/τ) serait nettement mieux ! Par ailleurs, le fait de considérer une fonction linéaire par rapport au temps risque de ne plus coller avec les points expérimentaux sur le long terme ; les courbes classiques de fluage étant généralement en log(t) où, comme le présente le BPEL comme une fonction hyperbolique du type :

$$\varepsilon(t,t_0) = \dot{\varepsilon}_\infty \frac{(t-t_0)^\alpha}{b+(t-t_0)^\alpha} \qquad \text{(I-8)}$$

Il est en effet intéressant de rapprocher cette remarque au fait que le lissage des courbes par les moindres carrés ne donne pas toujours de bons résultats[15]. Enfin, plus grave, les mesures des déformations différées ont parfois débuté lors de l'essai pré-opérationnel c'est-à-dire 4 à 5 ans après le début des travaux. La déformation élastique ε_e dans (I-4) est remplacée par une facteur qui intègre aussi le fluage et le retrait du béton pendant les premières années. Il est ainsi parfois délicat de recaler la courbe de déformation différée. Cette erreur ne se reproduit plus, bien entendu, sur les dernières tranches en construction où les mesures commencent dès le coulage du béton et permettent une analyse mécanique fiable et un véritable suivi de la précontrainte depuis la construction.

Enfin, il est intéressant de noter que la température est corrigée d'une façon statistique. En effet la déformation d'origine thermique dépend du champ de température dans l'enceinte toute entière. Les valeurs b_3 et b_4 (I-6) sont donc des fonctions relativement complexes des températures dans l'enceinte, et pas uniquement de l'endroit considéré.

Les coefficients b_i sont alors déterminés par régression linéaire ce qui présuppose que l'on ait effectué, avant de pouvoir faire l'analyse, une trentaine de mesures au minimum, dans des conditions assez variées du point de vue de la température. En **figure 12**, nous présentons les même résultats expérimentaux qu'en **figure 11,** mais après un traitement thermique statistique des points expérimentaux.

On peut cependant se demander, après lecture des travaux de Diruy (Diruy, 1993 ; Granger, 1994c) sur les variations du coefficient de dilatation thermique du béton, si, dans une section à mi-fût, où les déformations sont libres, et particulièrement bien instrumentée, il ne serait pas possible de déterminer une valeur précise du coefficient de dilatation thermique du béton en place. Il serait alors sûrement possible d'expliquer une bonne partie des coefficients b_i en fonction du coefficient de dilatation thermique.

[15] Source DTG.

Figure 11 : Résultats expérimentaux bruts sur enceinte.

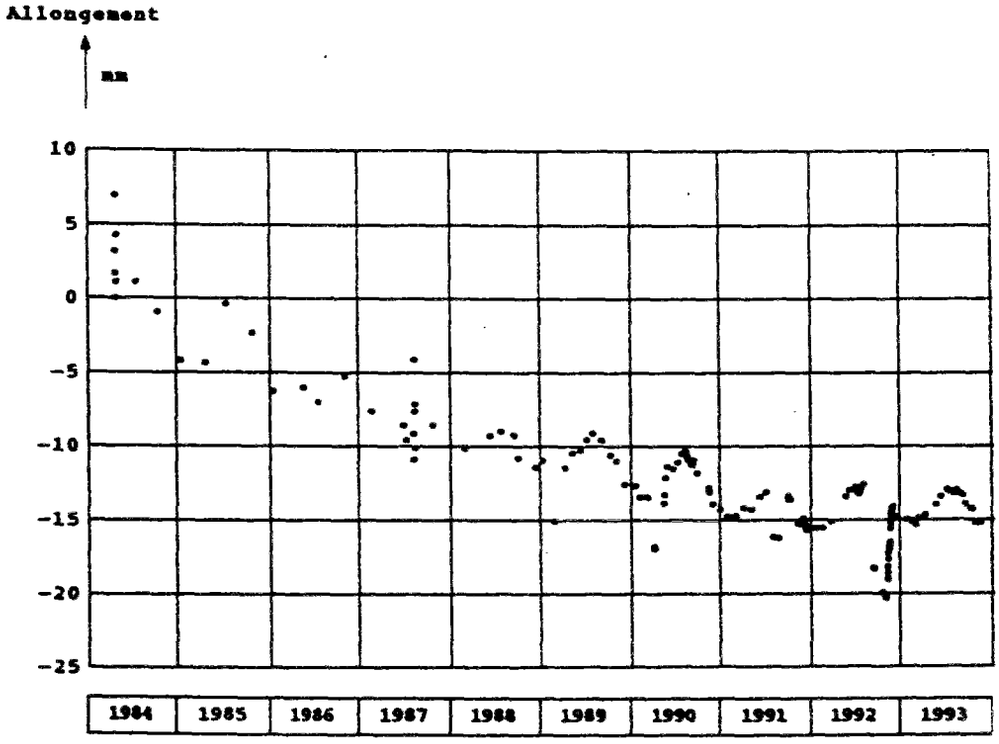
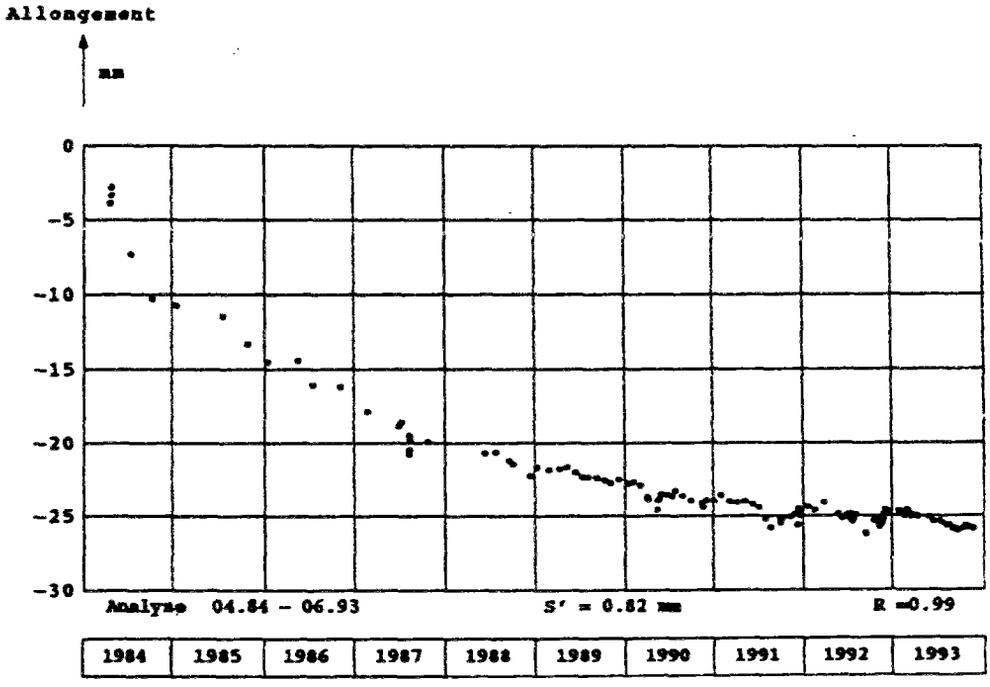


Figure 12 : Résultats expérimentaux sur enceinte après correction thermiques.



3. Le problème tel qu'il se pose actuellement

3.1 Approche réglementaire de dimensionnement

C'est le bureau d'étude Coyne et Bellier qui a en charge les calculs de dimensionnement du bâtiment réacteur. Actuellement, le RCC-G[16] (G pour Génie Civil) (RCC-G, 1988) prévoit le dimensionnement du bâtiment réacteur par un calcul s'inspirant, sur le fond, du règlement français BPEL (BPEL, 1991). Dans ce cadre, les hypothèses forfaitaires faites sur le matériau pour le calcul des déformations sont les suivantes :

1. Actions accidentelles (pression d'épreuve) :
   module d'élasticité instantané du béton = E_i = 40 GPa.

2. Actions variables de durée inférieure à 24 h :
   module d'élasticité = E_{var} = 25 GPa.

3. Actions permanentes :
   module différé = E_{dif} = 12,5 GPa.

Cette dernière valeur correspond à un K_{fl} (BPEL, 1991) de l'ordre de 2,2 calculé avec la formule suivante :

$$E_{dif} = \frac{E_i}{1 + K_{fl}} \qquad \text{(I-9)}$$

Ce règlement, tel qu'il est appliqué, prévoit donc des déformations différées identiques pour tous les types de béton. La valeur de E_{dif} =15 GPa est par ailleurs quelque peu optimiste, comme nous le verrons par suite pour certains bétons. D'autre part, et d'une façon plus générale, on peut faire au BPEL le reproche de rester trop quantitatif ("trop ingénieur") en passant sous silence les phénomènes physico-chimiques qui sont à l'origine des déformations différées. Ainsi, on n'y distingue pas les déformations endogènes de celles liées à la dessiccation (il n'y est proposé qu'une seule formule pour le retrait et de même pour le fluage), alors même que les déformations résultant du séchage présentent un effet d'échelle très marqué pour des murs de forte d'épaisseur (Acker, 1988 ; Bazant, 1986). Enfin, sa fonction de vieillissement (pour le retrait principalement mais aussi pour le fluage) et sa dépendance par rapport à l'épaisseur de la pièce sont bien adaptées pour des structures de l'ordre de grandeur d'un poteau de bâtiment chargé avant 28 jours, mais le sont beaucoup moins pour des structures épaisses et précontraintes à l'âge de 2 ans.

3.2 Les résultats d'auscultation

Le retour d'expérience des dispositifs de surveillance, acquis à ce jour sur l'ensemble du parc (10 ans de mesure *in situ*), montre que les déformations différées du béton des tranches 1300 MWe ne se stabilisent pas aussi rapidement que les modèles de calcul ne le prévoient. On constate ainsi (**figure 13**), sur les courbes de déformations différées en fonction du temps, que la pente de la courbe reste encore assez forte, même à des âges avancés alors que le règlement donnerait plutôt une évolution quasi asymptotique à cet âge-là. De surcroît, dans une même

[16] Règles de Conception et de Construction du Génie-civil des îlots nucléaires REP.

gamme de résistance du béton ($40 \leq f_{c28} \leq 60$ MPa), les déformations mesurées montrent des différences très sensibles suivant les sites (**figure 9.1**) alors même, rappelons-le, que le BPEL prévoit la même déformation différée pour tous les bétons.

Par ailleurs, les résultats d'auscultation montrent que l'on observe classiquement plus de fluage (Rousselle, 1993) sur les tranches avec une double enceinte que sur les tranches de 900 MWe (la fourchette du fluage observé sur les tranches 900 MWe ne s'est pratiquement jamais vraiment écarté des estimations réglementaires). Mis à part les spécificités du béton dans les différents cas, l'idée qui vient naturellement à l'esprit porte sur la présence de la peau métallique interne, qui a un effet positif sur le retrait et le fluage en empêchant le séchage du béton sur l'intrados. Les déformations différées liées à la dessiccation n'apparaîtront principalement que sur l'extrados. On peut pousser le raisonnement jusqu'au bout en écrivant que le rayon de séchage à prendre en compte pour les tranches 900 MWe est égal à l'épaisseur du fût alors que dans les tranches 1300 MWe il est égal à la moitié de l'épaisseur du fût. Nous étudierons ces deux hypothèses par la suite.

La question que l'on est en droit de se poser est la suivante :

" Le bâtiment réacteur a-t-il été bien dimensionné
eu égard aux problèmes de retrait fluage du béton ?"

Ou encore :

" Le fluage du béton n'a-t-il pas été sous-estimé
dans les calculs de dimensionnement ?"

Dans l'hypothèse optimiste on argumentera : "Les déformations que l'on mesure actuellement sont dues à une cinétique plus forte que prévue. La valeur finale à laquelle on arrivera sur le long terme ne sera pas trop éloignée de la valeur réglementaire".

Dans l'hypothèse pessimiste on répondra : "Le retrait et le fluage du béton ont été sous-estimés dans les calculs de dimensionnement. Il est donc nécessaire :

1. De surveiller précisément les déformations différées des tranches à double paroi et de comparer les pertes de précontrainte mesurées avec celles admissibles au niveau du dimensionnement.

2. De réfléchir et de proposer des solutions visant à assurer la fonction de l'ouvrage (renforcement de la précontrainte, etc.)

3. De modifier la façon de prendre en compte, *via* le règlement, les déformations différées ."

4. Définition du sujet de thèse

4.1 Position du sujet

Le constat réalisé par les services d'auscultation depuis déjà quelques années a déclenché depuis 1990 la mise en place d'un vaste projet appelé : **le Projet Durée de Vie (PDV)** qui, sous l'impulsion du SEPTEN, regroupe les différents organismes concernés au sein d'EDF.

Dans le cadre de ce projet, le travail de thèse que nous présentons s'oriente selon une approche matériau, loi de comportement et modélisation des déformations du béton *in situ*. Il peut donc se poser dans les termes suivants :

"Compte tenu de l'avancement des connaissances depuis 10 ans dans le domaine du comportement différé du béton (ConCreep 4 en 1986 et ConCreep 5 en 1993), comment traiter maintenant le cas, très particulier en contexte industriel, des structures épaisses fortement comprimées et chargées tardivement ?"

4.2 Conséquences attendues à court et à moyen terme

Les objectifs scientifiques attendus sont les suivants :

1. Une meilleure compréhension des phénomènes physico chimiques qui sont à l'origine des déformations différées.

2. Une modélisation numérique de ces déformations, qui permette une meilleure prise en compte des phénomènes différés dans les structures.

3. Une méthodologie permettant de faire le lien entre les essais réalisés sur le matériau en laboratoire et les déformations *in situ,* en particulier dans le cas des structures épaisses.

4. Une aide à la formulation du béton pour des structures qui présentent des problèmes de fluage.

Du point de vue d'EDF, les conséquences s'orienteront vers des retombées plus pratiques :

1. Une meilleure **compréhension** des phénomènes physiques qui sont à l'origine du comportement différé du béton permettra, au vu de la **prévision** des déformations à 40 ans, d'évaluer avec plus de précision la durée de vie (au sens du critère d'étanchéité) des enceintes de confinement des six centrales sélectionnées pour la présente étude.

2. Par la suite il sera possible, dans les cas où les déformations différées du béton s'avéreraient supérieures au dimensionnement considéré, de réfléchir et de proposer des moyens pour rallonger la durée de vie de ces ouvrages.

3. Puis, en optimisant l'exploitation des données d'auscultation, cette étude permettra aussi de réduire les coûts d'entretien, en même temps que d'améliorer la sûreté des installations.

4. A plus long terme, elle permettra d'optimiser la **conception** des futures tranches et de mieux apprécier les choix relatifs à la **formulation** des bétons d'enceinte, en intégrant, au cahier des charges, des spécifications pour le comportement différé du béton.

Notons en particulier que les problèmes des déformations différées du béton est un sujet d'actualité qui dépasse largement le Projet Durée de Vie lancé par EDF. Il touche une grande

partie des ouvrages de génie civil notamment les ponts[17], les structures précontraintes, les tunnels et les barrages.

4.3 Les difficultés rencontrées

Les difficultés auxquelles nous serons confrontés dans notre analyse sont de deux types :

1. Une connaissance encore incomplète des phénomènes physico chimiques qui sont à l'origine du comportement différé du béton, notamment du fluage propre et du fluage de dessiccation. Ainsi est-on le plus souvent contraint à extrapoler les résultats expérimentaux issus d'un essai de fluage. L'extrapolation n'a alors de sens que dans le domaine où celle-ci peut être validée par l'expérience. L'étude du fluage se résume-t-elle seulement à un "**super lissage de courbe**" ? Non, nous ne le croyons pas. Notre démarche en est un début de preuve.

2. Les connaissances actuelles ne permettent pas de prévoir, au stade de la formulation, l'amplitude des déformations différées à venir. Certains modèles comme le "BP model" (Bazant, 1992a) proposent des expressions prédictives complexes, dont les coefficients sont calibrés sur un grand nombre de résultats expérimentaux issus de la littérature, et qui donnent, en moyenne, des résultats satisfaisants, mais qui, pour un béton singulier, peuvent prédire des déformations différées très différentes (facteur 2) de ce qui est constaté expérimentalement. Or, dans le cas des structures épaisses, il est pratiquement impossible d'effectuer, dans des conditions de laboratoire, une expérimentation à l'échelle de la structure. Dans le cas des déformations différées du béton, qui ont la particularité de présenter un fort effet d'échelle (Acker, 1988; Bazant 1986b) (retrait et fluage de dessiccation), il est alors nécessaire de réaliser "théoriquement" les transitions (comportement de l'éprouvette de laboratoire) $\Leftrightarrow$ (comportement du béton dans la structure in situ) $\Leftrightarrow$ (déformation globale de la structure). Le fluage est-il encore pour longtemps le domaine des expérimentateurs ? Nous essayerons d'apporter un début de réponse dans notre deuxième partie.

3. des difficultés liées au caractère industriel de l'étude et au chargement étudié :
   - caractère biaxial de la précontrainte en σ_{tt} et σ_{zz}.
   - âge de chargement de l'ordre de 2 ans.
   - chargement complexe (durée moyenne d'environ 1 an).
   - couplage thermique (présence d'un gradient de température entre l'intrados et l'extrados).
   - effet de structure en dehors des parties courantes (bridage par le radier ou le dôme).

Enfin gardons en mémoire que les effets des déformations différées, même si l'on sait les quantifier, ou tout du moins se placer en sécurité dans les applications classiques du génie civil, sont encore du domaine de la recherche. La connaissance des phénomènes physico chimiques a certes fait de gros progrès dans les dix dernières années, mais il reste encore beaucoup de chose à apprendre comme en témoigne le nombre de publications au dernier congrès RILEM sur le fluage, ConCreep 5, en 1993. Nous nous attacherons ainsi à préciser clairement nos hypothèses ainsi que les théories que nous privilégierons.

---

[17] Et pas seulement les ponts exeptionels, mais aussi certaines catégories, comme les ponts mixtes par exemples.

Sommaire
Chapitre II :

Caractérisation des bétons étudiés

1. Le Programme expérimental 52
   1.1 Les sites sélectionnés 52
   1.2 Principe de la démarche expérimentale 54
   1.3 Etude similaire 54
   1.4 Méthodologie de validation de la modélisation 56

2. Les résultats des essais classiques 56
   2.1 Présentation 56
   2.2 Caractéristiques et provenance des matériaux utilisés 57
   2.3 Les essais sur granulats 58
      2.3.1 Introduction 58
      2.3.2 Caractéristiques et provenance des échantillons 58
      2.3.3 Essais de porosimétrie au mercure 59
      2.3.4 Essais mécaniques (Résistance, Module et Coefficient de Poisson) 60
      2.3.5 Les essais de fluage sur granulats 64
   2.4 Les essais sur pâte de ciment 65
      2.4.1 Préparation et mise en oeuvre 65
      2.4.2 Résultats et commentaires 66
      2.4.3 Les essais de comportement différé sur pâte de ciment 67
   2.5 Essais sur béton frais 69
      2.5.1 Descriptif des essais 69
      2.5.2 Résultats et interprétation 69
   2.6 Présentation des essais mécaniques 71
      2.6.1 Les essais mécaniques au LCPC 71
      2.6.2 Les essais sur carottes de béton réalisés au LMDC 77
   2.7 Résultats ; comparaison avec les données du CEMETE 81
   2.8 Interprétation des résultats grâce à un modèle de milieu composite 86
      2.8.1 Présentation succincte de deux modèles 86
      2.8.2 Comparaison avec les résultats expérimentaux 87
   2.9 Essais de porosimétrie au mercure 89

3. Conclusions 92

Chapitre II :

Caractérisation des matériaux étudiés

1. Le Programme expérimental

1.1 Les sites sélectionnés

Il est assez délicat de choisir *a priori* un petit nombre de centrales nucléaires tests dans un parc qui en comporte une cinquantaine. Le choix des sites que nous avons fait devait être représentatif du parc 1300 et 1400 MWe et, en même temps, tenir compte de certains impératifs. On peut en dresser la liste suivante :

1. Comporter un béton d'enceinte qui présente typiquement de très fortes déformations différées par rapport au règlement BPEL. C'est le cas de la centrale de Flamanville qui a déjà fait l'objet de plusieurs rapports d'étude (Torrenti, 1991 ; Granger, 1991) ;

2. Comporter au moins une centrale qui présente un "bon" comportement différé du béton et qui représente ce vers quoi il faudrait tendre en matière de formulation. Nous avons choisi la centrale de Paluel ;

3. Pour pouvoir jouer son rôle prédictif, le programme expérimental doit comporter les deux centrales en construction : les deux tranches de Civaux. L'une d'entre elles est construite en béton ordinaire et l'autre en béton à hautes performances (BHP), ce qui permet d'élargir l'étude à ce type de matériau nouveau ;

4. Le béton des centrales sélectionnées doit pouvoir être aisément reconstitué à partir des constituants de l'époque de la construction ;

5. On doit disposer de la quasi totalité des informations sur la composition, les essais mécaniques ainsi que les mesures d'auscultations des centrales sélectionnées ;

6. Le coût des essais d'une part, et le temps qu'ils représentent pour les expérimentateurs (thésard + techniciens), ainsi que le nombre de bâtis de fluage disponibles limitaient le

nombre des centrales sélectionnées à 6. Pour les deux sites qui restaient donc à choisir, le choix s'est naturellement porté sur les centrales de Chooz et de Penly.

Nous avons rassemblé sur le **tableau 1** certaines informations intéressantes sur les différents sites. Enfin, la composition des différents bétons est donnée sur le **tableau 2**.

Tableau 1 : Caractéristiques constructives des sites sélectionnés.

Centrales	Situation	Palier	Début pré-contrainte	Fin pré-contrainte	Essai pré-opérationel
Flamanville	Normandie	P4			
FLA 1	"		8/1982	4/1983	4/1984
FLA 2	"		7/1983	3/1984	2/1985
Paluel	Normandie	P4			
PAL 1	"		10/1980	9/1981	12/1981
PAL 2	"		3/1981	2/1982	7/1982
PAL 3	"		3/1982	3/1983	5/1984
PAL 4	"		5/1983	4/1984	5/1985
Chooz	Ardennes	N4			
CHZ 1	"		8/1987	3/1988	1/1989
CHZ 2	"		4/1989	2/1990	8/1990
Penly	Normandie	P'4			
PEN 1	"		3/1986	6/1987	6/1987
PEN 2	"		1/1988	12/1988	6/1989
Civaux	Poitou	N4			
CB11	"		7/1992	en cours	
CBHP	"		1994	en préparation	

Tableau 2 : Composition des bétons étudiés en kg pour 1 m^3.

Caractéristiques	Chooz	Penly	Flamanville	Paluel	Civaux B11	Civaux BHP
G : 12,5/D	840	682	700	700	784	815
g : 5/12,5	290	330	340	348	316	318
s1 : 0/0.8	-	-	170	-	-	-
s2: 0.1/5	450	-	485	-	-	-
s3 : 0/5	300	702	140	722	772	782
Filler Piketty	-	50	-	50	-	57
F. S.	-	-	-	-	-	40,3
Ciment	350	350	375	375	350	266
Eau	190	202	180	180	195	161
BV 40	-	1,15	1,5	1,56	-	-
Rhéobuild 1000	-	-	-	-	-	9,04
Pozzolith 100XR	-	-	-	-	-	0,94
Plastiment HP	-	-	-	-	1,225	-
type de ciment	CPA 55	CPA HP PM	CPA HP PM	CPA HP PM	CPJ 55	CPJ 55
Origine	Origny	St Vigor	St Vigor	St Vigor	AIRVAULT	AIRVAULT
D max (mm)	20	25	25	25	25	25
type de granulat	calcaire noir	silico-calcaire	granite	silico-calcaire	calcaire jaune	calcaire jaune
Concassé/roulé	C	SC	C	SC	C	C
e/c	0,543	0,577	0,480	0,480	0,557	0,605
s/c	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,152

On peut considérer que le chantier de génie civil commence environ 2 ans avant le début de la mise en précontrainte. La date de l'essai pré-opérationnel marque l'achèvement de la construction du bâtiment réacteur.

1.2 Principe de la démarche expérimentale

Le programme d'essais engagé peut être scindé en deux axes de recherche complémentaires :

1. Des essais sur béton directement centrés sur la prévision des déformations dans la structure. Ils comprennent :
   a. Des essais mécaniques et des essais de fluage sur carottes (∅ 9 cm) de béton, prélevées, il y a 3 ans, au niveau du fût de l'enceinte externe. Par sa provenance, ce type de béton joue le rôle de matériau de référence par rapport au béton de l'enceinte. Cependant, nous le verrons par la suite, la conservation des éprouvettes n'a pas été parfaitement assurée et l'âge de chargement, fonction de l'âge de la centrale, est différent pour toutes les éprouvettes ;
   b. Des essais mécaniques de caractérisation et de comportement différé sur béton reconstitué en laboratoire, chargé à 12 MPa à 28 jours ; la dessiccation ne commençant qu'à partir de 28 jours pour les essais à 50 % HR. Des mesures de pertes en poids et de gammadensimétrie complètent directement l'étude des déformations différées ;

2. Des essais mécaniques et des essais de fluage sur matrice cimentaire et sur granulats directement axés sur la modélisation du comportement différé à l'échelle de la matrice et visant une compréhension plus fine des paramètres de formulation (volume de matrice, rapports eau/ciment (e/c), silice/ciment (s/c), présence ou non de fillers). En effet, nous ne cherchons pas seulement à retrouver les déformations différées de la structure ; nous souhaitons comprendre, au travers de la formulation des différents bétons, les écarts constatés dans leur comportement différé. Connaissant les propriétés rhéologiques des constituants, nous tenterons de "remonter" aux propriétés du béton par des méthodes d'homogénéisation.

Notons enfin que la reconstitution en laboratoire est une nécessité de manière à réaliser des essais propres dans lesquels on connaît bien les méthodes de conservation des éprouvettes et qui serviront à caler les différents paramètres des modèles numériques que nous présenterons par la suite.

1.3 Etude similaire

Dans ce paragraphe, nous souhaitons principalement mentionner un article de Bazant et al. de 1975 (Bazant, 1975) : " **Creep and shrinkage in reactor containment shells**" et qui constitue l'un des seuls articles que nous ayons trouvé dans la littérature traitant le même sujet que le nôtre. La méthode présentée, avant-gardiste sur bien des points pour l'époque, reste aujourd'hui encore très intéressante.

1. La structure est divisée en 5 tranches d'égale épaisseur pour le calcul du séchage et du fluage. On ne dispose pas encore à l'époque de codes par éléments finis bien adaptés pour traiter ce type de problème.

2. L' "age adjusted effective modulus method" (Bazant, 1972b) est la "loi de comportement" utilisée pour le calcul du fluage (en réalité ce n'en est pas vraiment une ; c'est plutôt, comme son nom l'indique, une méthode de calcul d'ingénieur) et des redistributions de contrainte au sein du mur. Notons pour finir que cette méthode n'a pas fait l'objet d'une validation expérimentale très fournie.

3. La fissuration est négligée compte tenu du niveau de précontrainte.

4. L'étude est réalisée pour une hygrométrie extérieure de 50 % HR car on ne dispose pas d'essais réalisés à des hygrométries de 60 % HR (humidité réelle moyenne *in situ*) et l'on ne sait pas réaliser les corrections *ad hoc*.

5. Le calcul de l'humidité moyenne dans chaque tranche est réalisé au moyen d'abaque résultant d'un calcul en diffusion non linéaire.

6. Seul un test expérimental de retrait a été réalisé pour caler les développements théoriques sur le béton particulier du bâtiment réacteur étudié. A chaque fois, l'auteur utilise pour les applications numériques les résultats expérimentaux (peu nombreux à l'époque) issus de la littérature, et qu'il réutilise pour son étude ; en particulier des essais de retrait et des essais de fluage à 100 % et à 50 % d'hygrométrie.

7. Le plus surprenant est la façon dont le retrait de dessiccation est traité. Au lieu d'utiliser les courbes d'hygrométrie en fonction du temps pour chacune des couches, l'auteur propose une autre approche. Il essaie de rattacher la courbe de retrait de chaque couche à la courbe de retrait d'une éprouvette de 6 inchs de diamètre[1] soumise à une hygrométrie extérieure équivalente h_{eq} constante. Une explication pseudo-physique est présentée pour calculer ces hygrométries équivalentes.

8. Le coefficient de fluage de chaque couche en fonction de l'humidité est calculé de la façon suivante :

$$\phi(t,t_0) = \phi_{50\%}(t,t_0)(1{,}5 - h_{eq}) \qquad \text{(II-1)}$$

   où $\phi(t,t_0)$ est le coefficient de fluage total d'une éprouvette soumise à une humidité extérieure h_{eq}. Le fluage total est donc deux fois plus important que le fluage à 100 % HR. Chaque tranche du mur est ainsi traitée séparément.

9. L'effet de la température est négligé.

Les résultats des calculs réalisés sont présentés et sont très acceptables vu les connaissances de l'époque. Nous verrons cependant par la suite que les hypothèses faites sur les déformations différées sont relativement dépassées maintenant.

---

[1] Diamètre classique pour les éprouvettes à cette époque.

1.4 Méthodologie de validation de la modélisation

La démarche de validation est une démarche en cascade : la validité des bétons reconstitués en laboratoire est assurée par comparaison avec la base de donnée des bétons réalisés à l'époque de la construction ; les essais sur bétons reconstitués en laboratoire pourront directement être comparés aux résultats issus des techniques d'homogénéisation. Enfin, la prévision des déformations différées pourra être directement confrontée aux mesures in situ.

2. Les résultats des essais classiques

2.1 Présentation

La démarche qui a guidé la présente étude et qui transparaît dans ce paragraphe, est double : celle d'un contrôle qualité par rapport à un matériau de référence et celle du modélisateur qui tente de reproduire au plus juste les conditions observées *in situ*.

Ainsi, de manière à pouvoir valider sur structure réelle (les observations sur enceinte fournissant une masse considérable d'informations insuffisamment exploitées) les développements à venir concernant la modélisation des déformations différées, il est indispensable que les bétons reconstitués en laboratoire ressemblent le plus fidèlement possible à leurs homologues coulés à l'époque de la construction. Pour ce faire, nous disposons, dans les archives du CEMETE, de nombreuses caractéristiques de ces bétons que nous utiliserons comme références. Le cas échéant, nous tenterons d'expliquer au mieux les différences observées entre nos résultats et ceux obtenus à l'époque avec les matériaux réellement mis en oeuvre. Le deuxième aspect de la démarche vise à se rapprocher le plus fidèlement possible de l'histoire de conservation que les bétons d'enceinte ont subie. Pour ce faire, nous prendrons parfois la liberté de nous écarter délibérément des normes usuelles quant à la conservation des éprouvettes, ceci dans un simple esprit de reproductibilité des conditions in situ.

Dans ce paragraphe, nous présentons les principaux résultats obtenus au LCPC pour chacun des essais classiques :

. essais sur bétons frais (slump, air occlus) ;
. essais mécaniques (R_c, module et coefficient. de Poisson) ;
. essais sur la microstructure (porosimétrie au mercure).

Pour chacun d'eux, nous précisons et nous essayons de justifier le mode opératoire employé et nous comparons les résultats avec les valeurs obtenues sur le béton de l'époque ainsi qu'avec ceux obtenus sur carottes de béton au LMDC (Toulouse).

2.2 Caractéristiques et provenance des matériaux utilisés

Dans chacun des cas, l'approvisionnement des granulats a été réalisé par le CEMETE qui a particulièrement veillé, lorsque c'était possible, à se procurer les mêmes matériaux que ceux utilisés à l'époque de la construction. Quand cela a été impossible, nous avons sélectionné les matériaux ayant le plus de chance d'avoir les mêmes caractéristiques (par exemple les silico-calcaires de Seine utilisés à Paluel ont été extraits dans une carrière en aval de celle qui a fourni les granulats d'époque ; le sable de dune utilisé à Flamanville a été approvisionné à partir d'un autre gisement à proximité). En ce qui concerne les ciments et les adjuvants, nous nous sommes approvisionnés chez les mêmes fournisseurs ; cependant il est possible que certaines différences dans la composition du ciment et des fluidifiants soient intervenues, notamment au niveau des teneurs en C_2S, C_3S, C_3A et C_4AF et que la résistance vraie, mesurée sur mortier normal, ait elle aussi évolué. Une étude plus détaillée sur les ciments a donc été réalisée. Il est rappelé que les résistances sur ciment sont réalisées sur mortier normal, dont la composition est la suivante :

- rapport sable/ciment = 2
- rapport eau/ciment = 0,5

Les principaux résultats sont présentés sur les **tableaux 3.1 et 3.2**.

Tableau 3.1 : Composition Bogue des ciments utilisés, en %.

Ciment	C_2S	C_3S	C_3A	C_4AF	Fillers	Total
CPA HP PM St Vigor	18	56	5,2	11	9,8	100
CPA 55 Origny	13	64,5	6	11,5	5	100
CPJ 45 Airvault	5	68,6	6,8	8,7	10,9	100

Tableau 3.2 : Résistance vraie des ciments, mesurée selon la norme NF EN 196-1. Nous donnons la moyenne de 6 éprouvettes.

Ciment	R_c 2 jours (MPa)	R_c 7 jours (MPa)	R_c 28 jours (MPa)
CPA HP PM St Vigor	29	40	55
CPA 55 Origny	26	46	49
CPJ 45 Airvault	24	32	50
CPJ 45 Airvault + Silice + Fillers	n.c.	19	48

Notons que la détermination de la résistance est réalisée sur cube de 4 cm d'arête ; la résistance n'a donc pas, du fait de l'élancement 1 du cube, une réelle valeur de résistance mais plutôt une valeur de comparaison entre les différents ciments.

Enfin, dans le **tableau 3.2**, nous avons donné, en dernière ligne, la résistance du mortier normal réalisé avec le ciment CPJ 45 Airvault mais dans lequel une partie du ciment a été remplacé par de la fumée de silice et des fillers calcaires dans les mêmes proportions que pour le béton de Civaux BHP. A 28 jours, on voit que l'on retrouve presque la même résistance que

le mortier normal précédent. Nous reviendrons sur cette remarque plus en détail dans la deuxième partie.

Dans chacun des cas, les ciments ont été conservés sous sacs plastique étanches ; le sable et les granulats ont été séchés en étuve à 105°C, la quantité d'eau d'ajout étant définie pour des granulats secs.

Remarque :

Si l'on compte approximativement, pour chaque site, 1 type de granulat en trois granulométries différentes, un type de ciment, un fluidifiant ainsi que des fillers et parfois de la fumée de silice ; on se retrouve rapidement avec plus d'une trentaine de produits de base utilisés pour la formulation des bétons. Ceci nous permet de toucher du doigt le formidable travail d'enquête fourni par le CEMETE pour se procurer tous les matériaux nécessaires à l'étude.

2.3 Les essais sur granulats

2.3.1 Introduction

Deux laboratoires travaillent en collaboration et se partagent les différents essais sur granulats de la manière suivante :

1. Le LCPC est plus spécialement chargé des essais mécaniques et des essais de porosimétrie.

2. Le LMDC prend en charge le comportement différé des granulats et leur caractérisation minéralogique.

L'étude qui suit porte sur les 5 types de granulats correspondant aux 5 sites sélectionnés ; ils se veulent relativement représentatifs, par leur diversité, des granulats couramment utilisés pour la confection de béton.

Enfin, de manière à essayer de comprendre le comportement quelque peu hors norme du béton de Flamanville, il nous a semblé utile de procéder à quelques essais complémentaires sur le granite utilisé pour cette enceinte, notamment en vue de caractériser l'influence de son état d'altération sur ses caractéristiques mécaniques.

2.3.2 Caractéristiques et provenance des échantillons

a) Caractéristiques générales des granulats

La composition des 6 bétons fait apparaître 5 types de granulats dont les principales caractéristiques ont été reportées sur le **tableau 4**. Pour plus de précisions quant à la pétrographie des différents granulats, on se reportera au rapport du LMDC (Cardes, 1993). La

réalisation des essais mécaniques et des essais de fluage nécessite la confection d'éprouvettes de roche d'une taille suffisante pour assurer l'homogénéité du matériau dans la carotte et sa représentativité par rapport au granulat du site. D'autre part, sa taille doit être suffisante pour permettre l'instrumentation nécessaire à la mesure des déformations. Parmi les différents granulats, 3 d'entre eux seulement sont issus d'un concassage (granulats de Civaux, Chooz et Flamanville) et vérifient les trois conditions ci-dessus. Pour les silico-calcaires de Seine et les graves de mer, il n'a malheureusement pas été possible d'obtenir des carottes suffisamment grandes pour permettre la mise en place d'une instrumentation classique d'extensométrie, la plus grande dimension les granulats disponibles sur le site ne dépassant pas 5 cm. Les résultats suivants porteront donc principalement sur les trois granulats concassés.

Tableau 4 : Caractéristiques générales des granulats.

Nature	Site	Type	Possibilité de carottage
Granite (granodiorite)	Flamanville	100 % Concassé	oui
Calcaire dur	Chooz	100 % Concassé	oui
Calcaire tendre	Civaux	100 % Concassé	oui
Graves de mer	Penly	50 % Concassé	non
Silico-calcaire de Seine	Paluel	50 % Concassé	non

b) Provenance des granulats

Les granulats utilisés pour cette étude sont les mêmes que ceux qui ont permis la confection des bétons reconstitués en laboratoire. En ce qui concerne le granite de Flamanville, nous nous sommes aperçu que les carottes que nous avions reçues du CEMETE, avaient été visiblement extraites d'un bloc de granite sain récupéré sur le site. Pour l'étude complémentaire sur granulat altéré, il nous a semblé plus simple de nous rendre directement sur le site de la carrière à Flamanville, pour réaliser un échantillonnage de la falaise et prélever des blocs présentant différents faciès d'altération, plutôt que d'altérer artificiellement le granite sain par les méthodes classiques de lessivage des feldspaths (ex : lessivage à l'eau oxygénée).

On trouvera en **annexe 3** un rapport succinct de la mission sur le site de la centrale de Flamanville ; on y a fait figurer quelques informations de base sur le massif de Flamanville, bien connu des géologues, des remarques sur les différents faciès d'altération observés sur le site, et les photos de lames minces du faciès le plus représentatif du granite altéré. Là encore, pour plus de précisions, on se reportera au rapport du LMDC (Cardes, 1993).

2.3.3 Essais de porosimétrie au mercure

Les principaux résultats ont été reportés sur le **tableau 5**. On se reportera à la référence (Granger, 1992b) pour les courbes de distribution du rayon des pores.

Tableau 5 : Porosité des granulats en % mesurée au porosimètre à mercure.

Provenance	Porosité (%)	Densité
Flamanville		
Faciès sain n°1	1,19	2,659
Faciès sain n°2	1,33	2,633
Faciès altéré n°1	2,66	2,588
Faciès altéré n°2	2,26	2,606
Paluel	4,02	2,519
Penly	4,42	2,433
Chooz	1,28	2,713
Civaux	3,67	2,570

Au vu de ces résultats, les granulats étudiés présentent une porosité relativement faible mais cependant non négligeable ; on peut grossièrement les classer en deux grandes catégories : Flamanville et Chooz dont la porosité se situe aux alentours de 1,3 % et Paluel, Penly et Civaux dont la porosité est de l'ordre de 4 %.

Les essais sur granite altéré de Flamanville sont très intéressants ; ainsi, on constate que la porosité double quand on passe du faciès sain au faciès très altéré. On observe aussi une baisse de densité et un déplacement significatif de la distribution des pores vers les petits diamètres (phénomène déjà observé sur d'autres types de granite altéré). Pour de plus amples détails concernant l'altération du granulat, on se reportera au commentaire sur les lames minces en **annexe 3**.

2.3.4 Essais mécaniques (Résistance, Module et Coefficient de Poisson)

2.3.4.1 Descriptif de l'essai

a) Dimensions et caractéristiques des carottes

Les éprouvettes utilisées ont toutes été carottées dans un même bloc, duquel nous avons extrait 3 carottes de diamètre 4 cm et d'élancement 2,5, pour les essais mécaniques, et 2 carottes de diamètre 6 cm et de même élancement, pour les essais de fluage. Ces carottes ont été rodées et séchées à l'étuve à 50°C. L'essai est piloté en contrainte (0,5 MPa/s) ; on réalise trois cycles de charge / décharge. Le module est déterminé sur le chargement du troisième cycle.

b) Instrumentation

Afin d'obtenir la mesure des déformations avec le maximum de précision, nous avons préféré l'utilisation de jauges de contrainte plutôt que l'emploi d'un extensomètre qui, par ailleurs, ne permet pas la mesure des déformations diamétrales. Notons enfin que la longueur des jauges est peut être un peu faible, vu la taille des grains, pour le granite de Flamanville.

c) Mode opératoire

Nous enregistrons au cours du temps la déformation longitudinale, la déformation transversale ainsi que la contrainte. Nous pouvons alors obtenir la déformation volumique par la formule classique :

$$\varepsilon_v = tr(\underline{\underline{\varepsilon}}) = \varepsilon_{long.} + 2\varepsilon_{trans.} \qquad \text{(II-2)}$$

Pour la détermination du module d'élasticité et du coefficient de Poisson, on réalise 2 cycles de charge / décharge jusqu'à 20 MPa ; l'essai est ensuite poursuivi jusqu'à la rupture.

2.3.4.2 Résultats et interprétation

Les principaux résultats expérimentaux ont été reportés sur les **tableaux 6, 7 et 8.** Un récapitulatif des résultats sur le granite de Flamanville est présenté sur le **tableau 9**. Quelques courbes expérimentales contrainte / déformation sont présentées en Annexe.

Tableau 6 : Récapitulatif des essais sur les granulats de Chooz (* : Essais réalisés au LCPC).

n°	Résistance (MPa)	Module (GPa)	Coef. de Poisson	Module dyn. (GPa)
1	144			
2	160			
3	160			
4	114	69,6	0,25	
5	155	71,4	0,26	
6	140	71,5	0,30	
7	147			
8*	138	70,5	0,28	64,0
9*	200	74,0	0,29	74,0
10*	235	75,0	0,29	75,8
moyenne	**160**	**72,0**	**0,27**	**71,2**

Tableau 7 : Récapitulatif des essais sur les granulats de Civaux (* : Essais réalisés au LCPC).

n°	Résistance (MPa)	Module (GPa)	Coef. de Poisson	Module dyn. (GPa)
1	125			
2	132			
3	108	63,2	0,30	
4	124	61,7	0,25	
5	123			
6	116			
7	108	62,2	0,27	
8*	92	58,1	0,28	56,3
9*	71	61,8	0,29	57,4
moyenne	**111**	**61,4**	**0,28**	**56,9**

Tableau 8 : Récapitulatif des essais sur les granulats de Flamanville (* : Essais réalisés au LCPC).

Faciès sain

n°	Résistance (MPa)	Module (GPa)	Coef. de Poisson	Module dyn. (GPa)
1	140			
2	170			
3	171	66,7	0,27	
4	190	66,2	0,23	
5	178	60,3	0,20	
6	160			
7	184			
8*	(74)	68,7	0,20	60,1
9*	121	65,5	0,22	60,9
10*	203	63,4	0,24	61,8
moyenne	**168**	**65,1**	**0,22**	**62,1**

Faciès altéré

n°	Résistance (MPa)	Module (GPa)	Coef. de Poisson	Module dyn. (GPa)
1	180	63,4	0,27	
2	190	62,9	0,21	
3	190	64,2	0,26	
4	189			
5	201			
6	194			
7*	(75)	67,2	0,20	49,9
8*	127	64,2	0,21	50,5
moyenne	**181**	**64,4**	**0,23**	**50,2**

Faciès très altéré

n°	Résistance (MPa)	Module (GPa)	Coef. de Poisson	Module dyn. (GPa)
1	123	54,1	0,15	
2	101	49,1		
3	114	48,7	0,19	
4	90			
5	(70)			
6*	105	51,8	0,19	49,9
7*	113	50,3	0,18	50,5
8*	247	58,0		
9*	200	50,0		
moyenne	**136**	**51,7**	**0,18**	**50,2**

* : Essais réalisés au LCPC.

Tableau 9 : Synthèse des résultats obtenus pour le granite de Flamanville.

Caractéristiques	Granite Sain	Granite altéré	Granite très altéré
R_c moyenne (MPa)	168	181	136
R_c écart type (MPa)	23,8	23,0	52,3
E moyen (GPa)	65,1	64,4	51,7
E écart type (GPa)	2,7	1,5	3,0
ν moyen	0,22	0,23	0,18
ν écart type	0,024	0,029	0,016

Au vu de ces résultats, on note que les propriétés mécaniques des granulats en présence sont significativement différentes ; ainsi, le calcaire de Civaux est relativement tendre (R_c = 80 MPa) par rapport au calcaire dur de Chooz (R_c = 190 MPa) ; le granite de Flamanville se situe entre les deux avec une résistance qui varie autour de 160 MPa. Le module d'élasticité varie dans le même sens que la résistance à la rupture, une régression (osée !) réalisée sur les points expérimentaux nous donne une variation du type, $E = 22000R_c^{0,22}$ avec E et R_c en MPa.

On remarquera la grande dispersion des valeurs de résistance obtenues, dans une très large gamme pour le granite de Flamanville. Ce phénomène est caractéristique des roches fissurées (où la présence d'une fissure oblique par rapport à la direction de chargement provoque une rupture par glissement le long de cette fissure), phénomène que l'on ne rencontre pratiquement jamais pour le matériau béton (dans ce cas, on soupçonnerait plutôt un défaut de rectification ou bien une mauvaise vibration).

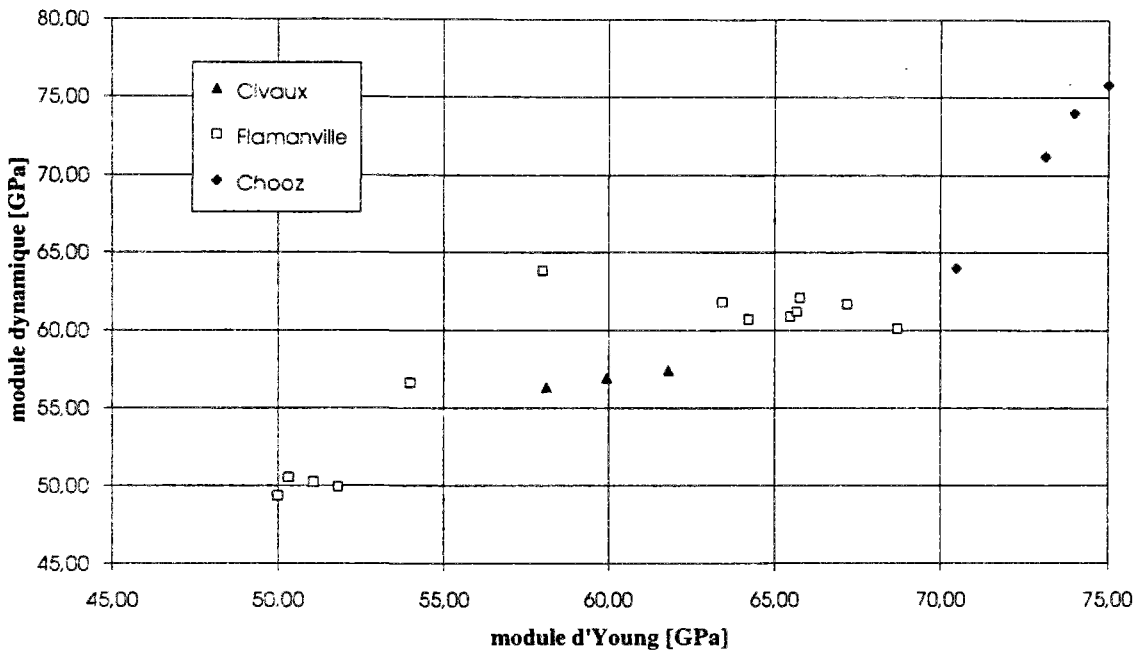
Connaissant la valeur du coefficient de Poisson et de la vitesse du son, on peut calculer le module dynamique du matériau ; on remarquera (**figure 1**) l'excellente corrélation obtenue entre le module dynamique et le module d'Young.

Par ailleurs, les courbes contrainte déformation obtenues permettent de préciser que les différents granulats ne présentent pas de phase initiale de resserrage de fissures. On constate aussi que la phase élastique des granulats de Chooz et de Civaux est relativement réversible par rapport au granite de Flamanville qui présente, lui, un cycle d'hystérésis très marqué, caractéristique d'une fissuration plus importante.

Les essais sur différents échantillons de granite de Flamanville montrent une relative hétérogénéité du massif, que l'on met en évidence par les valeurs dispersées de vitesse du son et de module d'Young. On constate, par ailleurs, que le module chute de près de 20 % quand on passe du faciès sain au faciès très altéré ; le coefficient de poisson étant, lui aussi, plus faible (le matériau devient plus compressible). Si l'on décide, pour analyser leur fiabilité, d'interpréter les résultats d'une façon statistique, on doit dans ce cas utiliser une loi de Student. On suppose que les résultats se répartissent suivant une loi normale de moyenne moy et d'écart type σ. Dans le cas où l'écart type de la loi normale est inconnu, la meilleure estimation non biaisée est alors $s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2}{n-1}}$, où n le nombre d'échantillons. On sait alors que $t = \frac{x-\bar{x}}{\frac{s}{\sqrt{n}}}$ suit une loi de Student de degré n-1. On se rend alors compte que statistiquement,

seuls, les résultats sur granite très altéré sont significativement plus bas que les essais sur granite sain et moyennement altéré, et ce, uniquement pour le module. L'écart à 95 % de confiance autour de la moyenne est en effet de l'ordre de 3 MPa pour le module, de 0,03 pour le coefficient de Poisson, et de l'ordre de 20 pour la résistance.

Figure 1 : Corrélation entre le module dynamique et le module d'Young des granulats testés.



2.3.5 Les essais de fluage sur granulats

2.3.5.1 Description sommaire du montage

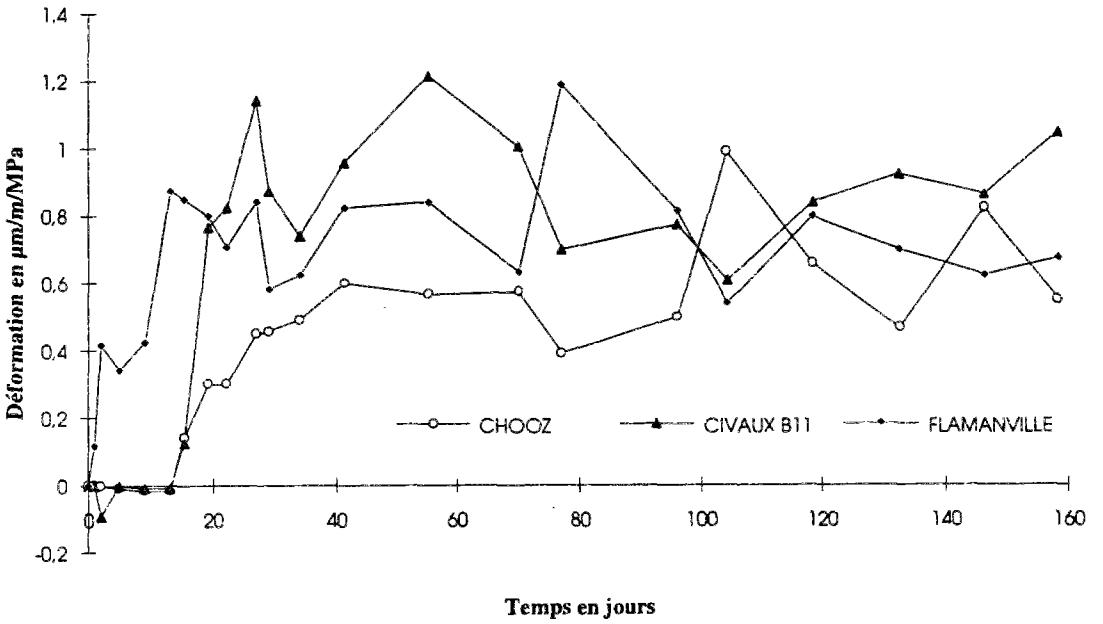
Pour l'instrumentation des éprouvettes, nous avons opté pour une mesure des déformations à l'aide de 3 jauges à 120° du type PL 60 (de longueur 60 mm) en montage demi-pont. Nous avons doublé les essais en mesurant, sur un autre jeu d'éprouvettes, les déformations différées par 3 capteurs de déplacement (LVDT) placés à 120°. De manière à évaluer avec plus de précision la déformation asymptotique, les éprouvettes munies de capteurs ont été chargées à 23 MPa, respectivement 40 MPa pour celles munies de jauges, ceci au lieu de la dizaine de MPa imposés par la précontrainte. Ensuite, nous faisons l'hypothèse de la linéarité de la déformation différée par rapport à la contrainte appliquée. Le bâti de fluage utilisé est celui du LMDC. La charge est appliquée instantanément (quelques secondes) puis maintenue constante manuellement. L'essai a lieu dans une salle climatisée à 20° ± 1°C et 50% ± 5% HR.

2.3.5.2 Résultats et interprétation

Les résultats relatifs aux déformations différées moyennes, mesurées sur carottes, sont reportés en **figure 2**. Les jauges se sont très bien comportées sur une durée relativement longue. Il semblerait que les capteurs aient donné des résultats beaucoup moins fiables que les jauges. Nous ne présenterons donc que les résultats relatifs aux jauges. Les 3 types de granulats présentent, à peu de chose près, le même comportement différé ; la déformation asymptotique est atteinte dans les 40 premiers jours à un niveau de 40 µdef, ce qui donne un fluage spécifique de l'ordre 1 µdef / MPa, soit presque à la limite de ce que l'on peut mesurer avec des jauges. Le comportement différé mesuré est donc bien conforme à ce que l'on pouvait s'attendre pour des roches ayant un comportement instantané élastique fragile.

La conclusion de notre étude est la suivante : pour des nivaux de contrainte inférieurs à 40 MPa (ce qui est bien le cas pour notre étude puisque le béton est précontraint à hauteur de 13 MPa), les granulats de Flamanville, de Chooz et de Civaux, utilisés lors de la reconstitution des bétons en laboratoire, ne présentent pas de fluage mesurable. Dans la suite de la modélisation, nous choisirons donc pour ces granulats, un comportement élastique fragile.

Figure 2 : Déformation moyenne de fluage des granulats.



2.4 Les essais sur pâte de ciment

2.4.1 Préparation et mise en oeuvre

En parallèle avec les essais sur granulats, des essais sur matrice cimentaire (= pâte + passant à 100 µm des granulats) ont été réalisés. Notons que la valeur de 100 µm n'est pas arbitraire, puisqu'elle correspond en fait à la taille du plus gros grain de ciment. En plus du ciment, on retrouve donc principalement, dans nos compositions de matrices, des fillers quand il y en a,

et un pourcentage relativement faible du passant à 100 µm du sable 0/5. Ce choix de travailler sur matrice plutôt que sur pâte de ciment vient du fait qu'il est toujours délicat de savoir ce dont on parle quand on emploie le terme de liant. On sait par exemple que les éléments les plus fins participent, pour une faible part il est vrai, à la réaction d'hydratation.

La composition des différentes matrices étudiées est présentée sur le **tableau 10**. Notons que l'absorption d'eau des granulats[2] a été mesurée et retranchée du volume d'eau totale. Le passant à 100 µm est relativement faible pour les différents bétons[3] mis à part pour le sable 0/5 de Civaux, où il est de 18,5 %. Cette valeur relativement forte, qui correspond à celle de notre lot d'approvisionnement n'est cependant pas celle mesurée sur chantier (moitié moins forte). Nous reviendrons sur ce point-là ultérieurement.

Tableau 10 : Composition des matrices cimentaires extraites des bétons étudiés.

Site	Ciment (kg)	Eau (kg)	Fillers (+ Silice) (kg)	Sable (kg)
Civaux B11	350	171,1	0	142,8
Civaux BHP	266	144	57 + 40,3	144,7
Paluel	375	164,3	50	13
Flamanville	375	164,3	0	51,8
Chooz	350	171,9	0	42,9
Penly	350	160,8	50	10,5

Enfin, les matrices ont été coulées dans des moules métalliques de 4 cm de diamètre et d'élancement 2,5.

2.4.2 Résultats et commentaires

Les principaux résultats des essais mécaniques sur matrice ainsi que les résultats de porosimétrie au mercure (à 1 an), sont présentés sur le **tableau 11**.

Tableau 11 : Résultats mécaniques et porosité des matrices cimentaires.

Site	Résistance (MPa)*	Module (MPa)*	Coef. de Poisson*	Porosité (%)
Civaux B11	41,8	18,0	n.c.	20,0
Civaux BHP	n.c.	14,2	0,28	19,8
Paluel	n.c.	16,0	0,19	16,2
Flamanville	n.c.	16,7	0,28	15,2
Chooz	41,6	15,4	n.c.	21,0
Penly	40,8	15,1	n.c.	18,5

* : moyenne de 3 essais.

[2] 2,4 à Penly ; 1,6 % à Chooz et Civaux et 1,5 % à Flamanville et Paluel.

[3] Paluel : 1,8 % ; Flamanville : 0,6 % pour le sable de dune et 30 % pour le 0/0,8 concassé ; Penly : 1,5 % ; Chooz : 4,5 % pour le sable d'ajout et 7,7 % pour le sable concassé.

Notons enfin que les résultats de résistance et de coefficient de Poisson sont assez dispersés ; ce qui n'est pas le cas du module. On remarque cependant quelques résultats surprenants comme le module de Civaux B11, très fort si on le compare à celui de Civaux BHP.

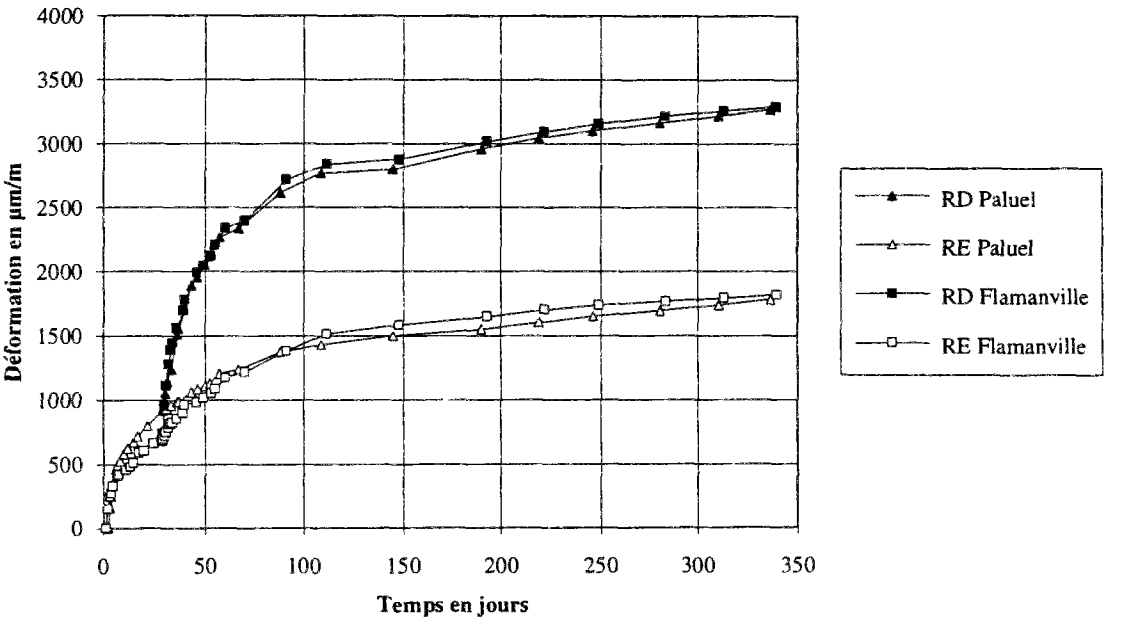
Les courbes de porosimétrie au mercure ne sont pas très différentes les unes des autres, et ne présentent pas d'intérêt particulier.

2.4.3 Les essais de comportement différé sur pâte de ciment

Nous présentons ci-dessous (**figures 3.1 à 3.3**), les résultats[4] des essais de comportement différés réalisés sur prismes 4x4x16 cm^3 au LCPC et au LMDC. Les éprouvettes de retrait de dessiccation et de fluage de dessiccation ont été conservées en ambiance contrôlée à 20°C et 50 % HR. Les éprouvettes de Flamanville et de Paluel testées en fluage ont été chargées sous une contrainte de 12 MPa à 28 jours.

On constate que les déformations des bétons de Paluel et de Flamanville sont relativement similaires, compte tenu de la dispersion prévisible pour ce type d'essai. Ce constat semble normal pour des pâtes qui présentent des compositions très voisines, mis à part la teneur en filer (**tableau 10**). Ceci montre que les différences importantes de comportement différé des deux bétons, à composition pratiquement identique, ne peuvent provenir que du facteur granulat (forme, minéralogie, etc...).

Figure 3.1 : Retrait endogène et retrait de dessiccation des matrices extraites des bétons de Flamanville et de Paluel (résultats obtenus au LMDC).



[4] Seules les matrices de Paluel et de Flamanville ont fait l'objet d'essais de fluage.

Figure 3.2 : Retrait endogène et retrait de dessiccation des matrices extraites des bétons de Penly, de Chooz et de Civaux B11 (résultats obtenus au LCPC).

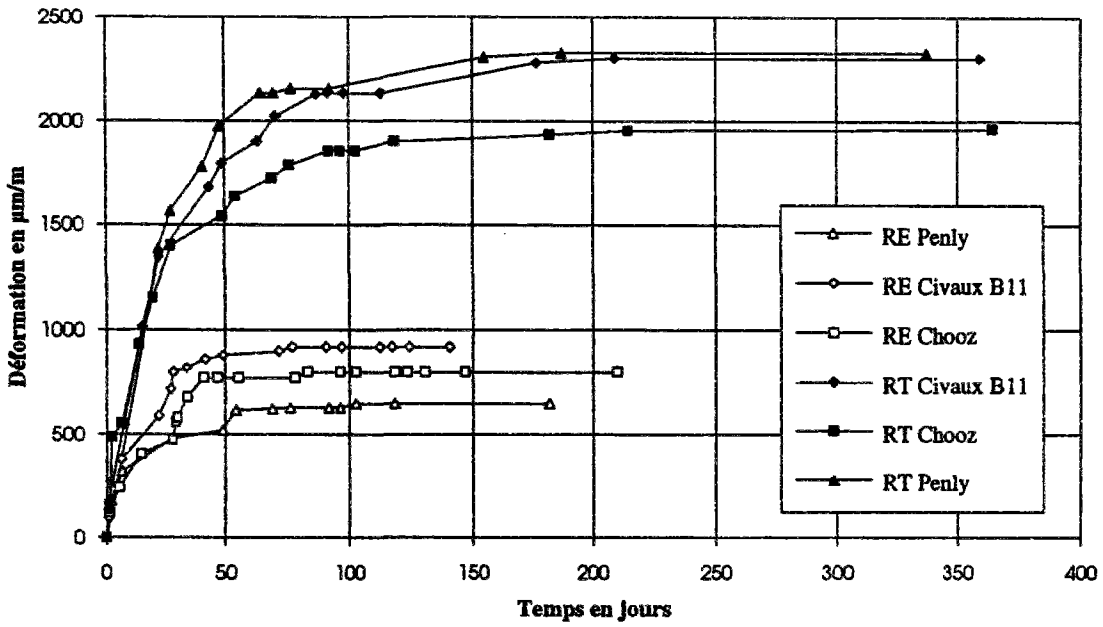
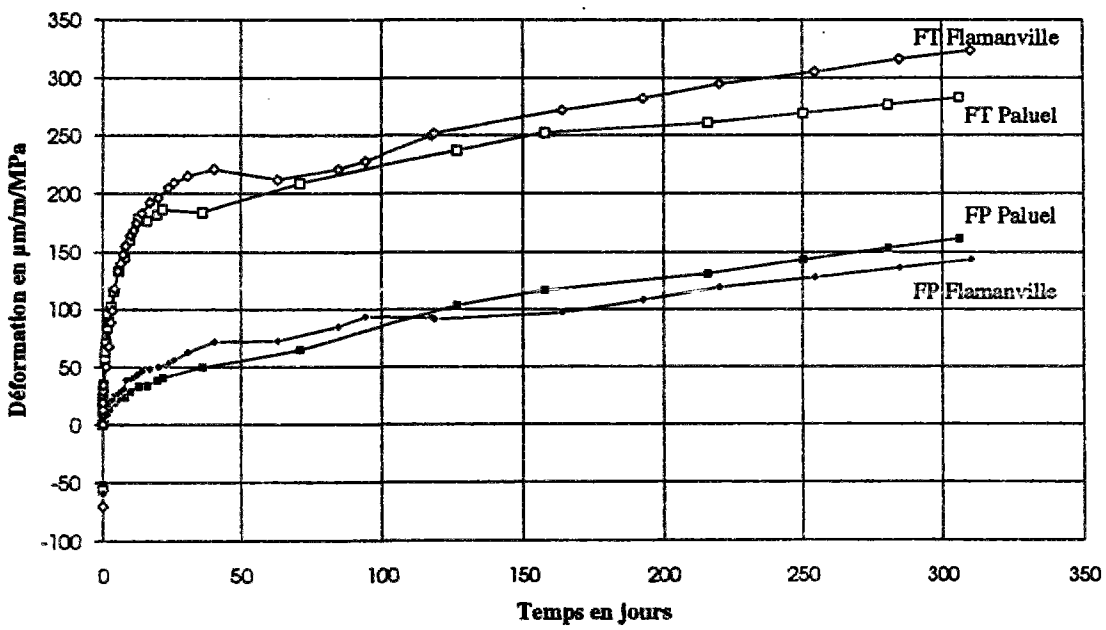


Figure 3.3 : Fluage propre et fluage de dessiccation des matrices extraites des bétons de Flamanville et de Paluel (résultats obtenus au LMDC).



Force est cependant de constater que, si l'on réinjecte les résultats de retrait endogène et de fluage propre dans un modèle composite matrice / granulat, du type de celui proposé en **annexe 1**, il est difficile de retrouver les résultats obtenus sur bétons. En particulier, on

mesure, sur pâte, un retrait endogène beaucoup trop important par rapport à ce que l'on obtient généralement sur béton (fissuration du béton, mauvaise étanchéité des essais sur pâte ?). De plus, même si l'ordre de grandeur des déformations est très convenable dans le cas du fluage propre, il est difficile de rendre compte de la différence de comportement des deux bétons testés en fluage, le facteur granulat n'apparaissant généralement pas dans les modèles composites. Notons, pour finir, que les bons résultats présentés par (Le Roy, 1994) proviennent de bétons ayant un granulat identique.

2.5 Essais sur béton frais

2.5.1 Descriptif des essais

A la sortie du malaxeur, on réalise pour chaque béton un essais au cône d'Abrams, ainsi que 2 mesures de l'air occlus ; enfin, chaque moule étant pesé à vide puis après introduction du béton, il est possible de calculer une densité moyenne du béton frais. On se rend alors compte très rapidement d'une mauvaise vibration dans le cas où une éprouvette présenterait une densité bien inférieure à la moyenne de ses semblables.

2.5.2 Résultats et interprétation

La synthèse des essais sur béton frais est présentée sur le **tableau 12**. Notons tout d'abord que lors des différents coulages, aucune ségrégation ou ressuage apparent ne s'est produit. Ces résultats appellent cependant un commentaire, notamment au niveau de la mesure du "slump", qui donne des résultats relativement forts pour certains bétons ordinaires comme ceux de Penly ou de Paluel, et un résultat assez faible pour le béton HP de Civaux alors que l'on s'applique pourtant à formuler ces bétons avec un "slump" de l'ordre de 18 à 20 cm car c'est justement dans cette fourchette que leur rhéologie est la plus stable par rapport aux variations de la composition. Les causes rhéologiques de ces variations sont multiples. Par ordre d'importance décroissante (de Larrard, 1988) nous retiendrons :

1. Les fluctuations de la qualité du ciment (demande en eau, et compatibilité avec les adjuvants).

2. Teneur en fine du sable, qui peut varier suivant le lieu et le lot d'approvisionnement.

3. Absorption d'eau des granulats, quand ils présentent une forte porosité.

4. Durée du malaxage en fonction du volume de pâte.

Ainsi, le ciment utilisé peut voir sa composition varier au cours du temps (teneur en C_3A, changement du lieu d'extraction du calcaire et du gypse) et voir fluctuer sa compatibilité avec les adjuvants utilisés. Une teneur en fine plus importante dans le sable de Civaux pourrait être la cause d'un raidissement du béton. Nous avons mesuré le passant à 100 µm sur le sable 0/5. Il est de l'ordre de 18% ce qui semble être une valeur relativement forte.

Enfin, la fabrication du béton en laboratoire étant réalisée avec des granulats secs, il peut paraître vraisemblable que certains granulats vont mettre un certain temps pour absorber une part non négligeable de l'eau de gâchage (10 à 20 litres environ) dans les minutes qui suivent le malaxage des différents constituants. Le "slump" étant relativement sensible à la quantité d'eau, 10 litres suffisent pour le faire passer de 14 à 20. Or, il est à noter que les granulats de Penly et de Paluel sont ceux qui présentent la plus grande porosité (environ 4 %) mesurée au porosimètre à mercure (*cf.* **tableau 5**). Ce phénomène est donc favorisé. Par contre, lorsque le béton est préparé dans une centrale à béton comme c'est le cas sur chantier, les granulats sont toujours relativement humides et c'est cette humidité (évaluée à l'aide de sondes hydriques dans les silos) qui est retranchée à la formule réellement mise en oeuvre, ce phénomène n'apparaît donc pas. Ceci semble être confirmé, pour le cas de Penly, par un léger raidissement du béton dans les heures qui suivent le malaxage. Des essais sur béton frais ont été réalisés sur le chantier de Civaux BHP, dont le but était de regarder, à teneur en eau constante, l'influence de la teneur en eau des granulats sur la valeur du slump. Ils ont montré que l'influence était relativement faible. La totalité des résultats est présentée dans la deuxième partie.

Tableau 12 : Les essais sur béton frais.

Centrale	Densité	Slump (cm)	Air occlus (%)
Chooz	2,402	6,6	0,9
Penly	2,276	17,9	3
Civaux B11	2,334	9,1	2,9
Civaux BHP	2,376	11,5	1,9
Paluel	2,306	19,5	2,1
Flamanville	2,406	6,9	1,1

Remarquons enfin, qu'avec l'arrivée dans les laboratoires du rhéomètre LCPC développé par F. de Larrard et C. Hu (de Larrard, 1992 ; Hu, 1993), il sera alors possible de caractériser plus précisément la pompabilité du béton en précisant les caractéristiques rhéologiques vraies du béton[5].

---

[5] Si l'on suppose par exemple que le béton est un fluide de Bingham (ce qui est bien vérifié expérimentalement) il sera caractérisé dans un diagramme (τ, $\dot{\varepsilon}$) par une droite affine. L'ordonnée à l'origine est appelée le seuil de cisaillement τ_0 qui caractérise la déformation du béton sous vitesse de déformation nulle. Il donne les mêmes informations que le slump car il permet de calculer l'angle maximal du béton à l'équilibre. Le deuxième paramètre est la viscosité notée μ. Pour une certaine vitesse de déformation, le cisaillement τ est donc égal à :

$$\tau = \tau_0 + \mu|\dot{\varepsilon}| \qquad (1)$$

Si l'on souhaite connaître la déformation du béton dans un tuyau de pompe par exemple, pour obtenir des indications sur la pompabilité de la formulation utilisée, il existe, dans la littérature, des solutions analytiques relativement complexes qui donnent le champ des déplacements du béton $\xi(r,z,t)$ dans une section, ceci dans le cas où il n'existe pas de glissement à l'interface tuyau/béton. Comme exemple, nous traiterons en application le cas où le champ de déplacement du béton est de la forme suivante :

$$\text{pour } r < R-\alpha : \quad \xi = \xi_z(r)\underline{e}_z = v_0 t \underline{e}_z \qquad (2)$$

$$\text{pour } r > R-\alpha : \quad \xi = \xi_z(r)\underline{e}_z = v_0 t \frac{R-r}{\alpha}\underline{e}_z \qquad (3)$$

avec R le rayon du tuyau de la pompe et α l'épaisseur de la couche limite supposée faible devant R. Nous supposerons que l'écoulement est unidimensionnel suivant z ; ainsi, nous aurons : $\xi(r,z,t) = \xi_z(r,t)\underline{e}_z$. On

2.6 Présentation des essais mécaniques

2.6.1 Les essais mécaniques au LCPC

a) Confection et conservation des éprouvettes

Vu la taille du plus gros granulat utilisé pour les bétons d'enceinte (25 mm), nous avons exclusivement utilisé, pour nos essais mécaniques, des moules métalliques ø 16 x 32. Le béton a été mis en place à l'aide d'aiguilles vibrantes. Le démoulage a lieu à 48 h. Pour la conservation des éprouvettes, nous avions le choix entre trois modes de conservation :

---

obtient alors l'allure du champ de vitesse v(r,z,t)=v(r,t) (le fait que v et ξ ne dépendent pas de z vient du fait que le béton est considéré comme un fluide incompressible : $\mathrm{div}(v) = dv_z / dz = 0$) :

$$\text{pour } r < R\text{-}\alpha : \quad v = v_z(r)\underline{e}_z = \frac{d\xi}{dt} = v_0\underline{e}_z \tag{4}$$

$$\text{pour } r > R\text{-}\alpha : \quad v = v_z(r)\underline{e}_z = \frac{d\xi}{dt} = v_0\frac{R-r}{\alpha}\underline{e}_z \tag{5}$$

$$v_{moy} = \frac{1}{\pi R^2}\iint_S v r dr d\theta = \frac{v_0}{R^2}\left(\frac{R^3}{3\alpha} + (R-\alpha)^2\left(1 - \frac{R+2\alpha)}{3\alpha}\right)\right) \tag{6}$$

et du champ de vitesse de déformation $\dot{\varepsilon}(r,z,t) = \dot{\varepsilon}(r,t)$ dans la section en écrivant :

$$\text{pour } r < R\text{-}\alpha : \quad \dot{\varepsilon}_{rz}(r,t) = \frac{1}{2}\frac{d}{dt}\left(\frac{d\xi_z}{dr}\right) = 0 \tag{7}$$

$$\text{pour } r > R\text{-}\alpha : \quad \dot{\varepsilon}(r,t)_{rz} = \frac{1}{2}\frac{d}{dt}\left(\frac{d\xi_z}{dr}\right) = -\frac{v_0}{2\alpha} \tag{8}$$

En intégrant v.v sur la section, il est alors possible de calculer un débit Q(t) de béton par seconde dans la section :

$$Q(t) = \rho\iint_S v^2 r dr d\theta = \frac{\pi\rho v_0^2}{12}\left(12\cdot(R-\alpha)^2 + \frac{2}{\alpha^2}(R^4 - (R-\alpha)(R^2 + 2R\alpha + 3\alpha^3))\right) \tag{9}$$

Par ailleurs, la vitesse de déformation nous permet de calculer le taux de cisaillement $\tau(r,z,t) = \tau(r,t)$ ainsi que la pression du béton p(r,z,t) en écrivant :

$$2\pi r dr\big(p(r,z+dz,t) - p(r,z,t)\big) = -2\pi\big((r+dr)\tau(r+dr,t) - r\tau(r,t)\big)dz \tag{10}$$

$$\frac{dp(r,z,t)}{dz} = -\frac{1}{r}\frac{d(r\tau(r,t))}{dr} \tag{11}$$

On intégre enfin l'équation précédente en écrivant que la pression à l'extrémité libre du tuyau est nulle :

$$\begin{aligned} p(r,z=1,t) - p(r,z,t) &= -\frac{1}{r}\frac{d(r\tau)}{dr}(1-z) \\ p(r,z,t) &= \frac{1}{r}\frac{d(r\tau(r))}{dr}(1-z) \end{aligned} \tag{12}$$

En intégrant sur la section il est alors possible de calculer la pression moyenne $p_{moy}(z,t)$ sur la section :

$$p_{moy}(z,t) = \frac{2}{R^2}\left(R\tau_0 + \frac{\mu v_0}{2}\right)(1-z) \tag{13}$$

La puissance de la pompe $P_{pompe} = p_{moy}(0,t)v_{moy}(t)$ s'obtient alors très facilement.

On peut alors dimensionner la pompe utilisée pour un débit donné, ou, plus généralement, imposer au béton un certain taux de cisaillement pour une certaine vitesse de déformation.

Si l'on souhaite résoudre le problème analytiquement, dans le cas où l'on suppose un glissement entre le tuyau de la pompe et le béton, ce qui est le cas dans la réalité, le plus difficile consiste à faire des hypothèses sur le champ de déplacement et sur l'épaisseur de la couche limite.

1. Dans l'eau, en piscine, comme le préconise la norme en vigueur dans un souci d'uniformisation (pour des raisons d'ailleurs plus pratiques que théoriques : c'est en effet le mode de conservation le plus facilement reproductible au niveau des conditions aux limites). On peut cependant lui faire le reproche de ne pas être très représentatif du mode de conservation réel du béton d'enceinte *in situ*.

2. A l'air libre : on peut en effet faire remarquer que le béton d'enceinte est lui aussi à l'air libre! Cependant, comme le prouvent des études récentes par gammadensimétrie (Mensi, 1982), le séchage du béton est essentiellement un phénomène de peau tout du moins pendant la première année ; or nous cherchons avant tout à modéliser le béton de coeur (on se reportera notamment en **figure 4.1 et 4.2** où l'on a simulé le séchage d'une éprouvette ø 16 et d'un mur de centrale nucléaire pendant une durée d'un an. On constate une grande différence entre les deux résultats : même au bout d'un an, le séchage du mur reste un phénomène de peau alors que sur éprouvette, le séchage a déjà largement atteint le coeur de l'éprouvette).

3. La dernière solution qui s'offre à nous consiste à conserver le béton en auto dessiccation i.e. sans échange d'humidité avec le milieu extérieur. Il est à noter que ce mode de conservation a le mérite d'être représentatif du béton de masse de l'enceinte et d'offrir la plus grande homogénéité dans l'éprouvette, tant pour le champ de déformation que pour tout autre champ physique. Pour ce faire, au démoulage, on entoure chaque éprouvette de béton de deux couches d'aluminium autocollant. Si l'on considère que les échanges d'eau avec le milieu extérieur sont stoppés (absence de fuite), l'humidité interne du béton est donc au minimum égale à 70 % HR ; en effet, en deçà, l'hydratation ne peut se poursuivre et il n'y a plus consommation d'eau.

De manière à assurer une bonne représentativité du mode de conservation des éprouvettes de béton par rapport au béton d'enceinte, nous avons donc décidé de conserver les éprouvettes en auto dessiccation.

Ce choix n'est pas sans importance, il faut savoir que le mode de conservation des éprouvettes n'est jamais neutre ; ainsi, le tableau suivant (**tableau 13**) (Bostvironnois, 1990) donne quelques idées intéressantes sur les variations des caractéristiques mécaniques d'un même béton en fonction du mode de conservation des éprouvettes. On constate clairement sur ces résultats que, du fait d'une hydratation favorisée, les éprouvettes conservées dans une atmosphère plus humide auront une plus grande résistance et un module plus fort.

Tableau 13 : Influence des conditions de conservation sur les caractéristiques mécaniques d'un béton ordinaire à 28 jours.

Conservation	dans l'eau	en autodessiccation	à l'air
Résistance (MPa)	53,2	45,4	43,7
Module (GPa)	45,6	42,4	38,0

Figure 4.1 : Teneur en eau en l/m^3 en fonction de l'épaisseur dans une éprouvette de diamètre 16 cm après un an de séchage à 50 % HR.

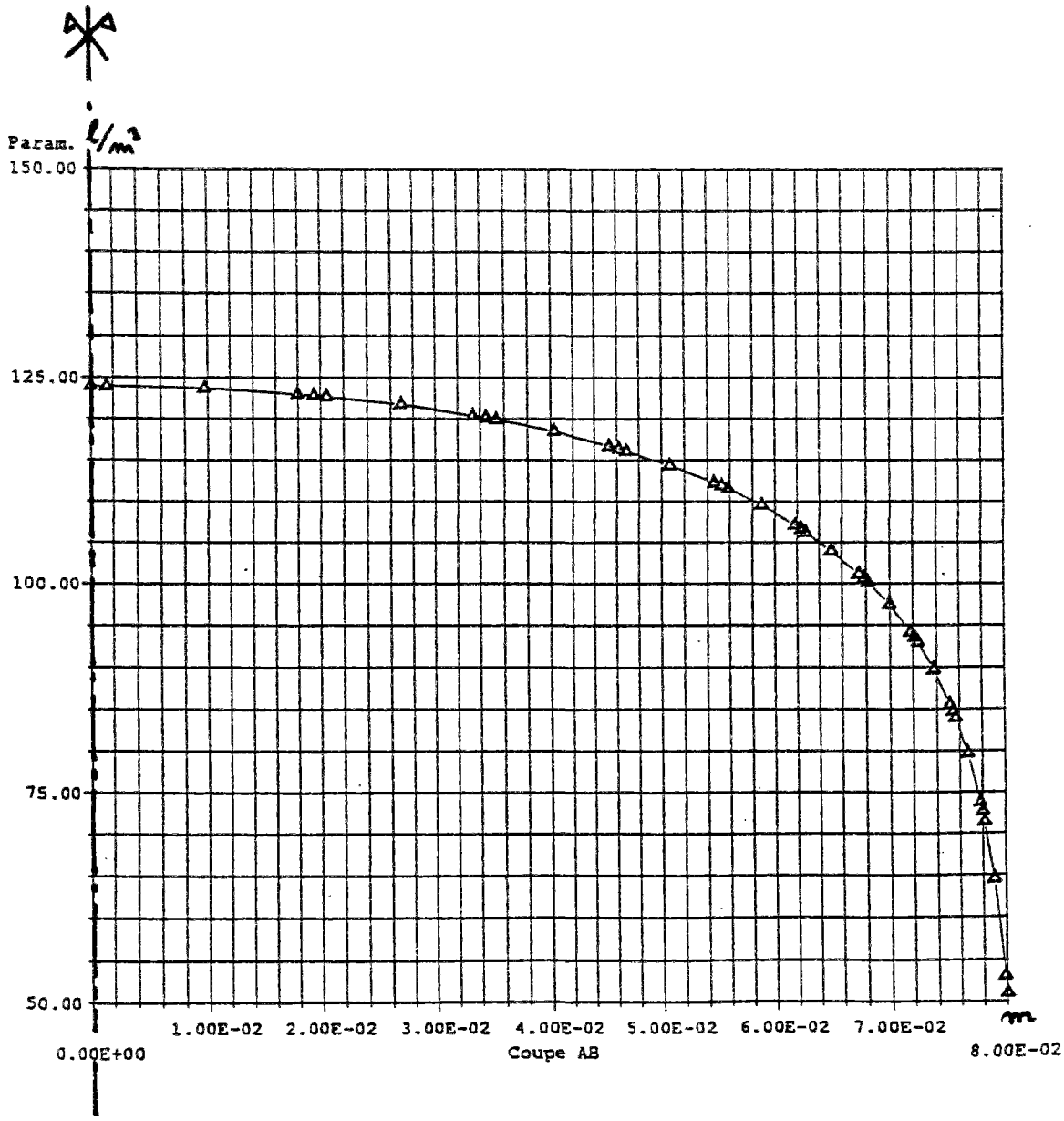
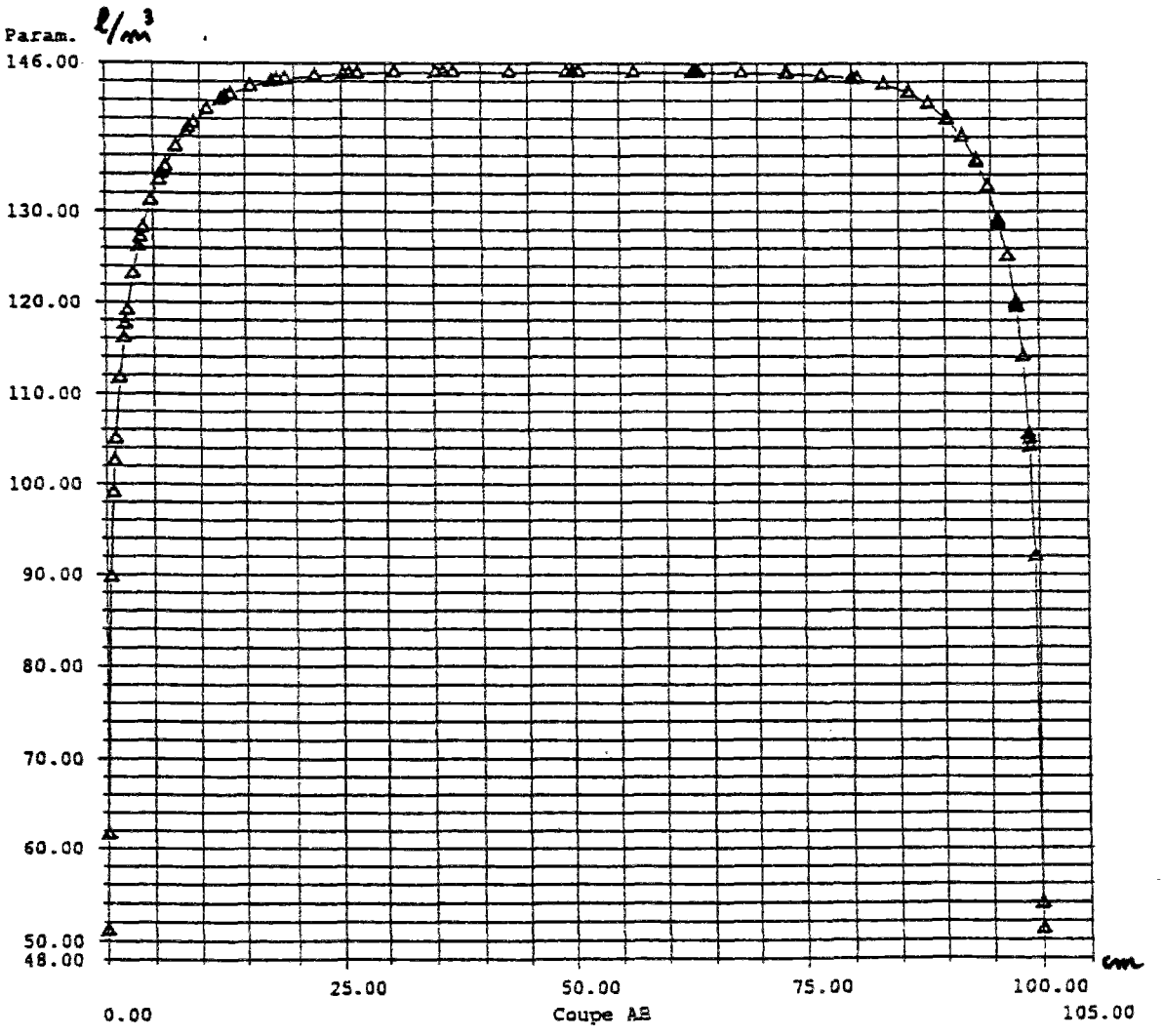


Figure 4.2 : Teneur en eau en l/m^3 en fonction de l'épaisseur dans un mur de 1 m d'épaisseur après un an de séchage à 50 % HR.



b) Mode opératoire et descriptif des essais

Les essais mécaniques sur béton ont été réalisés à deux âges différents :

1. t = 28 jours, qui correspond à l'âge classique de résistance et à la date de chargement des essais de fluage.

2. t = 1 an, qui correspond à la date moyenne de la mise en précontrainte de l'enceinte interne.

Pour les essais mécaniques, les éprouvettes de béton ordinaire sont surfacées au soufre, alors que les éprouvettes de béton HP sont rectifiées au lapidaire.

Pour chaque âge de chargement on réalise les essais mécaniques sur 3 éprouvettes de chaque série ; le module d'Young et le coefficient de Poisson sont déterminés sur le troisième cycle de chargement / déchargement à 30 % de la contrainte de rupture ; l'essai est ensuite poursuivi jusqu'à la rupture. La vitesse de montée en charge est de 0.5 MPa/s, le pilotage de la presse est assuré par contrôle de l'effort appliqué et l'extensomètre utilisé est du type J2P (Boulay, 1981). On se reportera aux **figures 5.1 à 5.3** sur lesquelles on a reporté toutes les courbes intéressantes pour un même type de béton.

Figure 5.1 : Courbe (σ , ε) jusqu'à la rupture.

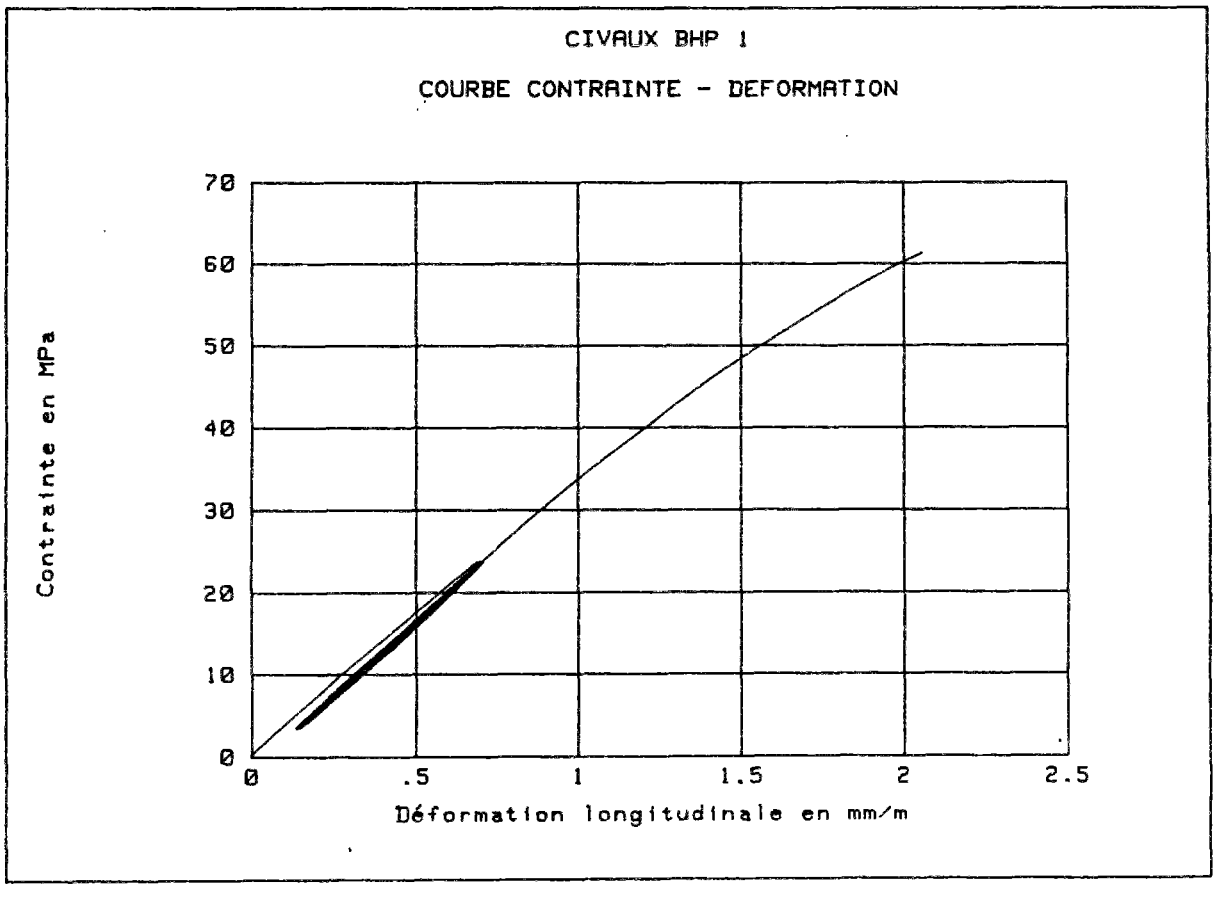


Figure 5.2 : Détermination du module d'Young sur le troisième cycle.

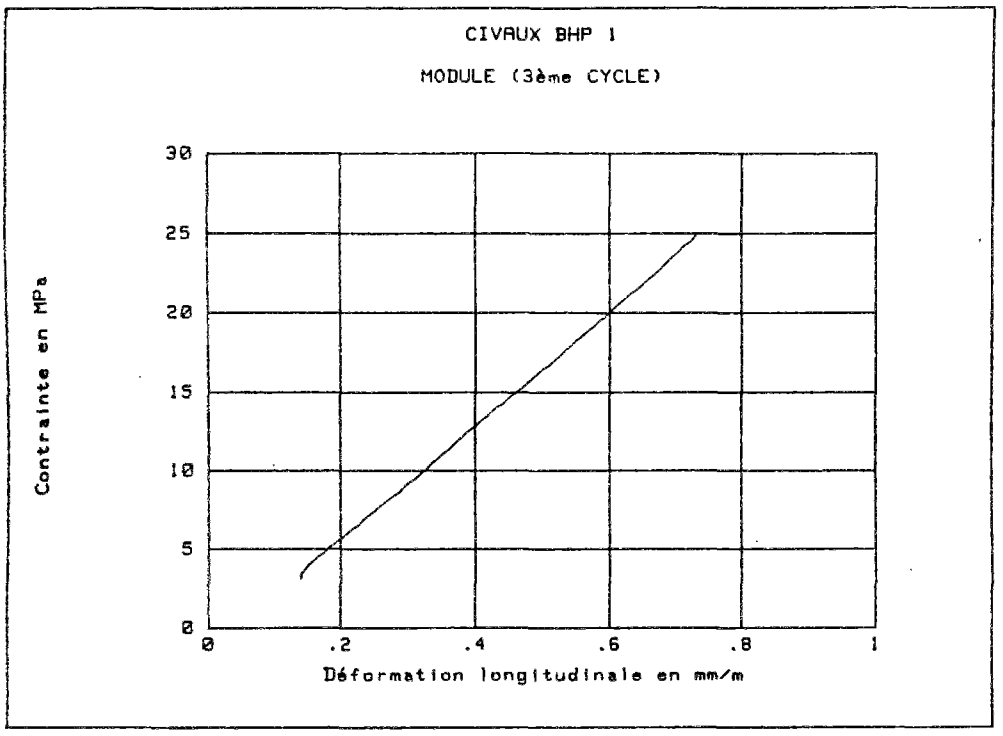
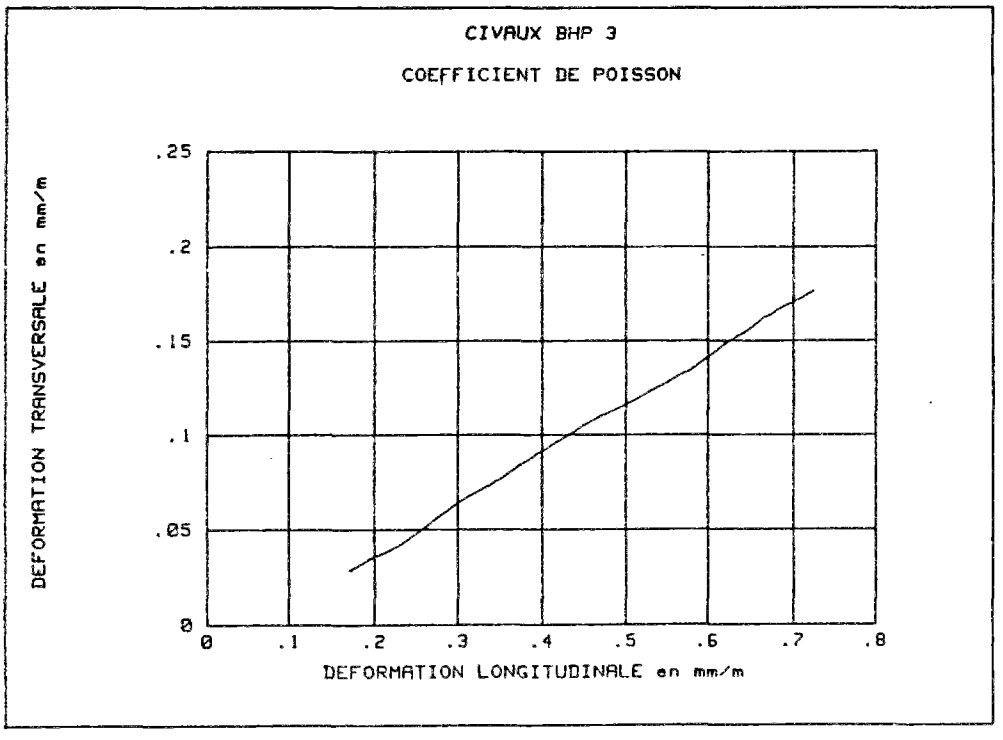


Figure 5.3 : Détermination du coefficient de Poisson sur le troisième cycle.



2.6.2 Les essais sur carottes de béton réalisés au LMDC

Pour chacun des 6 sites sélectionnés, 2 carottes de béton ont été chargées sous une contrainte de 12 MPa (contrainte voisine de celle mise en place lors de la précontrainte), l'une sans échange d'humidité avec le milieu extérieur (essai de fluage propre) l'autre avec échange d'humidité (essai de fluage de dessiccation). Les résultats des essais de fluage seront mentionnés par la suite en 2.6.3

2.6.2.1 Caractéristiques des éprouvettes testées

a) Provenance

Les 10 éprouvettes de béton[6] ont toutes été prélevées durant l'été 1990 sur les sites mêmes des centrales nucléaires et carottées, pour la totalité d'entre elles, dans l'enceinte extérieure de la jupe. D'après les renseignements fournis par le CEMETE, les carottes ont été prélevées à des positions relativement équivalentes sur l'enceinte (levée 1 à 7) des différents sites.

b) Conservation

Après carottage, les éprouvettes ont été emballées et conservées sous aluminium (non-adhérent). Puis, à partir de juillet 1991, elles ont été placées en salle humide au CEMETE. A la vue du **tableau 14**, on peut se rendre compte que les carottes ont eu une histoire de conservation différente suivant les sites mais, surtout, qu'il y a eu une période d'environ 1 an entre le carottage et la mise en salle humide, pendant laquelle il est possible que les 2 couches d'aluminium n'aient pas été parfaitement étanches. Si l'on rajoute à cela le fait que le carottage et le surfaçage des éprouvettes ont lieu sous eau, force est de constater que les éprouvettes n'ont pas subi une histoire de conservation optimale (sans aucun échange d'eau avec le milieu extérieur). Le fluage étant directement croissant avec l'eau libre à l'intérieur du béton, il semble donc que nos essais ne pourront donner qu'un ordre d'idée du fluage qui aurait dû être mesuré.

Tableau 14 : Historique du conditionnement des carottes prélevées *in situ*.

Centrale	Date de bétonnage	Date de carottage	Date de mise en salle humide	Age de chargement (mois)
Chooz	Mai 84	Aoû. 90	Jui. 91	94
Penly	Déc. 84	Aoû. 90	Jui. 91	87
Civaux BHP	Avr. 91	Jun. 91	Jan. 92	10
Civaux B11	Jun. 89	Jun. 91	Jan. 92	33
Flamanville	Oct. 80	Aoû. 90	Jui. 91	137

Par ailleurs, les carottes initialement de diamètre 95 mm et de longueur 40 cm ont été ramenées à 24 cm, la partie en contact avec l'air ambiant étant destinée à des essais de carbonatation et de pénétration des ions chlorures. Les carottes utilisées pour les essais de

[6] Nous ne disposions pas de celles de la centrale de Paluel.

fluage, par leur position dans le mur d'enceinte ont donc été entièrement protégées de toute attaque chimique extérieure. De plus il est à noter que le séchage naturel du béton sur le site (qui reste, pour des structures épaisses, et à cet âge là, un phénomène essentiellement de peau) n'a vraisemblablement pas eu le temps de pénétrer aussi profondément, vu l'âge de la plus vieille centrale.

c) Histoire de chargement

On pourrait objecter que les éprouvettes ont été chargées (par le poids propre de la centrale) d'une façon anisotrope et ne sont donc pas "vierges" de contraintes lors du chargement. A cette objection, on peut répondre d'une manière relativement simple en calculant la contrainte verticale subie par l'éprouvette en supposant qu'il existe 40 m de béton au dessus d'elle :

$$\sigma_{zz} = \rho\, g\, h = 1 \text{ MPa}$$

avec : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
$g = 10 \text{ N/kg}$
$h = 40 \text{ m}$

La justification de ce calcul tient au fait que seule l'enceinte interne est précontrainte, l'enceinte externe étant uniquement en béton armé. Le béton en place est donc chargé à 1 MPa soit 1/12ème de la charge appliquée au cours de l'essai. Enfin, puisque le carottage a lieu horizontalement, la déformation subie par l'éprouvette dans l'axe du futur chargement est donc de l'ordre de -20.10^{-6} en traction si l'on prend un coefficient de Poisson de 0,2 et un module différé de 2. Cette déformation peut être négligée.

d) Age de chargement

Enfin, il est à noter que les carottes n'ont pas le même âge au moment du chargement (**tableau 14**), ce qui complique l'interprétation des résultats quand on sait que le béton suit un comportement viscoélastique fortement vieillissant (tout du moins dans les premières années de sa vie).

e) Conclusion

En conclusion, nous retiendrons que l'interprétation des résultats se heurtera principalement au problème de conservation des éprouvettes et à leur différents âges de chargement. Cependant, l'intérêt des essais n'est pas remis en cause et demeure très important puisque nous avons la chance de travailler avec les granulats et le matériau d'époque. En un certain sens, les carottes sont constituées des matériaux de référence les plus représentatifs de la structure à étudier.

2.6.2.2 Résultats et interprétations

a) Caractéristiques de l'essai

Les caractéristiques de l'essai de fluage[7] sont les suivantes :

Carottes :
- $\varnothing = 95$ mm
- L = 240 mm
- base de mesure : l = 100 mm

Capteur :
- type : TNC Palpeurs inductifs série L2
- sensibilité : 1 mV / 10^{-6} m
- course : +/- 1 mm

Les essais sont réalisés dans une salle à ambiance contrôlée :
- T = 20°C +/- 1°C
- h = 50 % +/- 5 % HR

Les carottes sont rodées puis chargées sur le bâti de fluage ; la montée en charge dure environ 30 s. La déformation $\varepsilon(t)$ est obtenue en faisant la moyenne des déformations des 2 capteurs placés à 180°.

Remarques :

1. Ce dispositif ne permet pas de quantifier entièrement la flexion éventuelle de l'éprouvette puisqu'il ne donne accès qu'à une composante de la rotation de la section. La remarque 2 montre qu'il est cependant possible d'éliminer d'éventuelles flexions parasites.

2. Ce faisant, on suppose implicitement que la déformation est proportionnelle à la contrainte, ce qui est couramment admis pour la déformation de fluage (propre ou de dessiccation). On écrira alors :

$$\varepsilon(x,y,t) = \sigma(x,y)\left(\frac{1}{E} + \varepsilon_{fl}^{s}(t)\right) \qquad \text{(II-3)}$$

où $\varepsilon_{fl}^{s}(t)$ est la déformation de fluage spécifique (par unité de contrainte) à l'instant t. On remarque qu'elle ne dépend pas des coordonnées d'espace x et y qui paramètrent la section de l'éprouvette.
Ecrire que la section plane reste plane revient à écrire dans (3) que :

$$\sigma(x,y,t) = ax + by + \sigma_{moy} \qquad \text{(II-4)}$$

où σ_{moy} est la moyenne de $\sigma(x,y)$ sur la section S de l'éprouvette.
il vient alors :

[7] Tel que pratiqué au LMDC.

$$\varepsilon_{moy} = \left(\frac{1}{E} + \varepsilon_{fl}^{s}(t)\right)\left(\sigma_{moy} + \iint_S x dS + \iint_S y dS\right) \qquad \text{(II-5)}$$

On n'obtient donc la déformation moyenne que si on mesure[8] la déformation au centre de gravité de la section. La ligne précédente devient alors :

$$\varepsilon_{moy} = \left(\frac{1}{E} + \varepsilon_{fl}^{s}(t)\right)\left(\sigma_{moy}\right) \qquad \text{(II-6)}$$

C'est bien ce que l'on fait au moyen de 2 capteurs placés à 180°.

3. Le paramètre important de la mesure n'est pas la sensibilité du capteur, mais la sensibilité de la mesure compte tenu de la longueur de base ; dans notre cas, elle vaut :

$$s = 0{,}1 \text{ m} \times 1 \text{ mV}/10^{-6}\text{m} = 1 \text{ mV}/10.10^{-6} \qquad (7)$$

Le système de mesure permet donc de "voir" un accroissement de déformation de l'ordre de 10.10^{-6}.

4. Par construction, la charge est maintenue constante dans le temps manuellement. Cependant, vu l'âge de chargement et la vitesse des déformations initiales observées, ce fait ne présente aucun handicap pour ce type d'essai.

b) Déformation instantanée, module

La déformation instantanée dans l'essai de fluage nous permet de calculer d'une manière différente le module du béton (**tableau 15**).

Tableau 15 : Modules en GPa obtenus au LMDC sur carottes de béton.

Centrale	Module (GPa)
Chooz	39,6
Penly	36,6
Civaux BHP	35,5
Civaux B11	31,3
Flamanville	27,1

2.6.2.3 Les essais de fluage réalisés sur carotte de béton

Avec les deux carottes de bétons à notre disposition, nous avons effectué deux types d'essais, un essais de fluage propre (carotte chargée, sans échange d'humidité avec l'extérieur) et un essai de fluage sur une carotte non protégée qui intègre à la fois le retrait et le fluage total. Ne disposant pas d'une troisième carotte, il n'a pas été possible de réaliser un essai de retrait de dessiccation qui aurait permis de dépouiller plus complètement le deuxième essai.

Les résultats sont présentés en **figure 6.1 et 6.2**. Comme mentionné précédemment, ils sont difficilement interprétables car ces essais intègrent trop de données différentes, dont on sait

[8] Par des points de mesure placés sur la face extérieure de l'éprouvette.

qu'elles interviennent fortement sur le fluage du béton, comme l'âge de chargement, l'effet d'échelle sur le rayon de l'éprouvette (ϕ9,5 cm au lieu de ϕ 16 cm), et le type de conservation etc... On peut cependant classer les bétons suivant leur déformation différée et comparer ce classement (**tableau 16**) avec celui obtenu pour les bétons reconstitués en laboratoire dont on présentera les résultats, avec leur analyse, dans la troisième partie.

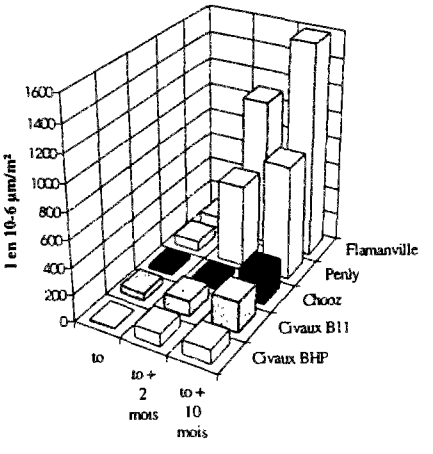
Tableau 16 : Comparaison des classements des bétons étudiés, résultats sur carottes et sur éprouvettes de béton reconstitué en laboratoire.

	Fluage propre sur carotte	Fluage propre sur éprouvette	Déformation totale sur carotte	Déformation totale sur éprouvette
Flamanville	n.c.		4	2
Chooz	4	3	2	3
Civaux B11	2	1	1	1
Civaux BHP	3	4	5	5
Penly	1	2	3	4

On remarque donc que les résultats sont globalement cohérents à quelques permutations circulaires près. Une analyse plus fine (Granger, 1991a)[9], essayant de corriger l'effet de l'âge de chargement n'a malheureusement guère permis de tirer plus d'information sur ces essais. Par ailleurs, nous avons réalisé un suivi de la microfissuration des carottes de béton en fonction du temps par la méthode de la simple réplique (Escadeillas, 1988). Les principaux résultats sont présentés dans le **tableau 17**.

Tableau 17 : Longueur de microfissuration sur les carottes de béton chargée en fluage total (méthode de la simple réplique). La longueur est donnée en 10^{-6} µm pour 1 µm² étudié.

Centrale \ âge	**to**	**to + 2 mois**	**to + 10 mois**
Chooz	27	45	221
Flamanville	90	1092	1593
Civaux BHP	6	89	104
Civaux B11	58	115	229
Penly	77	608	847



[9] Rapport d'avancement de thèse.

Les résultats précédents laissent penser, tout d'abord, que les carottes sont relativement saines au temps initial où commence l'essai de fluage total puisque la longueur de microfissuration mesurée au temps t_0 est jugée très faible. Ceci nous rassure en ce qui concerne la validité des essais, puisque les éprouvettes n'ont vraisemblablement pas subies des gradients de teneur en eau trop importants, qui auraient entraîné une microfissuration de peau inévitable (*cf.* Deuxième partie, Chapitre IV).

On constate une évolution très différente de la microfissuration de peau des différents bétons. En particulier, Flamanville et Penly présentent une évolution très forte, voire inhabituelle pour ces types de béton. La fissuration ayant pour conséquence de réduire les déformations induites par des déformations imposées, il semblerait donc que les déformations potentielles de ces deux bétons soient encore plus fortes que la **figure 6.2** ne le laisserait supposer.

L'analyse de la microfissuration par analyse d'image permet de tracer des rosaces (**Annexe 5**) qui donnent des renseignements sur l'orientation préférentielle des microfissures. Dans notre cas, une telle analyse laisse penser que la fissuration observée est globalement isotrope (alors que l'on s'attendrait plutôt à une fissuration verticale (Sicard, 1992) (*cf.* Deuxième partie, chapitre IV)). De plus, on constate que les fissures apparaissent préférentiellement aux interfaces pâte / granulat qui constituent les points de plus faible résistance du composite.

Cependant, la technique de la simple réplique (**Annexe 5**) ne permet pas d'obtenir d'informations sur l'ouverture des fissures et ne permet donc pas de savoir si certaines microfissures se referment au cours du chargement. Il est donc difficile de pousser l'analyse plus loin. Nous reviendrons cependant plus en détail sur ces problèmes dans le chapitre consacré au retrait de dessiccation.

Figure 6.1 : Résultats de fluage propre sur les carottes de bétons étudiées.

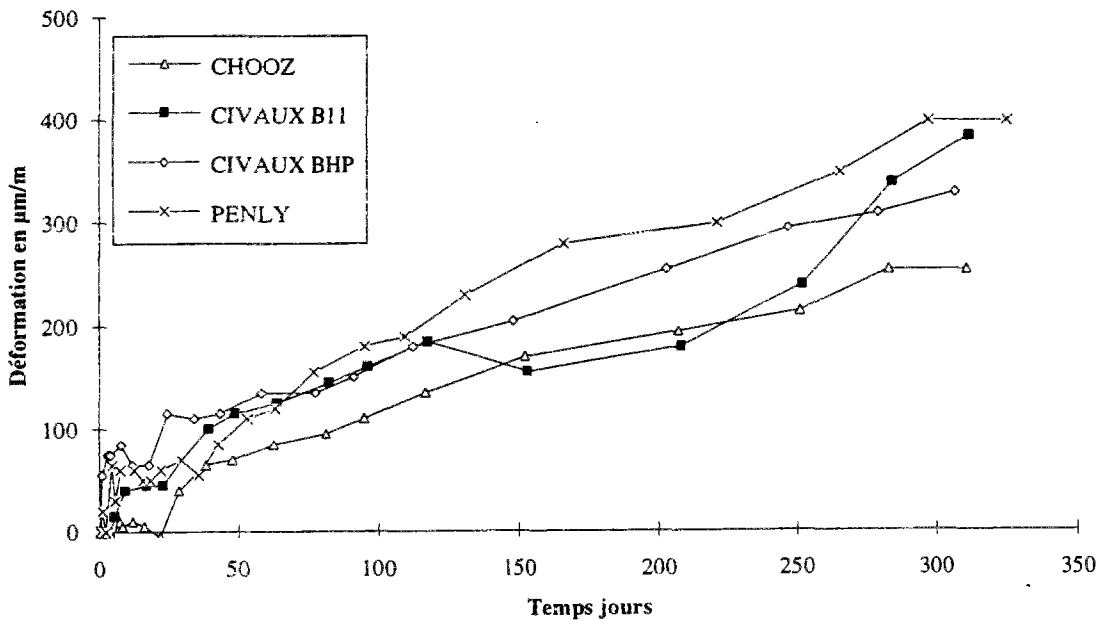
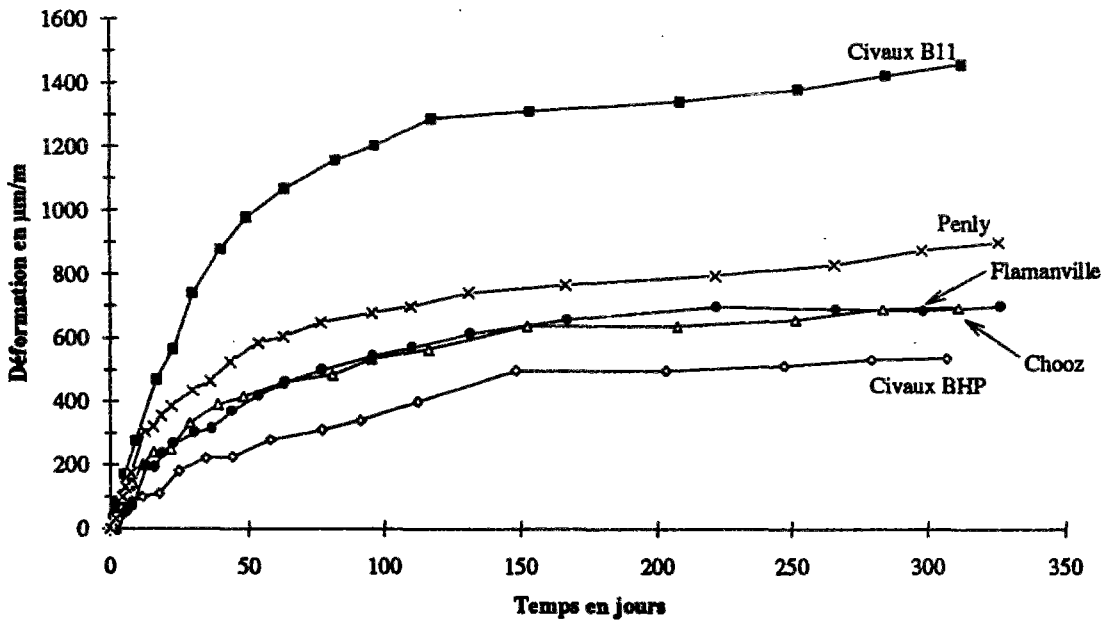


Figure 6.2 : Résultats de déformation totale (fluage + retrait) sur les carottes de bétons étudiées. La contrainte appliquée est égale à 12 MPa.



2.7 Résultats ; comparaison avec les données du CEMETE

Les principaux résultats mécaniques sur les bétons d'enceinte réalisés au LCPC ont été reportés en **tableau 18.1** ; on trouvera un récapitulatif des essais réalisés par le CEMETE en **tableau 18.2.**

Tableau 18.1 : Essais mécaniques sur bétons reconstitués réalisés au LCPC sur éprouvette 16x32.

Centrale	f_c 28 j (MPa)	f_c 1 an (MPa)	Module 28 j (GPa)	Module 1 an (GPa)	Coef. de Poisson (28 j)	Fendage 90 j (MPa)
Chooz	43,5	47,9	38,6	40,8	0,210	3,8
Penly	34,3	40,6	36,2	39,5	0,190	3,4
Civaux BHP	64,5	75,7	36,7	39,5	0,245	3,8
Civaux B11	40,2	49,0	33,7	36,4	0,248	3,7
Flamanville	53,4	61,2	31,9	37,3	0,194	4,0
Paluel	43,0	53,6	38,4	44,0	0,210	3,8

Tableau 18.2 : Essais mécaniques réalisés par le CEMETE à l'époque de la construction

Centrale	f_c 28 j (MPa)	f_c 1 an (MPa)	Module 1 an (GPa)	Fendage 90 j (MPa)
Chooz	45,8	57,1	43,3	4,2
Penly	46,2	61,7	42,2	4,1
Civaux BHP	59,5	-	-	-
Civaux B11	42,0	49,4	34,6	3,6
Flamanville	50,3	63,3	34,4	4,1
Paluel	52,8	-	38,4	4,1

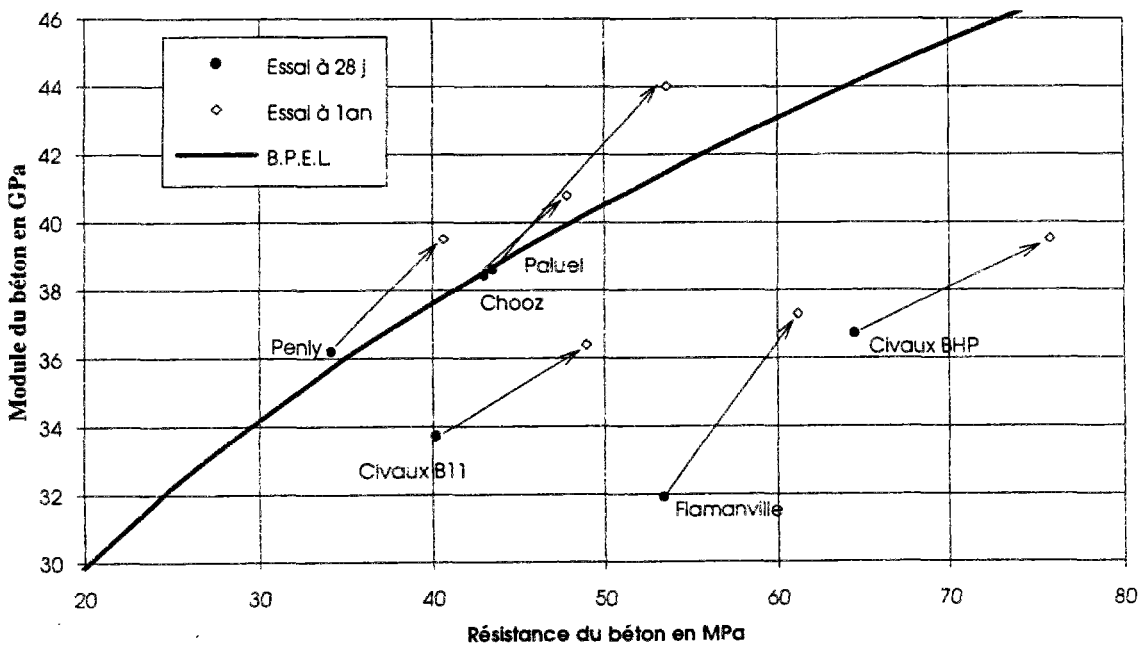
Ces résultats amènent les commentaires suivants :

1. Dans un premier temps, il est intéressant de comparer le couple (Module, Résistance) de chaque béton par rapport à ce que prévoit le règlement BPEL (**figure 7**):

$$E_{BPEL} = 11000\ R_c^{\ 1/3} \qquad \text{(II-8)}$$

On constate une forte disparité entre les différents bétons étudiés puisque les résistances s'étalent entre 35 à 75 MPa et les modules de 32 à 41 GPa. Par ailleurs, entre les essais à 28 j et les essais à 1 an, on observe une augmentation moyenne de résistance de l'ordre de 15 % et une augmentation moyenne du module de l'ordre de 10 %. On constate enfin sur cette étude que le règlement BPEL a tendance à surestimer le module des bétons ayant une forte résistance.

Figure 7 : Comparaison du couple (E , R_c) pour les différents bétons avec le règlement BPEL.



2. Les valeurs obtenues au LCPC sur les bétons reconstitués sont relativement proches des valeurs obtenues par le CEMETE lors de la construction, qui prévoit cependant des valeurs statistiquement plus fortes notamment pour le béton de Penly.
A notre sens, ce type de différence est principalement due aux conditions de conservation des éprouvettes : dans l'eau pour le CEMETE, en autodessiccation pour le LCPC. On peut cependant recenser 4 autres causes (mineures selon nous dans ce cas de figure) à ces disparités:
- la qualité des interfaces (surfaçage ou rectification mécanique) ;
- la qualité des presses (notamment la précision sur la lecture de l'effort) ;
- la qualité de l'instrumentation ;
- les éventuelles différences dans le mode opératoire de l'essai (cyclage ou non pour la détermination du module d'Young).
Il est cependant intéressant de noter que le point où la différence est la plus marquée est la résistance en traction (mesurée par fendage dans les deux cas) puisque le CEMETE obtient systématiquement des résistances en traction plus fortes de 0,1 à 0,7 MPa.

3. Expérimentalement, on constate des modes de rupture différents suivant le type de béton : rupture transgranulaire pour les bétons de Civaux, de Chooz et de Flamanville alors que les bétons de Penly et de Paluel présentent à la fois des déchaussements et des ruptures transgranulaires.

4. Le béton de Penly présente la plus forte porosité (vraisemblablement due à un très fort e/c de l'ordre de 0,58 couplé à une forte porosité des granulats utilisés) et une valeur de l'air occlus très importante (3%) par rapport aux autres bétons. Ceci explique en partie la faible résistance en compression mesurée à 28 j.

5. On constate d'emblée que les essais sur carotte donnent des résultats systématiquement inférieurs de 8 à 16 % à ceux obtenus par ailleurs. Cependant, on constate que le classement des différents bétons est globalement conservé. Les résultats sont donc cohérents. Pour expliquer ce fait nous voyons plusieurs raisons, que nous avons classées par ordre d'importance décroissante :

   a. Le coulage a eu lieu in situ et non en laboratoire, on peut s'attendre à une vibration moins bonne et donc à une plus grande dispersion des résultats. Nous ne disposons ici que de 2 essais.

   b. Nous travaillons avec des éprouvettes carottées qui ont donc subi des sollicitations peu banales.

   Les deux premiers points sont par ailleurs confirmés par des essais de module réalisés au LCPC par J. -M. Torrenti (Torrenti, 1991) sur des carottes de Flamanville ; il avait obtenu les résultats suivant :

   Flamanville tranche 1 : E = 26,1 GPa
   Flamanville tranche 2 : E = 33,6 GPa

   c. Dans un essai de fluage, on mesure préférentiellement un module sécant toujours inférieur à un module obtenu en effectuant des cycles.

   d. La mesure étant précise à 10.10^{-6}, il en résulte une incertitude sur le module de 2 %.

2.8 Interprétation des résultats grâce à un modèle de milieu composite

2.8.1 Présentation succincte de deux modèles

Il existe un très grand nombre de modèles de milieu composite dans la littérature ; on se reportera par exemple à (Le Roy, 1994) pour une bibliographie plus complète. A la différence de certains travaux purement empiriques (Baalbaki, 1991), les modèles de composites à deux phases (matrice / granulat) permettent d'appréhender la détermination des caractéristiques (mécaniques, thermiques etc.) des matériaux d'une façon beaucoup plus physique et donc chargée de sens. Plus que cela, ils amènent les ingénieurs à se poser les bonnes questions quant aux bons paramètres qui ont un rôle à jouer dans le processus physique que l'on cherche à qualifier et à quantifier.

Concernant la détermination de la caractéristique mécanique prépondérante[10] dans l'étude du matériau béton, le module d'Young, nous avons sélectionnés deux modèles que nous ne détaillerons que très peu.

1. Le modèle de la "pêche inversée" (**figure 8**) (de Larrard, 1992 ; Le Roy, 1995) est une adaptation du modèle des sphères emboîtées proposé par Hashin (Hashin, 1962) permettant de prendre en compte, dans la modélisation, le fait que les inclusions aient une compacité (concentration) maximale, du fait de leur forme, strictement inférieure à 1. Si g est la concentration en granulat, g est toujours inférieur à g* : compacité maximale du squelette granulaire. Cette compacité maximale peut être évaluée grâce à la formule de Caquot :

$$g^* = 1 - F\left(\frac{d}{D}\right)^p \qquad \text{(II-9)}$$

avec (de Larrard, 1993) :

type de granulat	F	p
Roulés	0,39	0,22
Concassés	0,45	0,19

En faisant les approximations[11] $\upsilon_{béton} = \upsilon_{matrice} = \upsilon_{granulat} = 0{,}2$, on obtient alors l'expression suivante pour le module du béton en fonction de E_p : module de la pâte, E_g : module du granulat, de g : la concentration en granulat et de g* :

$$E_b = \frac{\left(1+\frac{g}{g^*}\right)E_{max} + \left(1-\frac{g}{g^*}\right)E_p}{\left(1-\frac{g}{g^*}\right)E_{max} + \left(1+\frac{g}{g^*}\right)E_p} E_p \qquad \text{(II-10)}$$

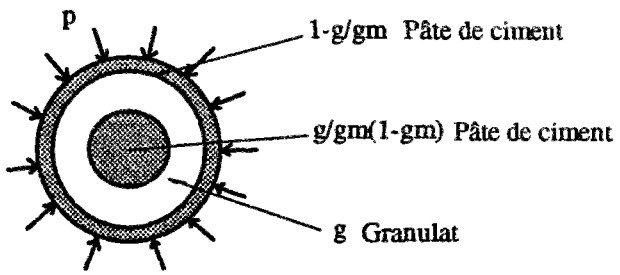
Avec E_{max}, le module du béton lorsque g = g*

[10] Le coefficient de Poisson est difficile à mesurer et la dispersion sur les essais est relativement importante. On prend bien souvent, par simplicité (ou par ignorance) une valeur forfaitaire de 0,2.

[11] Cette hypothèse forte et très simplificatrice est cependant nécéssaire pour obtenir de bons résultats vu la forte dispersion constatée expérimentalement sur les coefficients de Poisson (Galuser, 1993).

$$E_{max} = \frac{(2-g^*)E_p + g^* E_g}{g^* E_p + (2-g^*)E_g} E_g \qquad \text{(II-11)}$$

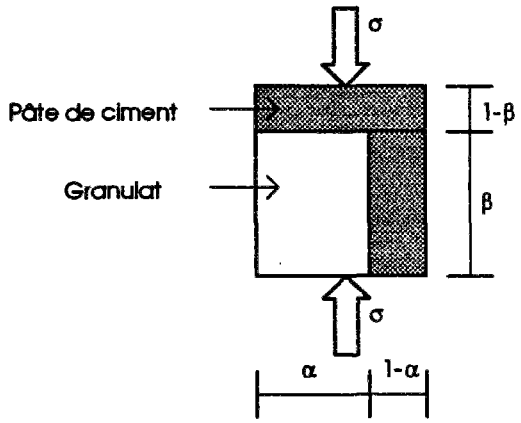
Figure 8 : Modèle de la "pêche inversée" d'après (de Larrard, 1992).



2. Le deuxième modèle, plus simple est un modèle parallèle série[12] (Granger, 1994) (**figure 9**). Une partie de matrice en concentration $1-\frac{g}{g^*}$ apparaît en série avec le granulat alors que l'autre partie en concentration $(1-g^*)\frac{g}{g^*}$ se trouve en parallèle avec le granulat. Le module se calcule aisément de la façon suivante :

$$\frac{1}{E_b} = \frac{1-\beta}{E_p} + \frac{\beta}{(1-\alpha)E_p + \alpha E_g} \; ; \; \alpha = g^* \; ; \; \beta = \frac{g}{g^*} \qquad \text{(II-12)}$$

Figure 9 : Modèle parallèle série d'après (Granger, 1994).



2.8.2 Comparaison avec les résultats expérimentaux

Les valeurs utilisées pour comparer les deux modèles avec l'expérience sont reprises dans le **tableau 19** ci-dessous.

[12] Pour plus de précision, on se reportera en annexe 2.

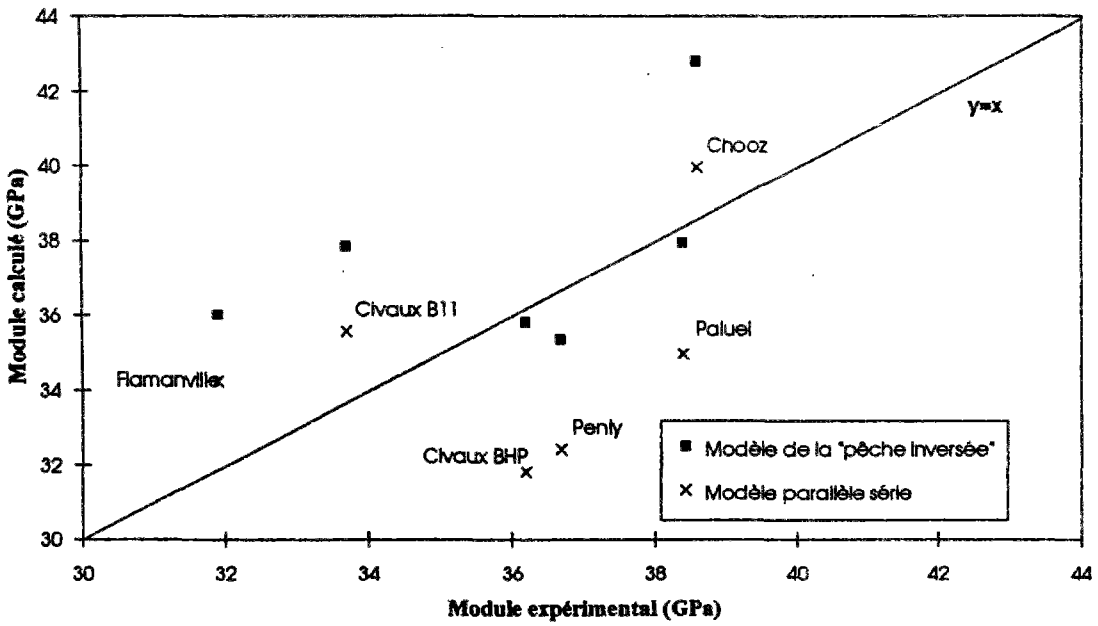
Tableau 19 : Comparaison modules expérimentaux / modules calculés.

Caractéristiques	Chooz	Penly	Flamanville	Paluel	Civaux B11	Civaux BHP
Ciment	350	350	375	375	350	266
Eau	190	202	180	180	195	161
Adjuvant		1,15	1,5	1,56	1,225	9,98
Graviers	1130	1012	1040	1048	1100	1133
Sable	792,93	591,47	743,16	709	629,18	637,33
Fillers	42,93	60,53	51,84	63	142,82	201,67
Fumée de silice						40,3
air occlus	0,9	3	1,1	2,1	2,9	1,9
Total kg	2506	2217	2392	2377	2418	2449
Densité	2402	2276	2406	2306	2334	2376
Vol. réel	1043	974	994	1031	1036	1031
Vol. de Pâte /m^3	**298**	**353**	**313**	**313**	**326**	**282**
Densité granulat	2,68	2,64	2,69	2,57	2,68	2,67
Vol. de Matrice	**313**	**376**	**333**	**336**	**377**	**356**
g	0,687	0,624	0,667	0,664	0,623	0,644
D max. (mm)	20	25	25	25	25	25
E granulat	70	65	55*	65	61	61
g*	0,836	0,884	0,842	0,884	0,842	0,842

* : valeur moyenne entre un granulat sain et un granulat très altéré

Les résultats sont présentés en **figure 10**. Globalement, les deux modèles donnent des résultats corrects sans pour autant réussir à classer les différents bétons. Cependant, le modèle de la "pêche inversée" qui donnait d'excellents résultats sur les modules des BHP (de Larrard, 1992) a tendance à surestimer légèrement les modules expérimentaux. Il faut vraisemblablement rapprocher cette constatation du fait que les BHP ne présentent pas une interface pâte / granulat aussi marquée que les bétons ordinaires. Il est cependant difficile de prendre en compte d'une manière explicite cette interface. De surcroît, les bétons testés dans (de Larrard, 1992) étaient constitués du même type de granulat et le module de la pâte n'était pas mesuré expérimentalement. Le modèle parallèle série, pourtant moins physique, donne dans ce cas-là des résultats très légèrement meilleurs (la prévision est à 5 GPa). Sa structure, moins raide que le modèle de la "pêche inversée" semble mieux s'adapter aux bétons ordinaires. Le cas de Flamanville et de Paluel ("inputs" presque identiques dans les modèles) nous permet de constater que le facteur minéralogie du granulat, en plus de son seul module, n'est pas négligeable. Il est cependant encore très difficile de faire intervenir ce facteur dans de tels modèles !

Figure 10 : Comparaison simulations / expérience pour les deux modèles testés.



2.9 Essais de porosimétrie au mercure

a) Mode opératoire, remarques

L'essai de porosimétrie au mercure à lieu sur un échantillon de béton de 1 à 2 cm^3 préalablement séché à l'étuve à 50°C puis mis pendant quelques jours dans un dessiccateur à vide sur silica-gel. Cet essai permet de mesurer la porosité totale du béton et de se faire une idée sur la distribution du diamètre des pores. Les essais ont été effectués en deux temps :

1. Au "Macropore unit 120" : la montée de 0 à 1 bar de pression permet de mettre en évidence les pores de rayon d'entrée compris entre 1,8 et 60 microns.

2. Au "Porosimètre 2000" : la pression monte jusqu'à 2000 bars et l'analyse permet d'obtenir la répartition des pores de 0,0037 à 7,5 microns de rayon d'entrée.

Quelques remarques s'imposent à propos de cet essai :

1. Il a été montré expérimentalement que les valeurs de la porosité et de la distribution des pores dépendaient fortement du mode de préparation du matériau. Ainsi, il est pratiquement certain que le passage dans le dessiccateur à vide ne permet pas de garder d'une façon intacte la complexité du réseau poral. Sans plus d'information, nous préférerons donc mener une analyse comparative entre les différents bétons.

2. Lors de la mesure de la porosité par des méthodes de pénétration ou de saturation, seule la porosité connectée du matériau est accessible.

3. Vu le faible volume d'échantillon introduit dans le porosimètre à mercure, l'essai est quelque peu critiquable pour un matériau comme le béton qui certes peut être considéré comme homogène, mais à une échelle bien supérieure. Enfin, le choix des morceaux à introduire (de la matrice principalement) est laissé au savoir faire de l'expérimentateur. Les granulats constituant les bétons ayant déjà été analysés.

4. Le calcul de la distribution du diamètre des pores et de la surface spécifique n'est possible qu'en faisant une hypothèse *a priori* sur la forme des capillaires. Dans notre cas, les pores sont supposés cylindriques.

b) Résultats et interprétation

Les principaux résultats de porosimétrie au mercure ont été reportés en **tableaux 20 et 21.** Les essais ont été réalisés à 6 mois. Les différentes courbes sont présentées en annexe. On constate tout d'abord une relative uniformité dans les porosités des différents bétons ; seul le BHP de Civaux se détache du lot avec une porosité bien inférieure ; la porosité la plus forte est obtenue pour le béton de Penly qui a le plus important e/c = 0,58.

Tableau 20 : Résultats des essais de porosimétrie au mercure

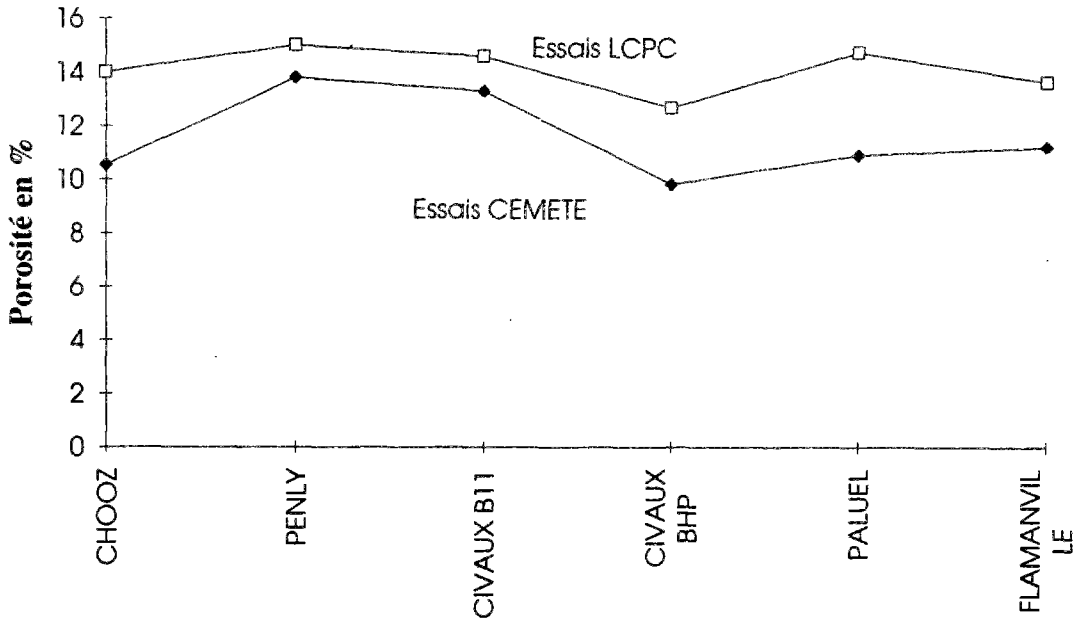
Centrale	Densité béton*	Porosité totale (%)	Porosité granulat (%)	Densité granulat**	Densité béton**
Chooz	2,22	10,54	1,28	2,71	2,40
Penly	2,06	13,81	4,42	2,43	2,27
Civaux BHP	2,25	9,87	3,67	2,57	2,37
Civaux B11	2,17	13,33	3,67	2,57	2,31
Flamanville	2,20	11,27	1,33	2,63	2,41
Paluel	2,16	10,97	4,02	2,52	2,31

* : mesurée sur éprouvette 16x32
** : mesurée lors de l'essai de porosimétrie au mercure

Tableau 21 : Essais de porosimétrie au mercure sur béton ; comparaison avec les résultats du CEMETE.

Centrale	Essais CEMETE Porosité totale(%) 1 an	Essais LCPC Porosité totale(%) 6 mois
Chooz	10,54	14,0
Penly	13,81	15,0
Civaux BHP	9,87	14,6
Civaux B11	13,33	12,7
Flamanville	11,27	14,8
Paluel	10,97	13,7

Figure 11 : Comparaisons graphiques des résultats du LCPC et du CEMETE.



On peut cependant noter (**tableau 20**) que la densité de l'échantillon utilisé pour la mesure de la porosité est systématiquement inférieure à celle du béton que l'on a mesurée sur cylindre et qui est, elle même, inférieure à celle des granulats qui entrent dans sa composition ; ceci s'explique par le mode opératoire, puisque dans le choix de l'échantillon on essaye d'éviter au maximum de prendre des granulats. En ce sens, les résultats sont quelque peu critiquables. On parlera donc plutôt de porosité de matrice plutôt que de porosité de béton.

La comparaison avec les résultats obtenus par le CEMETE (**figure 11**) s'explique en partie par la poursuite de l'hydratation entre 6 mois et 1 an. On constate en effet un écart systématique, de l'ordre de 20 à 40%, entre les porosités obtenues au LCPC et au CEMETE. Cet écart est aisément explicable par un remplissage des pores du matériau lors de la poursuite de l'hydratation. On se reportera en particulier aux travaux de Granju (Granju, 1978).

Enfin, lors de la réalisation des essais, on a constaté une différence de cohésion pâte / granulat suivant le type de béton ; les bétons de Chooz, Civaux (B11 et BHP) comprenant des granulats calcaires, présentaient une meilleure cohésion que les bétons de Penly ou de Paluel, dont les granulats siliceux avaient tendance à se désolidariser beaucoup plus facilement, laissant apparaître une empreinte d'allure spongieuse. Ceci s'explique vraisemblablement par une densification de l'auréole de transition, pour des granulats calcaires qui ont une affinité naturelle pour le ciment. Il est à noter cependant que l'on ne retrouve pas ces résultats aussi clairement sur les résistances en traction mesurées sur béton.

3. Conclusions

Pour conclure, il nous semble important de donner une première réponse à la question centrale que l'on doit se poser sur la représentativité des bétons reproduits en laboratoire par rapport aux bétons réellement mis en oeuvre sur chantier lors de la construction. On peut résumer les différentes informations qui sont en notre possession sur un tableau à 3 entrées : la provenance des granulats et leur représentativité par rapport aux granulats de l'époque, les résultats des essais sur béton frais et les résultats des essais mécaniques. On se reportera au **tableau 22** sur lequel on compare les caractéristiques de nos bétons par rapport aux résultats obtenus par le CEMETE. Au stade où nous en sommes, et avec les résultats dont nous disposons, nous sommes plutôt confiants quant à la bonne représentativité des bétons reconstitués en laboratoire.

Tableau 22 : Représentativité des bétons reconstitués en laboratoire.

Centrale	**Représentativité des granulats**	**Essais sur béton frais (slump, teneur en eau)**	**Essais mécaniques, comparaison CEMETE**
Chooz	bonne, approvisionnement identique	bonne représentativité	bons
Civaux B11	très bonne, centrale en construction	slump un peu fort	bons
Civaux BHP	très bonne, centrale en construction	slump fort : problème du contrôle de la teneur en eau	bons
Flamanville	approvisionnement identique mais granite faciès trop sain, sable de dune différent	bonne représentativité	bons
Paluel	provenance des silico-calcaires différente	slump faible : problème d'absorption granulaire ou de teneur en eau	bons
Penly	bonne, approvisionnement identique	slump un peu faible	R_c faible R_t faible

Deuxième Partie :

Les déformations différées du béton : nature physique et modélisation

Introduction

Dans cette partie, nous allons nous pencher sur les différentes déformations différées qui apparaissent dans le béton au cours de sa vie, les retraits au jeune âge tout d'abord (retrait endogène et retrait thermique), le retrait de dessiccation avec la modélisation du séchage et, dès qu'il subit des contraintes, le fluage propre et le fluage de dessiccation. Ce faisant, nous consacrons par la suite, classiquement, un chapitre pour chacune des déformations différées. Ainsi, pour calculer la déformation totale ε, on écrira :

$$\varepsilon = \varepsilon_{\text{élastique}} + \varepsilon_{\text{ret. thermique}} + \varepsilon_{\text{ret. endogène}} + \varepsilon_{\text{ret. de dessiccation}} + \varepsilon_{\text{fl. propre}} + \varepsilon_{\text{fl. de dessiccation}}$$

Ce découpage, habituel dans l'esprit des gens, provient principalement du fait qu'à chacune des déformations, on associe **un** mécanisme physico chimique principal qui pilote la cinétique de la déformation, à ne pas confondre avec le mécanisme mécanique responsable de la déformation. Nous allons voir par exemple que le mécanisme pilote du retrait endogène est la poursuite de l'hydratation, alors que le mécanisme directement responsable du retrait en tant que tel est lié à des phénomènes de tension capillaire. Ainsi, il paraît naturel de considérer, c'est d'ailleurs la façon dont les essais sont dépouillés, que chaque mécanisme "pilote" peut être étudié séparément. L'équation ci-dessus traduit donc fondamentalement une somme sur des mécanismes physico chimiques très faiblement couplés.

Cette approche est cependant illusoire, et le puriste y verrait beaucoup à redire, tant les phénomènes physico-chimiques mis en jeu dans le béton sont irrémédiablement couplés et interagissent les uns avec les autres, l'hydratation avec le séchage, le séchage avec l'état de

contrainte, le séchage avec le fluage etc... Ainsi, rien n'assure par exemple que le fait d'appliquer une contrainte sur le béton ne va pas perturber son hydratation, et la valeur du retrait endogène, mesuré en laboratoire sur une éprouvette non chargée, n'est pas forcément transposable sur une éprouvette chargée. Une approche parfaite, permettant de prendre en compte tous les couplages dans un même modèle global, n'existe pas encore et ne débouchera sans doute pas avant plusieurs années. Elle nécessiterait la résolution d'un imposant système différentiel, mais surtout, les mécanismes et les différents couplages ne sont pas encore tous déterminés, et, ceux qui le sont, nécessitent, pour les quantifier, la détermination d'un grand nombre de paramètres. Or, dès que le nombre de couplages dépasse un, l'expérimentation devient très difficile, coûteuse en temps et en matériel !

Tel n'est pas notre but dans cette étude ! Dans bien des cas, nous verrons qu'il est possible de considérer, en toute bonne foi, et nous ferons les hypothèses qui vont dans ce sens, que les couplages évoqués ci-dessus sont souvent négligeables ou sont de faux couplages, prépondérants dans un seul sens. C'est cette approche, qualifiée bien souvent d'approche "Ingénieur", au bon sens du terme, qui s'impose pour notre problème, et que nous privilégierons.

Par ailleurs, il est bon de faire remarquer que les phénomènes physico-chimiques qui sont à l'origine des déformations différées sont très loin de faire l'unanimité dans la communauté scientifique internationale. Dans notre analyse, nous avons bien souvent dû privilégier telle théorie plutôt que telle autre, qui nous a semblé plus fondée, mieux étayée scientifiquement ou plus couramment admise. Dans tous les cas, nous avons, tant que faire se peut, essayé de clarifier nos hypothèses. Les résultats que nous présentons en dépendent fortement !

Enfin, pour chacune des différentes déformations différées, nous avons essayé de respecter un même plan qui rassemble les différents points suivants :

- Une description des phénomènes physico chimiques
- L'influence des paramètres de composition du béton
- Les problèmes liés à la mesure
- La modélisation : mise en équation et résolution numérique
- Le passage éprouvette - structure

A. Les déformations différées du béton au jeune âge

Introduction

Le retrait endogène[1] et le retrait thermique sont les deux premiers phénomènes (désordres) physico-chimique auxquels le béton est soumis dès les premiers instants de la prise (Acker, 1988). Ils sont cependant d'une durée inégale[2] : de quelques heures à quelques jours pour les structures les plus épaisses dans le cas du retrait thermique et de 3 mois à 1 an pour le retrait d'hydratation. Pour notre étude[3], ils ne jouent pas directement un rôle dans les déformations différées à long terme du matériau (le long terme à l'échelle de la centrale nucléaire étant plutôt de l'ordre du demi siècle) car on considérera bien souvent que les phénomènes chimiques liés à l'hydratation sont terminés lors de la mise en précontrainte (≈ 2 ans) de la structure). Le retrait thermique et le retrait d'hydratation du béton ont néanmoins une importance non négligeable sur l'état dans lequel nous "retrouverons" le matériau au moment du décoffrage et au moment où commence la mise en précontrainte de la structure. Des contraintes et des fissures peuvent apparaître, liées à des phénomènes de retraits empêchés et de retraits différentiels ; ces contraintes, qu'il nous faut évaluer, joueront le rôle de contraintes initiales et viendront s'ajouter à celles qui sont liées à la précontrainte. Pour ces contraintes apparaissant au très jeune âge, nous savons que la cinétique de fluage sera relativement rapide (Le Roy, 1995). Elles n'occasionneront donc que très peu de fluage après mise en précontrainte de la structure. Cependant, elles doivent être quantifiées pour évaluer la tenue mécanique de l'ouvrage soumis aux conditions de dimensionnement puisqu'elles viennent s'ajouter (principe de superposition) à celles imposées par la précontrainte.

Par ailleurs, nous verrons par la suite que la connaissance des phénomènes physiques et chimiques qui gouvernent ces deux formes de retrait s'avéreront d'une grande importance quant à

---

[1] Appelé aussi retrait d'hydratation ou retrait d'autodessiccation.

[2] Pour différencier les retraits du béton (du plus rapide au plus lent): retrait thermique, retrait endogène et retrait de dessiccation, on parle parfois (Acker, 1988) de la "méthode des Horaces" par référence à la tragédie de Corneille qui raconte l'affrontement des Horaces et des Curiaces.

[3] Ce ne sera pas le cas pour des structures précontraintes au jeune âge comme le sont bien souvent les structures classiques du génie-civil pour des raisons de rentabilité.

la compréhension des phénomènes liés à la dessiccation et au fluage. Acker dans (Acker, 1988 ; Acker, 1992) ramène en effet, d'une façon peut-être quelque peu optimiste, les déformations de retrait du béton à trois origines principales : l'autodessiccation, l'exothermie de la réaction d'hydratation et le séchage du béton. A ces trois origines, on a bien sûr très envie de rajouter un "mécanisme apparent" qui réduit le retrait observé au niveau microscopique : la fissuration. Les différents phénomènes étant activés par la température. Nous allons dès maintenant passer en revue les effets de la première cause dans les deux prochains chapitres.

Sommaire
Chapitre 1

Le retrait endogène ou retrait d'hydratation du béton

1. Le phénomène physico-chimique 99
   1.1 Introduction 99
   1.2 Analyse fine de la contraction Le Chatelier 100
   1.3 Mécanisme proposé pour le retrait endogène 102

2. Influence de paramètres divers 105

3. Mesure directe du retrait endogène 106
   3.1 les problèmes liés à la mesure 106
   3.2 Principaux résultats pour les six sites étudiés 111

4. Prise en compte dans les structures 112

5. Conclusion 117

Chapitre I

Le retrait endogène ou retrait d'hydratation du béton

1. Le phénomène physico-chimique

1.1 Introduction

Dans sa phase liquide, après fabrication, le béton est un fluide visqueux dans lequel les grains solides et inertes chimiquement (les granulats : graviers, sables, fillers...) sont en suspension dans un liant hydraulique (ou matrice). Cette matrice visqueuse comprend elle-même des particules solides[4] : le ciment, les fumées de silice et les éventuels ajouts pouzolaniques (cendres volantes, laitiers etc...), dispersés dans une phase liquide qui comprend l'eau de gâchage et les fluidifiants. Il est à noter que dès que le ciment anhydre est mis en contact avec l'eau de gâchage, il y a passage en solution des silicates de calcium (C_3S ; C_2S) et des aluminates de calcium (C_3A). Ces derniers vont rapidement se combiner pour former les premiers hydrates d'éttringite (Vernet, 1991, 1992). Cependant, la prise, conventionnellement détectée expérimentalement par l'aiguille de Vicat, ou mieux encore par des mesures de concentrations ioniques, de diffusivité ou de flux de chaleur, n'a lieu qu'une dizaine d'heures après la fabrication et correspond à l'établissement de ponts d'hydrates connexes entre les grains de ciment dans la totalité du matériau (théorie de la percolation) (Acker, 1988).

Au tout début, les grains de clinker sont relativement dispersés dans l'eau de gâchage ou tout du moins ne sont pas contigus. Au cours du temps, l'hydratation des grains de ciment s'accompagne d'une consommation de l'eau de gâchage. Expérimentalement, on constate que le bilan volumique

[4] On préférera ici la séparation (granulats / matrice) à celle plus classique en rhéologie des suspensions : (phases solides / fluide interstitiel). Cette séparation quelque peu arbitraire se justifiera ultérieurement du point de vue mécanique : on sépare ici, d'emblée, la phase ayant un comportement élastique (les granulats) de celle ayant un comportement viscoélastique (la pâte de ciment).

de la réaction est négatif ; c'est la contraction Le Chatelier. Dit simplement, le volume total des hydrates est inférieur de près de 10 % au volume total de ses constituants (Buil, 1979). Mécaniquement, à l'échelle des grains de ciment, le phénomène décrit ci-dessus s'arrête lorsque les ponts d'hydrates formés entre les grains sont suffisamment rigides pour empêcher un éventuel rapprochement relatif des grains. Les conséquences macroscopiques sur les ouvrages sont pratiquement inexistantes[5] puisque dans toute la durée de cette phase, le béton est encore déformable et toute contraction est compensée par un réajustement granulaire du matériau contre les parois du coffrage. D'une manière évidente, les paramètres prépondérants qui pilotent la contraction Le Chatelier sont donc le rapport eau sur ciment (e/c) et la composition du ciment.

1.2 Analyse fine de la contraction Le Chatelier

Essayons d'aller plus loin et de corréler la contraction Le Chatelier aux paramètres principaux de l'hydratation. De manière à mettre en évidence cette contraction, nous exprimerons les lois de la chimie en faisant intervenir les volumes des différentes phases. Soit une pâte de ciment de volume total V_{po} contenant à l'instant initial de l'eau W_0 et du ciment anhydre C_0. Par la suite les volumes seront notés avec des lettres capitales : V, alors que les masses seront notées en minuscules : m.

Le volume initial de pâte V_{po} s'obtient en écrivant :

$$V_{po} = C_o + W_o \qquad \text{(I-1)}$$

à l'instant t, le bilan volumique s'écrit :

$$V_{po} = W(t) + C(t) + H(t) + \delta V_p(t) \qquad \text{(I-2)}$$

où nous avons noté H(t) le volume des hydrates formé par la réaction d'hydratation et $\delta V(t)$ la variation de volume due à la contraction Le Chatelier : notre inconnue !

Or, on sait, depuis Powers (Powers, 1961), que les hydrates sont des structures très fortement poreuses (on parle de gel) : de l'ordre de 32 %. Par ailleurs, l'hydratation complète d'un volume $C_o - C(t)$ de ciment anhydre fournira un volume apparent d'hydrate de l'ordre de 2,15 V. Si l'on tient compte d'une porosité de 32 %, le volume spécifique de solide formé, S sera de l'ordre de :

$$S_\infty = (1 - 0{,}32).2{,}15C_0 = 1{,}462C_o \qquad \text{(I-3)}$$

On note au passage que si la porosité de la pâte est telle qu'il ne reste pas, entre les grains de ciment anhydre suffisamment de place pour permettre Ce foisonnement de 2,15 , l'hydratation s'arrêtera faute de place (Granju, 1989). Par ailleurs, cette porosité est une porosité très fine qui doit être distinguée de la porosité capillaire constituée par l'espace restant libre entre les masses d'hydrates développées à partir des grains de ciment. C'est cette porosité que l'on mesurera à

[5] Le seul problème qui peut être constaté apparaît lorsque des pièces très massives sont adjacentes à des pièces relativement fines : une fissure qui correspond à un tassement de béton frais peut apparaître à la hauteur du décrochement. En effet, la contraction Le Chatelier, proportionnelle à la hauteur de béton dans le coffrage, sera plus importante lorsque la pièce est plus épaisse.

l'aide du porosimètre à mercure. Elle dépend surtout de la compacité du squelette granulaire (de Larrard, 1988).

Pour différencier les deux types de porosité, nous noterons $W = W_{cap}$ l'eau contenue dans la porosité capillaire et W_{gel} l'eau contenue dans la porosité du gel. L'équation (2) devient alors :

$$V_{po} = W_{gel}(t) + W_{cap}(t) + C(t) + S(t) + \delta V_p(t) \qquad \text{(I-4)}$$

avec :

$$\begin{aligned} W_{gel}(t) &= 0,32(W_{gel}(t) + S(t)) = 0,32H(t) \\ W_{gel}(t) &= 0,47S(t) = \frac{0,32}{1-0,32}S(t) \end{aligned} \qquad \text{(I-5)}$$

L'équation (I-4) devient alors :

$$V_{po} = W_{cap}(t) + C(t) + 1,47S(t) + \delta V_p(t) \qquad \text{(I-6)}$$

Enfin, il reste à écrire l'équation de conservation de la masse pour le ciment et pour l'eau :
Pour le ciment, on écrit cette conservation de la masse[6] en se servant des volumes respectifs de ciment anhydre et d'hydrate formé sachant que le volume apparent de l'hydrate est de 2,15 :

$$\frac{C(t)}{3,15} + \frac{1,47S(t)}{2,15 \cdot 3,15} = \frac{C_o}{3,15} \qquad \text{(I-7)}$$

Pour la masse d'eau, on écrit que la quantité d'eau liée chimiquement est de l'ordre de 20 % de la masse de ciment anhydre consommé, sans oublier la quantité d'eau libre bloquée dans la porosité de l'hydrate. Il vient alors :

$$W_{cap}(t) + 0,47S(t) + (0,2 \cdot 3,15 \cdot 1,47/2,15)S(t) = W_o \qquad \text{(I-8)}$$

La résolution du système d'équation (I-1), (I-6), (I-7) et (I-8) fait apparaître un $\delta V(t)$ non nul qui s'exprime de la façon suivante :

$$\begin{aligned} \delta V(t) &= 0,11S(t) \\ \delta V(t) &= 0,13(W_o - W(t)) \end{aligned} \qquad \text{(I-9)}$$

C'est cette variation de volume qui correspond à la contraction Le Chatelier. Elle est directement proportionnelle à la quantité de ciment hydraté ou à la quantité d'eau consommée par hydratation.

Après la prise, les conséquences de la poursuite de l'hydratation au sein de la pâte sont la suite logique de la contraction Le Chatelier à la différence près que les grains de ciment sont fixes les uns par rapport aux autres, plus précisément, ils ne peuvent plus se rapprocher les uns des autres sans subir des déformations mécaniques donc des contraintes. Pour continuer son hydratation, qui se poursuivra pendant les mois qui vont suivre, les grains de ciment continuent à fixer l'eau libre des pores environnants et à colmater progressivement les espaces capillaires. Si l'on néglige la variation de volume occasionnée par le retrait endogène (justifiée puisque d'un ordre de grandeur bien inférieur à la contraction Le Chatelier) on peut considérer que cette évolution se fait alors à volume total apparent quasi constant : pour $t \geq t_p$ (temps ou la prise se produit), on écrira :

---

[6] La densité du ciment anhydre sera prise égale à 3,15.

$$V(t \geq t_p) = V(t_p) = V_{po} - \delta V(t_p) \qquad \text{(I-10)}$$

Les calculs précédents restent bien sûr valables. La contraction Le Chatelier ne pouvant pas avoir lieu, il en résulte la formation d'un volume $\delta V(t) - \delta V(t_p)$ de gaz (air + vapeur d'eau) à l'intérieur du matériau. Ce volume augmente avec l'hydratation. Si l'on considère que la structure de la porosité n'est pas modifiée considérablement, mécaniquement parlant, tout devrait donc se passer comme si le béton avait fictivement perdu une masse d'eau $w = \rho_{H_2O}\left(\delta V(t) - \delta V(t_p)\right)$ par dessiccation, à ceci près que la perte d'eau se fait dans tout le volume et non en peau comme dans le cas du retrait de dessiccation. Elle ne touche donc pas forcément les mêmes rayons de pore. La preuve expérimentale de ce résultat est due à Buil (Buil, 1979). En effet, lorsque l'on reporte la masse d'eau w sur une courbe de sorption/désorption, et que l'on lit en abscisse l'humidité relative h correspondante, il est alors possible de comparer les valeurs de retrait de dessiccation obtenue pour ce type d'humidité à celle du retrait d'hydratation. On constate un même ordre de grandeur. Le retrait d'hydratation est donc un retrait d'auto-dessiccation.

Cependant, ceci ne nous éclaire toujours pas sur le mécanisme qui provoque la contraction dans le cas du retrait endogène (ce n'est plus la gravité puisque l'ordre de grandeur de la force que l'on recherche doit être capable de vaincre la résistance des ponts d'hydrate entre des grains de ciment). Continuons!

1.3 Mécanisme proposé pour le retrait endogène

A chaque instant, lorsque le pore perd se vide en eau (formation des hydrates), la pression de vapeur P_v se calcule de la manière suivante en fonction de la pression de vapeur saturante et de l'hygrométrie h :

$$P_v = hP_{vs}(T) \qquad \text{(I-11)}$$

Puisqu'une partie de l'eau libre des capillaires se vaporise dans l'espace créé par la contraction Le Chatelier, il est logique de trouver que l'hygrométrie relative dans une pâte de ciment conservée en autodessiccation baisse au fur et à mesure que l'hydratation se poursuit. Un important corpus expérimental a été réalisé dans (Atlassi, 1991) ; les résultats principaux sont représentés en **figure 1** où l'on a porté l'hygrométrie interne du béton en fonction du temps pour différents types de ciments et pour un e/c de 0,4 et de 0,6. On constate sur ces graphiques que l'hygrométrie est plus faible pour les mortiers réalisés avec un e/c de 0,4 et que ce sont les ciments les plus riches en C_3A qui donnent une hygrométrie la plus faible. Ceci semble être corrélé avec le fait que le C_3A est le constituant du ciment qui consomme le plus d'eau pour s'hydrater (**tableau 1**).

Figure 1 : Résultats de mesure d'hygrométrie interne du béton en fonction du temps pour différents rapports eau / ciment.

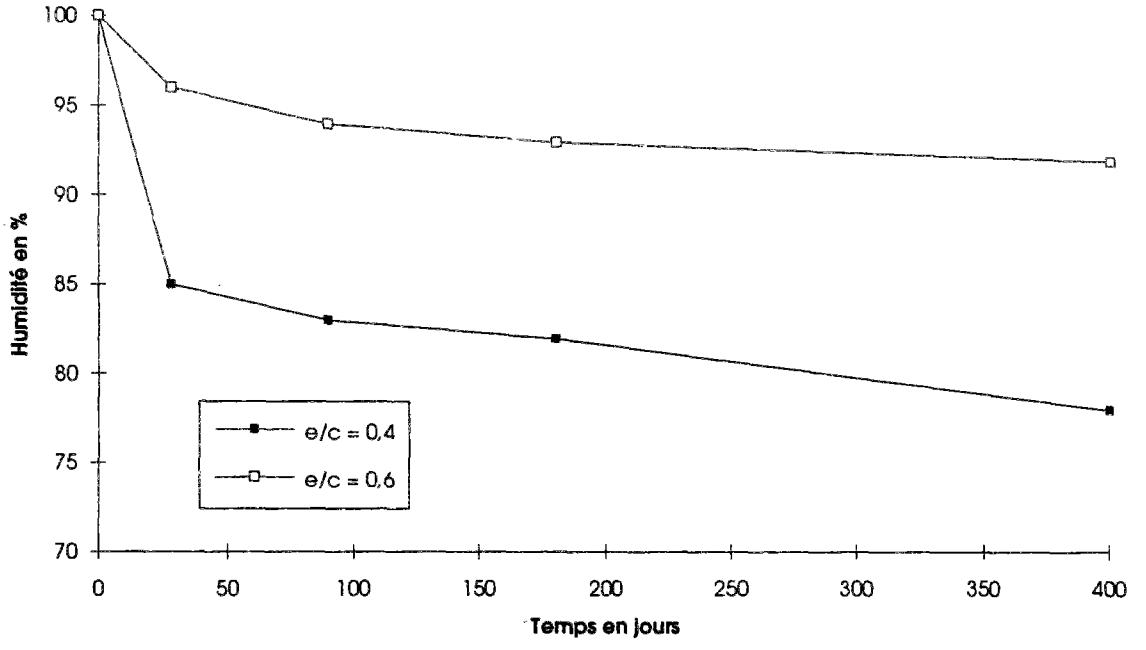


Tableau 1 : Rapport (r = eau consommée / masse du composé anhydre) pour une hydratation complète et pour différents constituants du ciment.

Espèce	r	Proportion classique dans un ciment
C_3S	0,11	68,5
C_2S	0,24	6,1
C_3A	0,40	6,7
C_4AF	0,37	8,7
Filler	0,00	10,0
Ciment	0,21	100,0

Toutefois, il existe une hygrométrie minimale de 75 % HR qui ne peut pas être dépassée, puisqu'en dessous de celle-ci, l'hydratation ne peut plus avoir lieu.

Du fait de la présence des différentes phases, il y a formation d'un ménisque séparant l'eau liquide et la vapeur. La différence de pression entre ces 2 phases de part et d'autre du ménisque (P_c = pression capillaire) est donnée par la loi de Laplace :

$$P_c = P_l - P_{atm} = 2\frac{\gamma}{r} \qquad \text{(I-12)}$$

avec :

γ = 0,0687 N/m : tension superficielle de l'eau
r : rayon moyen du ménisque

Pour une pression capillaire donnée, l'équation (I-12) donne donc accès à un rayon moyen de ménisque donc "*grosso modo*" à un rayon de pore au dessus duquel les capillaires sont désaturés.

Pour calculer P_c on utilise la loi de Kelvin :

$$P_c = \frac{\rho^l RT}{M^v}\ln(h) \qquad \text{(I-13)}$$

avec :

ρ^l = 1000 kg/m3 : masse volumique de l'eau
R = 8,314 SI : constante des gaz parfaits
$M^v = 18.10^{-3}$ kg/mol : masse molaire de l'eau
T : température en K

Si l'on considère que les équations (I-12) et (I-13) sont encore valables lorsqu'on travaille dans des capillaires de diamètres très faibles (de l'ordre 100 à 1000 Å), une application numérique simple montre que l'eau liquide est à une pression négative (traction) relativement grande à l'intérieur des capillaires. Mécaniquement, tout se passe donc comme si l'eau appliquait des traction à la surface la matrice environnante.

Au niveau de l'élément de béton, l'expérimentateur constate alors un raccourcissement isotrope (puisque lié à une pression interne) ; la dépression à l'intérieur des pores a le même effet qu'une précontrainte. Cette précontrainte étant *a priori* isotrope, il en résulte une contraction isotrope du matériau, qui ne dépend pas de la géométrie de l'élément.

Nous montrerons par la suite, dans le chapitre 4 portant sur le retrait de dessiccation, qu'une approche du type milieu poreux appliqué au béton permet de démontrer que le retrait endogène s'exprime alors de la façon suivante :

$$tr(\varepsilon_{re}) = \phi^l \frac{\rho^l RT}{3M^v(1-\phi)K^s}\ln(h) \qquad \text{(I-14)}$$

avec : ϕ : la porosité totale du béton
ϕ^l : la porosité de la phase liquide

K^s : le coefficient de compressibilité du squelette au sens des milieux poreux. Dans notre cas, il s'agit de celui des grains solides qui composent le béton.

Nous reviendrons plus en détail sur les hypothèses sous-jacentes à l'écriture de (I-14).

2. Influence de paramètres divers

Au niveau de la cinétique du phénomène, les paramètres prépondérants sont en grande partie les même que ceux qui pilotent l'hydratation, puisque la contraction Le Chatelier est (équation (I-9)) proportionnelle au volume des hydrates formés. Nous retiendrons en particulier :

- la finesse du ciment
- la teneur en aluminate C_3A[7]
- la présence de retardateur ou d'accélérateur de prise
- la température.

Parmi ces paramètres, la température mériterait un paragraphe spécial. Nous y reviendrons plus en détail dans les chapitres suivants. Mentionnons cependant le fait que, les réactions d'hydratation étant fortement exothermiques, toute augmentation de la température (qu'elle soit exogène ou endogène) favorisera la cinétique de ces réactions. Le retrait endogène étant, nous l'avons vu, paramètré par l'avancement de l'hydratation, il sera d'autant plus fort que le béton sera "vieux" au sens de la maturité μ que nous définirons plus en détail dans le chapitre II.

La valeur finale du retrait endogène dépend principalement du type de ciment utilisé et de la quantité d'eau nécessaire à son hydratation. Ainsi, à dosage en eau fixé, plus le ciment est hydraté, plus il en résulte un retrait d'hydratation important. Par contre, si l'on cherche à se fixer, au niveau de la formulation, un certain rapport e/c, il y a deux phénomènes physiques en compétition. Il est vrai que plus il y aura d'eau disponible plus l'hydratation des grains de ciment sera efficace et donc plus le volume $\delta V(t) - \delta V(t_p)$ sera grand. Par contre, la pression capillaire étant en $\frac{1}{r}$, (r = rayon du ménisque), le facteur prépondérant ici se trouve être la quantité d'eau disponible pour faire chuter l'hygrométrie interne. On sait en effet par expérience (de Larrard, 1988 ; Le Roy, 1994) que les bétons à très bas e/c (e/c = 0,25 à 0,35) comme les bétons à très hautes performances présentent un retrait endogène plus précoce et plus important que les bétons ordinaires bien que l'hydratation des grains de ciment soit relativement vite stoppée par le manque d'eau nécessaire à l'hydratation.

En effet, ces bétons se caractérisent par une porosité très fine due à un très bon remplissage des vides par un squelette granulaire optimisé et du fait de la faible teneur en eau capillaire, l'hygrométrie interne chute relativement rapidement. Ceci se traduit pour les bétons à hautes performances par un isotherme de sorption désorption relativement plat[8] jusqu'à des fortes

[7] L'hydratation du C_3A est en effet très rapide.
[8] A une faible variation de la teneur en eau correspond une forte variation de l'humidité.

humidités relatives (Baroghel, 1994). A l'échelle macroscopique, cet isotherme de sorption désorption ne traduit en effet, rien d'autre que la loi de Laplace à l'échelle microscopique sous une forme "intégrale" (Lassabatère, 1994). Elle relie, en effet, une teneur en eau à une humidité relative alors que la loi de Laplace, couplée avec celle de Kelvin (I-15) relie un rayon de pore, donc un certain remplissage possible, à une humidité relative. Dans un béton avec relativement peu d'eau libre comme les bétons à hautes performances, la consommation de l'eau capillaire lors de l'hydratation va avoir pour conséquence de vider les pores jusqu'à des rayons relativement faibles. D'après (I-12) et (I-13), r et h étant liés par l'équation (I-15),

$$2\frac{\gamma}{r} = \frac{\rho^l RT}{M^v}\ln(h) \qquad \text{(I-15)}$$

il en résulte une forte baisse d'hygrométrie. On voit dès lors que l'humidité va chuter relativement rapidement ce qui explique la pente $\frac{dC}{dh}$ relativement faible de l'isotherme de sorption désorption. On voit aussi que plus les pores sont fins plus la cinétique du retrait endogène sera rapide (en effet, il s'arrête dès qu'il n'y a plus d'eau disponible pour l'hydratation) et plus la valeur finale du retrait sera forte (les pores plus fins seront plus rapidement vidés de leur eau et les tensions qui apparaissent dans la phase liquide sont alors d'autant plus importantes).

Nous retiendrons donc que plus le rapport e/c est faible plus le retrait endogène est fort. Pour donner un ordre de grandeur nous retiendrons des valeurs de l'ordre de 100.10^{-6} de retrait endogène pour les bétons ordinaire et de l'ordre de 150 à 200.10^{-6} pour les BHP et les BTHP (de Larrard, 1988).

3. Mesure directe du retrait endogène

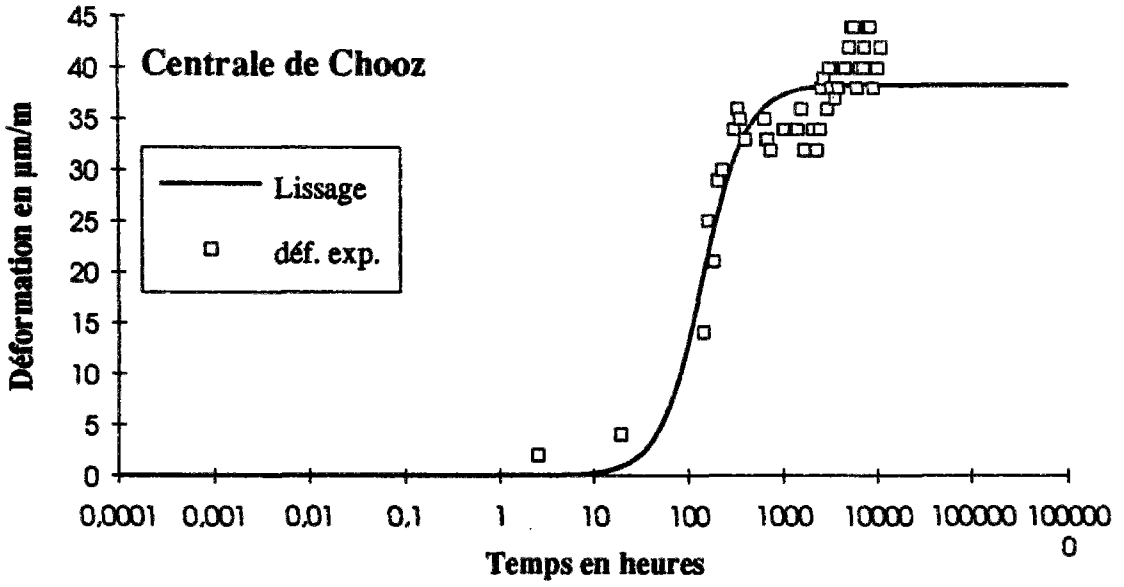
3.1 les problèmes liés à la mesure

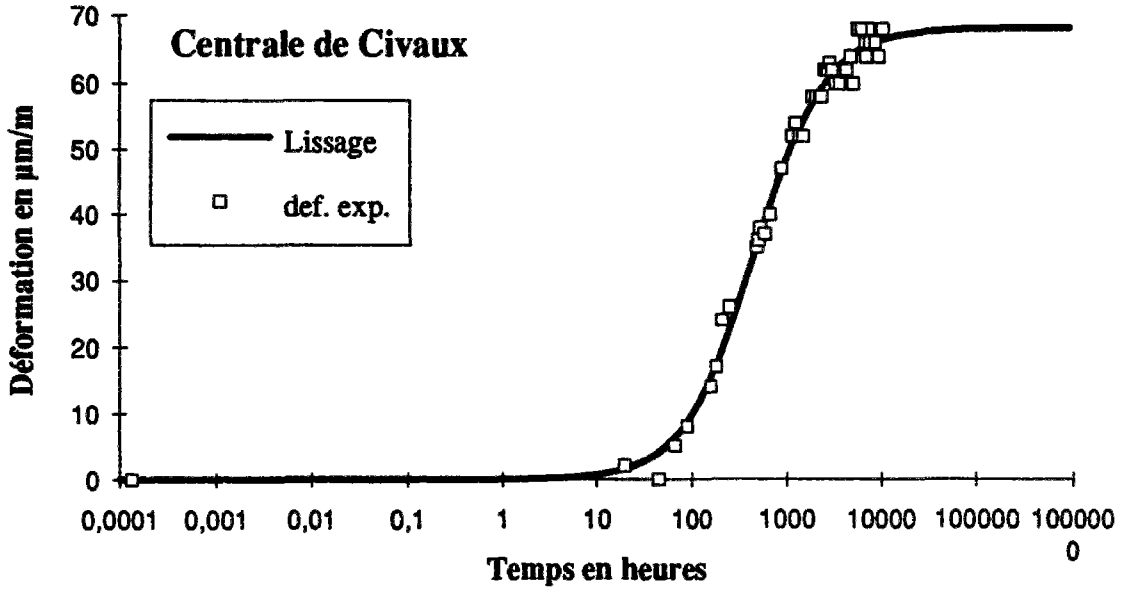
La mesure du retrait endogène est une chose relativement délicate puisqu'il faut à chaque instant retrancher une déformation d'origine thermique, qui se superpose à celle causée par l'hydratation. Ces déformations d'origine thermique sont de deux types : au jeune âge on doit tenir compte du retrait thermique (voir paragraphe suivant) mais, par la suite, il ne faut pas négliger les variations dimensionnelles dues aux éventuelles fluctuations de la température ambiante. Rappelons le dispositif expérimental utilisé au LCPC (**Annexe 6**) pour la mesure des déformations différées. Les essais ont lieu dans une salle climatisée : T = 20°C +/- 1°C et h = 50 % +/- 5 % HR. Les trains de tiges nécessaires pour reporter les déplacements en tête d'éprouvette sont en oxyde de fer dont le coefficient de dilatation thermique (CDT) est de l'ordre de 16.10^{-6}/°C (que l'on doit comparer à celui de l'éprouvette de béton de diamètre 16 cm qui se situe entre 7 et 13.10^{-6}/°C). Ces tiges de 1 cm de diamètre réagissent donc dans le rapport[9] 16^2 fois plus rapidement à un échelon de température de 1°C (échelon maximal permis par la climatisation). Supposons donc une élévation de température de 1°C dans la salle; dans les premiers instants, les tiges se dilatent et l'on mesure donc un gonflement fictif du béton de l'ordre de 16.10^{-6}. Dans un deuxième temps,

[9] Au coefficient de conductivité près qui amplifie encore l'écart !

le béton se dilate lui aussi et la déformation rémanente est la différence des deux CDT soit de l'ordre de 3 à 9.10^{-6}. Ce phénomène explique à lui seul les fluctuations des points expérimentaux obtenus sur les courbes de retrait (voir **figure 2**).

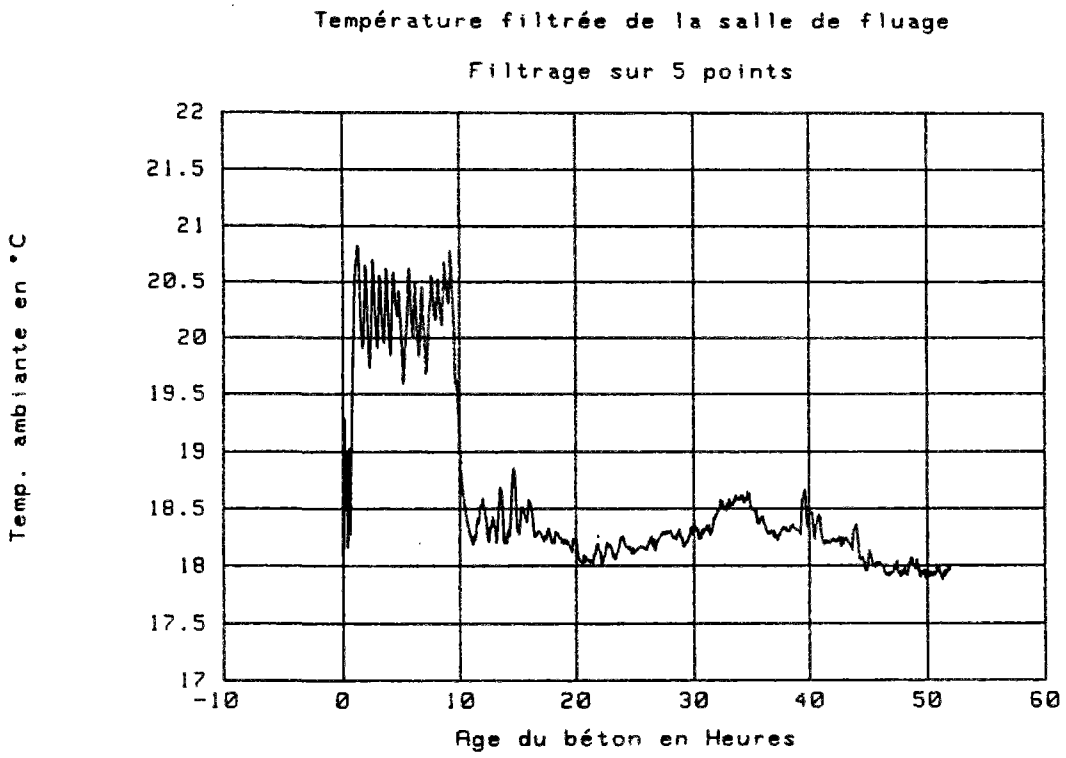
Figure 2 : Courbes brutes de retrait endogène en fonction du logarithme du temps pour la centrale de Chooz et de Civaux.





On a par ailleurs porté (**figure 3.1 à 3.3**) un saut de température observé dans la salle d'essai ; on constate que la température n'est pas uniforme. Cependant pour un CDT[10] de 12.10^{-6} /°C, il est possible de retrancher les déformations thermiques et de corriger entièrement les déformations mesurées. Il est à noter que cette fluctuation disparaît presque totalement sur les courbes de retrait de dessiccation et de fluage lorsque l'on retranche point par point les déformations mesurées sur l'éprouvette de retrait endogène qui prend en compte des effets thermiques. Dans les cas courants, aucune correction thermique n'est réalisée et c'est le fait de lisser la courbe de retrait endogène qui permet de connaître avec précision la valeur du retrait en fonction du temps.

Figure 3.1 : Variation de la température observée dans la salle, mesurée à l'aide d'une sonde de platine.



[10] Calé *a posteriori* pour obtenir une valeur moyenne correcte.

Figure 3.2 : Variation de la température observée dans l'éprouvette à l'aide d'un thermocouple.

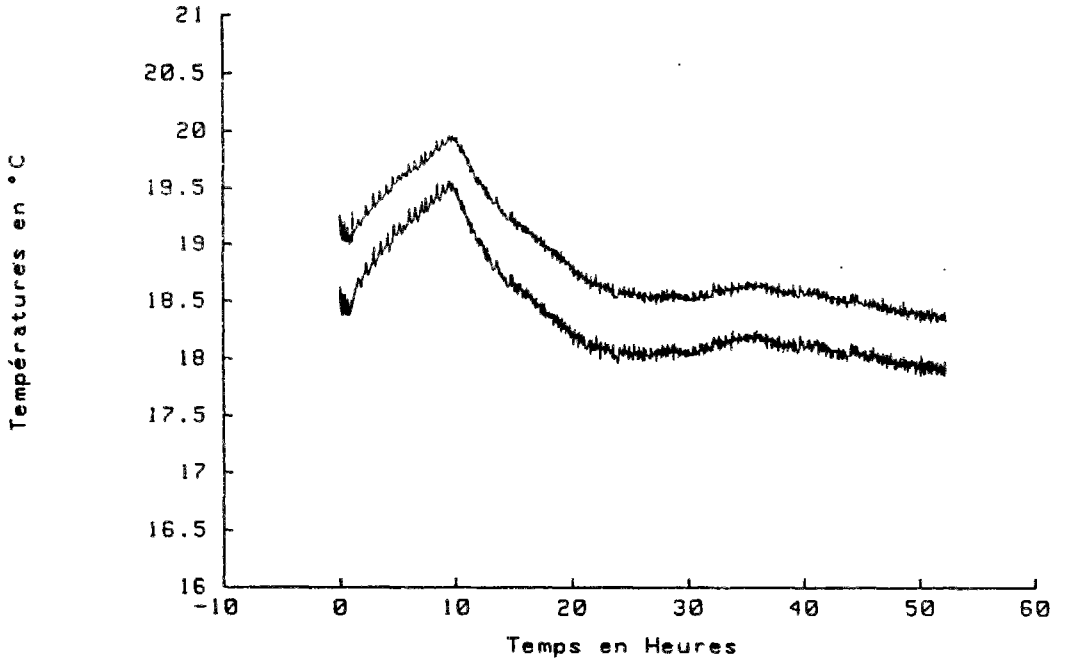
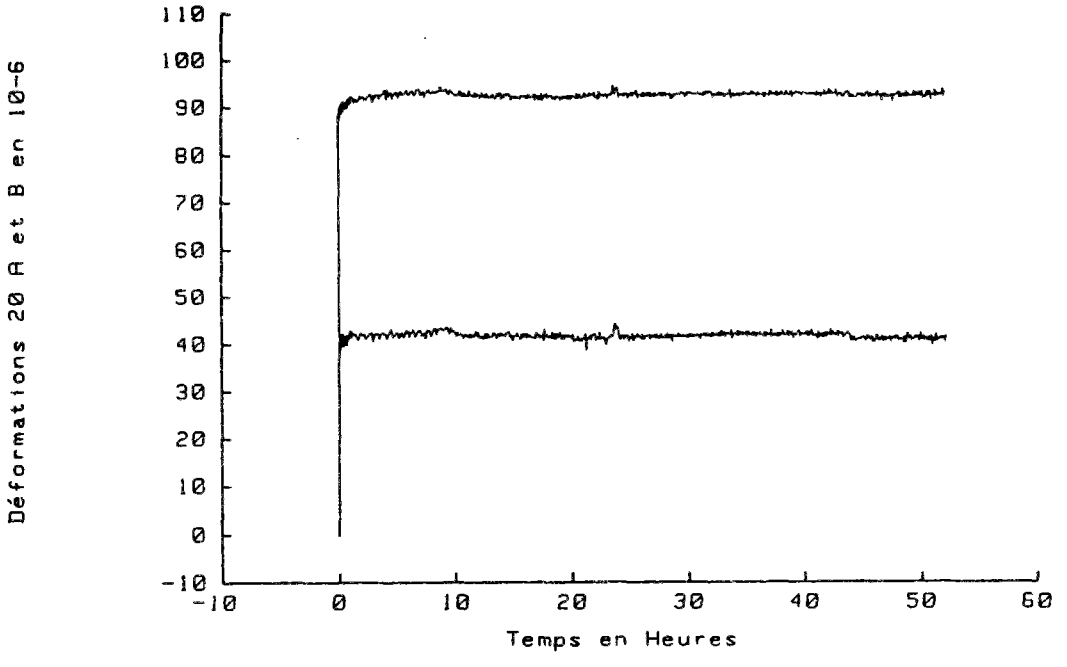
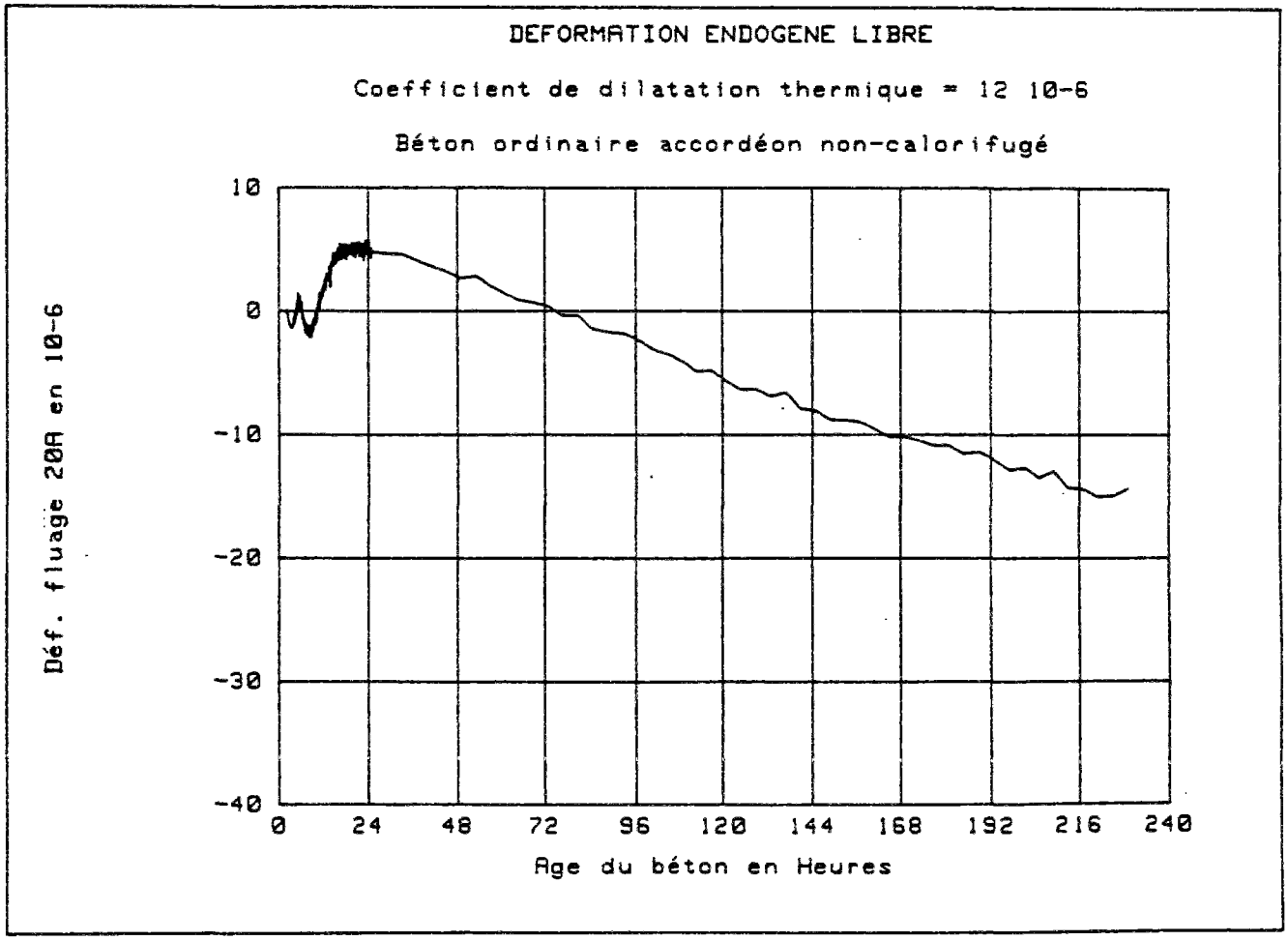


Figure 3.3 : Evolution du retrait endogène après correction thermique.



Par ailleurs, des essais récents de mesure du CDT au jeune âge par Boulay (Boulay, 1993; Laplante, 1993) ont permis de connaître avec précision l'évolution du retrait endogène obtenu par différence entre les déformations totales mesurée et les déformations d'origine thermique liées à l'exothermie de la prise. Les résultats (**figure 4**) montrent qu'après une période de gonflement[11] de 24 h (pendant laquelle on atteint une déformation de l'ordre de 10^{-5}) on amorce une deuxième phase qui est une phase de retrait, beaucoup plus importante en valeur absolue. Ainsi, on peut raisonnablement penser que l'erreur commise en faisant démarrer la mesure des déformations de retrait endogène à 48 h (correspondant au démoulage) est certainement faible.

Figure 4 : Déformation de retrait endogène après correction thermique pour une éprouvette de diamètre 16 cm d'après (Boulay, 1993; Laplante, 1993).



[11] Gonflement d'origine chimique résultant vraisemblablement de la croissance cristalline d'hydrates massifs comme la portlandite $Ca(OH)_2$ qui exerce une pression sur les parois des pores capillaires (micro-verins).

3.2 Principaux résultats pour les six sites étudiés

Les principaux résultats obtenus pour les six compositions de béton étudiées sont représentés en **figure 5**[12]. Les principales valeurs numériques sont présentées sur le **tableau 2**. On rappelle que la première mesure a eu lieu au démoulage à environ 48 heures et que l'éprouvette a été transportée la veille dans la salle de fluage à 20°C, afin d'éviter une différence trop importante de température entre la salle et l'éprouvette. Les déformations mesurées sont en général faibles. On constate une grande dispersion suivant les sites tant sur la cinétique de déformation que sur la valeur à l'infini, qui varie entre 40 et 120.10^{-6}. Notons au passage que Penly, Flamanville et Paluel, qui sont réalisés avec le même ciment (CPA HP PM St Vigor), présentent des cinétiques très différentes ; il en est de même pour les deux bétons de Civaux. On notera aussi que le BHP de Civaux, grâce à un e/c de l'ordre de 0,6, présente un retrait endogène faible en comparaison du retrait endogène du béton ordinaire de Civaux B11. On voit sur cet exemple que l'effet e/c a été prépondérant sur l'effet fumée de silice ou l'effet BHP. Il est donc possible (de Larrard, 1990 ; Ithurralde, 1992) de formuler un BHP avec fumée de silice tout en contrôlant le retrait endogène.

Tableau 2 : Retrait endogène des 6 formulations étudiées

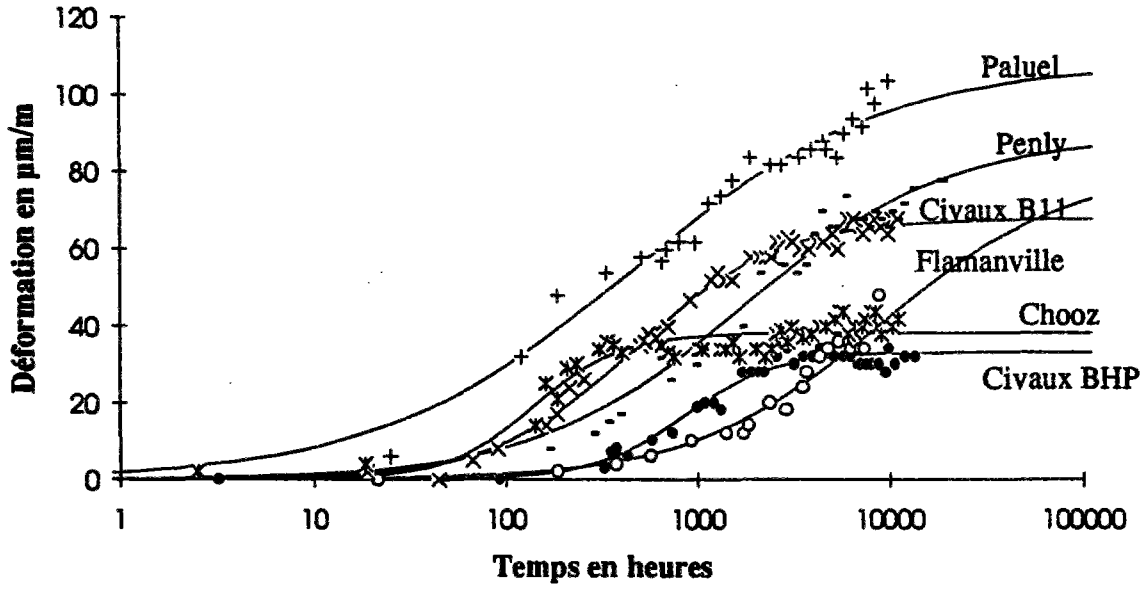
Site	Retrait infini	t ½ vie (h)[13]	f_c 28 (MPa)	e/c	s/c	Vol. de Pâte (l)
Chooz	34,8	142	43,5	0,543	-	301
Penly	89,7	1680	34,3	0,577	-	314
Flamanville	81,3	8940	54,3	0,480	-	301
Paluel	108,7	447	43,0	0,480	-	301
Civaux B11	68,1	468	40,2	0,557	-	307
Civaux BHP	33,4	895	64,5	0,605	0,152	274

Enfin, il est à noter qu'il est difficile de corréler les valeurs de retrait avec les paramètres de formulation : e/c, volume de pâte etc... ainsi qu'avec les paramètres mécaniques comme la résistance. Si nous gardons comme unique paramètre du modèle la résistance à 28 jours, notons les cas des bétons de Penly, Flamanville et Paluel, où les valeurs de retrait et de résistance sont inversées alors que ces bétons sont réalisés avec le même lot de ciment. Il semble bien que la minéralogie des granulats joue un rôle prépondérant. Nous reviendrons sur ces différents aspects dans la troisième partie de notre mémoire. Citons cependant la tentative fructueuse de Le Roy (Le Roy, 1995) pour les bétons à hautes performances réalisés cependant avec le même type de granulat.

[12] Sur ces courbes est représenté le lissage LCPC décrit dans la première partie.

[13] Le temps de demi-vie représente le temps nécessaire pour réaliser la moitié du retrait endogène. c'est le seul véritable paramètre dont on dispose pour décrire la cinétique du phénomène. Avec la loi choisie, par ailleurs, ce temps est aussi, en échelle semi-log, pour cette valeur, l'abscisse du point d'inflexion.

Figure 5 : Résultats de retrait endogène sur les six compositions testées.



4. Prise en compte dans les structures

Nous avons vu précédemment que le retrait endogène du béton est un retrait isotrope. Si le champ de température est homogène, le degré d'hydratation le sera aussi dans la structure et le retrait endogène sera donc identique en tout point de la structure. En l'absence de conditions aux limites telles que déplacements bloqués ou empêchés, il n'en résultera pas de contrainte dans la structure. Les seules contraintes (voire fissurations lorsque la contrainte dépasse la résistance en traction) qui peuvent apparaître dans une structure et qui sont liées au retrait endogène du béton résulteront de deux seules causes :

1. Déplacements bloqués ou empêchés.
2. Non uniformité du degré d'hydratation dans la structure.

Ces différents cas se retrouvent dans trois cas particuliers intéressants :

1. Fissuration de la pâte au voisinage des granulats. Dans le béton, seule la pâte (eau + ciment + hydrate) présente un retrait endogène; les granulats quant à eux ont un comportement purement élastique. Du fait de leur fort module d'Young, ils vont, par leur rigidité propre, empêcher le retrait de cette pâte. Des contraintes vont donc apparaître à l'interface. C'est d'ailleurs là qu'elles seront maximales et pourront, le cas échéant, causer une microfissuration de la pâte. Par ailleurs, plus le module du granulat est important, plus les risques de fissuration seront important. Dans le cas le plus défavorable, on supposera que le granulat est indéformable : E_g infini. Si le retrait endogène de la pâte est de l'ordre de

$\varepsilon_p^{ret} = 1000.10^{-6}$ et si l'on se permet de faire un calcul approché avec un module différé :

$$E_p^{dif}(t,t_o) = E_p^o / (1+\varphi(t,t_o)) \qquad \text{(I-16)}$$

A l'infini (dans ce cas le calcul avec un module différé est valable), avec φ (t,t_O) = 5, il vient :

$$\sigma_p = \varepsilon_p^{ret} E_p^o / (1+\varphi(t_\infty,t_o)) \qquad \text{(I-17)}$$

Une application numérique avec $E_p^0 = 15$ GPa montre alors que la contrainte de traction générée à l'infini sera de l'ordre de 2,5 MPa. Notons cependant qu'il y a compétition entre le retrait de la pâte et son fluage (relaxation dans ce cas) et il est bien difficile de savoir qui des deux va l'emporter. Le calcul à l'infini est alors très trompeur et ne suffit donc pas pour prévoir si la contrainte reste à chaque instant inférieure à la résistance en traction. Il faudrait, pour cela, réaliser un véritable calcul viscoélastique et comparer à chaque instant la contrainte générée par le retrait endogène avec la résistance en traction.

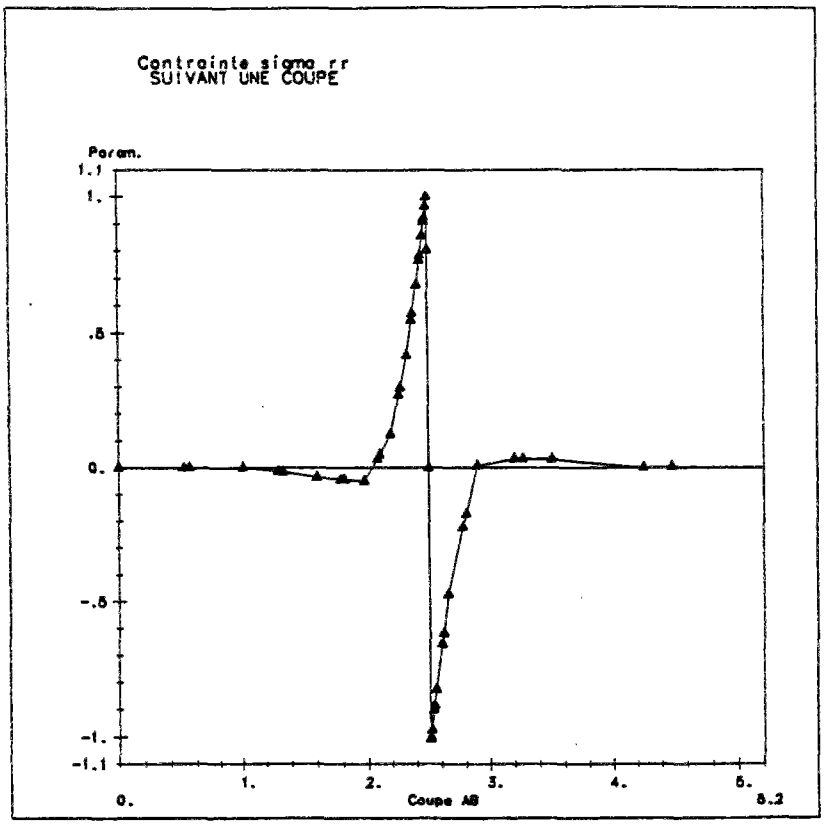
2. Fissuration du béton par déformations empêchées : le cas des reprises de bétonnage. Dans ce cas là, le retrait endogène reste isotrope dans l'élément que l'on vient de couler ; cependant, ce retrait est gêné au niveau de la reprise de bétonnage par la levée inférieure, relativement plus rigide que la levée que l'on vient de couler. Cette dernière levée a déjà, au moment du coulage, réalisé une bonne partie de son retrait endogène. C'est la différence entre le retrait endogène de la levée du dessus et celui qui reste à réaliser dans celle du dessous qui engendrera des contraintes mécaniques. Nous avons réalisé un calcul par éléments finis, en viscoélasticité, en utilisant notre modèle de fluage, pour un retrait endogène différentiel de 130.10^{-6} entre deux levées consécutives (nous prenons ici une forte valeur du retrait endogène pour se placer en sécurité) coulées à 3 semaines d'intervalle[14]. Pour cela, nous prenons la même fonction de fluage pour les deux levées avec une fonction de vieillissement de type CEB (CEB, 1991) pour prendre en compte l'âge de chargement différent des deux levées :

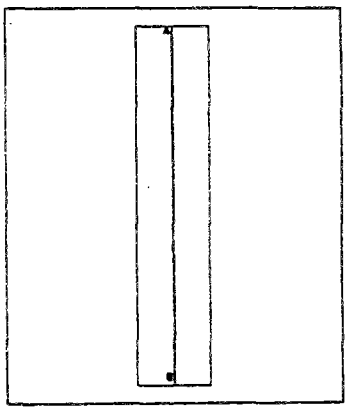
$$V(t_0) = \frac{28^{0,2}+0,1}{t_0^{0,2}+0,1} \; ; \; V(28\,j) = 1 \qquad \text{(I-18)}$$

Enfin, nous choisissons un module élastique de 36 GPa pour la levée inférieure et un module élastique au jeune âge de 20 GPa pour la levée du dessus. Les principaux résultats sont présentés sur les **figures 6.1 à 6.3**. nous notons en particulier que les contraintes maximales sont obtenues à l'interface des deux levées. Les contraintes σ_{rr} et $\sigma_{\theta\theta}$ passent par un maximum de l'ordre de 1 MPa à 18 jours et décroissent lentement au cours du temps. A 700 jours (lors de la mise en précontrainte), elles sont de l'ordre de 0,5 MPa. Ces contraintes sont donc trop faibles pour engendrer une fissuration du matériau. Elles ne doivent pourtant pas être négligées puisqu'elles entament la marge sur la résistance en traction. De plus, ces contraintes de traction suivant $\theta\theta$ réduisent par endroit la précontrainte résiduelle en cas de montée en pression du coeur.

[14] C'est le cas des enceintes de centrales nucléaires.

Figure 6.1 : Contrainte σ_{rr} et $\sigma_{\theta\theta}$ sur une coupe, 18 jours après le coulage.





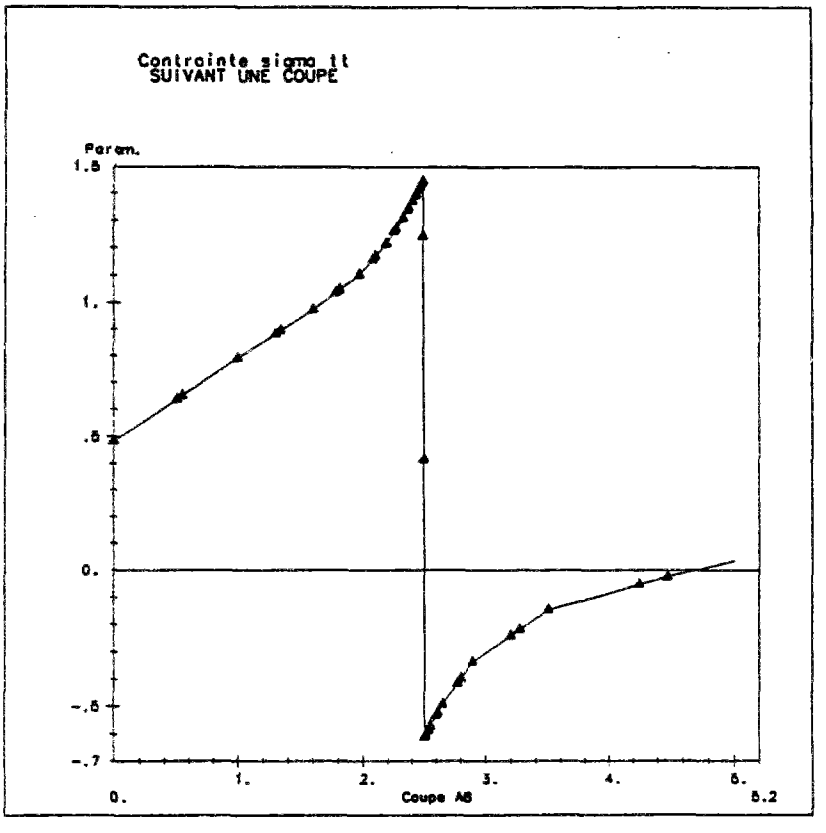
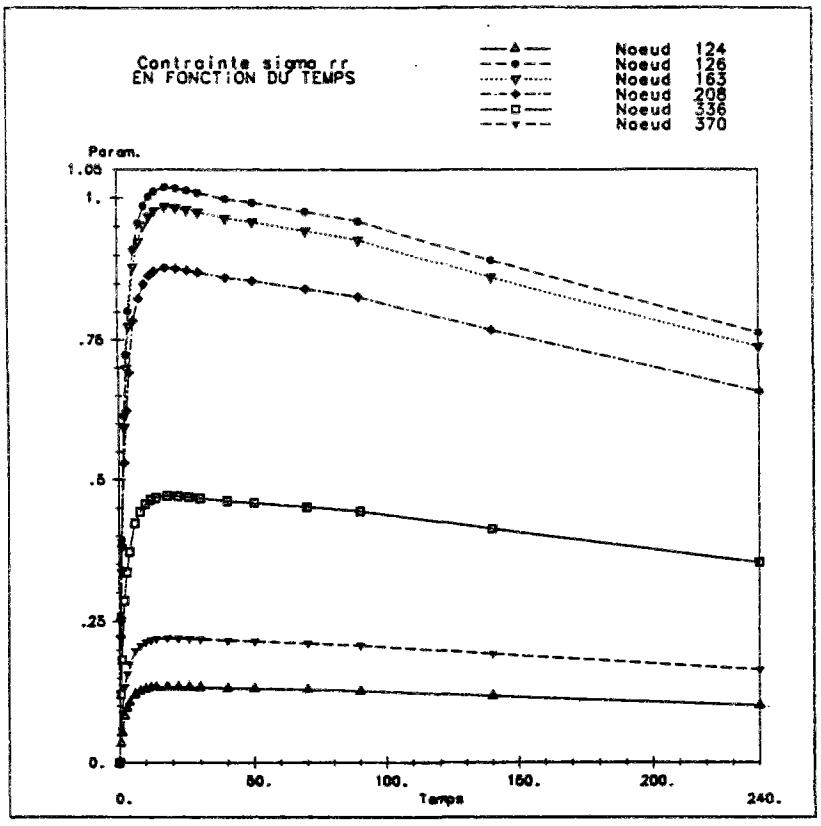
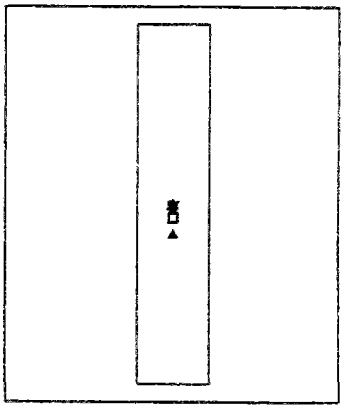


Figure 6.2 : Evolution des contraintes σ_{rr} et $\sigma_{\theta\theta}$ en fonction du temps, en 6 points du mur d'enceinte.





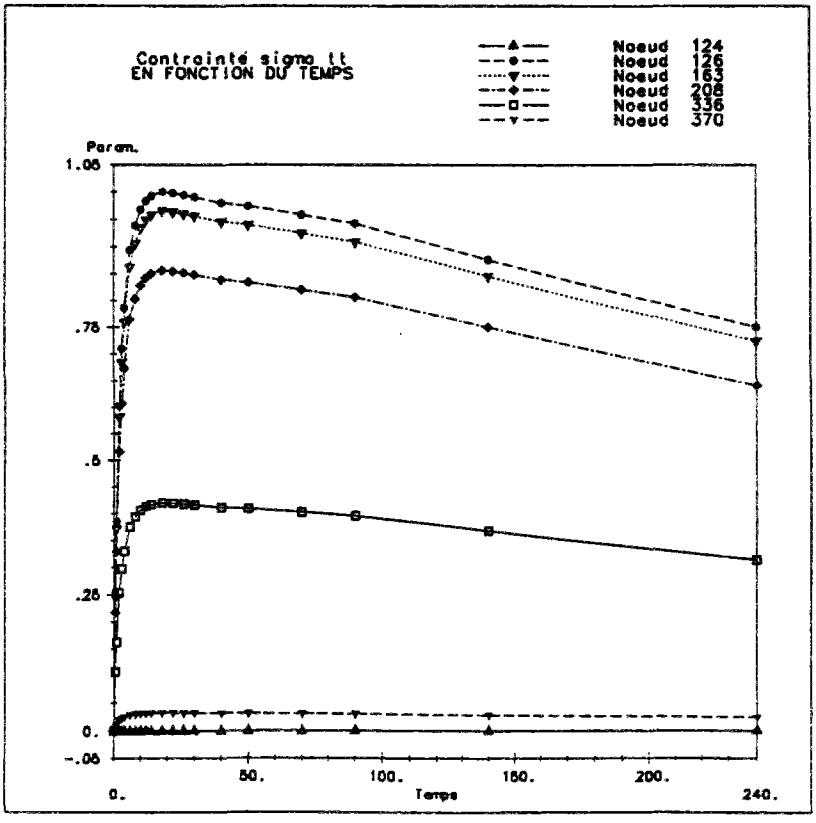
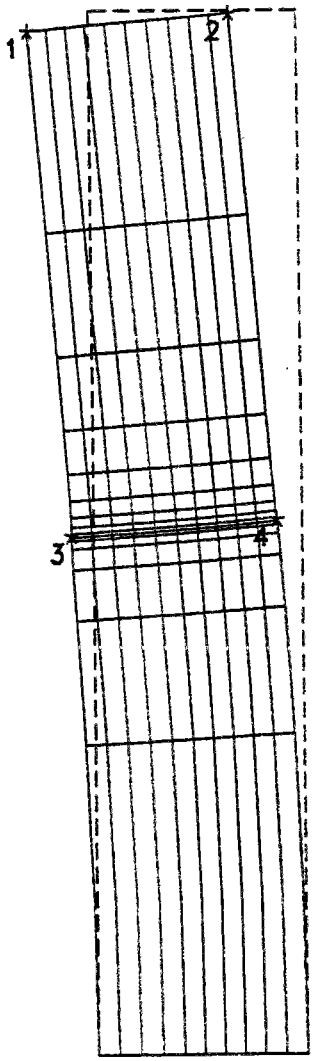


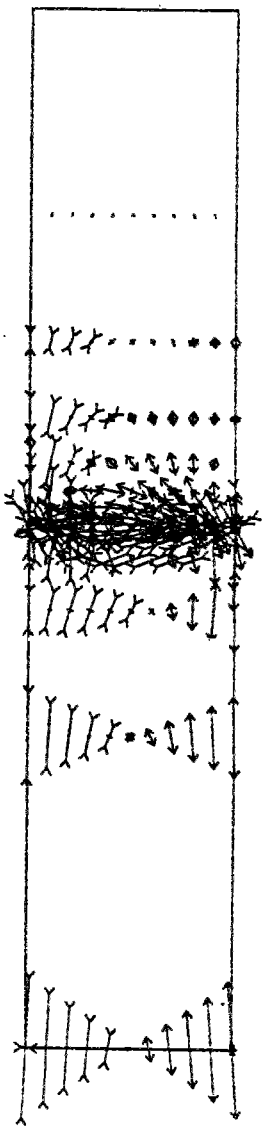
Figure 6.3 : Schéma de la déformée à 240 jours et visualisation des contraintes dans la structure à 22 jours.

maillage initial - - - maillage deforme ———

echelle .008

Point	U	V
1	-.00173659	-.000547239
2	-.00185706	-7.41854E-5
3	-.000604146	-.000182329
4	-.000673143	.000230026





Dans ce cas de figure, les seuls moyens pour diminuer les tractions consistent à diminuer le retrait endogène du matériau (en jouant sur la formulation) et à diminuer le laps de temps entre le coulage entre deux levées consécutives.

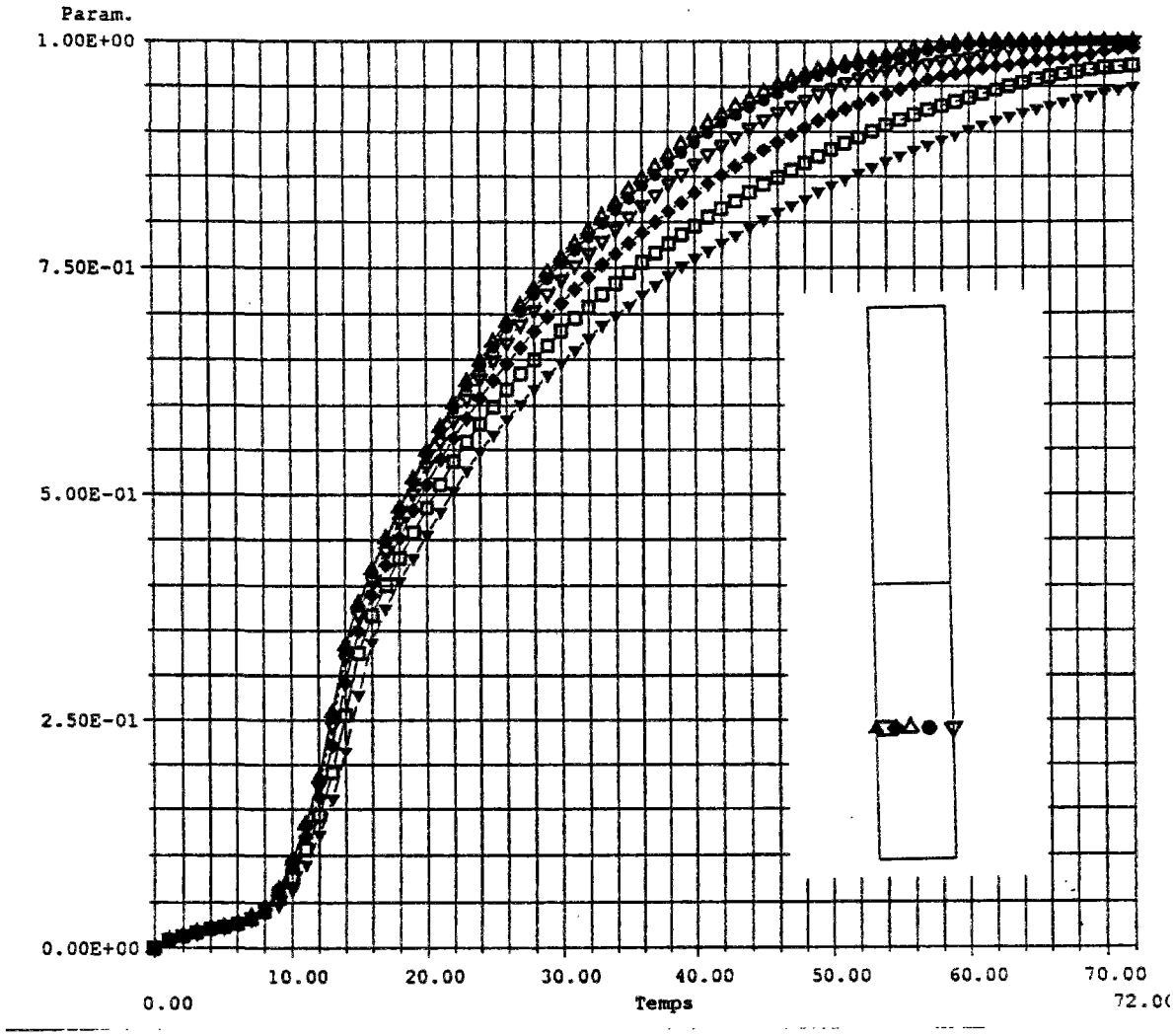
3. La non uniformité du degré d'hydratation dans la structure : le cas des structures épaisses.
Le dernier cas qui peut se présenter est celui des structures épaisses, où la montée en température causée par l'exothermie de la réaction d'hydratation provoque une accélération de la réaction d'hydratation. Il en résulte des gradients du degré d'hydratation (**figure 7**) qui vont donc générer des gradients de retrait endogène dans la structure. La simulation faite sur un mur de 1 m d'épaisseur tend à montrer que pour les températures atteintes, le gradient d'hydratation est très faible (quelques centièmes). Les conséquences sur la structure seront donc très minimes. Nous reviendrons sur ce dernier problème au cours du prochain chapitre ; nous développerons alors les résultats.

5. Conclusion

Nous avons donné, en quelques pages, les principaux résultats qui nous ont semblé essentiels concernant le retrait endogène du béton. Par son ampleur, relativement faible pour les formulations que nous avons étudiées, son effet mécanique ne semble pas suffisant pour engendrer une réelle fissuration du béton. Mais, ne pas lui accorder d'importance, serait, à notre avis, un tort, car, les contraintes qu'il génère à l'interface de deux levées consécutives entament, de l'ordre de 50 %, la marge sur la résistance en traction du matériau.

Cependant, dans l'optique de constructions futures en béton à hautes performances avec fumée de silice (de Larrard, 1990 ; Ithurralde, 1992), il est nécessaire de contrôler sérieusement ce paramètre, qui a fortement tendance à augmenter avec la résistance, et de formuler des bétons avec un rapport eau sur ciment relativement élevé.

Figure 7 : Valeurs du degré d'hydratation en différents points d'un mur de 1 m d'épaisseur. Calcul effectué avec le module Texo-Mexo de CESAR-LCPC.



Sommaire
Chapitre II

Le retrait thermique du béton

1. Notions préliminaires sur la thermo-activation 120
   1.1 Loi d'Arrhenius et maturité 120
   1.2 Remarque générale sur les problèmes de cinétique chimique 121

2. Les phénomènes physico chimiques 122

3. Influence de divers paramètres 129

4. Prise en compte dans les structures 130
   4.1 Introduction 130
   4.2 L'essai QAB 130
   4.3 Le calcul des températures 135
   4.4 Le calcul des contraintes 141
   4.5 Le cas des enceintes de centrales nucléaires, les modes de fissuration 141
   4.6 Remarque sur l'eau ajoutée 148

5. Les essais avec traitement thermique 150
   5.1 Description des essais 150
   5.2 Résultats et interprétation 151

6 Conclusion 153

Chapitre II

Le retrait thermique du béton

1. Notions préliminaires sur la thermo-activation

1.1 Loi d'Arrhenius et maturité

On sait depuis fort longtemps que la réaction d'hydratation du ciment est très exothermique, la température mesurée dans des conditions adiabatiques peut aisément dépasser les 50°C (Torrenti, 1992) pour un béton fortement dosé en liant (ciment, fumée de silice, cendres volantes). Conformément à la loi d'Arrhenius, lorsqu'une réaction chimique est thermoactivée, on peut exprimer la vitesse d'avancement de la réaction d'hydratation dA/dt en fonction de l'avancement de la réaction A et de la température T de la manière suivante :

$$\frac{dA}{dt} = f(A) \cdot \exp(-\frac{E_a}{RT}) \qquad \text{(II-1)}$$

avec : E_a, énergie d'activation de la réaction d'hydratation, $\frac{E_a}{R} \in [3000\ K\ ;\ 5000\ K]$.

Ceci montre par exemple l'intérêt de mettre à l'étuve à 40°C des éprouvettes de béton de manière à accélérer leur hydratation. C'est en poursuivant cette idée que l'on définit la maturité μ ou âge équivalent (équivalent du point de vue de son état d'hydratation) d'un élément de béton suivant l'histoire de température qu'il a subi ; pour faire apparaître μ dans l'équation (II-1), écrivons :

$$\frac{dA}{dt} = f(A)\exp\left(\frac{-E_a}{R}\left[\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right]\right)\exp\left(\frac{-E_a}{RT_0}\right)$$

$$\frac{dA}{\exp\left(\frac{-E_a}{R}\left[\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right]\right)dt} = \frac{dA}{d\mu} = f(A)\exp\left(\frac{-E_a}{RT_0}\right) \qquad \text{(II-2)}$$

On pose alors tout naturellement :

$$\mu(t) = \int_{s=0}^{t} \exp\left(-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T(s)} - \frac{1}{T_0}\right)\right) ds \qquad \text{(II-3)}$$

$\mu(t)$, qui est fonction de l'histoire de température, est appelée maturité de l'élément de béton. T_0=293 K est la température de référence (20°C). L'âge équivalent donne une idée du temps qu'aurait mis le béton en condition isotherme $T(s) = T_0$ (on a alors $\mu(t) = t$), pour que la réaction d'hydratation atteigne son état d'avancement actuel. Il est donc d'autant plus grand que la température est élevée.

L'expression que l'on obtient en faisant le changement de variable $t \rightarrow \mu$ est d'un grand intérêt puisqu'on obtient une équation différentielle à variable séparée : $\frac{dA}{f(A)} = d\mu \Rightarrow A = \psi(\mu)$ relativement simple qui, par intégration, permet d'exprimer A comme une fonction univoque de μ (et qui intègre alors toute l'information provenant de t et T).

1.2 Remarque générale sur les problèmes de cinétique chimique

Soit une réaction chimique mettant en présence des réactifs C_i (i=1..2) réagissant pour donner des produits C_j (j=3..4) dans les proportions données par les coefficients stoechiométriques α_i (i=1..4) (avec la convention de signe couramment admise en cinétique chimique : α_i négatif pour les réactifs et α_i positif pour les produits) le bilan de la réaction s'écrit alors :

$$\alpha_1 C_1 + \alpha_2 C_2 \rightarrow \alpha_3 C_3 + \alpha_4 C_4$$

On exprime alors la vitesse d'avancement de la réaction v (avec la convention de signe adoptée ci-dessus) de la manière suivante:

$$v = \frac{dA}{dt} = \frac{1}{\alpha_i}\frac{d[C_i]}{dt} \quad \text{ceci} \quad \forall i \in \{1..4\}$$

Enfin, classiquement, la vitesse de réaction s'exprime en fonction des concentrations de la manière suivante:

$$v = k\exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right)[C_1]^{\beta_1}[C_2]^{\beta_2}$$

Remarque :

Pour des réactions monomoléculaires[1] la règle de Van't Hoff est le plus souvent vérifiée ; elle consiste à écrire que : $\beta_1=\alpha_1$; $\beta_2=\alpha_2$ et $\alpha_1+\alpha_2 \leq 3$ puisque la probabilité d'une rencontre à plus de trois particules est pratiquement nulle.

[1] On dit aussi des réactions simples.

Montrons qu'il est possible de retrouver l'expression (II-1) dans ce cas simple à partir de l'équation ci dessus. Nous choisissons de suivre le réactif C_1 ; ce qui revient à dire que l'on écrit :

$$v = \frac{dA}{dt} = \frac{1}{\alpha_1}\frac{d[C_1]}{dt}$$

soit :

$$A = \frac{\{[C_1](t) - [C_1](0)\}}{\alpha_1}$$

Nous travaillons maintenant en concentrations, il vient alors

	$\alpha_1 C_1$	+	$\alpha_2 C_2$	$\rightarrow$	$\alpha_3 C_3$	+	$\alpha_4 C_4$
à t=0 :	c_1		c_2		0		0
à t :	$c_1 + \alpha_1 A$		$c2 + \alpha_2 A$		$\alpha_3 A$		$\alpha_4 A$

dA/dt s'exprime alors comme :

$$v = \frac{dA}{dt} = k\exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right)[c_1 + \alpha_1 A]^{\beta_1}[c_2 + \alpha_2 A]^{\beta_2}$$

On a donc réussi à exprimer dA/dt suivant l'expression (II-1) où f(A) ne fait intervenir comme paramètres que les concentrations initiales des réactifs.

Le résultat expérimental obtenu sur le béton montre que la cinétique d'hydratation, résultat pourtant d'un très grand nombre de réactions chimiques élémentaires, et dans des concentrations le plus souvent très fortes, vérifie elle aussi ce type de loi où l'on peut découpler d'une façon relativement simple la température des autres paramètres. La fonction f(A) dépend donc au minimum des proportions initiales des constituants et du type de liant choisi par l'intermédiaire des coefficients β_i ; f dépend donc a priori de la composition de béton choisie et, bien sûr, du type de ciment.

2. Les phénomènes physico chimiques

En plus du retrait endogène, l'hydratation du ciment anhydre est responsable d'un deuxième effet physico-chimique : le retrait thermique. Cette fois-ci, ce n'est plus l'eau qui va être le moteur des déformations mais la température. Ce phénomène physico chimique est relativement simple : il résulte du fait que la prise s'accompagne d'un fort dégagement de chaleur. En effet, les réactions d'hydratation du ciment sont fortement exothermiques (de l'ordre de 150 à 400 J par g de ciment) (Acker, 1988). L'essai QAB - quasi-adiabatique - mis au point au LCPC, permet de mesurer cette élévation de température en fonction du temps. La vitesse de dégagement de chaleur passe par un maximum une douzaine d'heures après le gâchage, ce qui correspond classiquement au début de la prise (Vernet, 1992). La prise et le durcissement du béton ont donc lieu à haute température (de quelques degrés à plus d'une trentaine de degrés au dessus de la température ambiante, pour les structures les plus massives) alors que son module d'Young évolue au cours du temps. Par

ailleurs, comme nous le verrons par la suite, le champ de température n'est pas homogène dans la structure ; il en résulte des auto-contraintes qui peuvent engendrer une fissuration de peau du matériau. Lors du refroidissement de la structure, on observe alors un retrait : le retrait thermique.

En effet, lorsque le béton s'échauffe, il se dilate sous l'effet de la température :

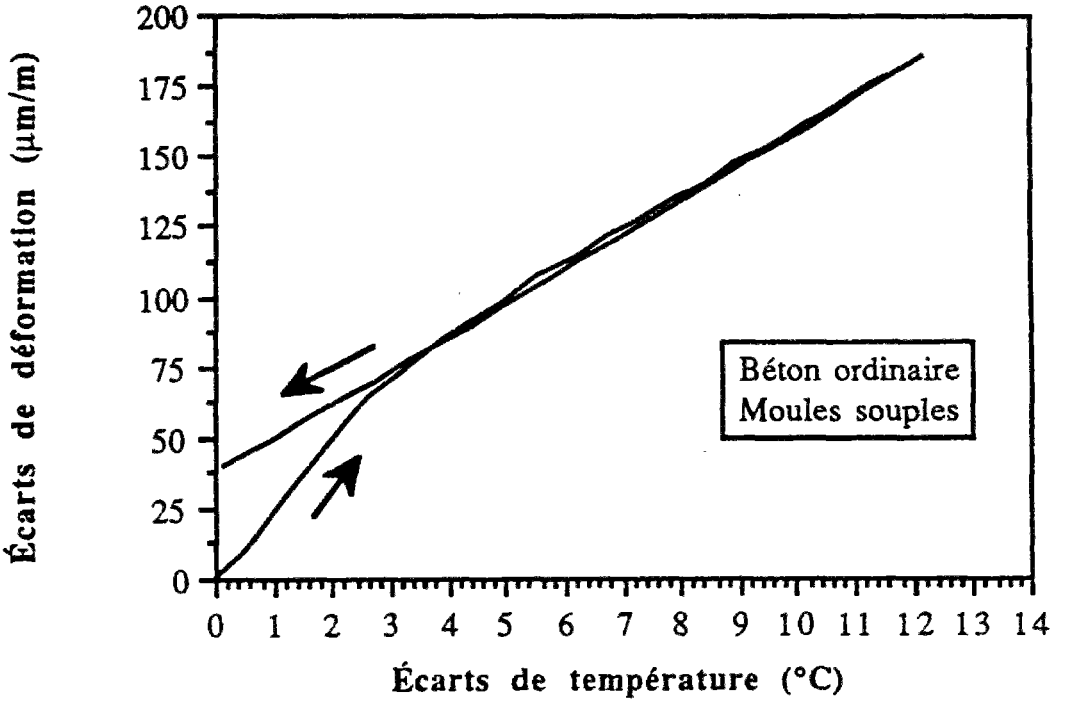
$$\dot{\varepsilon}_{th}(t) = k(\alpha)\dot{T}(t) \qquad \text{(II-4)}$$

où T est la température du béton au temps t et $k(\alpha)$ le coefficient de dilatation thermique (**CDT**) du béton qui dépend *a priori* du degré d'hydratation α que l'on définit habituellement pour les phénomènes thermiques par rapport à la quantité de chaleur dégagée Q(t) :

$$\alpha(t) = \frac{Q(t)}{Q_\infty} \qquad \text{(II-5)}$$

Or, des essais récents réalisés au LCPC (Boulay, 1993 ; Laplante, 1993)[2] ont montré que, à partir d'un certain moment, la valeur de $k(\alpha)$ dépend relativement peu de α (**figure 1**) et se stabilise rapidement vers une valeur constante comprise entre 7.10^{-6} et 13.10^{-6} /°C. Cette valeur est relativement plus forte lorsque le béton est encore frais, puisque le CDT de l'eau[3] est de l'ordre de 150.10^{-6} /°C.

Figure 1 : Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton au jeune âge.



[2] En pratique, il est souvent délicat de mesurer le CDT au jeune âge car il faut alors faire la part des déformations de retrait endogène et des déformations d'origine thermique. Les deux auteurs établissent une méthode originale permettant de mesurer $k(\alpha)$.

[3] Le CDT de l'hydrate est de l'ordre de 10.10^{-6} /°C. Lorsque le béton est à l'état frais, c'est donc principalement l'eau qui écarte les grains de ciments. A partir de la prise, les hydrates, connexes, imposent donc leur CDT.

On voit donc qu'en l'absence de déformations gênées, et si la température initiale du béton frais est égale à la température extérieure, il en résulte une légère déformation d'origine thermique (gonflement) due à la plus forte valeur du coefficient de dilatation thermique aux premières heures de l'hydratation. En pratique, on comptabilise[4] réellement les déformations à partir du moment ou son module ne peut plus être considéré comme nul. Le béton subit alors un retrait macroscopique.

Cependant, ce sont souvent aux problèmes de fissuration et de contraintes thermiques que l'on fait allusion quand on parle du retrait thermique de pièces bridées. L'origine en est complètement différente. Elle est due au fait que le module d'Young du béton évolue lui aussi au cours de l'hydratation pour passer en quelques jours d'une valeur nulle à une valeur de l'ordre de 30 à 40 GPa. Supposons, pour bien comprendre, que nous soyons dans une géométrie ou les déformations du béton sont complètement bridées : $\varepsilon_{tot} = 0$. Si l'on réalise un calcul élastique, l'accroissement de contrainte dans l'élément de béton vaut alors :

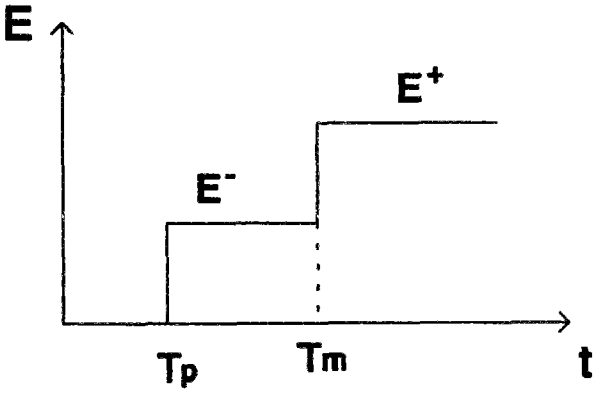
$$\dot{\sigma}_{th}(t) = -E_b(\alpha)k(\alpha)\dot{T}(t) \qquad \text{(II-6)}$$

La contrainte à tout instant sera donnée par la formule :

$$\sigma_{th}(t) = -\int_{s=0}^{t} E_b(\alpha(s))k(\alpha(s))\dot{T}(s)ds \qquad \text{(II-7)}$$

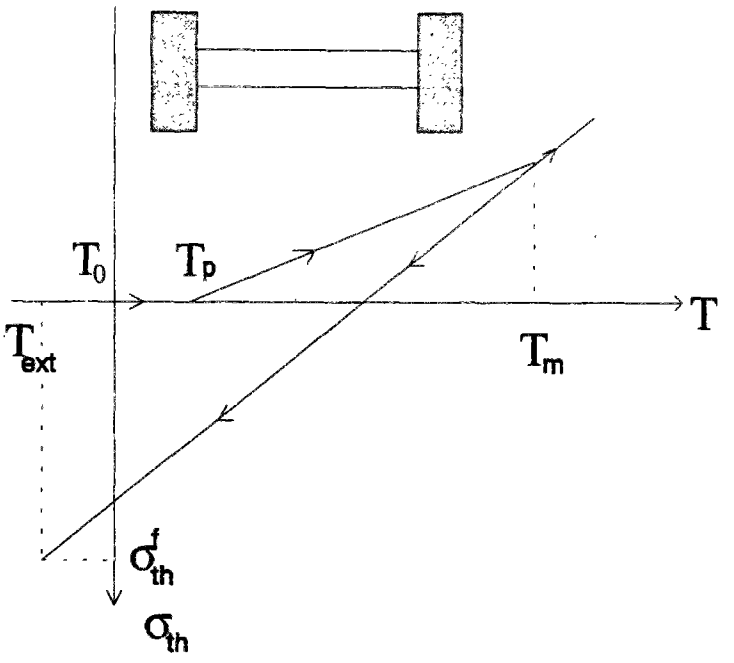
Prenons un exemple. Pour aider la visualisation (**figure 2.1**), le module du béton sera supposé nul avant la prise (le béton est à l'état frais), il passera par une valeur E^-=15 GPa après la prise (supposée instantannée) et pendant la première partie de la montée en température. Sa valeur finale sera prise égale à E^+=30 GPa. La prise aura forfaitairement lieu à la température T_p. La température initiale du béton est notée T_0 et la température extérieure T_{ext}. La contrainte en fonction de la température T(t) peut être lue sur la **figure 2.2**.

Figure 2.1 : Evolution du module en fonction du temps pour notre simulation.



[4] *Cf.* Deuxième partie, chapitre I sur la contraction Le Chatelier.

Figure 2.2 : Calcul des contraintes d'origine thermique en fonction de la température pour notre simulation.



La contrainte finale $\sigma_{th}{}^{f}$ s'écrit alors :

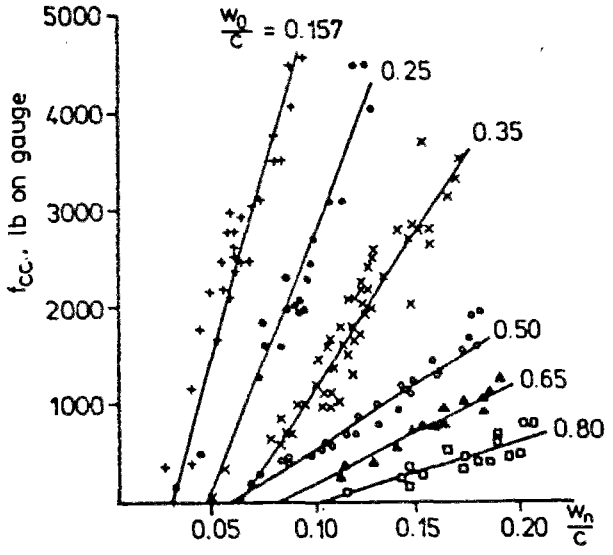
$$\sigma_{th}^{f} = -k\left\{(E^{+} - E^{-})(T_{p} - T_{m}) + E^{+}(T_{ext} - T_{p})\right\} \qquad \text{(II-8)}$$

Le béton est donc bien en traction. Il y a donc compétition entre la contrainte de traction qui se développe dans la structure et la résistance en traction du béton. On voit ainsi que pour réduire ces contraintes de tractions qui apparaissent aux endroits où les déformations sont empêchées, on a intérêt à réduire la température initiale du béton, pour abaisser T_m. Par ailleurs, tous les facteurs qui ont comme conséquence de retarder la prise, donc d'augmenter la valeur de T_p auront des conséquences défavorables sur la fissuration du béton.

Donnons maintenant un exemple de facteur qui intervient directement au niveau de la valeur de la température de prise, et auquel on ne prête d'habitude guère attention : le dosage en eau du béton. Nous y avons été directement confronté, lors d'une expertise de de Larrard sur le site de Civaux, visant à découvrir les causes d'une fissuration plus importante, au jeune âge, sur les dernières levées, alors que ce problème ne s'était pas posé pour les levées précédentes. Des essais de laboratoire ont montré que le retrait endogène était dans les normes habituelle ; la seule cause possible était donc liée au retrait thermique. Il est alors apparu rapidement que, dans le but de faciliter le pompage du béton, et sous la pression des gens de chantier, la centrale à béton avait petit à petit augmenté le dosage en eau du béton par rapport à la formule de laboratoire. Les grains de ciment, à l'intérieur du béton, se retrouvaient donc dans une configuration plus dispersée (plus éloignés les uns des autres). Pour un même niveau d'hydratation, donc une même quantité de chaleur dégagée, donc une même température du béton, les hydrates formés étaient plus éloignés les uns des autres. Globalement, tout se passe comme si la prise était retardée (Byfors, 1980) (**figure 3**). Elle avait donc lieu à un âge plus avancé et donc à une plus haute

température. Nous avons alors préconisé de surveiller très précisément la quantité d'eau ajoutée en centrale et les désordres ont effectivement disparu.

Figure 3 : Relation entre la résistance et le degré d'hydratation de différentes pâtes de ciment en faisant varier le rapport eau/ciment (w_0/c) d'après Byfors (Byfors, 1980). Enfin, de manière à relier le rapport eau hydratée/ciment (w_n/c) au degré d'hydratation, α, on peut procéder de la façon suivante : $w_n(\infty) = 0,23c \Rightarrow \frac{w_n}{c} = 0,23\frac{w_n}{w_n(\infty)} = 0,23\alpha$



Relation between compressive strength in cement paste with various $\frac{w_0}{c}$ and the degree of hydration. Taplin /1959/.

Le calcul présenté en (II-7) et qui est implanté actuellement dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, pêche cependant par un excès de pessimisme, puisqu'il ne prend pas en compte le fluage du béton, phénomène qui aura un effet bénéfique sur les contraintes, en les relaxant. Cette approximation est d'autant plus forte que le fluage du béton au jeune âge est relativement fort et présente une cinétique rapide (Neville, 1983 ; Le Roy, 1994). Une meilleure prise en compte de ce phénomène consisterait à remplacer (II-7) par l'équation (II-9) :

$$\sigma_{th}(t) = \int_{s=0}^{t} R_b(t,s(\alpha),T)k(\alpha(s))\dot{T}(s)ds \qquad \text{(II-9)}$$

qui fait intervenir la fonction de relaxation $R_b(t, s(\alpha), T)$ du béton au jeune âge. La différence entre le comportement prédit par une loi élastique et celui prédit avec une loi viscoélastique est relativement fort et a été mis en évidence par (Guenot, 1993) sur des essais de fluage propre réalisés sur des poteaux en béton ordinaire et en BHP (Laplante,1992) chargés au jeune âge suivant une histoire de contrainte imposée, alors que la température continuait d'évoluer dans le béton à cause de la poursuite de l'hydratation. Les résultats sont présentés en **figure 4.1 et 4.2,** où l'on a représenté l'histoire de la contrainte et de la température ainsi que la comparaison entre les valeurs expérimentales de la déformation axiale et les résultats de deux simulations faites avec les hypothèses suivantes :

- simulation MEXO en élasticité vieillissante $E=E(\alpha)$.

- simulation prenant en compte le fluage par la fonction du CEB (CEB, 1991).

$$\varphi(t-\tau,\tau)=\frac{1}{E_{28}}\cdot\frac{1}{0{,}1+\tau(\alpha)^{0{,}2}}\cdot\frac{16{,}5}{\sqrt{f_{c28}}}\left(\frac{(t-\tau)}{1500+(t-\tau)}\right)^{0{,}3} \qquad \text{(II-10)}$$

Figure 4.1 : Historiques de chargement et de température pour l'essai étudié.

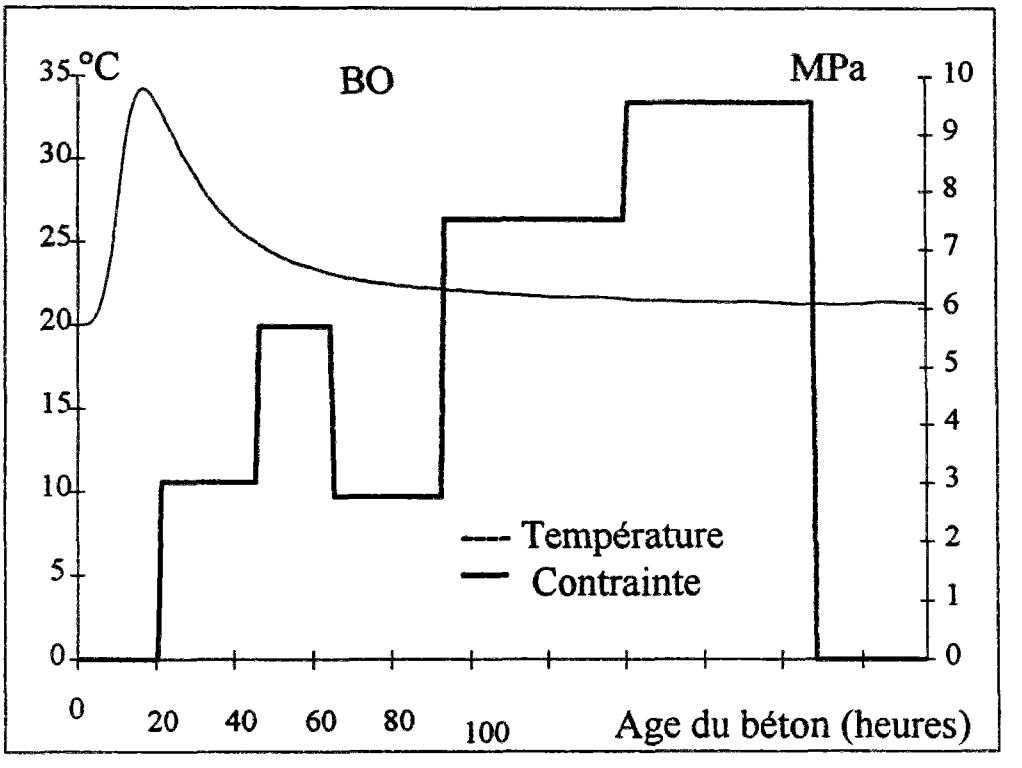
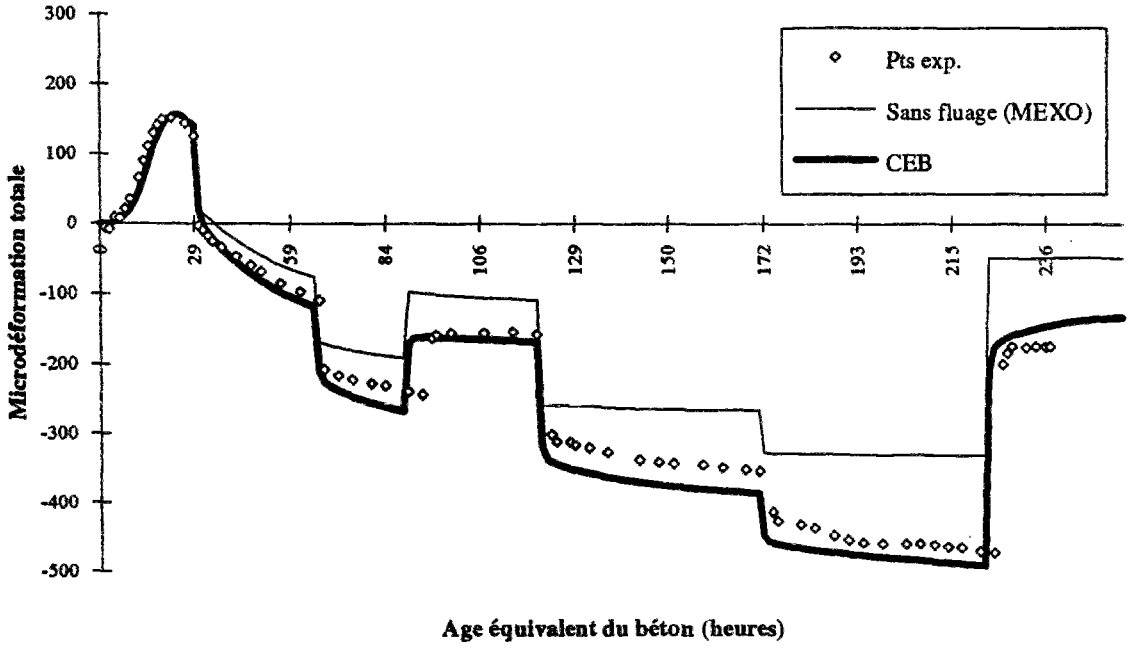
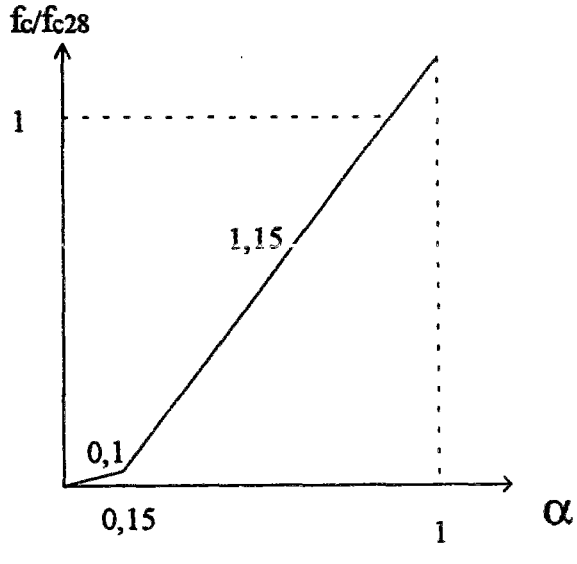


Figure 4.2 : Comparaison entre les points expérimentaux et des simulations d'après (Guenot, 1993). Le béton testé a comme composition : e : c : g = 0,5 : 1 : 3,5.



Dans (II-10), la fonction $f_c(\alpha)$ est pris forfaitairement comme une fonction de α affine par morceaux (**figure 5**).

Figure 5 : Choix de la fonction $f_c(\alpha)$ prise en compte dans les calculs.



Dans le cas où l'on décide de prendre en compte la température, le temps réel de fluage : $t-\tau(\alpha)$ est remplacé par un temps équivalent de fluage défini au moyen de la loi d'Arrhènius avec $\frac{U_c}{R} = 4000$ K :

$$(t-\tau(\alpha))_{eq} = \int_{s=\tau(\alpha)}^{t} \exp\left(-\frac{U}{R}\left(\frac{1}{T(s)}-\frac{1}{293}\right)\right)ds \qquad \text{(II-11)}$$

Les résultats montrent clairement que le calcul MEXO donne une réponse très éloignée des points expérimentaux. Le calcul du fluage, couplé avec la température est nécessaire et donne des résultats satisfaisants.

3. Influence de divers paramètres

D'après ce que nous avons vu précédemment (**figure 2.2**), si l'on veut minimiser la fissuration d'origine thermique, il est nécessaire de jouer sur 4 tableaux :

1. La valeur du <u>coefficient de dilatation thermique $k(\alpha)$</u>. En pratique, on peut surtout jouer sur le coefficient de dilatation thermique des granulats. Il est ainsi possible d'obtenir un facteur 2 sur le coefficient de dilatation thermique du béton qui, classiquement, varie entre 7.10^{-6} et 13.10^{-6} K^{-1}. Ce facteur 2 se répercute alors directement sur la contrainte.

2. <u>La valeur de la température initiale du béton</u> : en refroidissant le béton avec de l'eau froide, en évitant d'utiliser du ciment qui sort souvent relativement chaud de la cimenterie et qui est parfois à des températures voisines de 40°C.

3. <u>En jouant sur la durée de prise</u>. Il faut pour cela accélérer la prise du béton mais bien sûr sans accélérer le dégagement de chaleur. On peut notamment éviter de surdoser le béton en eau.

4. <u>En réduisant la température maximale atteinte par le béton</u>. On essaye alors de jouer sur le T_m. Pour cela, on essayera d'éviter les bétons surdosés en liant : on peut par exemple remplacer (Ithurralde, 1992, de Larrard, 1990a, 1990b) une partie du ciment, à la fois par de la fumée de silice (plus lente à dégager de la chaleur + facteur bénéfique sur la résistance) et par des fillers (pour compenser l'effet de remplissage du ciment). On aura aussi intérêt à utiliser des ciments peu exothermiques donc moins riches en C_3A. On peut bien sûr essayer d'obtenir des bétons avec de fortes capacités calorifiques et qui diffusent bien la chaleur (on évitera donc les granulats légers). Mais c'est plus difficile, voire irréaliste. Enfin, on peut jouer sur la géométrie propre de l'élément en évitant quand c'est possible les sur épaisseurs.

Notons cependant, que ce sont sur les points 2 et 4, que l'ingénieur peut réellement intervenir en pratique pour diminuer la fissuration d'origine thermique.

4. Prise en compte dans les structures

4.1 Introduction

Il est tout d'abord important de garder en mémoire que les phénomènes thermiques sont des phénomènes de diffusion qui, comme le séchage, ont comme particularité d'être en t/D^2 : le temps que met la température à diffuser dans la structure est liée au carré de l'épaisseur de la structure. Les problèmes liés au retrait thermique seront donc d'autant plus importants que la structure est massive ; en pratique, une étude est nécessaire dès que D > 30 cm. Le code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC intègre depuis 1992 deux modules :

- Le module TEXO qui permet de calculer la température en tous points de la structure.
- Le module MEXO qui calcule les contraintes à partir du champ de température.

Nous étudierons enfin le cas qui nous intéresse : le cas des enceintes de centrales nucléaires.

4.2 L'essai QAB

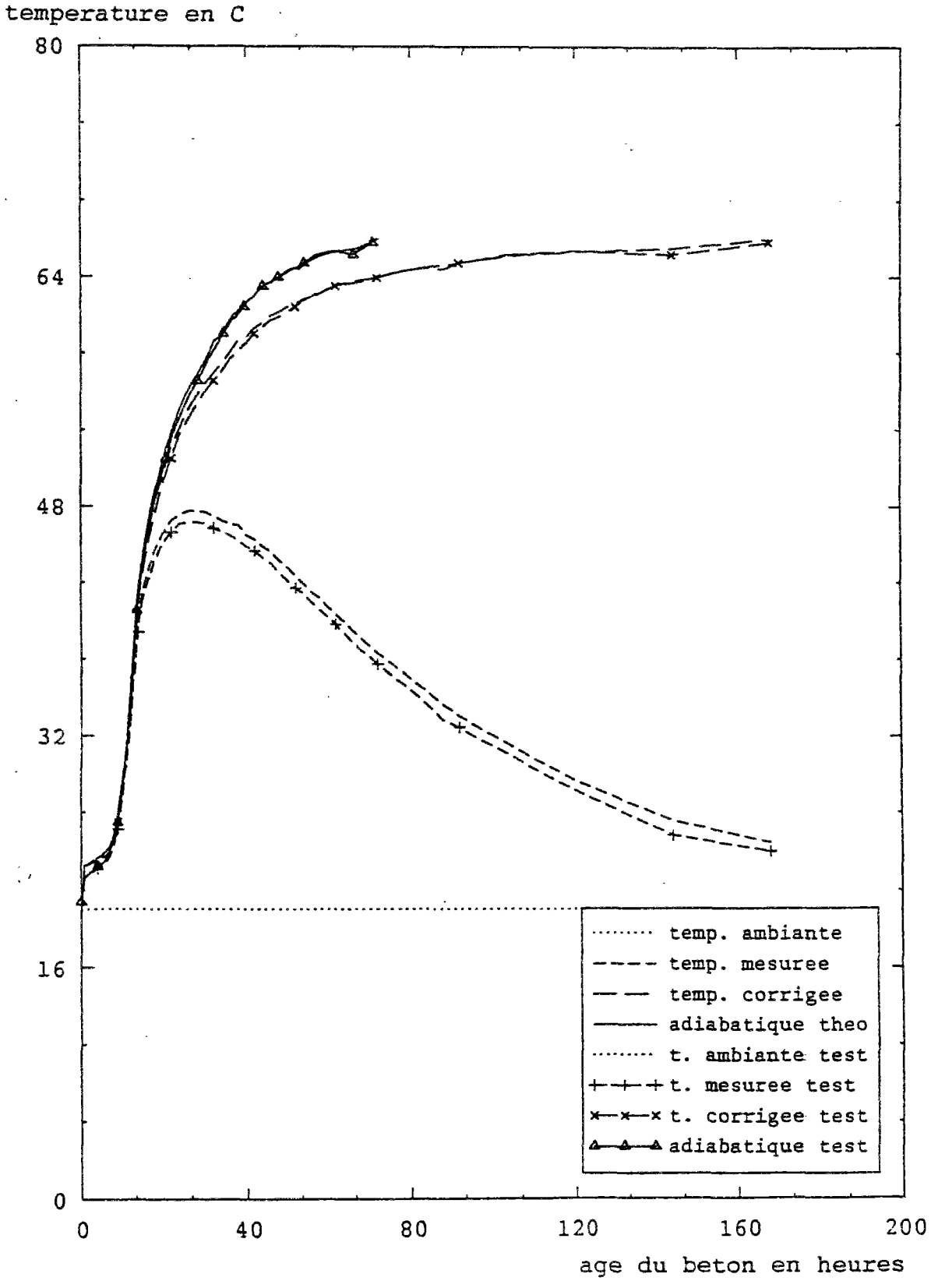
L'équation (II-1), écrite ci-dessus pour l'avancement de la réaction, est très riche d'informations. En effet, si l'on admet qu'il est possible de paramétrer l'avancement de la réaction A par le degré d'hydratation α, par la quantité de chaleur dégagée Q ou par toute autre variable (R_c, E etc.) (pourvu que l'on puisse admettre que l'évolution de cette variable permette de décrire entièrement les variations de A), alors, *modulo* un simple changement de variable dans l'équation (II-1), nous obtenons le même type d'équation avec une nouvelle fonction f. Ainsi, dans le cas qui nous intéresse, pour la chaleur dégagée, on peut écrire :

$$\frac{dQ}{dt} = g(Q)\exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \qquad \text{(II-12)}$$

Or, de manière à prévoir en tout point et à tout instant la température du béton lors de sa prise, il est nécessaire de connaître la fonction g(Q). Pour ce faire, il est plus facile, expérimentalement, de procéder à cette détermination lors d'un essai adiabatique (**figure 6**) plutôt qu'à un essai isotherme (qui nécessiterait de mesurer des flux thermiques). Le calcul de la fonction g se fait en trois temps :

1. On suit la température $T_1(t)$ du béton dans un calorimètre semi-adiabatique (conséquence du dégagement de chaleur lors de la prise). On obtient la **courbe 1 (t ; T_1(t))** (**figure 6**) qui correspond à la légende "temp. mesurée".

Figure 6 : Courbe QAB du béton de Flamanville. On a par ailleurs mesuré le même type de dégagement de chaleur pour le béton de Paluel.



2. Le calorimètre étant préalablement étalonné, le flux de chaleur sortant peut être approché, à l'instant t, par l'expression :

$$J(t) = a(T_1(t) - T_0) + b(T_1(t) - T_0)^2 \qquad \text{(II-13)}$$

avec :

a, b : deux constantes qui dépendent du calorimètre
T_0 : température extérieure

J(t) étant évalué à partir de $T_1(t)$, il est alors possible de procéder à une correction des pertes, de la manière suivante :

$$dQ_{perte} = mC_p dT = J(t)dt \qquad \text{(II-14)}$$

avec :

m : masse de béton testée
C_p : capacité calorifique moyenne du béton (supposée constante tout au long de l'essai)

on obtient alors la **courbe 2 (t , T_2(t))** (qui correspond à la légende "temp. corrigée") construite de la manière suivante :

$$T_2(t) = T_1(t) + \frac{1}{mC_p}\int_{s=0}^{t} J(s)ds \qquad \text{(II-15)}$$

En fait, cette deuxième courbe n'est pas encore la courbe adiabatique théorique puisque, la réaction d'hydratation étant thermo-activée, les pertes thermiques calculées précédemment correspondent, sur la cinétique, à un déficit par rapport au cas adiabatique parfait.

3. Il faut donc passer à une troisième courbe :
La courbe 2 vérifie l'équation:

$$\frac{dQ_2(t)}{dt} = g(Q_2(t))\exp\left(-\frac{E_a}{RT_1(t)}\right) \qquad \text{(II-16)}$$

avec :

$$Q_2(t) = mC_p(T_2(t) - T_0) \qquad \text{(II-17)}$$

La courbe 3 doit vérifier :

$$\frac{dQ_3(\mu)}{d\mu} = g(Q_3(\mu))\exp\left(-\frac{E_a}{RT_3(\mu)}\right) \qquad \text{(II-18)}$$

avec :

$$Q_3(\mu) = mC_p(T_3(\mu) - T_0) \qquad \text{(II-19)}$$

Plaçons-nous à μ tel que :

$$\begin{gathered} Q_3(\mu) = Q_2(t) = mC_p(T_3(\mu) - T_0) = mC_p(T_2(t) - T_0) \\ T_3(\mu) = T_2(t) \end{gathered} \qquad \text{(II-20)}$$

En divisant (II-16) par (II-18) il vient :

$$\frac{d\mu}{dt} = \exp\left(\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_3(\mu)} - \frac{1}{T_1(t)}\right)\right) = \exp\left(-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_2(t)} - \frac{1}{T_1(t)}\right)\right) \qquad \text{(II-21)}$$

d'où :

$$\mu(t) = \int_{s=0}^{t} \exp\left(\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_2(s)} - \frac{1}{T_1(s)}\right)\right) ds < t \qquad \text{(II-22)}$$

Sur la courbe 3 (qui correspond à la légende "adiabatique théo.") qui correspond à l'essai adiabatique, on porte donc **(μ , $T_2(t)$)**. En connaissant T et Q, on en déduit alors aisément la fonction g (II-12) que l'on cherchait.

Nous disposons donc d'une méthode expérimentale permettant de remonter, par le calcul, à la courbe adiabatique de dégagement de chaleur.

Toujours avec le béton de la centrale de Civaux BHP, nous avons aussi fait réaliser un essai de calorimétrie sur le ciment (calorimètre de Langavant) avec du ciment seul (**figure 7**). Le dégagement final de chaleur mesuré est de l'ordre de 305 J/g de ciment. Puis, pour connaître le potentiel exothermique de la fumée de silice nous avons réalisé un deuxième essai (**figure 8**) en remplaçant une partie de la quantité de ciment par de la fumée de silice et des fillers (**Tableau 1**). La quantité de sable ajoutée est constante dans tous les cas, soit, en poids : sable/matrice = 3 (matrice = ciment + fumée de silice + fillers) et la quantité d'eau d'ajout est donnée par : eau/matrice = 0,5. On constate d'emblée sur les courbes que la température dans le mélange est plus basse dans le cas avec fumée de silice : ΔT = 26 contre 30°C pour le ciment seul, alors que l'exothermie en J/g de liant avec fumée de silice est plus importante. La température plus faible est liée à une cinétique de dégagement de chaleur plus faible dans le cas avec fumée de silice car la réaction pouzzolanique de la fumée de silice avec la chaux libérée par l'hydratation du ciment est elle même relativement lente par rapport à l'hydratation du ciment.

Tableau 1 : Résultats des essais à la bouteille de Langavant.

Constituant	essai classique	% théorique	2ème essai
Ciment (g) Fumée de silice (g) Fillers (g)	350,0 0,0 0,0	73,2 11,1 15,7	244,0 37,0 69,0
Total (g ou %)	350,0	100,0	350,0
Vitesse max. de dégagement de chaleur en J/g/h	288		41
ΔT maximale °C	30		26
Exothermie J/g de liant*	305		336

* liant : ciment + fumée de silice

En divisant (II-16) par (II-18) il vient :

$$\frac{d\mu}{dt} = \exp\left(\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_3(\mu)} - \frac{1}{T_1(t)}\right)\right) = \exp\left(-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_2(t)} - \frac{1}{T_1(t)}\right)\right) \qquad \text{(II-21)}$$

d'où :

$$\mu(t) = \int_{s=0}^{t} \exp\left(\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_2(s)} - \frac{1}{T_1(s)}\right)\right) ds \quad < t \qquad \text{(II-22)}$$

Sur la courbe 3 (qui correspond à la légende "adiabatique théo.") qui correspond à l'essai adiabatique, on porte donc **(μ , $T_2(t)$)**. En connaissant T et Q, on en déduit alors aisément la fonction g (II-12) que l'on cherchait.

Nous disposons donc d'une méthode expérimentale permettant de remonter, par le calcul, à la courbe adiabatique de dégagement de chaleur.

Toujours avec le béton de la centrale de Civaux BHP, nous avons aussi fait réaliser un essai de calorimétrie sur le ciment (calorimètre de Langavant) avec du ciment seul (**figure 7**). Le dégagement final de chaleur mesuré est de l'ordre de 305 J/g de ciment. Puis, pour connaître le potentiel exothermique de la fumée de silice nous avons réalisé un deuxième essai (**figure 8**) en remplaçant une partie de la quantité de ciment par de la fumée de silice et des fillers (**Tableau 1**). La quantité de sable ajoutée est constante dans tous les cas, soit, en poids : sable/matrice = 3 (matrice = ciment + fumée de silice + fillers) et la quantité d'eau d'ajout est donnée par : eau/matrice = 0,5. On constate d'emblée sur les courbes que la température dans le mélange est plus basse dans le cas avec fumée de silice : ΔT = 26 contre 30°C pour le ciment seul, alors que l'exothermie en J/g de liant avec fumée de silice est plus importante. La baisse de température est donc surtout liée à la baisse de la cinétique de dégagement de chaleur, plus rapide dans le cas du ciment seul. En effet, la réaction chimique d'hydratation de la fumée de silice utilise la chaux qui a été libérée par l'hydratation du ciment et cette dernière réaction est beaucoup plus lente.

Tableau 1 : Résultats des essais à la bouteille de Langavant.

Constituant	essai classique	% théorique	2ème essai
Ciment (g)	350,0	73,2	244,0
Fumée de silice (g)	0,0	11,1	37,0
Fillers (g)	0,0	15,7	69,0
Total (g ou %)	350,0	100,0	350,0
Vitesse max. de dégagement de chaleur en J/g/h	288		41
ΔT maximale °C	30		26
Exothermie J/g de liant*	305		336

* liant : ciment + fumée de silice

Figure 7 : Mesure de la chaleur d'hydratation du ciment de Civaux par la méthode de Langavant.

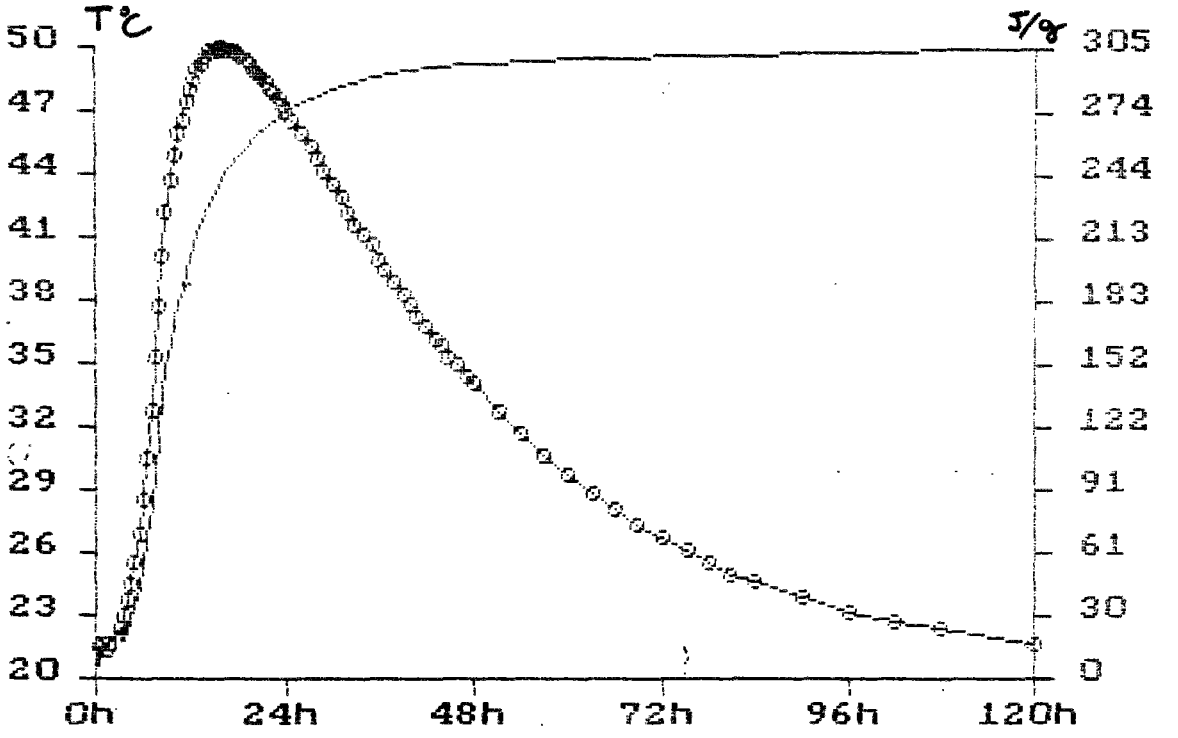
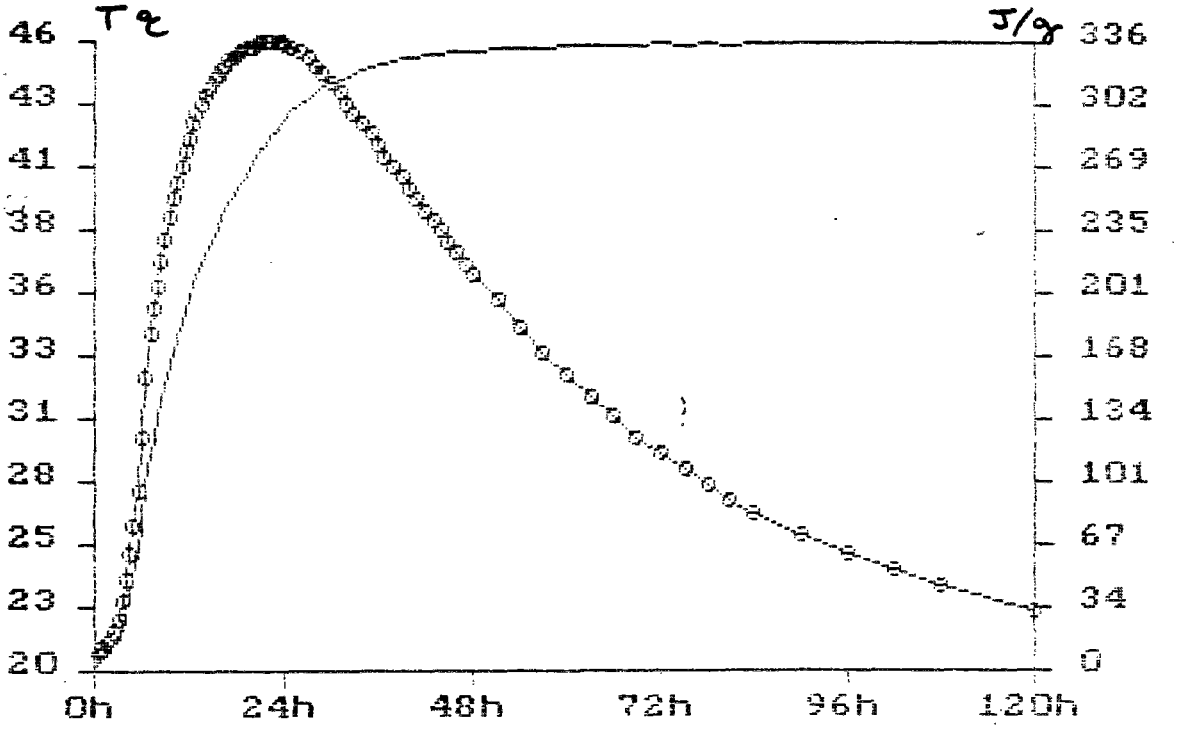


Figure 8 : Mesure de la chaleur d'hydratation de la matrice (ciment + fillers + fumée de silice) de Civaux BHP par la méthode de Langavant.



A partir du **tableau 1**, il est possible de calculer le dégagement de chaleur supplémentaire, x, lié à la réaction pouzzolanique de la fumée de silice (en J/g) avec ce ciment partivculier :

$$\frac{305 \cdot 244 + x \cdot 37}{281} = 336 \qquad \text{(II-23)}$$

Soit, x = 540 J/g. La fumée de silice utilisée est donc 1,8 fois plus exothermique que le ciment. Le gain sur la température est donc essentiellement imputable au remplacement, d'une partie du liant, par un filler calcaire. La baisse globale de température est donc liée à "l'effet filler".

Remarquons que le fort rapport eau/ciment assure une hydratation presque complète du ciment dans les deux cas d'expérimentation. Cette hypothèse est nécéssaire pour l'écriture de (II-23) car on suppose que la valeur de 305 J/g correspond à l'hydratation complète du ciment. La valeur de 540 J/g est cependant une valeur relativement basse comparée aux 700 J/g obtenus dans (Waller, 1993) ce qui peut laisser supposer que la fumée de silice n'est pas encore totalement hydratée.

4.3 Le calcul des températures

L'étape suivante est un calcul par éléments finis ; le module TEXO (Torrenti, 1992) gère les données propres aux calculs de température qui résultent de la chaleur d'hydratation du ciment et fournit au programme CESAR de diffusion en régime transitoire le second membre de l'équation de la chaleur (grâce à la fonction g (II-12) calculée à l'aide de l'essai QAB), i.e. les valeurs en chaque point de la source de chaleur interne :

$$\begin{aligned} \rho C_p \frac{dT}{dt} &= -\mathrm{div}(-D\,\mathrm{grad}(T)) = \dot{Q} \\ \dot{Q} &= g(Q)\exp\left(-\frac{E_a}{RT(t)}\right) \end{aligned} \qquad \text{(II-24)}$$

Avec :

ρ : masse volumique du béton = 2,5 g / cm^3

C_p : la capacité calorifique massique à pression constante = 0,988 $\frac{J}{g.°C}$

D : le coef. de conductivité de la chaleur[5] = 60 à 110 $\frac{J}{h.cm.°C}$

Enfin, il reste à rentrer les conditions initiales en température et les conditions aux limites en température imposée ou en flux imposé. Dans ce dernier cas, plus physique, on écrit :

$$\underline{\phi} = \Gamma(T_{ext} - T_{int})\underline{n} \qquad \text{(II-25)}$$

avec :

T_{ext} : température extérieure.

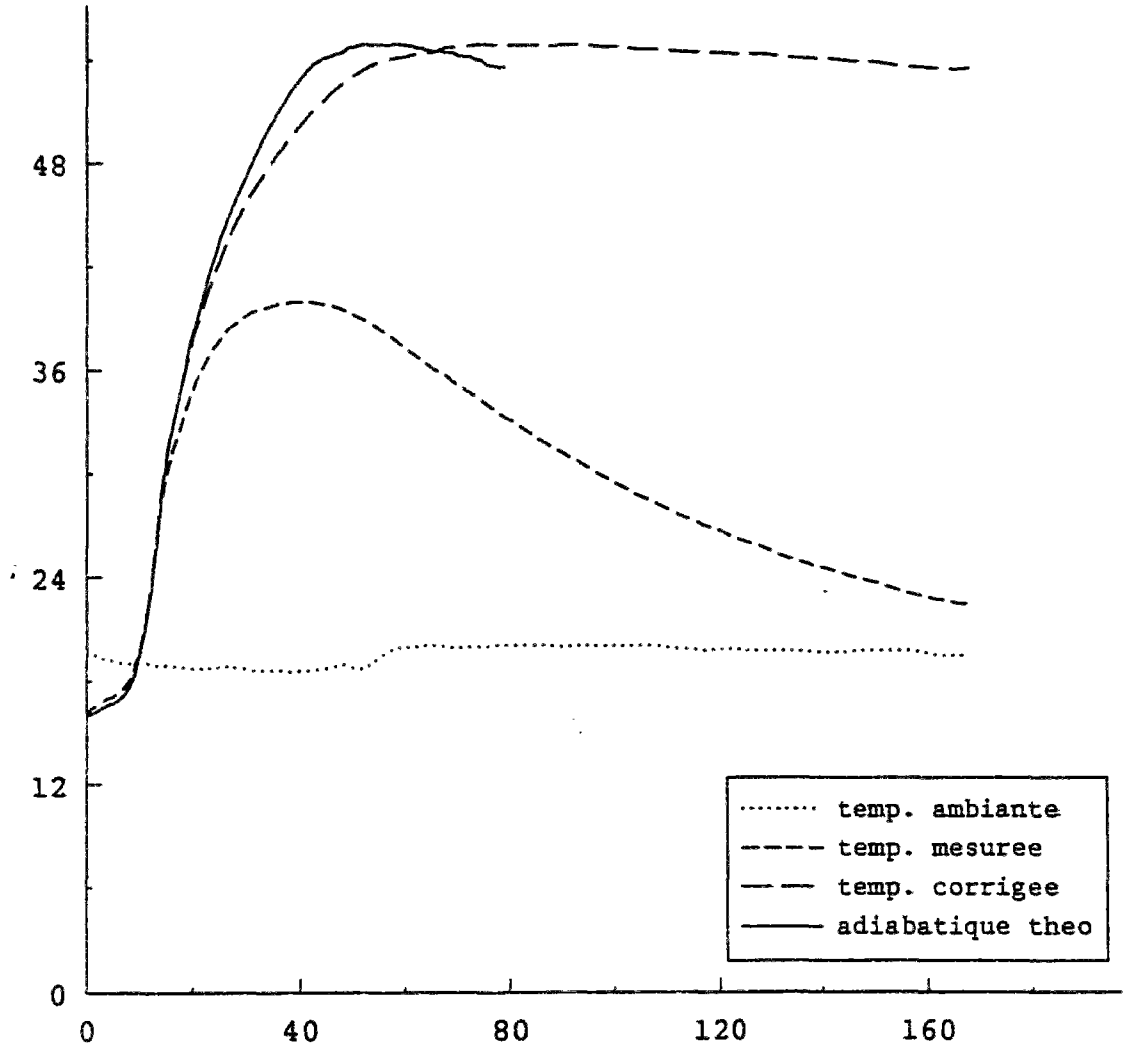
---

[5] Le flux de chaleur s'écrit : $\vec{\phi} = -\underline{\underline{D}} \cdot \mathrm{grad}T$; le tenseur de conductivité de la chaleur s'écrit ici pour simplifier : $\underline{\underline{D}} = D \cdot \underline{\underline{1}}$.

T_{int} : température intérieure.
Γ : coefficient d'échange (tabulé) fonction du type de coffrage utilisé[6]

Nous présentons ci-dessous (**figure 9**) les résultats des essais QAB du béton que nous avons utilisés pour le calcul des températures. Nous avons profité de la construction de la centrale de Civaux BHP pour nous approvisionner en béton, directement à la sortie de la toupie. Il est intéressant de noter qu'une différence apparaît cependant entre la centrale du chantier et une deuxième centrale, extérieure au site. Cette différence, pour une même composition théorique, porte sur 4°C sur les deux essais réalisés. Rappelons cependant qu'en centrale à béton, les quantités d'eau, de ciment et de granulats ne sont pas dosés aussi précisément qu'en laboratoire. La différence entre les deux centrales représente un ordre de grandeur de la dispersion à laquelle on peut s'attendre. Celle-ci reste cependant relativement faible.

Figure 9 : Résultats de l'essai QAB réalisé sur le site de la centrale de Civaux BHP.



[6] $\Gamma = 1{,}44 \frac{J}{cm^2.°C}$ pour les surfaces non ventillées et $2{,}16 \frac{J}{cm^2.°C}$ pour les surfaces ventillées.

Les résultats des simulations sont présentés en **figures 10 et 11**. La température initiale du béton est prise égale à 15°C et la température extérieure, supposée constante, est égale à 8°C. La température maximale calculée à coeur est de l'ordre de 33°C. Les gradients de température entre le coeur et la peau sont de l'ordre de 16°C. Le béton ayant encore un module très faible à cet âge-là, ce gradient ne provoque pas encore de fissuration thermique. En effet, au très jeune âge, toute la section reste en compression (quelques MPa) puisque la dilatation thermique de la levée supérieure est gênée par la levée inférieure, plus rigide et initialement à la température ambiante. Nous pouvons comparer ces variations de température avec celles mesurées sur site (**figures 12 et 13**) par des thermocouples lors des levées 11 à 14. L'élévation maximale de température mesurée à coeur, de l'ordre de 30°C, valide donc les résultats du calcul. Il est cependant délicat de comparer les gradients de température, vu le faible nombre de sonde thermiques dont nous disposions *in situ* : 4 thermocouples (**figure 14**).

Figure 10 : Répartiton de la température dans l'enceinte au pic de température (45 heures).

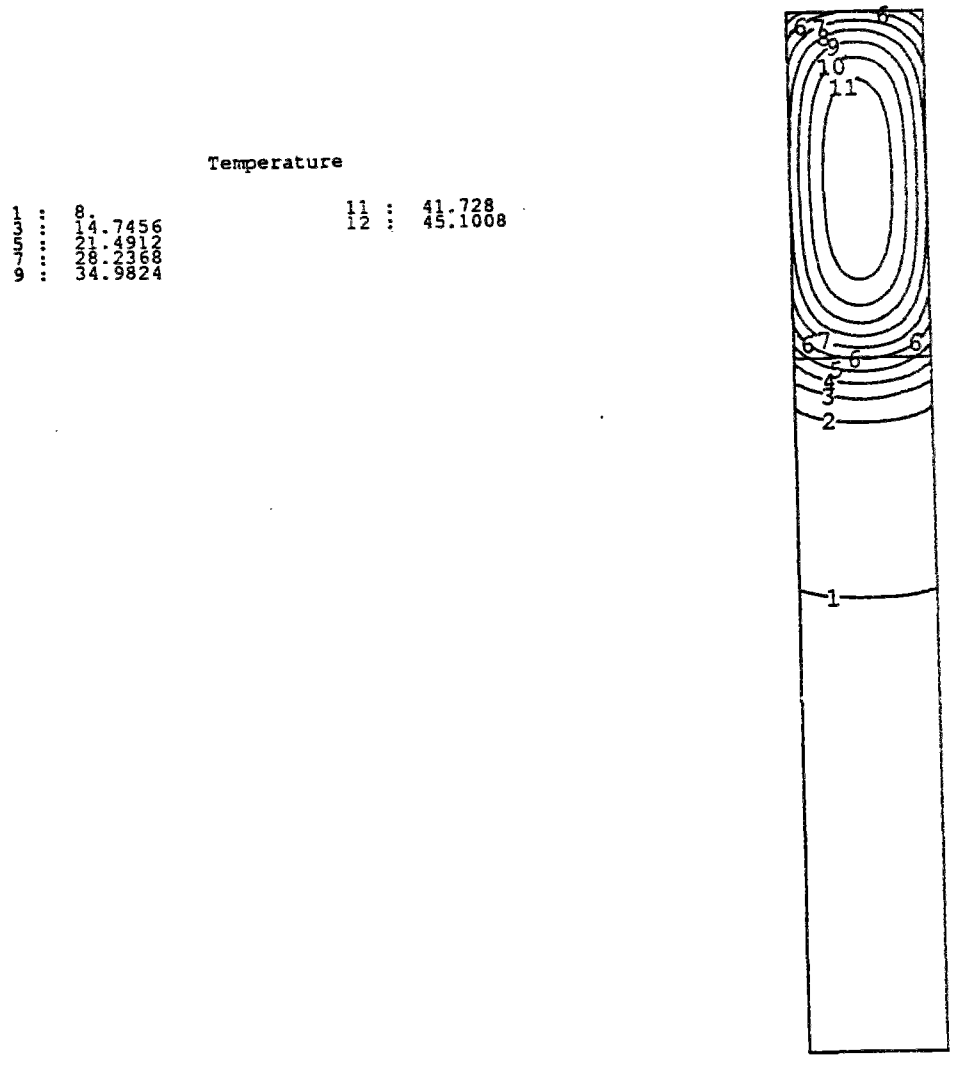


Figure 11 : Evolution de la température en fonction du temps pour 6 points du mur d'enceinte, jusqu'à 72 h puis de 72 à 320 h.

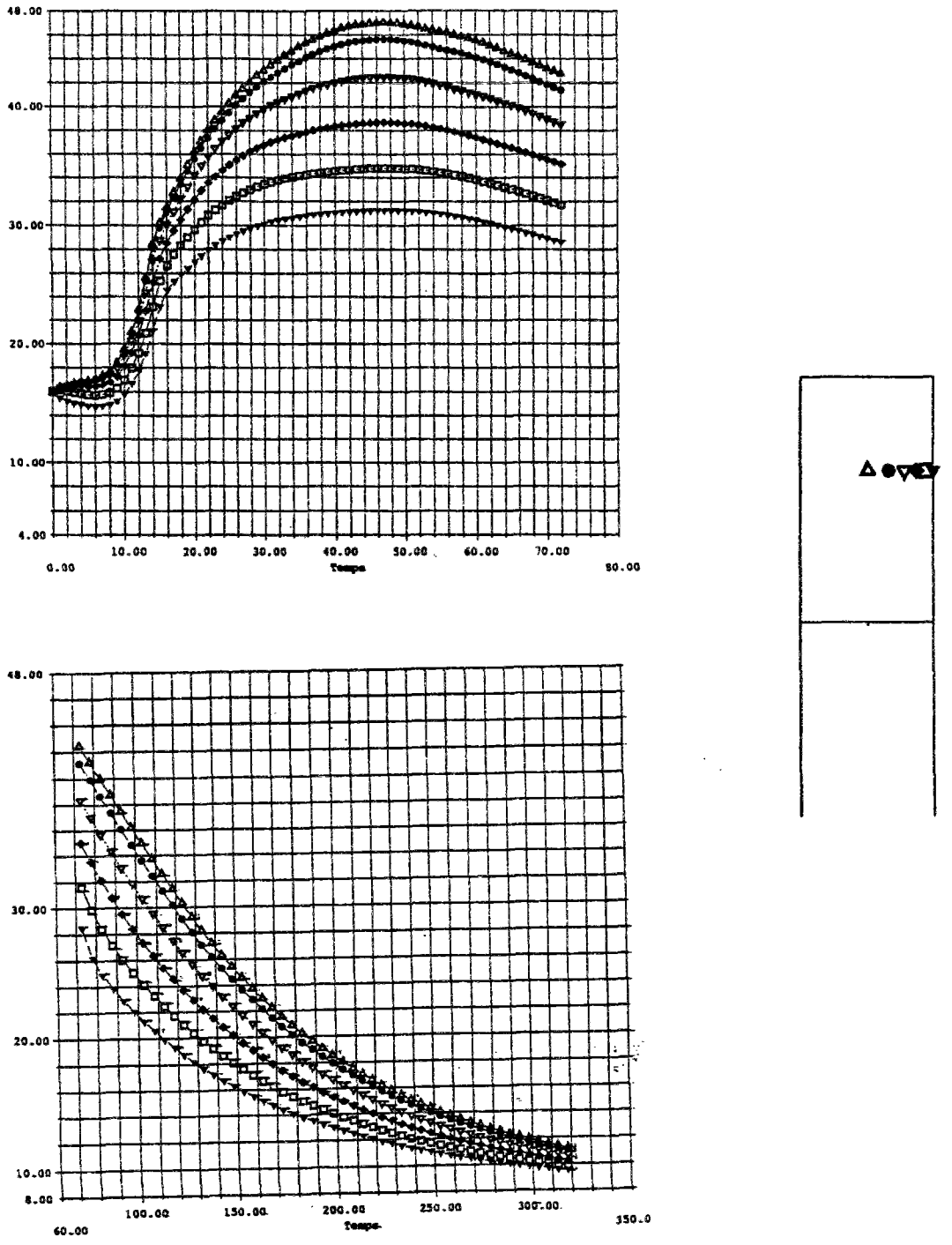


Figure 12 : Températures relevées au cours du bétonnage de la levée 12 : température au centre du mur d'enceinte, température ambiante et température au centre de la levée 11.

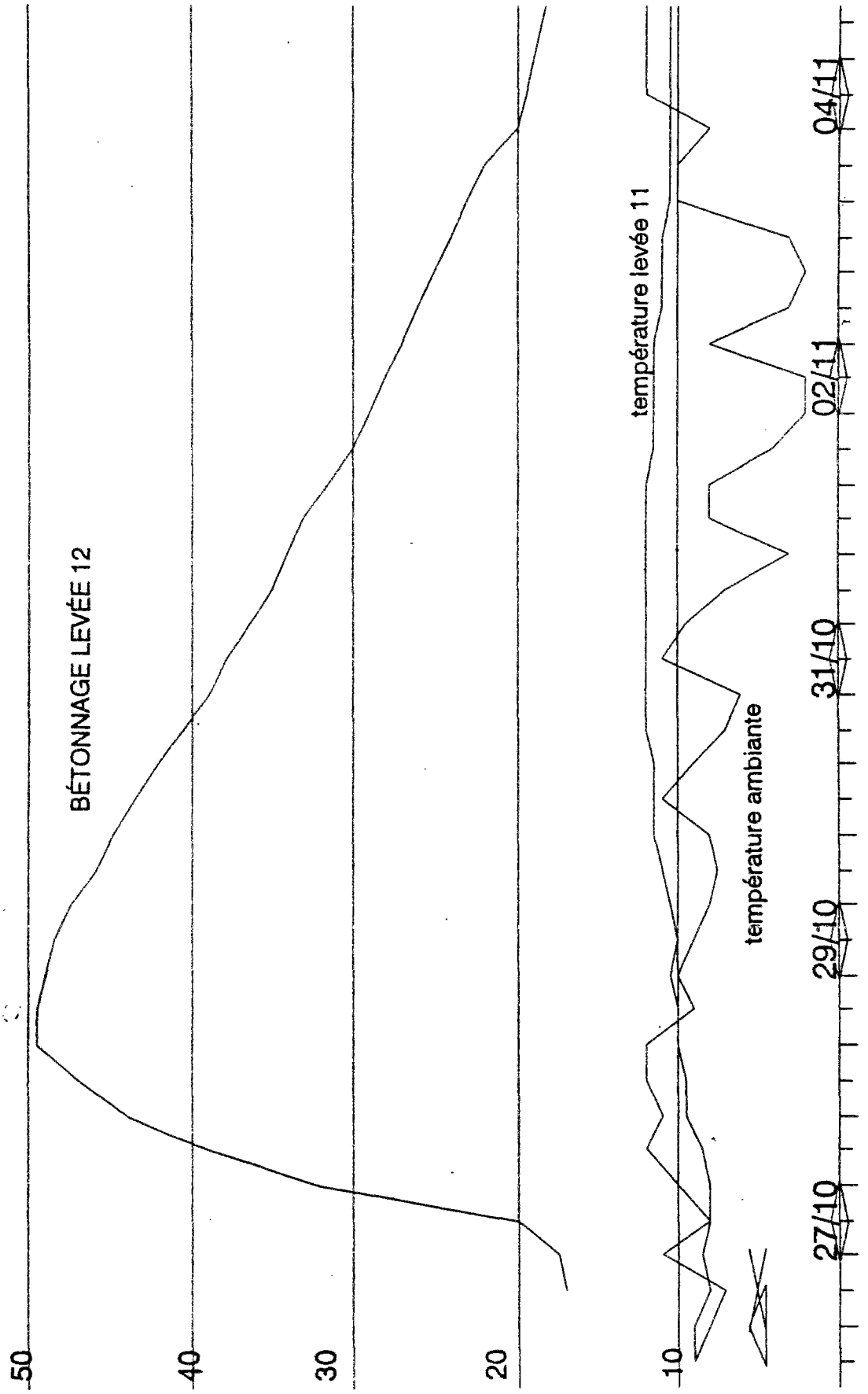


Figure 13 : Températures relevées au cours du bétonnage de la levée 14 en 4 points du mur d'enceinte.

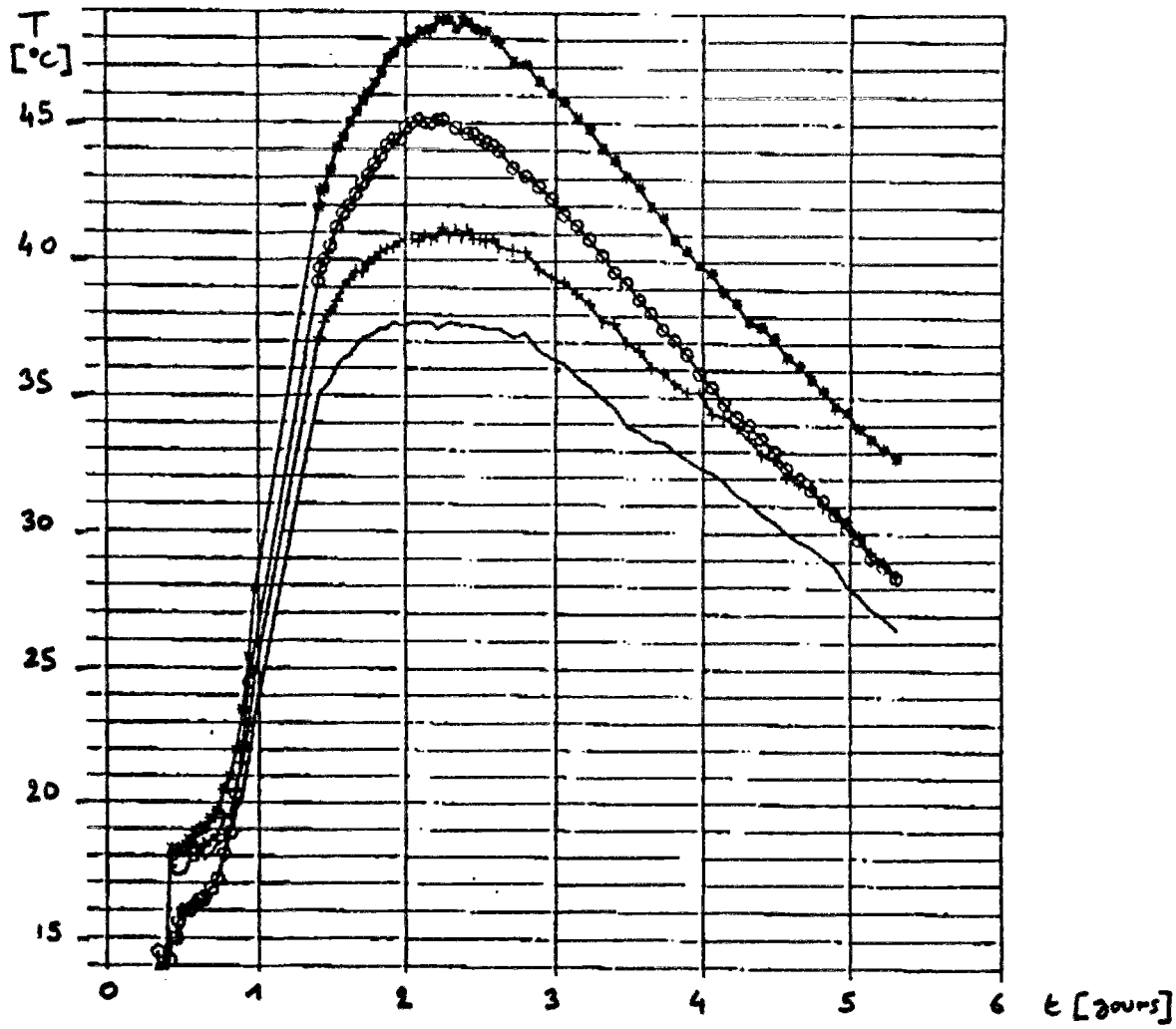
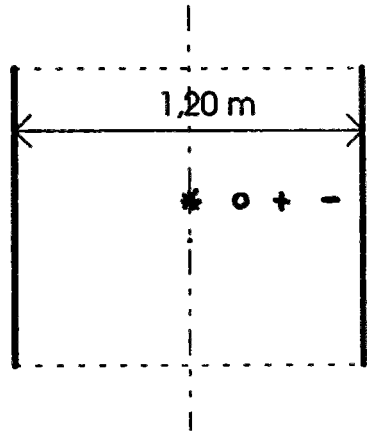


Figure 14 : Emplacement des sondes de températures associées aux mesures de déformations dans le mur d'enceinte.



4.4 Le calcul des contraintes

Le calcul des contraintes est réalisé par le module MEXO (Torrenti, 1992) qui vient relire les températures et le degré d'hydratation calculés lors du calcul précédent. La valeur de $f_c(\alpha)$ est calculée. Le module d'Young est lui aussi calculé en chaque point du maillage, en fonction de la résistance par la loi de Byfors (Byfors, 1980). La déformation et la contrainte en chaque point sont alors calculées en utilisant une loi thermo-élastique vieillissante :

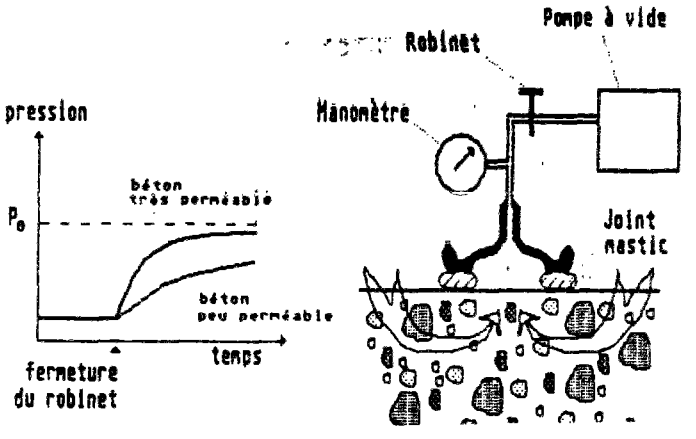
$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \frac{1+\nu}{E(\alpha)} \cdot \dot{\underline{\underline{\sigma}}} - \frac{\nu}{E(\alpha)} tr(\dot{\underline{\underline{\sigma}}}) \cdot \underline{\underline{1}} + k\dot{T} \cdot \underline{\underline{1}} \qquad \text{(II-26)}$$

Le calcul est fait en élasticité non linéaire (vieillissante), le seul moyen de prendre en compte le fluage est de prendre forfaitairement un module différé à la place du module d'Young. Cette méthode est cependant critiquable sur le plan théorique, comme nous le verrons plus en détail dans le chapitre sur le fluage propre du béton. Dans un futur proche, il est envisagé de prendre en compte le fluage par un modèle de type incrémental (Eymard, 1991). Une approche du type endommagement (Lemaitre, 1985 ; Mazars, 1984) ou probabiliste (Rossi, 1993b ; Wu, 1991) restera à implémenter pour prendre en compte la fissuration du béton (Toutlemonde, 1994).

4.5 Le cas des enceintes de centrales nucléaires, les modes de fissuration

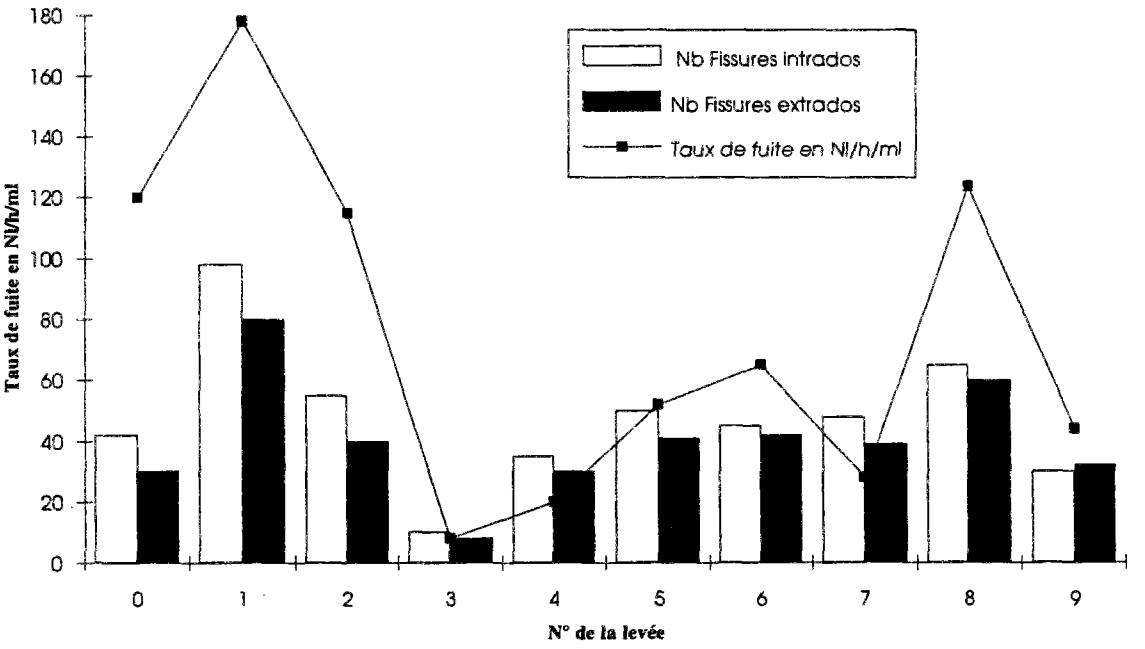
Nous présentons tout d'abord certains résultats de taux de fuite mesurés par la cloche à vide dont le montage est présenté en **figure 15**.

Figure 15 : Schéma de principe de la mesure du taux de fuite avec la cloche à vide.



Comme on peut le constater en **figure 16**, le taux de fuite est relativement bien corrélé avec le taux de fissuration (inspection oculaire du nombre de fissure (ici l'épaisseur des fissures n'intervient malheureusement pas)). La maîtrise de l'étanchéité de l'enceinte passe donc par une maîtrise de la fissuration d'origine thermique. Rappelons que la perméabilité d'un pore ou d'une fissure est proportionnelle au cube du rayon ou de l'épaisseur. Ceci explique pourquoi la perméabilité dépend surtout du niveau de fissuration (lorsqu'elle est traversante) car la taille des fissures est d'un ordre de grandeur nettement supérieur à celle des pores du béton.

Figure 16 : Relation entre le taux de fuite et la densité des fissures relevées au niveau du gousset (levée 0) et des 9 premières levées. Le taux de fuite est exprimé en Nl/h/ml (litre normalisé, par heures et par mètre linéaire de paroi)



Dans le cas des enceintes de centrale nucléaire, les fissures observées *in situ* sont pratiquement toutes verticales, donc causées par la contrainte $\sigma_{\theta\theta}$. Les variations de cette contrainte en fonction du temps sont représentées en **figure 17**. Le mur est donc en compression au jeune âge (dilatation thermique empêchée par la levée inférieure) et, lors du refroidissement, les contraintes de traction peuvent atteindre, selon un calcul entièrement élastique, des valeurs allant jusqu'à 3 MPa suivant zz, 1,2 MPa suivant θθ et 0,7 MPa suivant rr ; ceci pour un béton comme celui de Civaux BHP, pourtant optimisé vis à vis du dégagement de chaleur. On constate que le béton est soumis à un état de traction triaxial qui, vu son intensité de l'ordre de la résistance en traction du matériau, conduit à une fissuration traversante sur le site. Nous présentons enfin l'etat de contrainte dans la structure après refroidissement complet de l'enceinte (**figure 18**) ainsi que le schéma de la déformée de l'enceinte au moment du pic de température (gonflement) et après refroidissement complet de la structure (**figure 19**).

Figure 17 : Evolution de la contrainte $\sigma_{\theta\theta}$ dans le mur d'enceinte en fonction du temps.

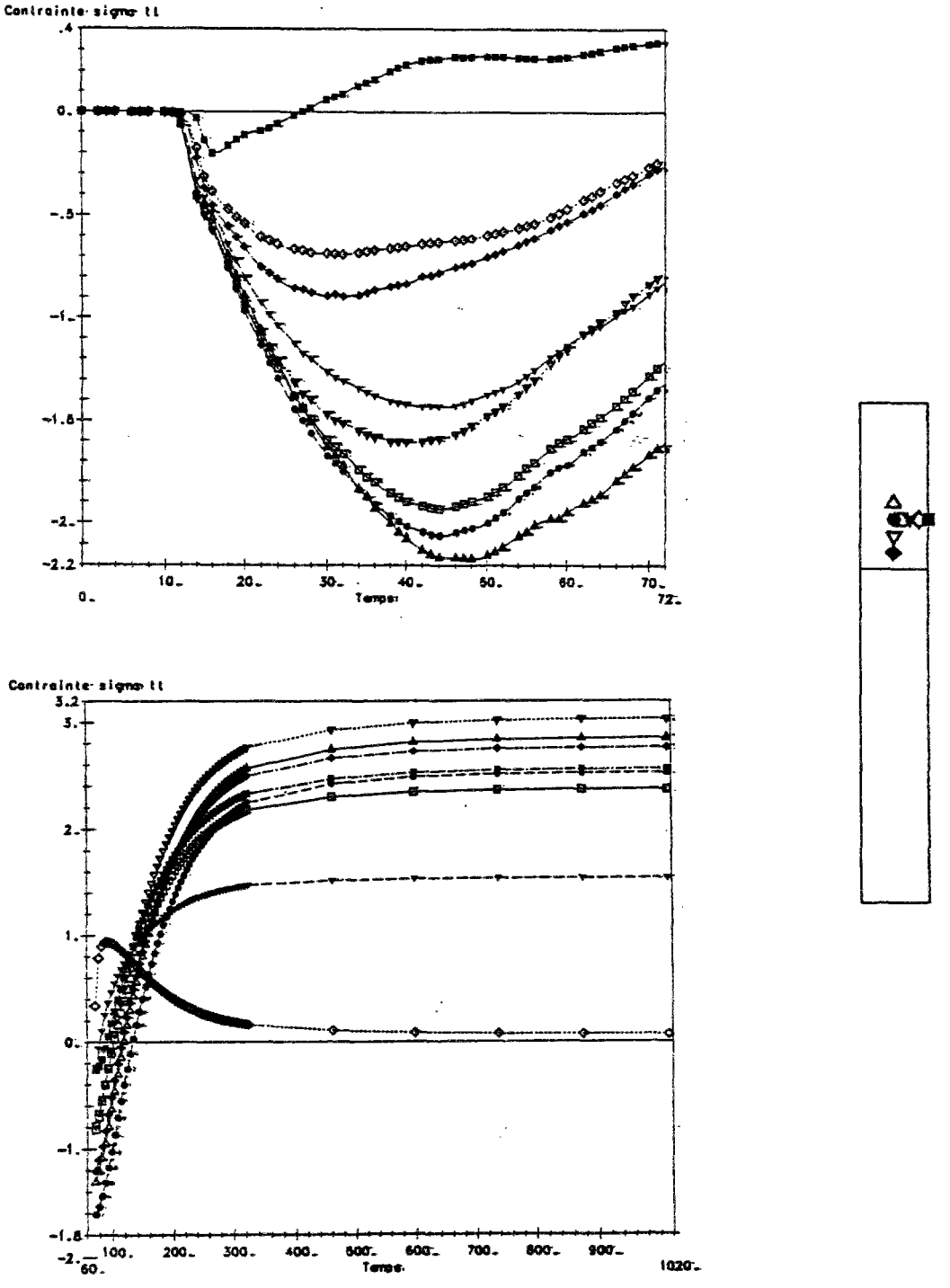
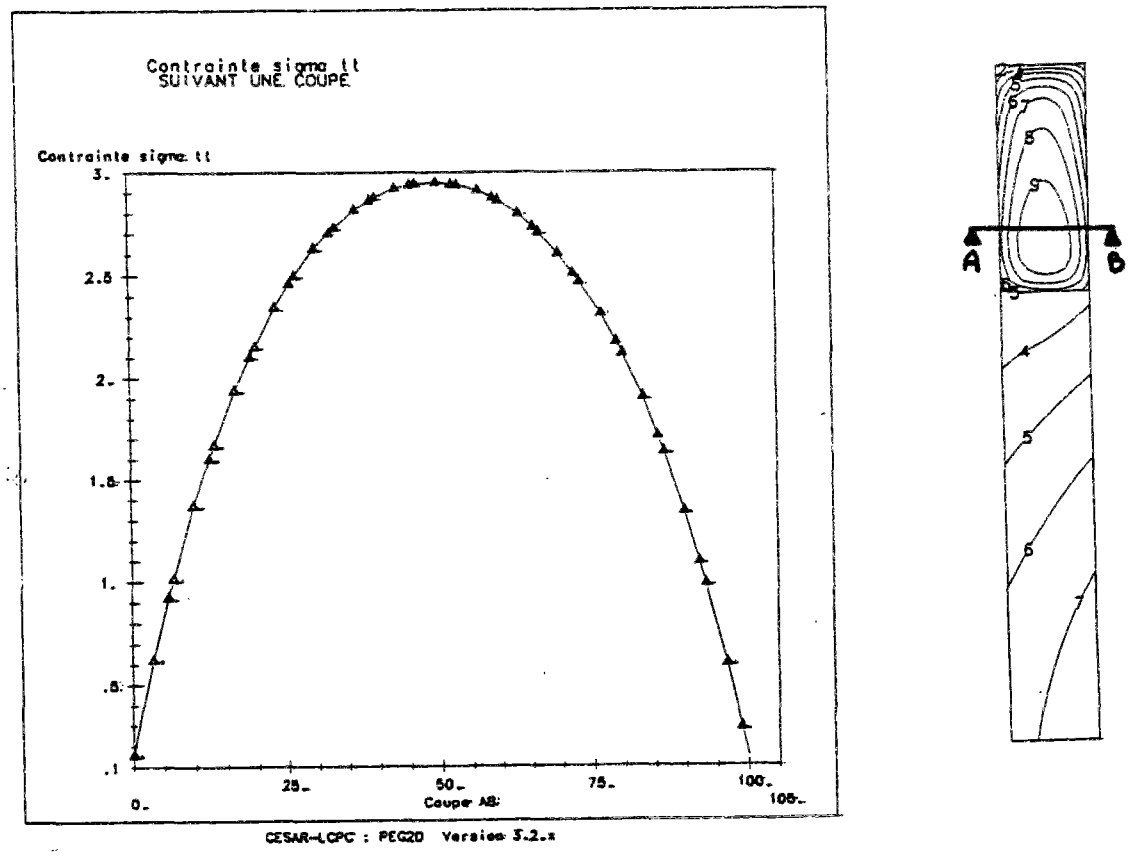


Figure 18 : Contrainte $\sigma_{\theta\theta}$ et σ_{zz} suivant une coupe dans le mur d'enceinte après refroidissement total de la structure



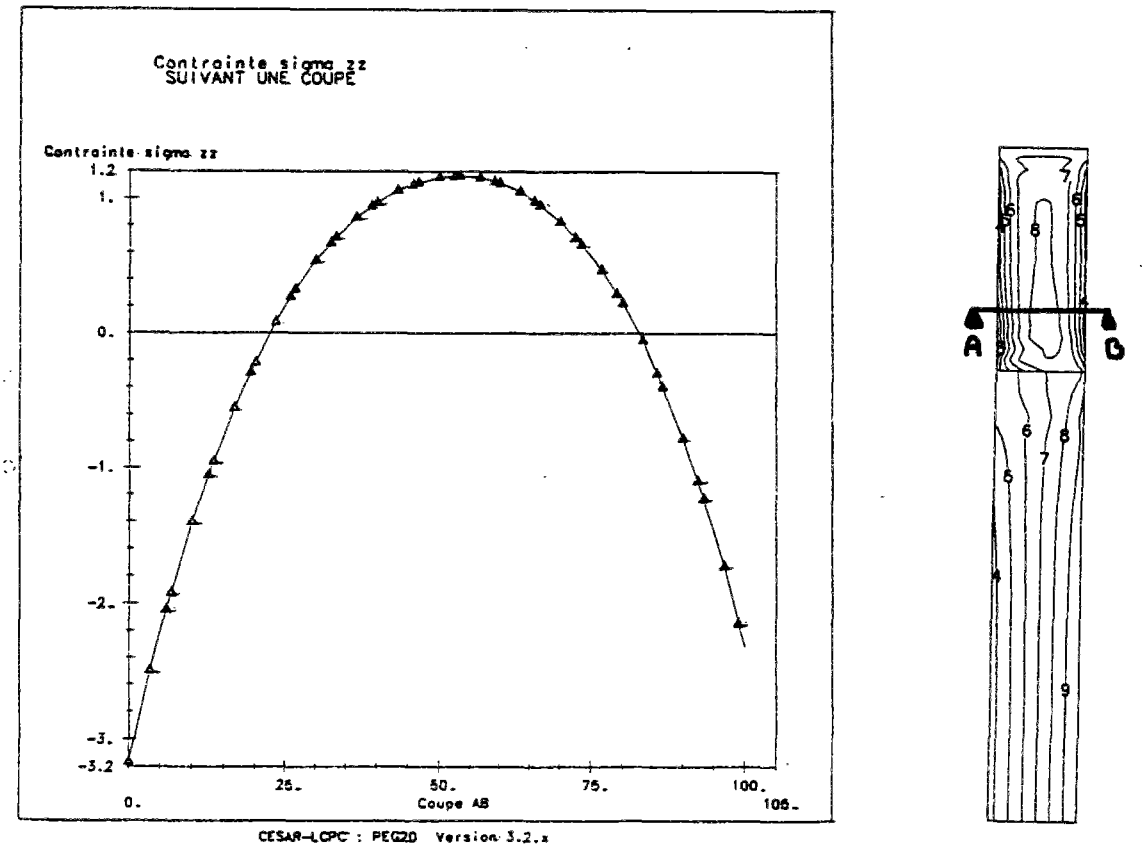


Figure 19 : Déformée de l'enceinte à 45 h (pic de température) et à 1013 h (refroidissement total). Les unités sont en cm.

DESSIN DE LA DEFORMEE

maillage initial ——— maillage deforme ———

echelle 1.

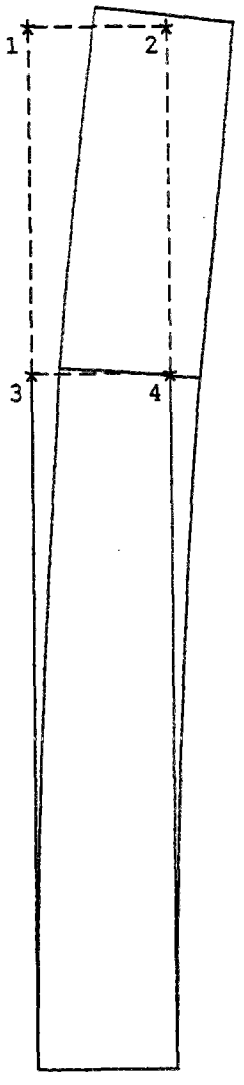
Point	U	V	H
1	.312378	.0883267	18.8758
2	.321474	.0168872	18.817
3	.133691	.0247175	18.8946
4	.147485	-.0231836	18.8306

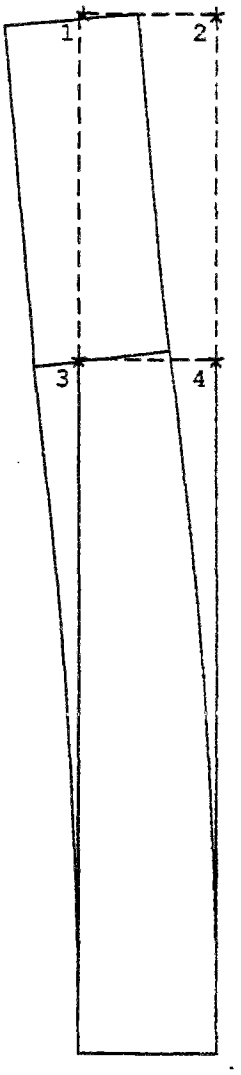
DESSIN DE LA DEFORMEE

maillage initial ——— maillage deforme ———

echelle 1.

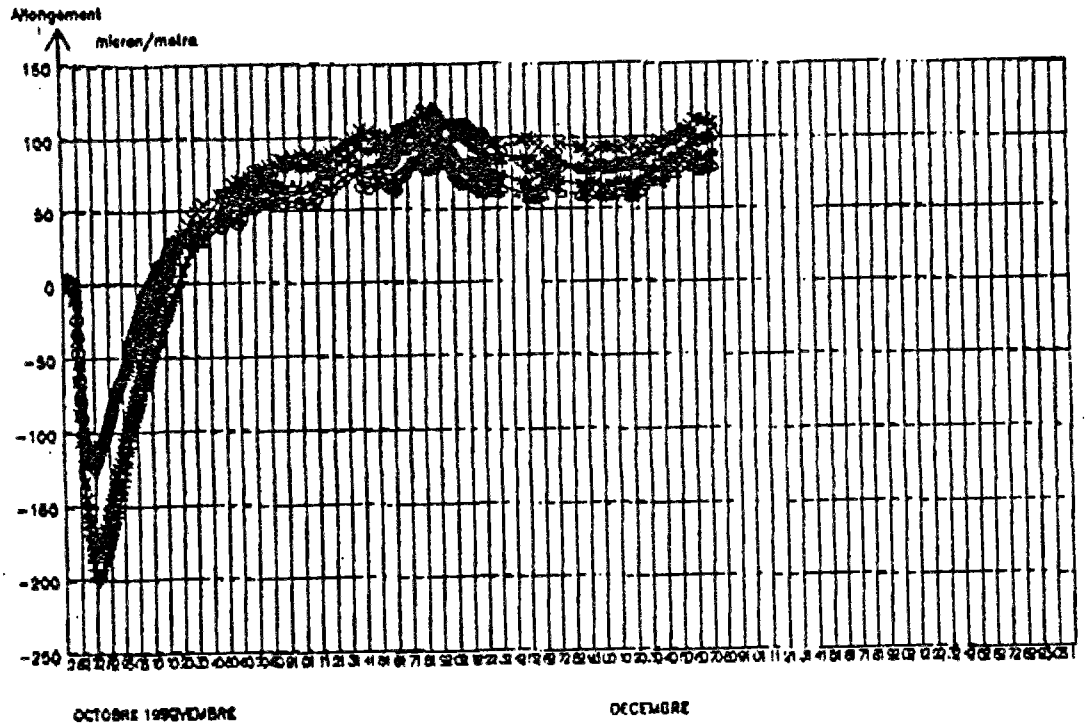
Point	U	V	H
1	-.291484	-.0466212	8.00254
2	-.301218	-.000644272	8.00226
3	-.175118	-.0292119	8.00865
4	-.177136	.0354173	8.00854





Pour la première fois sur site, des mesures de déformations au jeune âge ont été réalisées sur le site de Civaux BHP par EDF DTG (Direction Technique générale) à l'aide de cordes vibrantes souples qui ont la particularité d'avoir une très faible rigidité, et donc de permettre des mesures de déformation au très jeune âge alors que le module d'élasticité du béton est encore très faible (Boulay, 1993). Les résultats sont présentés en **figure 20**. Pour dépouiller parfaitement ce graphique en terme de contrainte, il faudrait pouvoir connaître le module du béton à chaque instant. Comme nous ne disposons pas de cette donnée, nous nous contenterons de comparer les déformations mesurées à la déformation du béton à la rupture, qui est de l'ordre de 150.10^{-6} en traction. Un autre problème apparaît et concerne le zéro des déformations. En effet, lors du bétonnage, il est à peu près sûr que certains tassements de béton frais se produisent lors de la vibration alors que le module du béton est proche de zéro ce qui va donc jeter le doute sur la première partie de la courbe, celle où la déformation du béton passe de 0 à -150.10^{-6}. On constate d'ailleurs dans cette partie de courbe une forte dispersion des déformations. Il est donc difficile de faire la part des choses entre les tassements de béton frais et les déformations d'origine thermique.

Figure 20 : Déformations $\varepsilon_{\theta\theta}$ du béton au très jeune âge dans le mur d'enceinte mesurées à l'aide de cordes vibrantes ayant une très faible rigidité. On constate bien que le mur d'enceinte est en compression dans la première phase avant de partir en traction lors du refroidissement.



Pour finir, nous nous proposons d'analyser le **tableau 2** où, sur les 13 premières levées, nous avons des informations concernant à la fois les conditions thermiques de bétonnage et un indicateur représentatif du taux de fissuration : le taux de fuite noté Q.

Tableau 2 : Renseignements divers concernant les 13 premières levées.

N°	CIMENT			EAU TOTALE					RESIST. à 28j.		Q
Levée	Exoth. 5 j.	Blaine	T Ini.	mini	maxi	moy.	T Fabric	T Amb.	Comp.	Trac.	
	J / g	cm² / g	°C	l/m3	l/m3	l/m3	°C	°C	MPa	MPa	Nl/h/ml
1	270	3687	34				18	4	65	4,2	178*
2	296	3796	45				15	2	65	4,1	115*
3	308	4192	52	160	180	172	16	7	67	3,6	8
4	299	3756	34			173	13,5	8	61	3,8	20
5	297	3858	44			171	17	12	66	3,2	52
6	294	3873	46			179	22,5	20	70	4,2	65
7	287	3851	56				23,5	20	68	3,9	28
8	277	3744	52	169	186	178	21,5	16	67	3,5	124*
9	265	3928	42	172	197	180	26,5	27	65	4	44
10		3817	32	163	195	180	22	16	69	4,5	111*
11		3696	56	170	197	183	22	15	68	4,5	20
12		3715	32	171	204	186	15	9	72	4	
13				180	207	196	15	11			

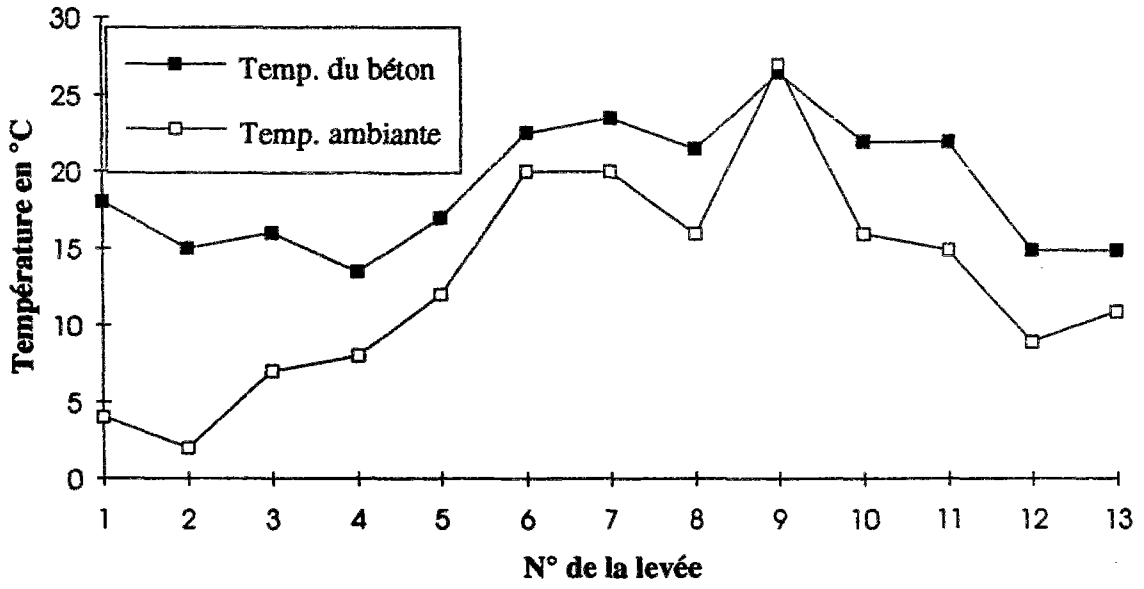
Au premier abord, les résultats paraissent surprenants puisque certaines levées fissurent (marquée avec un astérisque) et d'autres pas ! En effet, plusieurs facteurs jouent des rôles dans des sens différents. Les commentaires que l'on peut faire pour éclairer ces mesures expérimentales sont les suivants :

1. Les qualités du ciment (finesse Blaine ≈3800 cm²/g +/- 6 %, exothermie ≈ 290 J/g +/- 7%) restent à peu près constantes au cours du temps. Le ciment en tant que tel n'est vraisemblablement pas en cause encore qu'il serait utile de mesurer la demande en eau de ce ciment en fonction du temps.

2. La température initiale du ciment par contre est assez élevée puisque comprise entre 34 et 56°C. Ceci est relativement défavorable pour le béton puisque la température initiale du béton et donc sa température de prise sera relativement forte. Un effort du cimentier est peut être possible !

3. Lorsque la température du béton frais est très élevée par rapport à la température extérieure (de plus de 5 °C) : levée 1, 2, 8 et 10, une fissuration plus importante apparaît. Il est, en effet, tout à fait intéressant de constater, si l'on compare la **figure 16** avec la **figure 21,** que les pics de différence entre la température extérieure et la température du béton coïncident très bien avec les pics de fissuration.

Figure 21 : Température initiale du béton en fonction de la température ambiante.



4. Enfin, on constate que la teneur en eau totale du béton augmente sensiblement sur les levées postérieures à la levée 6. Or c'est à partir de ces levées que l'on constate une abondante fissuration. Ce facteur a déjà été expliqué précédemment.

5. La levée 8 qui présente l'un des débits les plus forts correspond à la fois à une forte température initiale du ciment, à une forte température initiale du béton frais, supérieure de 5,5 °C à la température extérieure, et à une forte teneur en eau. Par ailleurs, la levée 9 ne fissure pas, car la température extérieure est supérieure à la température du béton, les deux autres facteurs étant tous deux semblables à ceux de la levée précédente.

4.6 Remarque sur l'eau ajoutée

En ce qui concerne la façon de comptabiliser l'eau totale dans le béton, il est nécessaire de prendre en compte l'eau contenue dans les granulats. Nous en voulons pour preuve une série d'essais réalisés sur le béton de Civaux BHP (**Tableau 3**), puisque c'est principalement la quantité d'eau totale qui impose la valeur du slump. Nous rappelons que la maniabilité des bétons à hautes performances, du fait de la faible quantité d'eau présente dans le béton, est relativement plus sensible à la teneur en eau pour des slumps inférieurs à 18 cm. C'est d'ailleurs pour cela qu'on les formule généralement avec des slumps de l'ordre de 20 cm[7]. Nous avons fait réaliser plusieurs gâchées pour mesurer l'influence de la teneur en eau des granulats qui étaient soit secs, soit dans leur état naturel (teneur en eau du sable = 5,8 %, teneur en eau des graviers = 2,23 %) ou bien saturés (teneur en eau du sable = 17,6 %, teneur en eau des graviers = 3,9 %).

[7] Au delà d'un slump de 20, la maniabilité et le slump sont beaucoup moins sensibles à la quantité d'eau.

Tableau 3 : Slump du béton en fonction de la teneur en eau des granulats.

Matériaux	Eau granulats	Eau totale	slump t = 3 min.	slump t = 25 min.	slump t = 60 min.	slump t = 90 min.
secs	0	**161**	5,5			
naturels	64	**161**	5,0			
naturels	64	**170**	20,5	19,8	19,6	18,7
secs	0	**178**	22	22	21,7	20,5
naturels	64	**178**	21,5	21	20	19,8
humide	174	**178**	23,5	22,5	21,8	21,8
secs	0	**190**	20,5			
naturels	64	**190**	21,5	23,5	22,6	22
humide	174	**190**	20,5			

On constate ici que l'eau apportée par les granulats joue un rôle similaire à l'eau d'ajout, ce qui tend à prouver que l'absorption d'eau des granulats est relativement rapide, en particulier pour des calcaires relativement poreux comme ceux de Civaux. En ce qui concerne les propriétés mécaniques, le **Tableau 4** donne les principaux renseignements.

Tableau 4 : Evolution des caractéristiques mécaniques en fonction de la teneur en eau.

Eau totale	Caractéristique mécanique	âge 24 heures	âge 2 jours	âge 7 jours	âge 28 jours
170	R_c	18,5	33,6	51,0	68,5
	E	22,5	23,3	31,7	35,1
	R_t *	1,89	3,1	3,9	4,2
190	R_c	16,6	30,2	47,2	65,4
	E	21,5	25,2	29,8	34,9
	R_t *	1,93	2,9	3,8	4,3

* : mesurée par fendage.

On constate bien une baisse globale des caractéristiques mécaniques pour une hausse de 20 l d'eau totale.

5. Les essais avec traitement thermique

5.1 Description des essais

Dans le paragraphe sur les résultats des essais mécaniques, nous avons insisté sur l'importance, du point de vue hygrométrique, d'un contrôle rigoureux de la conservation des éprouvettes en vue de reproduire au mieux les conditions in situ. Il est une deuxième variable d'état à laquelle on attache généralement autant d'importance dans les études sur le comportement différé : la température. Au cours de la vie d'une centrale, on peut, du point de vue de la température, découper la vie du béton en trois périodes de longueurs inégales :

1. le coulage et la prise (1 à 2 semaine), pendant lesquels le béton est dans un état transitoire, à la fois chimiquement, mécaniquement et thermiquement parlant ; la température du béton peut alors dépasser les 50°C.

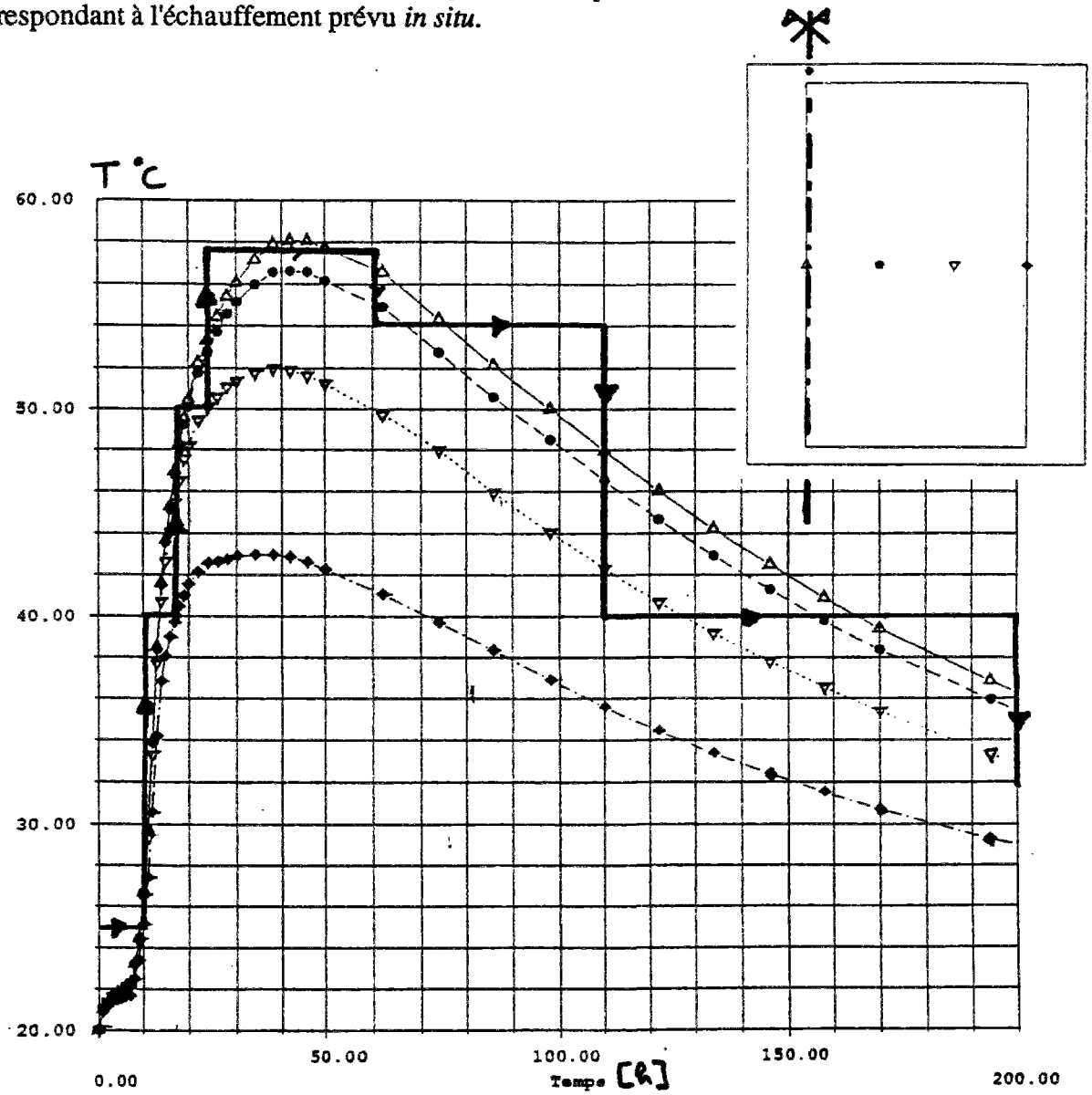
2. la période qui sépare le coulage de la mise en service de la centrale (2 ans environ), période pendant laquelle le béton est soumis au cycle de température saisonnier.

3. la période d'activité de la centrale, d'environ une quarantaine d'année, période pendant laquelle le béton subit une température moyenne d'environ 20 à 35°C avec un gradient de quelques degrés entre l'intrados et l'extrados.

Du point de vue de l'analyse du comportement différé du béton, les deux dernières périodes pendant lesquelles la température ne dépasse pas les 30°C peuvent être prises en compte d'une façon relativement aisée ; les règlements proposant le plus souvent des fonctions correctives permettant de tenir compte de la température (voir par exemple le code CEB). Il n'en est pas de même pour la période qui suit le coulage du béton, pendant laquelle on peut supposer que les températures atteintes modifient irréversiblement la microstructure de la pâte de ciment durcissante, et ce, d'autant plus que la prise se fait à haute température. Ainsi, de manière à pouvoir quantifier ce phénomène, nous avons décidé de doubler certains essais de comportement différé de deux bétons (Paluel et Flamanville) en leur faisant subir l'histoire réelle de température du béton d'enceinte. Nous présentons par la suite la démarche choisie, ainsi que et les résultats des essais mécaniques sur ces deux types de matériaux. Les résultats de fluage seront présentés ultérieurement.

Nous avons donc simulé le champ de température dans une structure de 1,20 m d'épaisseur avec les données obtenues avec les essais QAB (**figure 6**) des bétons de Paluel et de Flamanville (**figure 22**). Nous avons par la suite fait subir aux éprouvettes le même cycle de température au moyen d'une étuve (le cycle réel de température imposé aux éprouvettes est représenté en trait continu).

Figure 22 : Cycle de température imposé aux éprouvettes de Flamanville et de Paluel correspondant à l'échauffement prévu *in situ*.



5.2 Résultats et interprétation

Les résultats obtenus sur les éprouvettes de Paluel et de Flamanville ayant subi un traitement thermique sont présentés sur le **tableau 5** ci-dessous. Les essais mécaniques sur ces deux types de béton ont été réalisés sur 3 éprouvettes ø 16 x 32 suivant la démarche utilisée pour les essais mécaniques classiques. Avant de passer à l'étape d'interprétation des résultats, il est nécessaire de garder en mémoire que si l'on souhaite analyser des résultats d'essais (dont on suppose que leur distribution suit une loi normale N(moy , α)) à l'aide d'une loi de Student-Fisher (car l'écart type

de la loi normale est lui aussi inconnu), il est nécessaire de disposer d'un échantillon minimal de 4 résultats. L'intervalle de confiance à 95% autour de la moyenne est alors du type :

$$m - \frac{3{,}18s}{\sqrt{4}} \leq moy \leq m + \frac{3{,}18s}{\sqrt{4}} \qquad (28)$$

avec : moy : moyenne de la distribution.
m : moyenne estimée par l'échantillon.
s : estimation non biaisée de l'écart-type de la loi normale.

On constate donc qu'il est nécessaire de disposer d'un grand nombre d'essais pour pouvoir positionner l'un par rapport à l'autre les essais avec ou sans traitement thermique. Statistiquement, il est donc difficile de conclure avec seulement trois éprouvettes. Seule la tendance est donc représentée sur le **Tableau 5**.

Tableau 5 : Résultats des essais mécaniques *avec traitement thermique* et sans traitement thermique.

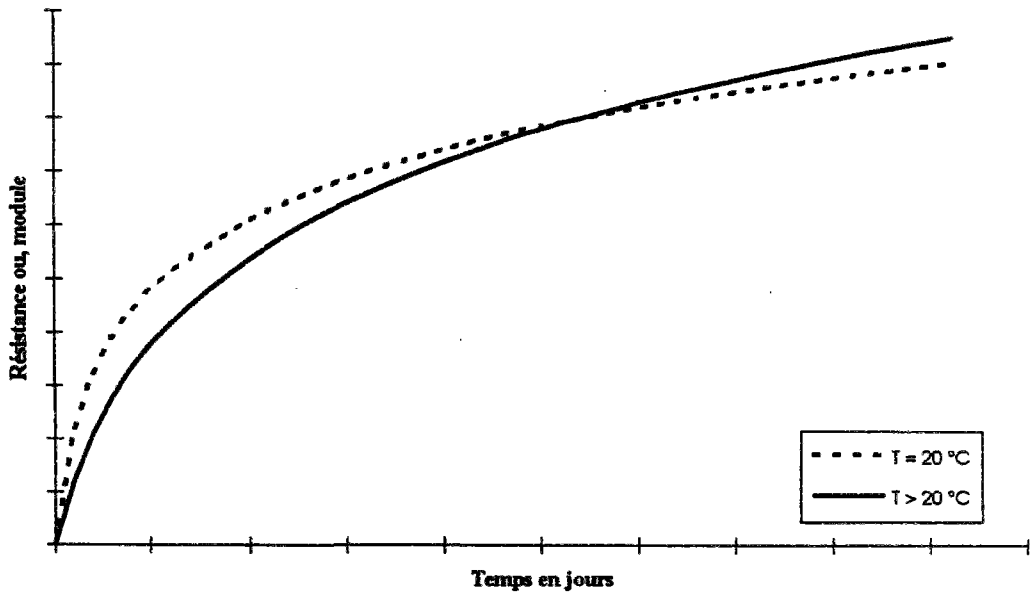
	R_c 28 j (MPa)	R_c 1 an (MPa)	E 28 j (GPa)	E 1 an (GPa)
Flamanville	53,4 *40,1**	61,2 *52,2**	31,9 *30,9**	37,3 *35,8**
Paluel	40,0 *42,6**	53,6 *48,6**	38,4 *40,9**	44,0 *42,1**

* : avec traitement thermique

Pour aller plus loin, il est intéressant de faire un examen approfondi de la littérature. Neville (Neville, 1981), par exemple, constate que les caractéristiques mécaniques (résistance et module d'Young) d'un béton ayant subi un traitement thermique sont plus élevées au jeune âge mais présentent des valeurs asymptotiques plus faibles que celle du même béton conservé à 20°C. On se reportera au schéma ci-dessous (**figure 23**) qui permet une visualisation rapide de ce phénomène. Classiquement, on donne l'explication suivante : l'eau non combinée qui se trouve naturellement dans la pâte de ciment a un coefficient de dilatation thermique (CDT) de l'ordre de $150.10^{-6}K^{-1}$ alors que le CDT de l'hydrate est plutôt de l'ordre de $10.10^{-6}K^{-1}$. La prise ayant lieu à haute température, les ponts entre les différents hydrates vont se faire plus rapidement certes (loi d'Arrhenius), mais dans une structure plus lâche, puisque l'eau libre à tendance à écarter les hydrates les uns des autres. Il en résulte donc une perte de résistance et de rigidité à long terme. Il est à noter cependant qu'à cette échelle de température, il n'y a pas lieu de supposer une différence notable dans la microstructure des différents hydrates.

Nos essais avec traitement thermique vont donc bien dans le même sens que ce qui a été observé par Neville et son équipe puisque l'écart entre les performances mécaniques des bétons non thermoactivés et thermoactivés s'accroît au cours du temps. Cette différence, de l'ordre de 10 MPa sur la résistance à Flamanville et de 5 MPa à Paluel, est assez importante. Le module subit, lui, une perte maximale de 2 GPa. Il n'y a donc rien d'inquiétant.

Figure 23 : Evolution de la résistance et du module avec et sans traitement thermique



6 Conclusion

Nous avons vu que la maîtrise de la fissuration d'origine thermique représente un enjeu important pour le maître d'ouvrage confronté à des structures épaisses. La compréhension et la modélisation des phénomènes chimiques et mécaniques ont fait d'importants progrès dans les dernières années, notamment par l'apparition de codes de calculs capables de donner des réponses qualitatives sur l'état des contraintes prévisibles dans la structure. Il est cependant encore très difficile, pour l'ingénieur de chantier, de réagir en temps réel et d'adapter la formulation aux conditions du coulage de manière à minimiser cette fissuration.

D'une manière préventive, si EDF veut minimiser la fissuration d'origine thermique dans les enceintes de centrales nucléaires, il est nécessaire qu'elle impose aux chantiers de respecter plusieurs points :

1. Abaisser la température initiale du béton :
   - eau froide
   - ciment froid

2. Eviter de bétonner par temps très froid ou bien dès que la température du béton frais est élevée de plus de 5°C par rapport à la température extérieure.

3. Contrôler très strictement la teneur en eau dans le béton.

4. Choisir des ciments faiblement exothermiques (peu de C^3A) et abaisser tant que possible la teneur en ciment dans le béton. Enfin, remplacer une partie du ciment par de la fumée de silice et des fillers (Ithuralde, 1992 ; de Larrard, 1990b).

Ces différents points sont certes contraignants pour le chantier mais il nous semble qu'ils sont réalisables au prix d'un sérieux contrôle qualité et d'une motivation du personnel concerné.

B. Le séchage et le retrait de dessiccation du béton

Introduction

Nous avons vu, dans les deux chapitres précédents, que les déformations différées du béton au jeune âge étaient principalement liées à l'hydratation du ciment. Dans le cas du retrait thermique, c'est l'élévation de température résultant de la chaleur dégagée pendant cette réaction, concurremment au fait que les caractéristiques mécaniques du matériau évoluent fortement au fur et à mesure que le béton durci, qui provoque un retrait ou des contraintes pouvant induire une fissuration. Dans le cas du retrait endogène, le phénomène est plus complexe puisque l'hydratation est certes le moteur des déformations mais le processus physique réellement responsable des déformations résulte des forces capillaires qui apparaissent suite à la baisse de l'hygrométrie interne du matériau.

Dans les deux prochains chapitres, nous allons voir, sur une échelle de temps beaucoup plus importante que pour le retrait endogène, comment ces mêmes forces capillaires peuvent être mises à contribution par un deuxième moteur : le séchage du béton, qui résulte d'un déséquilibre hygrométrique entre le matériau et le milieu extérieur.

Nous abordons en premier lieu la modélisation du séchage puis nous proposons une modélisation du retrait de dessiccation. Dans les deux cas, notre effort a principalement porté sur une justification théorique des approches classiques habituelles (Acker, 1998 ; Bazant, 1972a, 1982, 1986a, 1986b,), plus fondée mécaniquement et thermodynamiquement. Pour cela, nous nous sommes placés dans le cadre général de la mécanique des milieux poreux (Coussy, 1991, 1994 ; Lassabatère, 1994).

Sommaire
Chapitre III

Le séchage du béton

1. Objectifs 157

2. Le séchage : causes et conséquences 158

3. L'eau dans la pâte de ciment durcie et dans le béton 159
   3.1 Peut on parler d'une porosité du béton ? 159
   3.2 L'eau dans le béton 160
   3.3 Distinction entre eau évaporable et non évaporable 161
   3.4 Analyse de la structure poreuse du béton durci 161
   3.5 Facteurs limitant l'étude expérimentale des phénomènes de séchage 164

4. Isotherme de sorption/désorption du béton 169

5. Equations de la migration de l'humidité dans le béton 170
   5.1 Dérivée matérielle d'une intégrale de volume 170
   5.2 Equations de la masse 171
   5.3 Equation de diffusion pour l'eau liquide et l'eau gazeuse 173

6. Explication physique de D(C) 176

7. Effet d'un champ de contrainte sur le séchage 179

8. Conditions initiales et conditions aux limites 180

9. Prise en compte de la fissuration 181

10. Relation entre la taille de l'éprouvette et le temps de séchage 182

11. Application à notre étude 185

12. Conclusion 194

Chapitre III

Le séchage du béton

1. Objectifs

Le but de cette partie est de proposer une modélisation macroscopique du séchage du béton par une approche d' "Ingénieur", ce qui signifie que les paramètres de la modélisation seront en nombre restreint et tous facilement mesurables expérimentalement. Ceci a pu être réalisé d'une façon pratique au moyen d'une loi de diffusion transitoire non linéaire de l'humidité, couplée avec la température, et intégrée au sein du code de calcul aux éléments finis CESAR - LCPC. Nous préciserons d'emblée les hypothèses simplificatrices qui sont habituellement faites sur le matériau, et nous en ferons apparaître les limites pour ce type de modélisation.

Simultanément, nous tenterons de situer notre approche dans le cadre général de la mécanique des milieux poreux (Coussy, 1991, 1994 ; Lassabatère, 1993, 1994). Une telle approche fait en effet apparaître très clairement, au niveau des équations d'état, les différents couplages mécaniques, physiques, et chimiques, à l'échelle du matériau. A partir de cette approche nous pouvons, dans notre cas très particulier, proposer des hypothèses simplificatrices qui nous semblent justifiées pour aboutir à l'approche d'ingénieur que nous cherchons à développer et dans laquelle les différents phénomènes peuvent, en première approximation, pour le béton, apparaître comme étant faiblement couplés.

Pour notre étude, nous montrerons comment les paramètres de la modélisation sont déterminés à partir du programme expérimental en laboratoire (éprouvettes Ø 16 x 32 cm ; séchage radial à T = 20°C et h = 50 % HR). Par la suite, on réalise les calculs de structure sur l'enceinte de confinement, depuis la construction jusqu'à sa durée de vie présumée qui est de 40 ans.

2. Le séchage : causes et conséquences

Pour permettre un bétonnage aisé lors du coulage sur chantier (vibration, enrobage des armatures, pompage sur une longue distance...) le béton doit avoir une bonne ouvrabilité (mesurée habituellement au cône d'Abrams ou au maniabilimètre (Lesage, 1974)). Pour augmenter cette maniabilité, tout en respectant le nécessaire compromis avec la résistance (Formule de Ferret[1]) (de Larrard, 1988, 1991), on est conduit, en plus de l'utilisation des (super)plastifiants, à concevoir des bétons présentant des rapports e/c beaucoup plus élevés que la réaction d'hydratation ne le nécessiterait. Une partie de l'eau non utilisée lors de la réaction d'hydratation se trouve donc non liée chimiquement dans le béton (Acker, 1988). Au décoffrage, le béton est plongé dans une ambiance extérieure qui présente, dans nos climats tempérés, un degré d'hygrométrie moyen de l'ordre de 60 % à 80 % HR (Diruy, 1993 ; Granger, 1994). Il subit alors un véritable choc hydrique (par analogie avec un choc thermique). Le béton est donc en déséquilibre thermodynamique avec l'atmosphère ; le séchage va lui permettre de retrouver, très lentement, un équilibre hydrique avec le milieu extérieur.

Physiquement, le séchage met en jeu des phénomènes complexes intimement couplés les uns aux autres et qu'il est difficile d'aborder au niveau microscopique vu la complexité géométrique du réseau poral (Patel, 1985) et la difficulté de trouver des lois permettant de passer des phénomènes d'adsorption / désorption moléculaire (Baroghel, 1989) ou d'évaporation / condensation aux lois classiques des phénomènes de transport qui se produisent à l'échelle macroscopique. A cette échelle (celle du milieu continu) nous verrons qu'il est possible de classer les phénomènes de transport en deux grandes familles :

1. Des phénomènes de diffusion en phase liquide (de type Darcy) tant qu'il y a encore continuité de la phase liquide ;

2. Des phénomènes de diffusion en phase gazeuse (de type Fick) pour la vapeur d'eau.

Nous tacherons de montrer qu'il est alors envisageable de modéliser le séchage comme un phénomène de diffusion non linéaire où le coefficient de diffusion $D = D(C(\underline{x},t))$ est fonction de la teneur en eau $C(\underline{x},t)$ du béton.

L'importance du séchage tient au fait que l'humidité à l'intérieur du matériau modifie considérablement ses propriétés physico-chimiques (Patel, 1985) (hydratation, porosité etc...) et mécaniques (Module d'Young, coefficient de dilatation thermique (Neville, 1981), retrait de dessiccation etc...), signe d'un couplage entre les phénomènes de diffusion, la chimie de l'hydratation d'une part et le comportement mécanique (Lassabatère 1994 ; Coussy, 1991) d'autre part. En plus de la modification des caractéristiques locales, la non uniformité de la teneur en eau dans la section (⇒ gradients) génère des contraintes et induit un effet de structure particulièrement important (Bazant, 1986b ; Acker, 1988 ; Granger, 1994) : le fluage de

---

[1] La résistance f_c (MPa) est donnée par : $f_c = \frac{K_{granulat} R_{ciment}}{(1+3,15(e/c))^2}$; R_{ciment} (MPa) est la classe vraie du ciment mesurée sur mortier normal.

dessiccation structural[2] que nous essayerons de quantifier par la suite. Il en résultera, dans certains cas, un endommagement et une fissuration de peau pour le matériau.

L'enjeu de cette partie est donc la détermination, à l'échelle macroscopique, des grandeurs concentration en eau C et humidité relative h dans la structure, notées respectivement :

$$C = C(x,t) \; ; \; h = h(x,t) \qquad \text{(III-1)}$$

3. L'eau dans la pâte de ciment durcie et dans le béton

3.1 Peut on parler d'une porosité du béton ?

Nous avons mentionné précédemment que la quantité d'eau ajoutée dans le malaxeur est bien supérieure à celle nécessaire à l'hydratation du ciment anhydre, qui nécessite en eau, 20 à 25 % de son propre poids. Cette valeur, qui correspond à une hydratation complète, est fonction de la composition du ciment (**tableau 1**).

Tableau 1 : Quantité d'eau nécessaire à l'hydratation totale des différents composants du ciment ramené au poids de l'espèce chimique considérée.

Espèce chimique A_i {i=1,4}	p_i {i=1,4}	Concentration courante m_i {i=1,4} en %
C_2S	0,24	18
C_3S	0,21	56
C_3A	0,40	5,2
C_4AF	0,37	11
Fillers	0	9,8

Pour une composition de ciment donnée, le calcul de la teneur en eau libre $C_0(\underline{x},t)$ (qui évolue au cours du temps puisque la réaction d'hydratation progresse) fait apparaître le degré d'hydratation[3] $\alpha_i(x,t)$ de l'espèce chimique i considérée :

$$C_0(\underline{x},t) = E_0 - \left(\sum_{i=1}^{4} m_i \alpha_i(\underline{x},t) p_i\right) c_0 \qquad \text{(III-2)}$$

avec : E_0 : quantité d'eau d'ajout dans le mélange = $C_0(\underline{x},0^+)$
m_i : proportion de A_i dans le ciment ;
c_0 : quantité de ciment dans le mélange.

Généralement, on considère pour simplifier qu' à partir d'un certain âge, α_i est le même pour

[2] Appelé aussi micro-cracking effect.

[3] Compris entre 0 et 1 et défini par : $\alpha_i(t) = 1 - \dfrac{m_i(t)}{m_i(0)}$

toute les espèces chimiques, soit :

$$\forall i \Rightarrow \alpha_i(\underline{x},t) = \alpha(\underline{x},t) \qquad \text{(III-3)}$$

Dès que le béton a plus de 28 jours, on peut considérer que l'hydratation est bien avancée et que la vitesse d'avancement de la réaction d'hydratation est très faible. α est alors, en deuxième approximation, voisin de 0,9. Pour nos différents bétons, la teneur en eau libre initiale sera prise constante et uniforme au sein de l'éprouvette. Cela revient donc à négliger le couplage entre la diffusion de l'humidité et la réaction d'hydratation du béton qui consomme une partie de l'eau présente dans le réseau poral. Cette hypothèse est d'autant mieux vérifiée que le séchage du matériau intervient relativement tard au sens de la cinétique d'hydratation. Dans notre étude, C_0 sera donnée dans le **tableau 2.**

Tableau 2 : Teneur en eau libre initiale du béton pour un age supérieur à 28 jours et pour un degré d'hydratation égal à 0,9.

Composition	E_0 (kg/m^3)	c_0 (kg/m^3)	$0,9 \cdot \sum_{i=1,n} m_i \cdot p_i$	C_0 (l/m^3)
Penly	201	350	0,22	**132,7**
Flamanville	180	375	0,22	**105,7**
Paluel	180	375	0,22	**105,7**
Civaux B11	195	350	0,21	**128,8**
Civaux BHP	161	266	0,21	**110,7**
Chooz	190	350	0,23	**117,5**

Cette teneur en eau libre (il faut y ajouter la teneur en air occlus mais celle-ci est beaucoup plus faible), représente la porosité ϕ du matériau. Elle est définie comme le rapport entre le volume des phases liquide (indice l) et gazeuse (indice v pour vapeur) et le volume total :

$$\phi = \frac{V_l + V_v}{V_{tot}} = \frac{C_0(\underline{x},t) + V_v}{V_{tot}} \qquad \text{(III-4)}$$

Elle est habituellement de l'ordre de 20 à 30 % pour la pâte et varie entre 10 à 15% pour les bétons courants.

3.2 L'eau dans le béton

L'eau introduite dans le malaxeur lors de la fabrication est présente sous de multiples états dans le béton durci. L'étude de ces formes a fait l'objet de nombreuses classifications suivant que l'on approche le problème d'une manière structurale ou énergétique. De manière à ne pas rentrer dans des détails qui n'intéressent pas directement notre étude, nous retiendrons la classification simplifiée suivante :

1. L'eau chimiquement liée : celle qui participe à la réaction d'hydratation pour donner principalement le gel de CSH.

2. L'eau de sorption : il s'agit principalement des premières couches de molécules d'eau soumises au champ des forces superficielles d'origine électrique. La distinction entre les termes de chimi sorption et de physi sorption tient principalement à la force de la liaison : mise en commun des électrons de valence dans le premier cas, simple force électrique (du type Van der Waals) dans le second.
   Le diamètre d'une molécule d'eau étant de l'ordre de 0.1 nm, l'eau chimi- et physi sorbée correspondra donc à une épaisseur de l'ordre du nanomètre (quelques molécules d'eau) et n'interviendra donc pratiquement pas lors d'un séchage à 50 % HR. Par contre, on peut prévoir un changement dans le mécanisme de séchage du béton, qui se traduira par un changement d'ordre de grandeur pour le coefficient de diffusion global D(C), lorsqu'on commencera à sécher les pores de l'ordre du nanomètre. En effet, il faudra fournir une énergie beaucoup plus importante pour vaporiser l'eau physi sorbée.

3. L'eau libre : il s'agit de l'eau qui n'est plus dans le champ d'influence des forces superficielles. Elle se trouve donc principalement dans les pores capillaires et les macropores

3.3 Distinction entre eau évaporable et non évaporable

Le séchage du matériau se limite par définition à l'eau évaporable. Pour cela on définit l'eau non évaporable par l'eau résiduelle dans la structure, correspondant à la valeur limite de la courbe de désorption en h = 0 % HR.

Ainsi, intuitivement l'eau évaporable correspond à :
- l'eau libre
- l'eau de sorption la moins liée (physi-sorption)

réciproquement, l'eau non évaporable correspond à :
- l'eau chimiquement liée
- l'eau de sorption fortement liée (chimi-sorption)

3.4 Analyse de la structure poreuse du béton durci

3.4.1 Les différents types de pores

La matrice solide de la pâte de ciment durcie est constituée par les produits d'hydratation du ciment dont l'agencement détermine le réseau poral de la pâte de ciment. A la porosité de la matrice s'ajoute la porosité propre des granulats que nous considérerons comme une donnée, et la porosité de l'interface pâte / granulat appelée classiquement auréole de transition (Ollivier,

1989a, 1989b ; Patel, 1985 ; Young, 1982), qui constitue un lieu privilégié d'accumulation de l'humidité. Son observation au microscope électronique à balayage montre en effet que la porosité présente un fort gradient au voisinage du granulat, due vraisemblablement à un effet de bord (grain de ciment / granulat) et au phénomène de ressuage interne qui accompagne la sédimentation des gros grains. Enfin, il est à noter (Ollivier, 1989a, 1989b) que le degré d'hydratation des grains de ciment et la disposition des produits d'hydratation au voisinage des granulats ne sont pas forcément les mêmes que dans la pâte de ciment.

3.4.2 Dimension des pores

Quand on étudie la taille des pores, il est utile de garder en mémoire la taille de la molécule d'eau qui est de l'ordre de 0.1 nm ; c'est donc la taille des plus petits pores du gel. En effet, l'élément de base du gel (la maille) est la molécule de SiO_2 qui est une molécule tétraédrique de 0.3 nm de côté. Par association de plusieurs molécules de SiO_2 on pourra donc obtenir des pores de l'ordre de grandeur de la molécule d'eau lorsque, pour une raison ou pour une autre, un élément de la structure sera absent. Dans ce type de pore, il est raisonnable de penser que les éventuelles molécules d'eau qui pourraient s'y trouver seront fortement liées au squelette (chimisorption) et ne participeront donc pas au séchage.

Si l'association d'éléments de base comporte des inclusions, comme par exemple des ions (Ca, Al, Fe), on peut considérer cette unité structurelle comme une nouvelle structure de base constitutive du gel, dont la taille est de l'ordre du nanomètre. De même que précédemment, par association de ces unités structurelles on pourra obtenir des pores de l'ordre de grandeur du nanomètre dès qu'un élément de la structure sera absent. On peut bien entendu reproduire le même type de démarche pour les tailles de pore directement supérieures, par association des structures précédentes. On obtient alors des structures fractales.

3.4.3 Procédés expérimentaux donnant accès à la distribution des pores et à la porosité totale

Si l'on souhaite avoir une vision correcte du réseau poral, il est nécessaire de connaître 3 types d'information différentes :

- la porosité totale
- la distribution des rayons de pores ;
- la forme des pores.

Pour cela, l'expérimentateur dispose d'un assez grand nombre de moyens de mesure qualitatives et quantitatives :

1. Les méthodes optiques (microscopie électronique) qui présentent comme inconvénient majeur que, plus le pouvoir de résolution sera grand (gain de précision), plus le champ d'observation sera petit et donc difficilement représentatif de l'ensemble. Ainsi, les méthodes

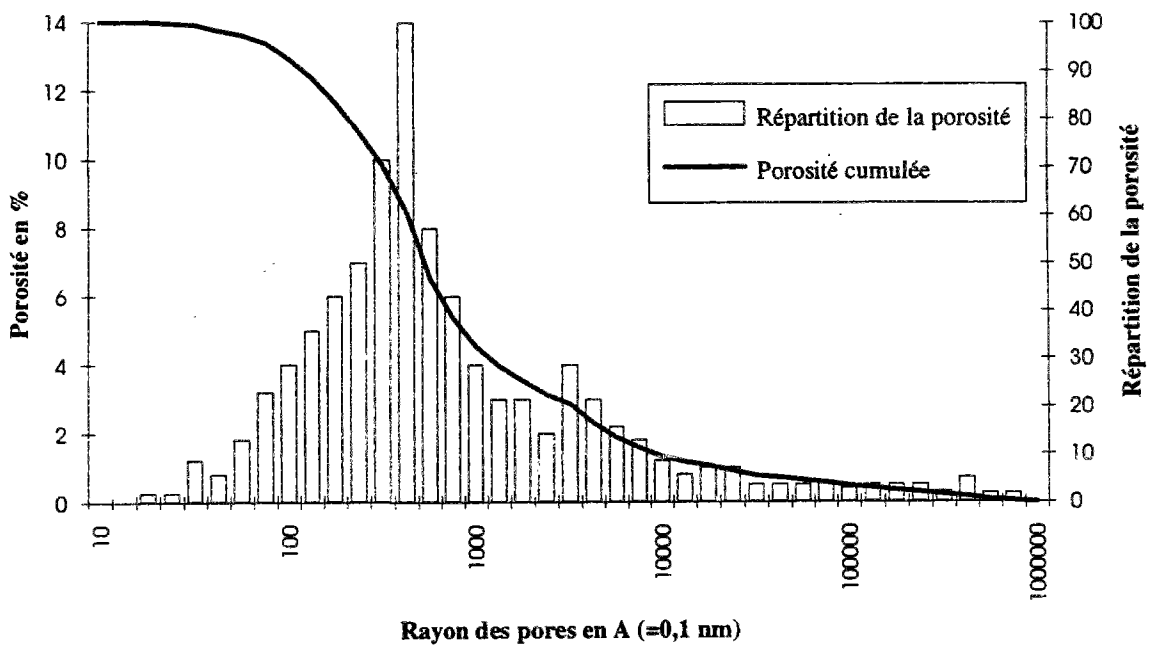
optiques donneront principalement des résultats qualitatifs sur la forme des pores ; l'analyse quantitative supposant à la fois une technique d'interprétation des images et un traitement statistique de l'information.

2. Les méthodes de mesure indirectes (adsorption, perméabilité, porosimétrie par pression) où la grandeur qu'il s'agit de déterminer est évaluée indirectement par l'intermédiaire d'une autre grandeur mesurable, utilisant une relation théorique laquelle peut également receler des possibilités d'erreur systématique.

Si l'on regarde de près les résultats obtenus par les différentes méthodes de mesure indirectes, on s'aperçoit qu'ils sont relativement disparates. De plus on sait maintenant que la préparation de l'échantillon à tester (dessiccation sous vide, séchage à 105°C etc...) endommage considérablement l'échantillon.

Par ailleurs, si l'on se penche plus en détail sur l'essai classique de porosimétrie au mercure (son traitement actuel donne une valeur de porosité totale : ϕ, les dimensions des rayons des pores ainsi que leur répartition statistique (**figure 1**)), on constate qu'elle cumule les deux points négatifs suivants :

Figure 1 : Courbe typique de porosimétrie au mercure. Le béton présenté est celui de la centrale de Flamanville



1. L'échantillon a subit une dessiccation sous vide

2. Lors du traitement des données, on fait implicitement une hypothèse *a priori* sur la forme des pores et la façon dont ils sont enchevêtrés : tous les pores sont de forme cylindrique et pour

tous les pores de rayon r, il est possible de les relier à l'extérieur par un chemin ne comprenant que des pores de rayon supérieur. Cette méthode est donc liée à une erreur d'interprétation systématique que l'on ne peut pas prendre en compte. Cette hypothèse est très forte ; en effet, si par exemple une bulle d'air se trouve prisonnière au sein du béton et débouche seulement sur des capillaires très fins, la totalité du volume de la bulle sera comptabilisée dans les petits capillaires.

Remarque sur la signification d'une porosité totale

L'essai de porosité au mercure est censé fournir la porosité totale du matériau étudié par le quotient du volume de mercure qui a pénétré dans l'échantillon au volume total de l'échantillon. Il existe cependant de nombreuses limites à relever concernant la mesure de la porosité totale :

1. Pour obtenir une porosité totale, il faudrait pouvoir sécher le matériau d'une façon complète (sans l'abîmer) et pouvoir atteindre les plus petits pores de l'ordre de 10^{-10}m alors que le porosimètre ne donne plus d'informations fiables en dessous de 300.10^{-10}m.

2. La mesure est d'autant plus critiquable que le matériau présente de fortes hétérogénéités. En effet, l'échantillon étudié se présentant habituellement sous la forme de quelques morceaux de plusieurs mm de rayon, si par hasard, notre échantillon comprend un granulat (resp. une bulle d'air), on obtiendra une porosité totale plus faible (resp. plus forte).

On préférera donc prendre comme mesure de la porosité une valeur donnée par la quantité d'eau introduite dans le malaxeur à laquelle on aura retranché la quantité nécessaire à l'hydratation, plutôt que de se référer à une mesure expérimentale de la porosité.

Dans les paragraphes qui vont suivre, il nous faudra donc considérer avec prudence les données relatives au réseau poral.

3.5 Facteurs limitant l'étude expérimentale des phénomènes de séchage

Nous allons voir que certains facteurs pratiques peuvent avoir une importance qu'il ne faut pas négliger puisqu'ils conditionnent directement la diffusion, par le biais du coefficient de diffusion $D(C(\underline{x},t))$ et des conditions aux limites (Garboczi, 1990).

3.5.1 Couplage avec l'hydratation

Lors du séchage, l'humidité relative à l'intérieur de l'éprouvette : $h(\underline{x},t)$ diminue au cours du temps ; h étant défini par :

$$h = \frac{p^v}{p^{vs}(T)} \qquad \text{(III-5)}$$

avec p^v : pression de vapeur ;
p^{vs} : pression de vapeur saturante (fonction de la température).

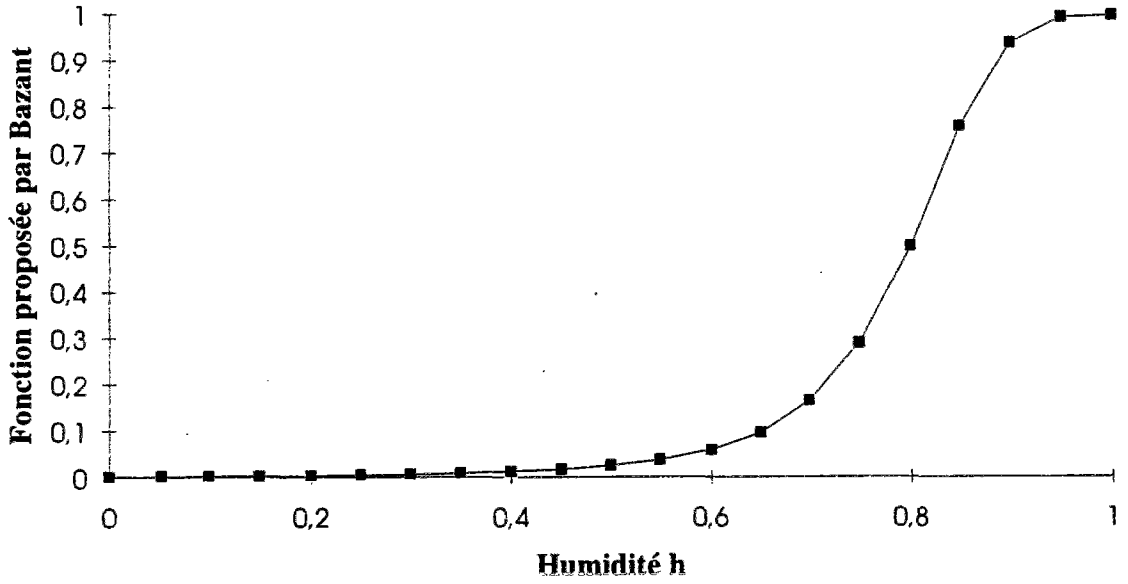
Or on sait que l'hydratation des grains de ciment est très faible dès que $h < 0,7$; le matériau ne vieillit donc plus au sens de l'hydratation. En terme de maturité : μ (Bazant, 1982, 1986b), on peut traduire ce fait en faisant intervenir explicitement h par une fonction $\beta(h)$ (**figure 2**) dans le temps équivalent :

$$\mu = \int_{s=t_0}^{t} \beta(h(s)) \exp\left(-\frac{Q_h}{R}\left(\frac{1}{T(s)} - \frac{1}{T_0}\right)\right) ds \qquad \text{(III-6)}$$

Bazant propose par exemple de prendre :

$$\beta(h) = \left[1 + (5 - 5h)^4\right]^{-1} \qquad \text{(III-7)}$$

Figure 2 : Fonction $\beta(h)$ proposée par Bazant.



Q_h : énergie d'activation de la réaction d'hydratation ;
R = 8,314 J/mol.K (constante des gaz parfaits) ;
T_0 = 20°C (température de référence) ;
Q_h/R = 4700 K.

Lorsqu'on regarde des courbes de séchage, on constate que la teneur en eau à la surface de l'éprouvette diminue très rapidement. Si le décoffrage a lieu très tôt, ou bien si le séchage commence au jeune âge, il en résulte donc un ralentissement local de l'hydratation qui se traduira,

en peau, par :

1. Une valeur plus faible de la microporosité (la formation du gel, qui correspond aux plus petits pores, est interrompue) ;

2. Une valeur plus élevée de la porosité totale et donc de la macroporosité, du fait d'une moindre hydratation des grains de ciment ;

3. Une augmentation de la diffusion au voisinage de la surface de l'éprouvette (porosité plus importante) ;

4. Une baisse relative des performances mécaniques E, f_c et f_t qui résulte de la plus faible compacité qui découle d'une hydratation moins complète.

Dans nos essais en laboratoire, il est possible de se prémunir face à un éventuel couplage du séchage avec l'hydratation, en empêchant systématiquement toute dessiccation du béton au jeune âge. Ainsi, pour notre étude, le séchage ne commence qu'à 28 jours, lorsque le béton a déjà réalisé une très grosse part de son hydratation. Dans le calcul de la diffusion de l'humidité, on peut donc considérer que l'eau évaporable est une constante qui ne dépend plus du temps, l'hydratation ayant déjà consommée toute l'eau dont elle avait besoin.

3.5.2 Couplage avec la carbonatation

La carbonatation est un phénomène chimique qui altère la structure de la pâte de ciment en fixant le CO_2 de l'air ; la réaction de carbonatation peut s'écrire de la manière suivante :

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \qquad \text{(III-8)}$$

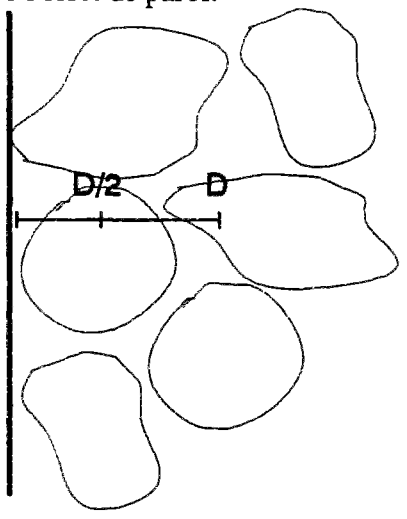
Le dioxyde de carbone de l'air ambiant réagit avec la chaux présente dans le béton pour donner du carbonate de calcium. Il s'agit d'une réaction dont le facteur limitant est la diffusion du CO_2 dans le matériau, c'est donc un phénomène qui va rester, dans la plupart des cas, superficiel. Classiquement, la profondeur carbonatée peut varier entre 0,05 mm et quelques cm au bout d'un an, dans le meilleur et le pire des cas.

Cette carbonatation provoque une réduction du volume des pores ; en effet, le $CaCO_3$ formé obture les pores qui deviennent alors plus imperméables à la vapeur d'eau. La carbonatation semble donc réduire la perméabilité et la diffusivité du béton et aura donc des conséquences sur le séchage. Enfin, pour un échantillon relativement mince, la carbonatation provoque aussi une lente augmentation de son poids au cours du temps, ce qui accentue la difficulté d'obtenir le poids d'équilibre lors de la mesure des pertes en eau par gravimétrie. Ainsi, en ce qui concerne notre étude, toutes les éprouvettes sont conservées dans les mêmes conditions, de manière à pouvoir effectuer des comparaisons fiables mais aucune précaution particulière n'a été prise pour contrôler le taux de CO_2 du milieu ambiant.

3.5.3 Effet de bord ou effet de paroi

Dans les bétons courants, les plus gros granulats ont un diamètre d'environ 20 à 25 mm. Contre la paroi, on se retrouve donc dans une configuration semblable à celle de la **figure 3** (sauf dans les cas ou l'on a prélevé un échantillon par carottage).

Figure 3 : Mise en évidence de l'effet de paroi.



C'est pour cette raison que l'on est obligé de doser plus fortement en fines les configurations qui présentent une importante surface de coffrage ou d'armature. Si l'on appelle $\psi(r)$ la densité de mortier en fonction du rayon, $\psi(r)$ a alors intuitivement la forme de la **figure 4** ; la distance D apparaissant sur la figure étant de l'ordre de grandeur du diamètre du plus gros granulat. Or, la plus grosse partie de la porosité étant située dans le mortier, on en déduit donc qu'il existe un gradient de porosité en peau. Intuitivement, il semble logique de penser que la concentration en eau $C_0(x,t)$ stockée dans le béton est proportionnelle à la teneur en mortier ; on pourra donc écrire :

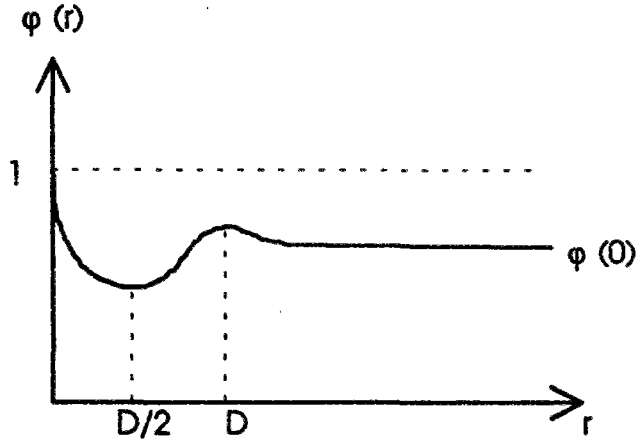
$$C_0(\underline{x},t) = \frac{\psi(\underline{x})C_0(\underline{x}=0,t)}{\psi(0)} \qquad \text{(III-9)}$$

$C_0(0,t)$ étant la concentration initiale en eau au centre de l'éprouvette, ou tout du moins loin du bord. De même, la fonction ψ est directement reliée à la porosité ϕ par la relation :

$$\phi(\underline{x},t) = \frac{\psi(\underline{x})\phi(\underline{x}=0,t)}{\psi(0)} \qquad \text{(III-10)}$$

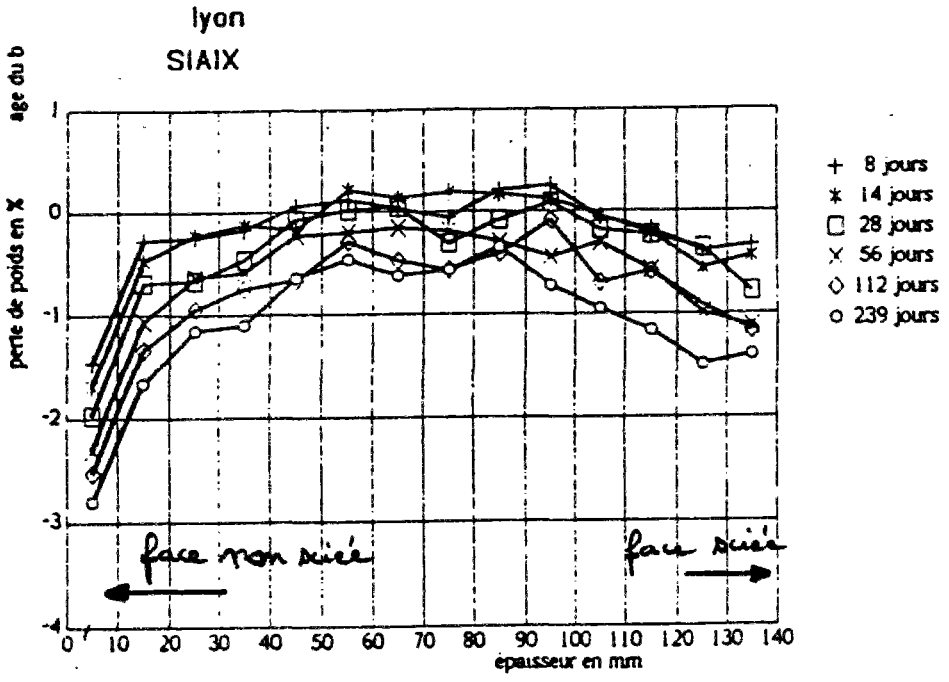
Ces deux remarques ne sont pas sans conséquences sur le séchage ; en effet des essais de gammadensimétrie sur des éprouvettes qui présentent à la fois une face brute de décoffrage et une face sciée (Aggoun, 1992) ont montré que la face naturelle présentait une perte en poids de beaucoup supérieure à la face sciée (**figure 5**). Cette face présente, en effet, beaucoup plus d'eau libre que la face sciée.

Figure 4 : Allure probable de la fonction $\psi(r)$.



Il serait donc possible, si l'on souhaitait modéliser dans le détail ce phénomène, de faire intervenir une fonction correctrice sur la teneur en eau, sur une distance de l'ordre de la taille du plus gros granulat[4].

Figure 5 : Evolution de la perte en poids sur deux faces d'une éprouvette, l'une étant moulée et l'autre sciée. Les mesures sont réalisées par gammadensimétrie.



[4] Cette remarque est peu justifiée pour un mur de 1 m de largeur mais elle s'applique parfaitement aux essais sur éprouvette de 16 cm de diamètre.

4. Isotherme de sorption/désorption du béton

L'isotherme de sorption / désorption du béton (**tableau 3** et **figure 6**) permet d'obtenir par pesée (on attend la stabilisation complète du poids de l'échantillon[5]) la courbe de la perte en poids (ramenée à la concentration en eau) dans le béton en fonction de l'humidité relative imposée du milieu ambiant. On obtient alors classiquement pour chaque température deux courbes donnant $C = C(h_{ext})$; l'une pour la sorption (on part d'un matériau sec en augmentant h_{ext} de 0 à 1) et l'autre pour la désorption (en baissant progressivement h_{ext} de 1 à 0). L'hystérésis que l'on constate sur la courbe de sorption / désorption témoigne bien du fait que les rayons des pores ne sont pas rangés par ordre croissant (resp. décroissant) lorsque la teneur en eau augmente (resp. diminue) dans le matériau. Le comportement global du matériau dépend donc du sens du flux d'humidité (pour autant que le fait de sécher le matériau ne l'endommage pas d'une façon définitive).

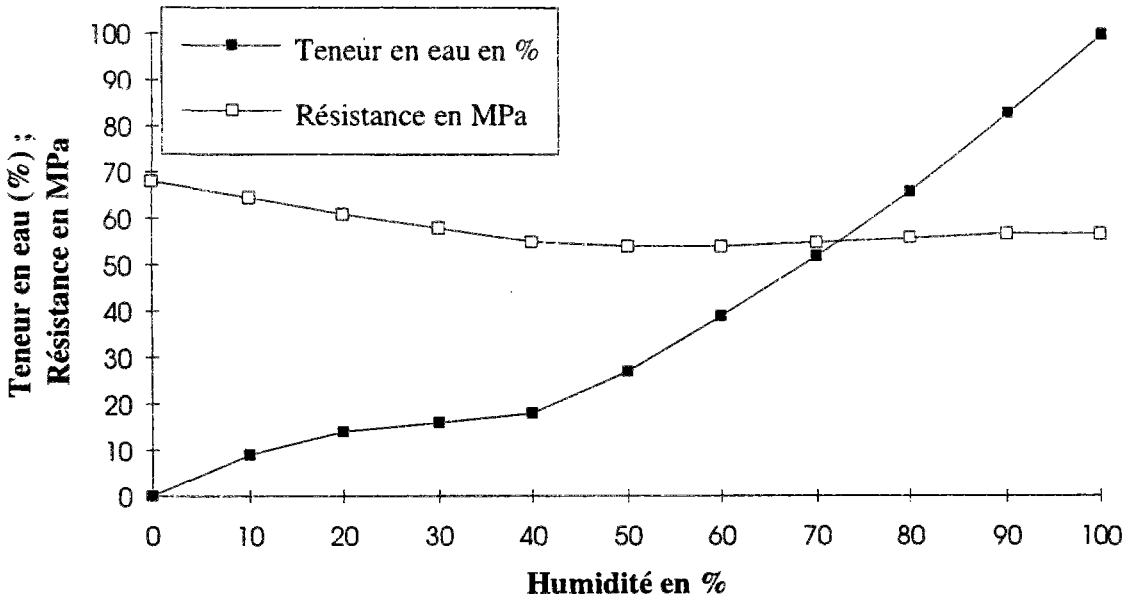
Dans notre étude nous étudierons uniquement l'aspect séchage ; nous utiliserons donc essentiellement les courbes de désorption.

Tableau 3 : Teneur en eau et résistrance en fonction de l'humidité relative sur un béton ayant un e/c de 0,5 et un rapport granulat/ciment de 3 d'après (Pihlajavaara, 1982).

Humidité relative en %	Teneur en eau en %	Résistance en MPa
0	0	68
10	9	64,5
20	14	61
30	16	58
40	18	55
50	27	54
60	39	54
70	52	55
80	66	56
90	83	57
100	100	57

[5] Qui correspond à une inflexion de la courbe de perte en poids sur un diagramme en log(t).

Figure 6 : Isotherme de désorption sur un béton ayant un e/c de 0,5 et un rapport granulat/ciment de 3 d'après (Pihlajavaara, 1982).



5. Equations de la migration de l'humidité dans le béton

Dans ce paragraphe, nous allons essayer de bâtir un modèle physique qui rende compte de la migration de l'eau dans le béton au cours du séchage. Nous raccrocherons autant que possible les divers développements aux équations de la mécanique des milieux poreux.

Notations

Les quantités avec l'exposant sq (respectivement l, v, a) sont relatives au squelette du béton (respectivement à l'eau liquide, à la vapeur d'eau et à l'air). De même, d'une manière symbolique on notera fl (fluide) = l + v et g (gaz) = v + a. Le symbole W représente une masse (kg), C une concentration (kg/m^3), ρ une masse volumique (kg/m^3), ϕ une porosité et Ω un volume (m^3) (la lettre V étant réservée aux vitesses). Enfin, de manière à simplifier les notations et lorsque cela ne prête pas à confusion, on omettra de préciser les attributs ($\underline{x}$,t) des grandeurs considérées.

5.1 Dérivée matérielle d'une intégrale de volume

Dans la description du béton comme milieu poreux, nous privilégierons le squelette que l'on décide de suivre à tout instant dans son mouvement et dont on repère la position actuelle en

Lagrangien par $\underline{x} = \underline{x}\ (\underline{X}, t)$[6]. Les différents fluides sont alors repérés par rapport à la position du squelette et ne sont pas suivi dans leur mouvement. au point $\underline{x}$, du squelette, on n'a donc pas toujours la même particule matérielle de fluide. Ce squelette contient en son sein une phase liquide (l), de l'eau et une phase gazeuse (g) qui comprend de la vapeur d'eau (v) et de l'air (a). Les deux gaz sont supposés parfaits et la solution est supposée idéale. Chaque phase occupe une partie du volume total repéré par sa porosité ϕ_i telle que :

$$\begin{aligned} (1-\phi^{sq} =)\ \phi &= \phi^l + \phi^g \\ \phi^g &= \phi^v + \phi^a \end{aligned} \qquad \text{(III-11)}$$

où la porosité totale est notée ϕ. Enfin, ρ_i est la masse volumique du composé i.

Soit J une intégrale de volume d'une quantité globale g que l'on peut décomposer sur les différentes phases (III-11), il est facile d'établir (Coussy, 1991, chapitre I, § I.5.3) que la dérivée totale de cette intégrale par rapport au temps t s'écrit de la manière suivante :

$$\begin{gathered} J = \int_{\Omega_t} g(\underline{x},t)\,d\Omega_t \\ g(\underline{x},t) = (1-\phi)g^{sq} + \phi^l g^l + \phi^v g^v + \phi^a g^a = (1-\phi)g^{sq}(\underline{x},t) + \sum_{i=l,v,a} \phi^i g^i(\underline{x},t) \end{gathered} \qquad \text{(III-12)}$$

$$\frac{DJ}{Dt} = \int_{\Omega_t} \frac{\partial g(\underline{x},t)}{\partial t} d\Omega_t + \int_{a_t} gV(\underline{x},t)\cdot n\,da_t + \int_a g_m^i w^i \cdot n\,da_t \qquad \text{(III-13)}$$

avec $w^i = \rho^i\phi^i V_r^i$ le flux de masse du composé i à travers la surface $a_t = \partial\Omega_t$; $V_r^i = V^i - V$ est la vitesse relative du composé i par rapport au squelette (dont la vitesse est notée $V = V^{sq}$). Enfin, $g^i = \rho^i\phi^i g_m^i$ définit g_m^i comme la densité par unité de masse du composé i de la quantité physique g. On adoptera, par la suite, la convention de sommation sur les indices répétés.

5.2 Equations de la masse

Pour établir dans le cas général l'équation de conservation de la masse pour le composé $i \in \{l, v, a\}$, on écrit, s'il n'y a pas de réaction chimique, que la masse totale du composé i reste constante au cours du temps. Dans (III-12) on écrit que $(g = \rho^i) \Rightarrow ((\forall j \neq i, g_m^j = 0) et (j = i, g_m^i = 1))$. il vient alors :

$$\begin{gathered} \frac{D}{Dt}\int_{\Omega_t} \rho^i\phi^i d\Omega_t = \frac{D}{Dt}\int_{\Omega_t} C^i d\Omega_t = 0 \\ \frac{\partial}{\partial t}\left(\rho^i\phi^i\right) = -\mathrm{div}(\rho^i\phi^i V + w^i) \end{gathered} \qquad \text{(III-14)}$$

[6] $\underline{X} = \underline{x} = \underline{x}\ (\underline{X}, 0)$ est la position initiale du squelette.

On suppose alors que la vitesse du squelette V est très faible par rapport à celle du composé i. De plus, si l'on désire prendre en compte une réaction chimique, il est nécessaire de rajouter la masse du composé i qui s'est transformé pour donner des corps $j \neq i$. Il vient alors :

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\rho^i\phi^i\right) = -\mathrm{div}(\rho^i\phi^i V_r^i) - \sum_{j\neq i} m^\circ{}_{i\to j}$$
$$m^\circ{}_{i\to j} = -m^\circ{}_{j\to i} \qquad \text{(III-15)}$$

On dispose donc de 3 équations de conservation de la masse pour les trois constituants où l'on définit la concentration par $C^i = \rho^i \cdot \phi^i$:

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(C^l\right) = -\mathrm{div}(w^l) - m^\circ{}_{l\to v}$$
$$\frac{\partial}{\partial t}\left(C^v\right) = -\mathrm{div}(w^v) - m^\circ{}_{v\to l} \qquad \text{(III-16)}$$
$$\frac{\partial}{\partial t}\left(C^g\right) = -\mathrm{div}(w^a)$$

L'eau libre est présente sous deux phases dans le réseau poral : la phase liquide et la phase gazeuse. Par contre si l'on raisonne en termes de masse, la quasi totalité de la masse de l'eau libre est contenue dans la phase liquide. En effet, on sait que 18 g d'H_2O gazeux représente 22,4 l dans les conditions normale (1 bar, 20°C). La porosité étant de l'ordre de 15 % dans le béton, la masse de vapeur est donc de l'ordre de la dizaine de gramme si l'on suppose que la pression totale du gaz (vapeur + air) est de 1 bar. Si l'on regarde la deuxième ligne de (III-16), on peut pratiquement écrire :

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(C^v\right) \cong 0 = -\mathrm{div}(w^v) - m^\circ{}_{v\to l} \qquad \text{(III-17)}$$

Ceci signifie que la teneur en vapeur ne varie pratiquement pas, toute la quantité de liquide qui se transforme en vapeur sort de l'élément de volume par diffusion.

La masse d'eau (liquide ou gazeuse) contenue dans un volume élémentaire représentatif $d\Omega_t$ (VER) dans la configuration actuelle (indice t) vaut donc :

$$C^{fl}d\Omega_t = C^l d\Omega_t + C^v d\Omega_t = \rho^l\phi^l d\Omega_t + \rho^v\phi^v d\Omega_t = \rho^{fl}\phi^{fl} d\Omega_t$$
$$\phi^{fl} = \phi^l + \phi^v \qquad \text{(III-18)}$$

L'écriture de la conservation de la masse fluide s'écrit alors en sommant les deux premières équation de l'équation (III-16). Il vient donc:

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(C^{fl}\right) = \frac{\partial}{\partial t}\left(C^l + C^v\right) = -\mathrm{div}(w^l + w^v) = -\mathrm{div}(w^{fl}) \qquad \text{(III-19)}$$

dans laquelle w^{fl} représente le flux d'humidité sortant par unité de surface da du volume $d\Omega_t$.

5.3 Equation de diffusion pour l'eau liquide et l'eau gazeuse

Classiquement, une loi de diffusion exprime un flux comme le produit d'une grandeur caractéristique du matériau par le gradient d'une grandeur intensive.

Remarque :

Les différentes grandeurs considérées sont définies par une moyenne sur le Volume Elémentaire Représentatif (VER) pour autant que l'on puisse le définir pour le matériau considéré, dans lequel les opérateurs de dérivation aient bien un sens. Pour que ces gradients gardent leur sens à l'échelle microscopique, il est nécessaire de supposer qu'ils sont continus dans le VER. On fait donc généralement l'hypothèse suivante qui consiste à supposer que les deux phases liquide et gazeuse sont connexes. Pour la phase gazeuse, on suppose qu'un pore de rayon r est relié à la surface séchante par au moins un chemin empruntant des pores de rayons tous $\geq r$; pour la phase liquide on considère que deux pores de même rayon r sont reliés par au moins un chemin empruntant uniquement des pores de rayons $\geq r$.

a) diffusion de la vapeur

La positivité de la dissipation associée au transport de la phase gazeuse[7] s'écrit de la manière suivante (Coussy, 1994, Chapitre 10 § 4.9) :

$$\Phi_3 = -\left(\frac{w^v}{\rho^v}\right)\cdot \mathrm{grad}(p^v) - \left(\frac{w^a}{\rho^a}\right)\cdot \mathrm{grad}(p^a) \geq 0 \qquad \text{(III-20)}$$

Il est alors possible de différencier deux phénomènes :

1. Un phénomène de type perméation (Darcy), lié à des gradients de pression totale $p^{tot} = p^v + p^a$. Nous avons fait l'hypothèse que la phase gazeuse était connexe depuis l'extérieure. la pression p^{tot} est donc quasiment constante dans le matériau. Nous négligerons donc la loi de comportement correspondante.

---

[7] Les lois de comportement doivent assurer la positivité de la dissipation qui découle du deuxième principe de la thermodynamique. On a ainsi :

$$\sigma : \frac{d\varepsilon}{dt} + g_m^i \cdot \frac{dm^i}{dt} - S\cdot\frac{dT}{dt} - \frac{d\psi}{dt} - \frac{w_i}{\rho^i}\cdot \mathrm{grad}(p^i) - \frac{q}{T}\cdot \mathrm{grad}(T) \geq 0$$

avec : $\psi(\varepsilon, T, m^i)$: l'énergie libre du matériau ;
m_i : l'apport de masse fuide du composant i ;
S : l'entropie du matériau ;
q : le flux de chaleur sortant.

Le choix des arguments de ψ conduit alors à :

$$\sigma = \frac{d\psi}{d\varepsilon} \; ; \; g_m^i = \frac{d\psi}{dm^i} \; ; \; S = -\frac{d\psi}{dT}$$

2. Un phénomène de type diffusion (Fick), lié aux gradients de concentration. Pour la vapeur d'eau, nous pouvons ainsi écrire, en supposant l'isotropie du tenseur de diffusion :

$$\left(\frac{w^v}{\rho^v}\right) = -k^v(h)\underline{\underline{1}}\cdot \mathrm{grad}(p^v) \qquad \text{(III-21)}$$

en faisant apparaître la pression de vapeur saturante, il vient :

$$w^v = -d^v\underline{\underline{1}}\cdot \mathrm{grad}(h) = -(k^v\rho^v p^{vs}(T))\underline{\underline{1}}\cdot \mathrm{grad}(h) \qquad \text{(III-22)}$$

d^V est le coefficient de diffusion de la vapeur (kg . m^2. s^{-1}) à l'échelle du VER.

b) diffusion de l'eau liquide

La positivité de la dissipation associée au transport de l'eau liquide, s'écrit de la manière suivante (Coussy, 1994, Chapitre 10 § 4.9) :

$$\Phi_3 = -\left(\frac{w^l}{\rho^l}\right)\cdot \mathrm{grad}(p^l) \geq 0 \qquad \text{(III-23)}$$

La loi de Darcy conduit à exprimer w^l de la manière suivante :

$$w^l = -(k^l(h)\rho^l)\underline{\underline{1}}\cdot \mathrm{grad}(p^l) \qquad \text{(III-24)}$$

on utilise alors la loi de Kelvin dont on rappelle (Coussy, 1994) qu'elle est obtenue en décrivant la coexistence des deux phases liquide et gazeuse par l'écriture de l'égalité des enthalpies libres massiques : $g_m^l(p^l,T) = g_m^v(p^v,T)$ soit :

$$p^l - p_0^l = \frac{\rho^l RT}{M^v}\cdot \ln\left(\frac{p^v}{p_0^v}\right) \text{ avec } p_0^l = p_{ath} \text{ et } p_0^v = p^{vs} \text{ soit : } \frac{p^v}{p_0^v} = h \qquad \text{(III-25)}$$

Il vient alors :

$$w^l = -d^l\underline{\underline{1}}\cdot \mathrm{grad}(h) = -\frac{k^l\rho^{l2}RT}{M^v h}\underline{\underline{1}}\cdot \mathrm{grad}(h) \qquad \text{(III-26)}$$

d^l: coefficient de diffusion de l'eau liquide en (kg.m^2.s^{-1}) à l'échelle du VER.

c) Isotherme de désorption, postulat de l'état local

En combinant les deux résultats précédents, il vient :

$$w^{fl} = w^l + w^v = -(d^l + d^v)\underline{\underline{1}}\cdot \mathrm{grad}(h) = -\left(\frac{k^l(\rho^l)^2RT}{M^v h} + k^v\rho^v\right)\underline{\underline{1}}\cdot \mathrm{grad}(h) \qquad \text{(III-27)}$$

Les méthodes expérimentales classiques dans les problèmes de séchage[8] donnent principalement

[8] Gammadensimétrie et perte en poids.

accès à la concentration en eau C et très rarement à l'humidité relative[9] h. Il est donc préférable d'exprimer w^{fl} en fonction de C^{fl} en utilisant classiquement l'isotherme de désorption du béton, qui relie C et h :

$$C^{fl}_{eq} = g(h_{ext}) \text{ ou } h_{ext} = g^{-1}(C^{fl}_{eq})$$
$$\frac{dh_{ext}}{dC^{fl}_{eq}} = \left(g^{-1}\right)'(C^{fl}_{eq}) \qquad \text{(III-28)}$$

Le postulat de l'état local stipule que l'état actuel d'un système homogène en évolution quelconque peut être caractérisé par les mêmes variables qu'à l'équilibre et qu'il est indépendant des vitesses d'évolution.

En d'autres termes, $C^{fl}(\underline{x},t)$ et h sont bien reliés par la même relation qu'à l'équilibre. L'équation (III-27) devient donc :

$$w^{fl} = -D(C^{fl}) \cdot \text{grad}(C^{fl})$$
$$D(C^{fl}) = \left(\frac{k^l \rho^{l2} RT}{M^v g^{-1}(C^{fl})} + k^v \rho^v\right) \cdot \left(g^{-1}\right)'(C^{fl}) \qquad \text{(III-29)}$$

L'équation (III-29) met en évidence le caractère non linéaire de la diffusion de l'humidité dans le béton. En reportant w^{fl} dans l'équation (III-19) on obtient l'équation classique de diffusion :

$$\frac{\partial C^{fl}}{\partial t} = \text{div}\left[D(C^{fl}) \cdot \text{grad}(C^{fl})\right] \qquad \text{(III-30)}$$

d) Prise en compte de la température

Dans le cas industriel que nous cherchons à traiter, la température n'est pas uniforme dans le mur de l'enceinte, il est donc nécessaire de prendre en compte un coefficient de diffusion de l'humidité qui soit fonction de la température. Pour cela, le plus simple est de supposer que les coefficients k^l et k^v suivent chacun une loi d'Arrhénius, avec une énergie d'activation Q^i_s (s comme séchage) :

$$k^i(T) = k^i(T_0) \exp\left(-\frac{Q^i_s}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) \qquad \text{(III-31)}$$

En reportant cette équation dans (III-29) on obtient une idée de la façon dont le coefficient $D(C^{fl})$ est fonction de la température. En pratique, dans la littérature, les auteurs les plus connus (Bazant, 1972a) proposent de ne prendre qu'une seule énergie d'activation et de garder le facteur T/T_0 qui vient de la phase liquide :

[9] La mesure de l'humidité en tant que telle n'est guère possible, il est préférable de revenir à quelque chose de plus physique comme un apport de masse fluide.

$$D(C^{fl},T) = D(C^{fl},T_0)\frac{T}{T_0}\exp\left(-\frac{Q_s}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)\right) \qquad \text{(III-32)}$$

avec une valeur de $\frac{Q_s}{R} = 4700 \ \ K^{-1}$

Remarque

De la façon dont les choses ont été présentées, il semblerait que l'on n'a pas utilisé le fait que le séchage est un phénomène couplé avec la mécanique[10] (i.e. qu'il est la cause d'un retrait de dessiccation). En réalité, nous avons fait l'hypothèse d'un découplage (Lassabatère, 1994) lorsque nous avons utilisé la courbe de sorption / désorption. En fait, lors de la mesure de la perte en poids à l'équilibre en fonction de h, le corps d'épreuve réalise un retrait. Au niveau microscopique, tout se passe donc comme si le retrait modifiant la porosité allait interagir sur l'hygrométrie relative à l'intérieur de l'échantillon puisque si ϕ^v diminue, p^v et donc h augmentent.

Ce retrait de dessiccation étant très faible, il est habituel de le négliger dans les calculs de la teneur en eau. Par contre le couplage existe bel et bien et sur le retrait lui même pour lequel le couplage de la teneur en eau qui subit de grandes variations n'est plus négligeable ! Dit naïvement, le couplage n'est effectif que dans un seul sens.

6. Explication physique de D(C)

Dans ce paragraphe, nous allons essayer de trouver un ordre de grandeur du coefficient de diffusion $D(C^{fl})$. Pour cela nous allons utiliser principalement la loi de Poiseuille qui traduit à l'échelle moléculaire les lois de diffusion de Fick et de Darcy. Nous appliquerons principalement cette loi dans les capillaires suffisamment grands pour que les couches d'eau adsorbées contre la paroi soient d'épaisseur négligeable par rapport au rayon r des pores. Il vient donc[11] :

$$r \in [10^{-10}\text{m}, 10^{-4}\text{m}]$$

Préambule : Remarques sur la courbe de porosimétrie au mercure

La courbe de porosimétrie au mercure nous donne deux types d'information :

1. La porosité totale : ϕ ;

2. La distribution de la porosité $\delta(\log r)$ en fonction du rayon des pores.

Cette distribution vérifie donc :

[10] L'intéraction contrainte / séchage sera abordée au paragraphe 7.
[11] Le 10^{-10} m = 0,1 nm est bien sûr donné par la taille de la molécule d'eau.

$$\int_{r=10^{-10}}^{10^{-4}} d\delta(\log r) = 1 \qquad \text{(III-33)}$$

Pour un matériau poreux présentant une porosité désordonnée, la fraction surfacique des pores est égale à la fraction volumique. Si l'on appelle $\tau(\log r)$ la distribution du rayon des pores, il vient :

$$d\delta(\log r) \cdot \phi = \pi \cdot r^2 \cdot d\tau(\log r) \qquad \text{(III-34)}$$

soit :

$$\int_{r=10^{-10}}^{10^{-4}} d\tau(\log r) = \int_{r=10^{-10}}^{10^{-4}} \frac{\phi}{\pi r^2} d\delta(\log r) = N$$
$$\int_{r=10^{-10}}^{10^{-4}} \pi r^2 d\tau(\log r) = \phi \qquad \text{(III-35)}$$

Où N est le nombre de pores par m².

Si l'on suppose que ce sont les gros pores qui vont se vider les premiers[12], et que l'air occlus est principalement stocké dans les gros pores, il est alors possible de calculer un rayon minimum atteint par le séchage en fonction de C^{fl} en résolvant l'équation (III-36) :

$$\int_{r=10^{-10}}^{r_{min}(C^{fl})} \pi r^2 d\tau(\log r) = \phi^{fl} = \frac{C^{fl}}{\rho^{fl}} \qquad \text{(III-36)}$$

Bien sûr $r_{min}(C^{fl})$ diminue au cours du séchage.

[Fin du préambule]

Pour la vapeur, la loi de Poiseuille dans un capillaire de rayon r s'écrit :

$$\varpi^v = -\frac{\rho^v \pi r^4}{8\mu^v} \text{grad}(p^v) = -\frac{h\rho_0^v \pi r^4 p^{vs}}{8\mu^v} \text{grad}(h) \qquad \text{(III-37)}$$

où ϖ^V est le flux élémentaire de vapeur ;

avec : $\mu_V = 180.10^{-7}$ kg/m/s (viscosité de la vapeur) ;

$\rho^v = h\rho_0^v$;

$\rho_0^v = 0{,}1$ kg/m^3;

pvs = 2337 Pa.

De la même manière, on peut écrire une loi de Poiseuille avec l'eau liquide pour un capillaire de rayon r que l'on peut transformer en utilisant l'équation de Kelvin :

[12] Hypothèse forte car il est pratiquement certain qu'en peau, les petits pores se videront sûrement avant les gros pores du coeur.

$$\varpi^l = -\frac{\rho^l \pi r^4}{8\mu^l}\text{grad}(p^l) = -\frac{(\rho^l)^2 \pi r^4 RT}{8\mu^v M^v}\text{grad}(h) \qquad \text{(III-38)}$$

avec : $\rho^l = 1000\ kg/m^3$;
$\mu^l = 1.10^{-3}$ kg/m/s (viscosité de l'eau liquide) ;
R = 8,314 SI (constante des gaz parfaits) ;
T = 293 K (température en K) ;
M^v = 18 g/mol (masse molaire de l'eau).

Si l'on étudie une facette de 1 m², de porosité ϕ, il vient avec (III-22) et (III-26) :

$$\begin{aligned} w^v &= \int_{r=r_{min}(C^{fl})}^{10^{-4}} \varpi^v T^v(r) d\tau(\log r) = -d^v \text{grad}(h) \\ w^l &= \int_{10^{-10}}^{r=r_{min}(C^{fl})} \varpi^l T^l(r) d\tau(\log r) = -d^l \text{grad}(h) \end{aligned} \qquad \text{(III-39)}$$

$T^v(r)$ et $T^l(r)$ sont des fonctions prenant en compte les effets de tortuosité respectivement pour la phase vapeur et pour la phase liquide. Sans plus d'information, nous prenons *a priori* une tortuosité distincte pour chacune des deux phases. Intuitivement, T(r) est une fonction décroissante du rayon du pore.

En remplaçant dans (III-39) les fonctions ϖ par leurs valeurs (III-37), (III-38) et en simplifiant les expressions, il vient alors :

$$\begin{aligned} d^v &= \frac{h\rho_0^v p^{vs}\phi}{8\mu^v} \int_{r=r_{min}(C^{fl})}^{10^{-4}} r^2 T^v(r) d\delta(\log r) \\ d^l &= \frac{(\rho^l)^2 \phi}{8\mu^v} \frac{RT}{M^v h} \int_{10^{-10}}^{r=r_{min}(C^{fl})} r^2 T^l(r) d\delta(\log r) \end{aligned} \qquad \text{(III-40)}$$

Si l'on connaît les fonctions $\delta(\log r)$ et T(r) pour chacune des deux phases il est alors possible de donner un ordre de grandeur des coefficients de diffusion d^v et d^l. Il est à noter ici qu'une grosse partie de l'information sur le milieu poreux (ici le béton) est contenue dans T(r). Cette fonction inconnue T(r), inférieure à 1, prend en compte deux aspects principaux du présent modèle :

1. La trajectoire des particules d'eau et de vapeur n'étant pas rectiligne, lorsqu'on calcule $\underline{\text{grad}} = \frac{d}{d\underline{x}}$, il faut remplacer $d\underline{x}$ par la longueur réelle de la trajectoire $d\underline{s}$, plus grande.
2. Elle prend en compte les imperfections du modèle dans le sens où le réseau poral ne ressemble pas à un réseau de tubes cylindriques mais plus à un réseau fractal.

Cependant, sans plus d'information sur la fonction de tortuosité, il n'est guère possible d'aller plus loin, et toutes les tentatives dans ce sens se sont malheureusement soldées par des calculs relativement lourds donnant des résultats mitigés. Les ordres de grandeur étant respectés, on considère donc que l'on a expliqué en grande partie d'où provient la non linéarité de la courbe $D(C^{fl})$.

7. Effet d'un champ de contrainte sur le séchage

Dans ce paragraphe, nous nous proposons de quantifier d'une manière succincte le couplage éventuel entre le phénomène de séchage précédemment décrit pour une structure que l'on a considérée comme indéformable, et le champ de contrainte qui peut exister dans les structures courantes. En effet, lors de l'étude du phénomène de fluage de dessiccation, la structure étudiée sera chargée. La question que l'on est alors amené à se poser est la suivante : les lois que l'on a pu établir pour le séchage restent elles valables lorsque la structure étudiée est chargée ?

Considérons un élément de volume $d\Omega_0$ de la structure initiale non chargée. Après chargement, il se transforme en un élément de volume $d\Omega_t$ avec entre eux la relation bien connue :

$$d\Omega_t = J d\Omega_0 \qquad \text{(III-41)}$$

où J = det (grad $\underline{x}$ ($\underline{X}$,t)) est le jacobien de la transformation que l'on relie à $\underline{\underline{\varepsilon}}$ le tenseur des déformations par :

$$J = 1 + \mathrm{tr}\underline{\underline{\varepsilon}} = 1 + \varepsilon \qquad \text{(III-42)}$$

Soit $d\Omega_0^s$ l'élément de volume du solide ; il est relié à $d\Omega_0$ par le biais de la porosité initiale ϕ_0 par :

$$d\Omega_0 = d\Omega_s + \phi_0 d\Omega_0 \qquad \text{(III-43)}$$

En notant ϕ la porosité à l'instant t il vient :

$$\begin{aligned} d\Omega_0^s &= (1-\phi_0) d\Omega_0 \\ d\Omega_t^s &= (1-\phi) d\Omega_t \end{aligned} \qquad \text{(III-44)}$$

Si l'on note $\varepsilon^s = \mathrm{tr}\underline{\underline{\varepsilon}}^s$ la variation volumique du squelette, il vient :

$$\varepsilon^s = \frac{d\Omega_t^s - d\Omega_0^s}{d\Omega_0^s} \qquad \text{(III-45)}$$

en remplaçant $d\Omega_0{}^s$ et $d\Omega_t{}^s$ par leurs expressions, il vient :

$$\begin{aligned} \varepsilon^s(1-\phi_0) &= \varepsilon(1-\phi) - (\phi - \phi_0) \\ \phi &= \frac{\phi_0 + \varepsilon - \varepsilon^s(1-\phi_0)}{1-\varepsilon} \end{aligned} \qquad \text{(III-46)}$$

Si l'on se place dans l'hypothèse des petites déformations, il vient :

$$d\phi = \phi - \phi_0 = (1-\phi_0)(\varepsilon - \varepsilon^s) \qquad \text{(III-47)}$$

Le cas <u>le plus défavorable</u> pour $d\phi$ est le cas où le squelette est incompressible (mais pas indéformable), on a alors: $\varepsilon^s = 0$ et il vient alors :

$$d\phi = \phi - \phi_0 = (1-\phi_0)\varepsilon \qquad \text{(III-48)}$$

Dans le cas de la compression simple de nos essais de fluage, on aura :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1+K_{fl}}{E} \cdot \begin{pmatrix} \sigma & 0 & 0 \\ 0 & -\nu\sigma & 0 \\ 0 & 0 & -\nu\sigma \end{pmatrix} \qquad \text{(III-49)}$$

soit :

$$\mathrm{tr}\underline{\underline{\varepsilon}} = (1+K_{fl})\frac{\sigma}{E}(1-2\nu) \qquad \text{(III-50)}$$

Si l'on prend : $\sigma = -12$ MPa ;
$K^{fl} = 2$;
$\upsilon = 0{,}2$;
$E = 30$ GPa ;
$\phi = 11{,}5$ %.

Il vient :

$$d\phi = -0{,}0637\% \Rightarrow \frac{d\phi}{\phi_0} = -0{,}55\% \qquad \text{(III-51)}$$

On voit ici que le fait de charger le matériau à une contrainte de 12 MPa ne fait varier la porosité que de l'ordre de 0,55 %, ce qui peut être considéré comme négligeable. Il n'y a donc pas de variation sensible de la géométrie du milieu poreux. Par ailleurs, les pores contenant à la fois de l'eau et du gaz (air + vapeur d'eau), la variation de porosité constatée ne produira vraisemblablement pas de surpression notable de l'une des deux phases. Le principe est celui du ballon d'azote, la variation du volume des pores est entièrement compensée par la phase gazeuse sans variation notable de la pression de la phase liquide ni de la phase gazeuse puisque le gaz est très compressible. On peut donc conclure en proposant que le couplage séchage / contrainte appliquée est très faible. Par la suite, il sera négligé.

Cependant il est trop tôt pour conclure que le fait de charger la structure n'a aucune incidence sur le séchage ; en effet le chargement a aussi pour conséquence de refermer, au moins partiellement, les fissures existantes. Il peut donc exister un couplage plus subtil *via* la fissuration. C'est le but du paragraphe 9.

8. Conditions initiales et conditions aux limites

Les conditions initiales lors du décoffrage, i.e. alors que le séchage n'a pas encore commencé, seront classiquement :

$$h(\underline{x},t) = 1 \Leftrightarrow C_0(\underline{x},t) = C_0 \qquad \text{(III-52)}$$

Les conditions aux limites, ou conditions d'échange avec l'extérieur en $\underline{x} = l$, seront définies par la donnée du flux d'humidité. Classiquement, on écrit:

$$w^{fl} = -D\left[C^{fl}(\underline{x}=l,t)\right]\mathrm{grad}(C^{fl}) = \beta\left[h(\underline{x}=l,t) - h_{ext}\right] = \beta\left[g^{-1}(C(\underline{x}=l,t)) - g^{-1}(C_{eq})\right] \qquad \text{(III-53)}$$

Il est important de constater que la condition aux limites de ce type (III-53) est beaucoup plus physique qu'une condition aux limites de type :

$$h(\underline{x}=l,t)=h_{ext} \Leftrightarrow C^{fl}(\underline{x}=l,t)=C_0 \qquad \text{(III-54)}$$

En effet, la condition de type convectif prend directement en compte le phénomène de couche limite en x = l. Il est cependant à noter que pour les valeurs usuelles de ß, les deux conditions sont presque équivalentes et l'on a très rapidement h très voisin de h_{ext} en peau.

Pour une face étanche il viendra naturellement : ß = 0. Enfin, pour une face séchant normalement, nous prendrons (Mensi, 1988) : ß = 3.41557 10^{-9}. Il est à noter que ß n'est *a priori* pas constant tout au long du séchage, puisqu'il peut dépendre de la fissuration de peau qui apparaît au court du séchage. Nous aborderons ce problème ultérieurement.

On suppose par la suite que dans le domaine 0,5 < h < 1, la courbe de sorption / désorption peut être approchée par une parabole :

$$h=1-b(C^{fl}-a)^2 \qquad \text{(III-55)}$$

Les conditions aux limites nous donnent les relations suivantes :

$$\begin{aligned} h=1 &\Leftrightarrow C^{fl}=C_0 \Leftrightarrow a=C_0 \\ h=0{,}5 &\Leftrightarrow C^{fl}=C_{eq} \Leftrightarrow b=\frac{0{,}5}{(C_0-C_{eq})^2} \\ w^{fl} &= \frac{0{,}5\cdot\beta}{(C_0-C_0)^2}\left[C^{fl}-(2C_0-C_{eq})\right](C^{fl}-C_{eq}) \end{aligned} \qquad \text{(III-56)}$$

9. Prise en compte de la fissuration

Le retrait de dessiccation, nous le verrons par la suite, génère des contraintes en peau qui sont bien supérieures à la résistance en traction du matériau. Une fissuration de peau se produit donc qui peut influencer le séchage du matériau. En pratique, nous montrerons que cette fissuration apparaît très rapidement en peau. Par la suite, certaines fissures se referment pour laisser la place à des fissures plus larges et plus profondes (Miao, 1988 ; Acker, 1988). La façon la plus pratique de prendre en considération ces fissures est de les inclure dans le paramètre β (III-53) (le coefficient d'échange). La valeur de β mesurée expérimentalement intègre donc déjà cette fissuration que l'on ne sait pas empêcher.

Par ailleurs, des mesures de perte en poids sur des éprouvettes chargées (la fissuration est alors diminuée) ont montré que la perte en poids mesurée était pratiquement la même que sur les éprouvettes non chargées. La fissuration n'a donc pas, selon nous, une importance primordiale pour l'étude du séchage.

Enfin, une étude expérimentale entreprise par Bazant (Bazant, 1986a) sur des portiques fissurés a

montré que le coefficient de diffusion de l'humidité équivalent $D_{eq}(C^{fl})$ était multiplié par un facteur λ :

$$\lambda = 1 + \frac{\delta^3}{s} \qquad \text{(III-57)}$$

où δ est la largeur maximale des fissures et s leur espacement. Pour une éprouvette Ø 16 x 32, où les fissures atteignent une largeur de 0,25 µm (Sicard, 1992), et un espacement de l'ordre du mm, λ est très proche de 1. La prise en compte du couplage n'est donc pas primordial.

10. Relation entre la taille de l'éprouvette et le temps de séchage

A) Formulation adimensionnelle du problème

La loi de diffusion que nous avons obtenue précédemment s'écrit :

$$\frac{\partial C^{fl}}{\partial t} = \mathrm{div}\left[D(C^{fl})\mathrm{grad}(C^{fl})\right]$$

$$t \le t_0 \Rightarrow C^{fl} = C_0 \quad \forall \underline{x} \in \Omega \qquad \text{(III-58)}$$

$$(\text{pour } t \ge t_0 \text{ et } \underline{x} \in \partial\Omega) \Rightarrow C^{fl} = C_{eq}$$

Dans le cas d'une éprouvette cylindrique, dans laquelle le séchage est radial, il vient :

$$C^{fl} = C^{fl}(r,t)$$

$$\frac{\partial C^{fl}}{\partial t} = \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left[D(C^{fl})r\frac{\partial}{\partial r}(C^{fl})\right] \qquad \text{(III-59)}$$

Si l'on pose :

$$\xi = \frac{r}{R} \text{ et } \delta = \frac{t - t_0}{R^2} \qquad \text{(III-60)}$$

avec : R : rayon de l'éprouvette ;
t_0 : temps initial de début de séchage.

Il vient:

$$\frac{\partial C^{fl}}{\partial \delta} = \frac{1}{\xi}\frac{\partial}{\partial \xi}\left[D(C^{fl})\xi\frac{\partial}{\partial \xi}(C^{fl})\right]$$

$$\delta \le 0 \Rightarrow C^{fl} = C_0 \quad \forall \xi \le 1 \qquad \text{(III-61)}$$

$$(\delta \ge 0 \text{ et } \xi = 1) \Rightarrow C^{fl} = C_{eq}$$

B) Phénomène de diffusion[13] en t^2

La résolution numérique de (III-61) permet d'obtenir la fonction solution $C^{fl}_{sol}(\xi,\delta)$. Or les conditions initiales et conditions aux limites (III-61) ne dépendent ni de R, ni de t_0. Donc, la solution de (III-59) s'obtient en écrivant :

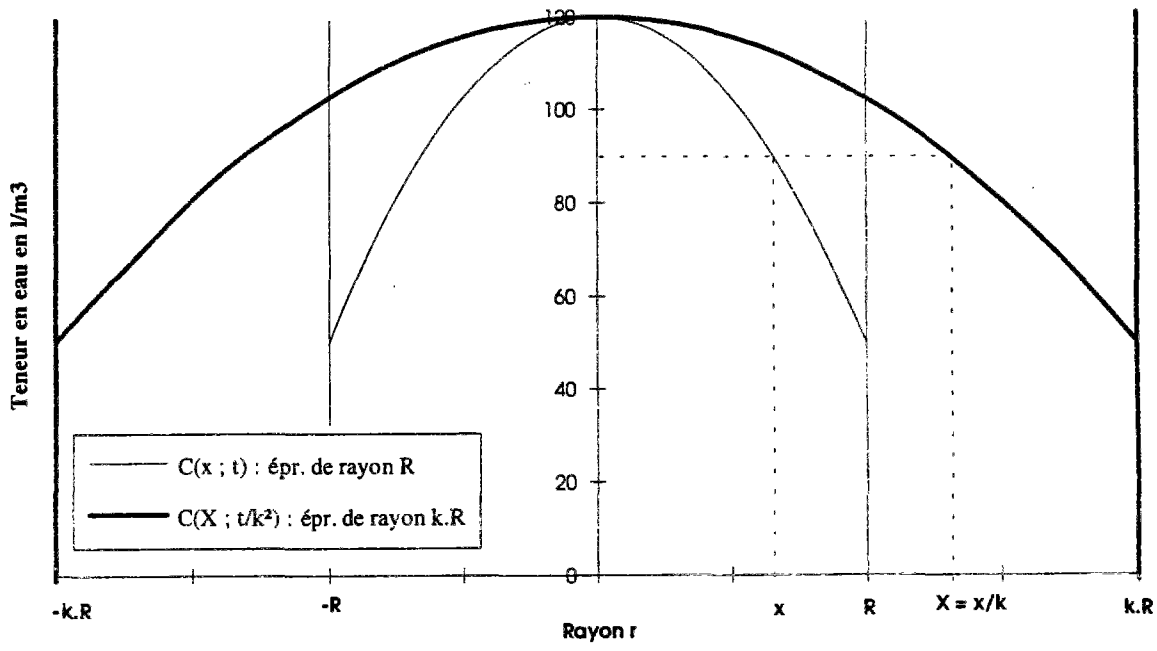
$$C^{fl}(r,t) = C^{fl}_{sol}(\xi,\delta) = C^{fl}_{sol}\left(\frac{r}{R},\frac{t}{R^2}\right) \qquad \text{(III-62)}$$

De l'équation précédente, il découle[14] que si l'on possède deux éprouvettes de rayon R et α R :

$$C_{\alpha R}(\alpha r,\alpha^2 t) = C_R(r,t) \qquad \text{(III-63)}$$

Le fait de multiplier le rayon par α revient donc à multiplier le temps de séchage par α^2. Graphiquement, on peut représenter cette propriété sur la **figure 7**.

Figure 7 : Teneur en eau C pour des éprouvettes de rayon R et α R.



[13] L'expression en t^2 n'est pas très bien choisie car c'est le rapport des rayons des structures étudiées qui apparaît au carré dans (62).

[14] Il vient aussi : $\mathrm{grad}(C_{\alpha R}) = \frac{1}{\alpha}\mathrm{grad}(C_R)$

C) Preuve dans le cas général

Connaissant la fonction $C(\underline{x},t)$ solution du problème P (III-58) relatif au volume Ω, nous souhaitons obtenir alors la solution $C_{\alpha^3}(\underline{X},T)$ relative au volume $\alpha^3\Omega$, homothétique du précédent, solution du problème α^3P ((III-58) en remplaçant t par T et x par X).

Montrons que $C_{\alpha^3}(\underline{\underline{X}},T) = C\left(\frac{\underline{X}}{\alpha},\frac{T}{\alpha^2}\right) = C(\underline{x},t)$ est solution de α^3P :

$C\left(\frac{\underline{X}}{\alpha},\frac{T}{\alpha^2}\right)$ vérifie bien les conditions aux limites et les conditions initiales puisque ce sont les mêmes que sur le problème P. Si l'on reporte $C(\underline{x},t)$ dans l'équation différentielle que doit vérifier $C(\underline{X},T)$ il vient :

$$\frac{\partial C(\underline{x},t)}{\partial T} = \mathrm{Div}_X\left[D(C(\underline{x},t))\mathrm{Grad}_X(C(\underline{x},t))\right] \qquad \text{(III-64)}$$

posons alors :

$$T = \alpha^2 t \Rightarrow dT = \alpha^2 dt$$
$$\underline{X} = \alpha\underline{x} \Rightarrow d\underline{X} = \alpha d\underline{x}$$

soit :

$$\mathrm{Div}_X = \tfrac{1}{\alpha}\mathrm{div}_x$$
$$\mathrm{Grad}_X = \tfrac{1}{\alpha}\mathrm{grad}_x$$

il vient alors :

$$\frac{1}{\alpha^2}\frac{\partial C(\underline{x},t)}{\partial t} = \frac{1}{\alpha}\mathrm{div}_x\left[D(C(\underline{x},t))\frac{1}{\alpha}\mathrm{grad}_x(C(\underline{x},t))\right] \qquad \text{(III-65)}$$

en simplifiant par α^2 on retrouve l'équation différentielle du problème P.

Comme annoncé précédemment, $C_{\alpha^3}(\underline{\underline{X}},T) = C\left(\frac{\underline{X}}{\alpha},\frac{T}{\alpha^2}\right) = C(\underline{x},t)$ est bien solution de α^3P et l'on retrouve bien le phénomène classique de diffusion en t^2.

De même, il est possible d'obtenir une formule générale pour la perte en poids. En effet, pour la structure Ω la perte en poids se calcule de la manière suivante :

$$P_\Omega(t) = \int_\Omega (C_0 - C(\underline{x},t))d\Omega = \Omega C_0 - \int_\Omega C(\underline{x},t)d\Omega$$
$$P_{\alpha^3\Omega}(T) = \int_{\alpha^3\Omega}(C_0 - C_{\alpha^3\Omega}(\underline{X},T))d(\alpha^3\Omega) = \alpha^3\Omega C_0 - \int_{\alpha^3\Omega} C_{\alpha^3\Omega}(\underline{X},T)d(\alpha^3\Omega) \qquad \text{(III-66)}$$

En remplaçant $C_{\alpha^3\Omega}(\underline{X},T)$ en fonction de $\underline{x}$ et t, il vient :

$$P_{\alpha^3\Omega}(T) = \alpha^3\Omega C_0 - \int_{\alpha^3\Omega} C(\tfrac{\underline{x}}{\alpha},\tfrac{T}{\alpha^2})d(\alpha^3\Omega)$$
$$P_{\alpha^3\Omega}(T) = \alpha^3\Omega C_0 - \int_{\alpha^3\Omega} C(\underline{x},\tfrac{T}{\alpha^2})\alpha^3 d\Omega \qquad \text{(III-67)}$$
$$P_{\alpha^3\Omega}(T) = \alpha^3 P_\Omega(T/\alpha^2)$$

Il est donc possible de faire un changement d'effet d'échelle sur la perte en poids. On remarque par ailleurs, que si l'on rapporte la perte en poids au volume étudié (lettres minuscules), on

obtient :

$$p_{\alpha^3\Omega}(T) = p_\Omega(T/\alpha^2) \qquad \text{(III-68)}$$

De même si l'on veut connaître la perte en poids dans une section (ce qui revient à ne pas effectuer l'homothétie sur la longueur), il vient :

$$p_{\alpha^2 S}(T) = p_S(T/\alpha^2) \qquad \text{(III-69)}$$

Nous verrons que la formule ci-dessus peut être utilisée lors du calcul du retrait de dessiccation.

Ce paragraphe nous permettra de prendre directement en compte l'effet d'échelle qui existe lorsqu'on passera de l'éprouvette de laboratoire de diamètre 16 cm à un mur de centrale nucléaire de plus d'un mètre d'épaisseur.

11. Application à notre étude

a) Programme expérimental

Le programme expérimental comprend essentiellement des essais de perte en poids sur éprouvettes Ø 16 x 15 cm. Les faces extrêmes de l'éprouvette sont protégées de la dessiccation ; le séchage est alors radial et respecte donc la forme de l'éprouvette cylindrique. On dispose donc d'une mesure globale de l'effet du séchage par la perte en poids.

b) Choix d'un coefficient de diffusion D(C)

Le séchage du béton est un phénomène fortement non linéaire. Pour notre étude, nous avons gardé la forme de D(C) proposée par (Mensi, 1988) :

$$D(C) = Ae^{BC} \qquad \text{(III-70)}$$

où A et B sont des constantes à déterminer ; C est la teneur en eau libre en l/m^3. Cette expression est la plus simple parmi celles qui sont proposées dans la littérature, parmis lesquelles il faut citer également celle proposée par Bazant (Bazant, 1972a) :

$$D = D(h) = D_1\left(\alpha + \frac{1-\alpha}{1+\left(\frac{1-h}{1-0{,}75}\right)^n}\right) \qquad \text{(III-71)}$$

$$D_1 = 3\cdot 10^{-10}\,m^2/s \;;\; \alpha \in \left[0{,}025 \;;\; 0{,}1\right] \;;\; n \approx 6$$

c) Le programme de calcul

Le calcul est réalisé par le module DTNL (Piau, 1991) : Diffusion Transitoire Non Linéaire du code d'éléments finis CESAR-LCPC (Humbert, 1989). La mise en place du calcul est faite par une méthode de type variationnelle, la méthode de discrétisation temporelle est du type Euler implicite et la résolution est basée sur la méthode du point fixe. Enfin, les conditions aux limites sont prises en compte par des techniques de pénalisation. Le maillage de l'éprouvette est présenté en **figure 8** et celui de la centrale nucléaire est présenté en **figure 9**.

Figure 8 : Maillage de l'éprouvette pour le calcul de la teneur en eau.

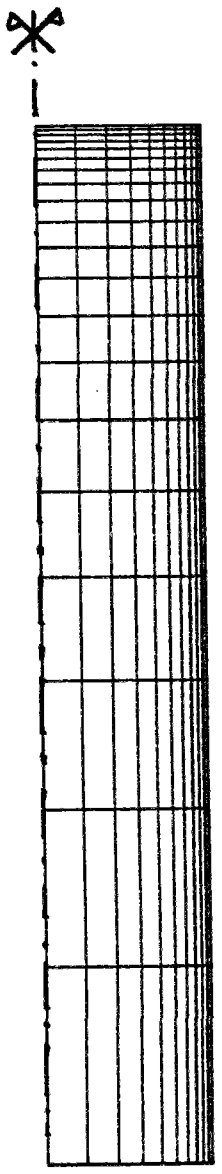
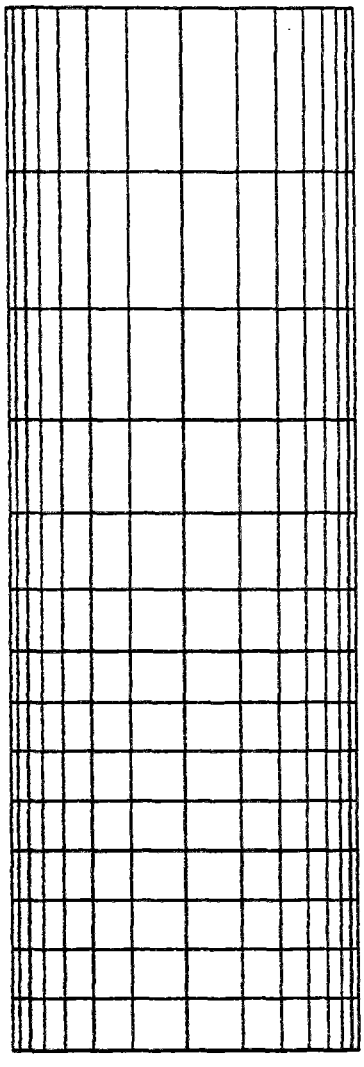


Figure 9 : Maillage du mur de la centrale nucléaire pour le calcul de la teneur en eau.



On réalise tout d'abord un premier calcul de diffusion thermique avec le module DTLI : Diffusion Transitoire Linéaire avec un coefficient de diffusion de la température constant K = 80 J/cm/°C. La capacité calorifique du béton étant prise égale à 2,4 J/cm^3/°C. En fonction des températures imposées en peau, on obtient ainsi les températures aux noeuds à chaque instant. Dans le cas de l'éprouvette de laboratoire, la température est supposée uniforme dans l'éprouvette ; par contre, dans le cas du mur d'enceinte de centrale nucléaire, la température imposée sur l'intrados et l'extrados n'est pas constante dans le temps (**figure 10**). Il apparaît donc des gradients de température (**figure 11**) dans le mur d'enceinte. Enfin, lors de la mise en route de la centrale, ou lors des arrêts de tranche, on met en évidence des périodes transitoires, sur quelques jours.

Figure 10 : Température en trois points de l'enceinte (intrados, centre du mur et extrados) en fonction du temps sur une période de 40 ans. On distingue en particulier les périodes de construction ($T_{int} = T_{ext} = 15°C$), de fonctionnement du réacteur ($T_{int} = 35°C$; $T_{ext} = 15°C$), et d'arrêt de tranche ($T_{int} = 20°C$; $T_{ext} = 15°C$). Compte tenu des coefficients d'échange sur l'intrados et sur l'extrados, le gradient de température réel, à l'intérieur de l'enceinte, est de l'ordre de 10°C.

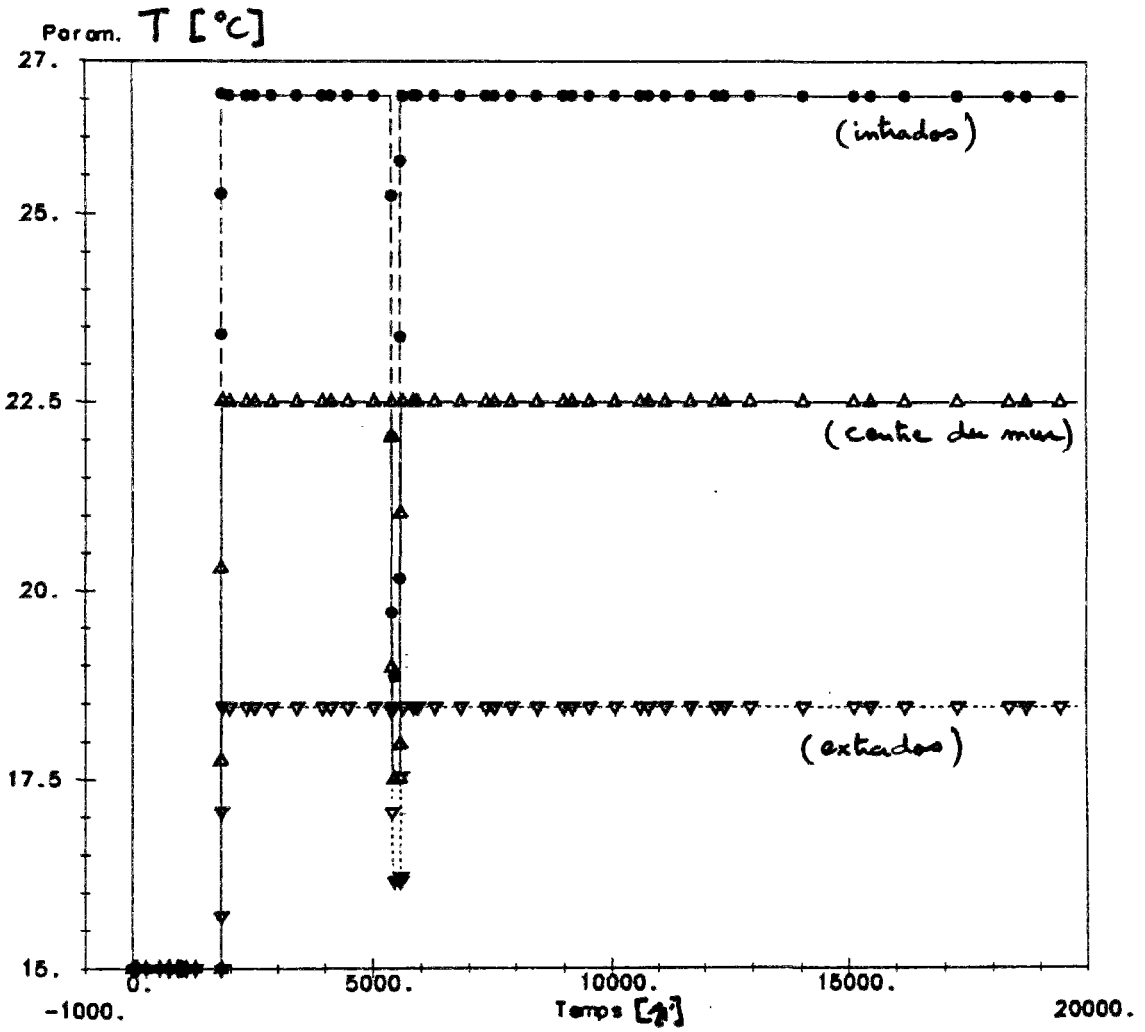
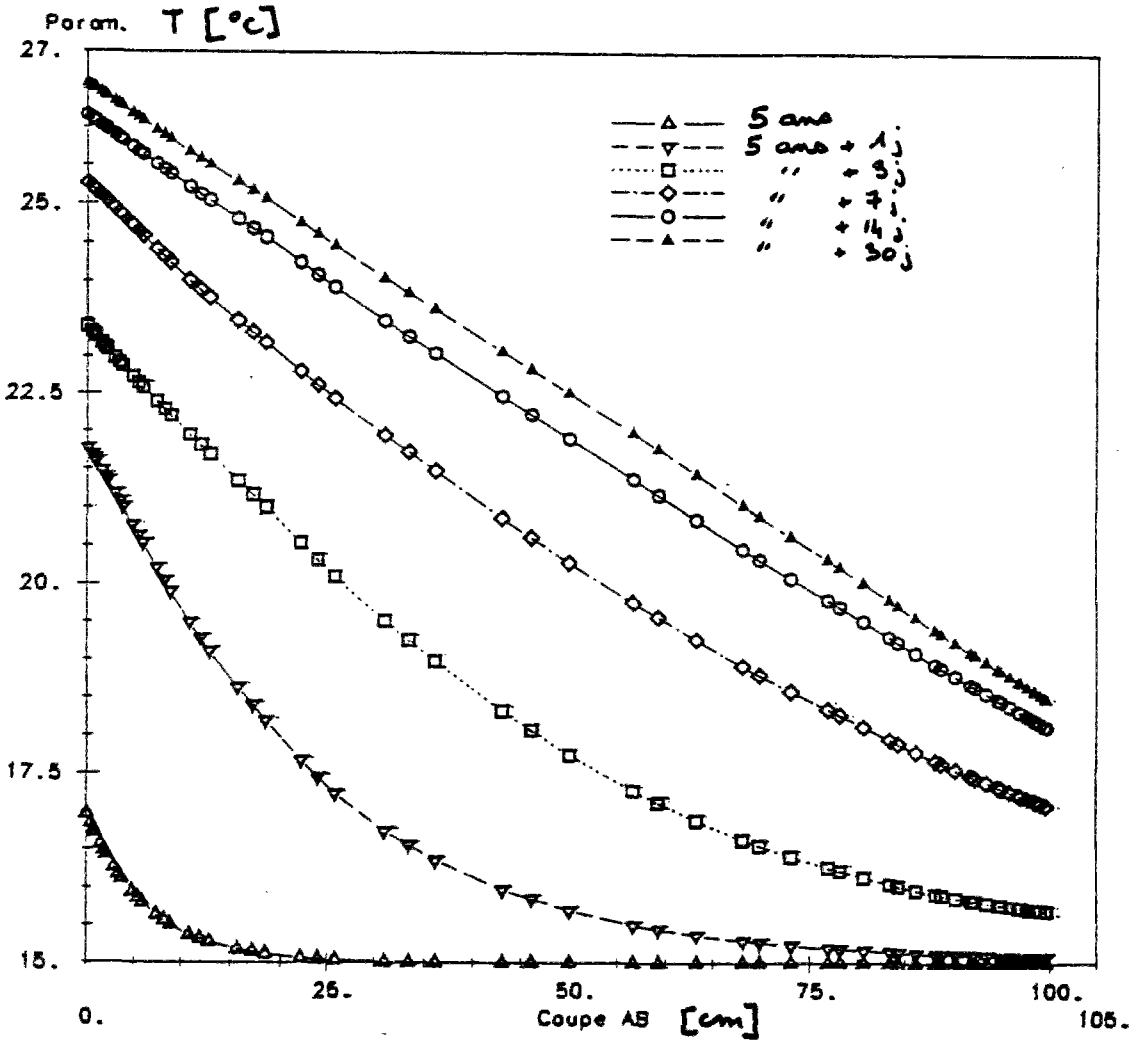


Figure 11 : Gradients de température dans le mur d'enceinte lors de la mise en route du coeur de la centrale. Compte tenu des coefficients d'échange sur l'intrados et sur l'extrados, le gradient de température réel, à l'intérieur de l'enceinte, est de l'ordre de 10°C.



Par la suite, lors du calcul de l'humidité, on vient relire les températures aux noeuds, sur le fichier résultat du calcul thermique. Le vecteur température aux noeuds de chaque élément (extrait du vecteur global des températures aux noeuds) doit alors être retransmis au niveau de l'élément pour calculer tout d'abord la température aux points d'intégration à partir des températures aux noeuds, et intervenir sur le coefficient de diffusion de l'humidité, fonction de la température D(C,T) suivant l'expression (III-32).

d) Détermination de D(C) pour chaque béton

Dans le cas de la diffusion linéaire, D ne dépend plus de C, il est alors possible de résoudre analytiquement l'équation de diffusion lorsque l'on est dans un cas simple de séchage unidirectionnel[15].

$$C(x,t) = (C_{x=l} - C_{x=0})\frac{x}{l} + C_{x=0} + \sum_{n=1}^{\infty} A_n \exp\left(-\frac{n^2\pi^2 D}{l^2}t\right)\sin\left(\frac{n\pi}{l}x\right)$$

$$C(0,t) = C_{x=0} \qquad \text{(III-72)}$$

$$C(l,t) = C_{x=l}$$

$$C(x,0) = C_0(x)$$

Si l'on réalise un très faible saut d'hygrométrie extérieure ($\Delta h \leq 10\%$), C ne variant pas sur une très grande échelle, on peut calculer un D(C) moyen par un raisonnement de diffusion linéaire. Expérimentalement, sur des essais de perte en poids on mesure le temps $t_{\frac{1}{2}}$ nécessaire pour atteindre la moitié de la perte en poids finale. On peut alors relier $t_{\frac{1}{2}}$ à D le coefficient de diffusion cherché (Baroghel, 1994) en intégrant (III-72). On réalise généralement ce genre d'essai pour des structures très fines (quelques mm) (typiquement des essais isothermes de sorption / désorption) pour permettre d'atteindre rapidement la perte en poids finale. Ce sont malheureusement des essais relativement longs, et qui ne donnent que certaines valeurs de la courbe D(C).

Dans notre cas, nous avons choisi une approche globale pour déterminer D(C), au moyen de la perte en poids d'une structure épaisse. Pour cela, nous modélisons l'essai de perte en poids par élément finis en imposant une teneur en eau C_{eq} (pour C équilibre) en peau de l'éprouvette. Cette teneur en eau serait, si on la connaissait, la valeur de l'isotherme de sorption désorption[16] correspondant à h_{ext} = 0,5 i.e. $C_{eq} = g(h_{ext})$. Dans notre cas, cette valeur est obtenue en extrapolant (**figure 12**) les courbes de perte en poids en fonction du temps (sur une échelle en t^2) pour calculer la perte en poids finale. Connaissant la teneur en eau initiale C_0, nous pouvons déterminer la teneur en eau équivalente (**tableau 4**).

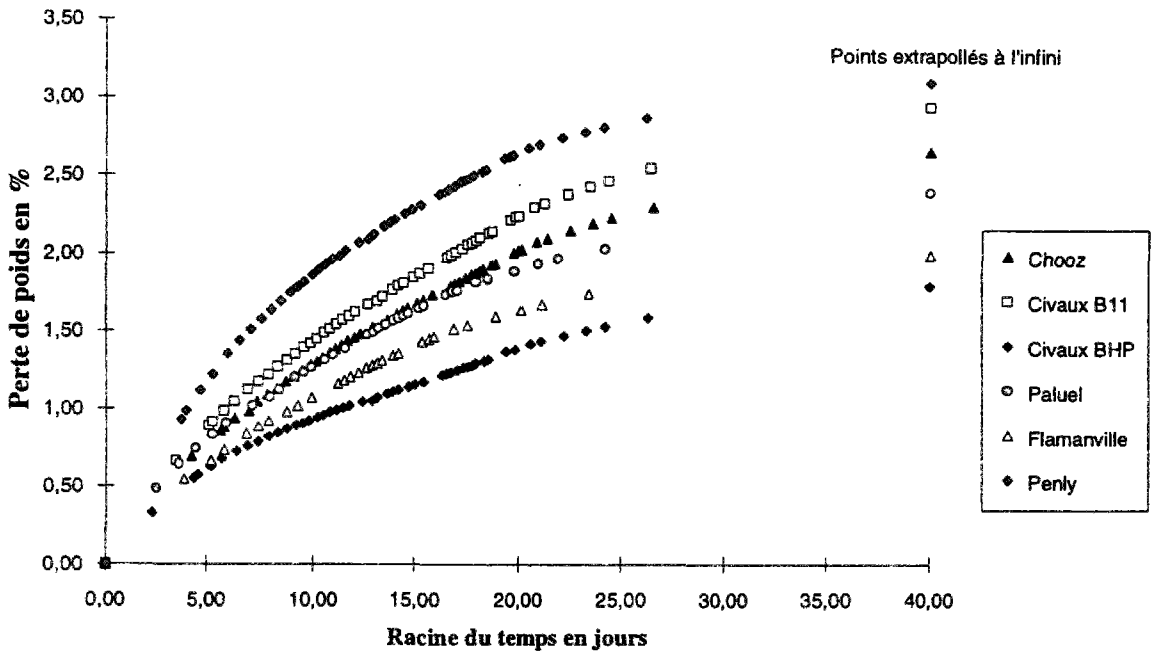
Tableau 4 : Teneur en eau équivalente correspondant à h=0,5

Centrale	C_0 (l/m^3)	C_{eq} (l/m^3)
Penly	132,7	62,1
Flamanville	105,7	57,5
Paluel	105,7	50,3
Civaux B11	128,8	58,8
Civaux BHP	110,7	67,9
Chooz	117,5	52,6

[15] On suppose de plus que l'équation de diffusion est à variable séparable i.e. $C(\underline{x},t) = f(x) \cdot g(t)$.

[16] Ceci demanderait cependant un investissement en temps considérable et inconcevable pour la présente étude.

Figure 12 : Extrapolation des courbes de perte en poids en fonction de la racine carré du temps pour la détermination de la valeur de C_{eq} des bétons étudiés. En effet, connaissant C_0 et $\left(\frac{\Delta P}{P_0}\right)_{final} = \frac{C_0 - C_{eq}}{P_0}$, il est facile de calculer C_{eq}.



On remarque que la teneur en eau à 50 % HR est globalement de l'ordre de la moitié de la teneur en eau libre initiale du matériau. Ce résultat est conforme à des résultats d'essais récents d'isotherme de sorption / désorption (Baroghel, 1994).

On réalise par la suite un calcul par éléments finis qui nous donne la perte en poids de la structure par intégration de la teneur en eau en chaque point. Il suffit alors de choisir A et B dans D(C) pour retrouver au mieux la courbe $\Delta P_{exp}(t)$. Les résultats sont présentés sur le **tableau 5**. Remarquons qu'il n'a pas été nécessaire de changer la valeur du coefficient B = 0,05 proposée par Mensi (Mensi, 1988).

Tableau 5 : Valeur du paramètre A de $D(C) = A\exp(0{,}05 \cdot C)$ pour les différents bétons étudiés.

Centrale	A (10^{-13})
Penly	1,27
Flamanville	1,54
Paluel	1,84
Civaux B11	0,74
Civaux BHP	0,84
Chooz	1,07

Remarquons que D(C) est du même ordre de grandeur pour les différents bétons testés y compris

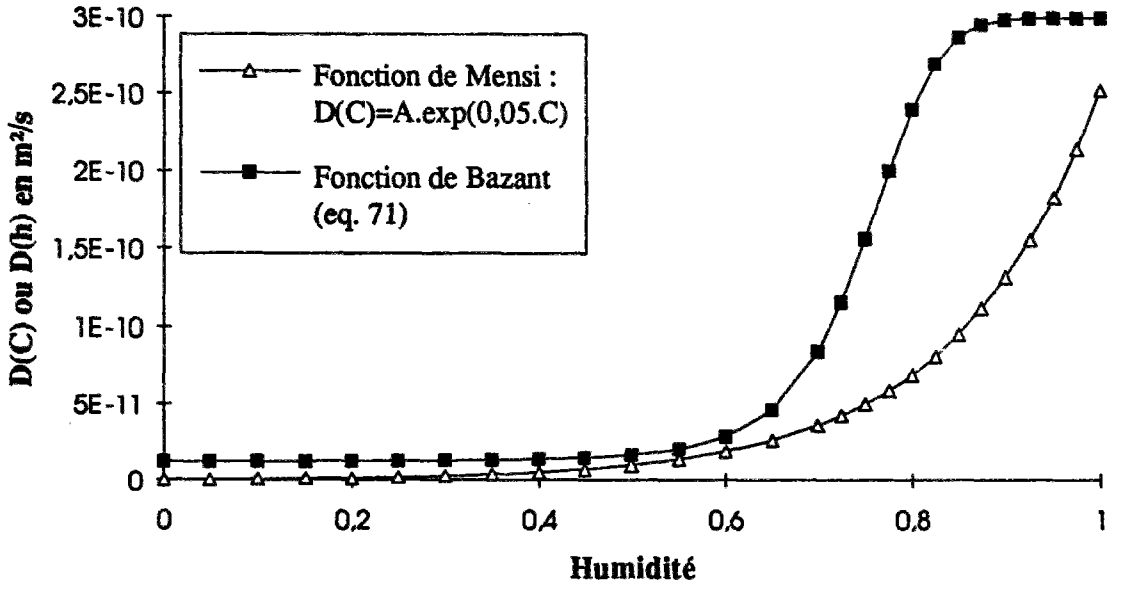
le BHP de Civaux dont le coefficient de diffusion est très voisin de celui de Civaux B11. Ceci n'est guère surprenant car les pores touchés par le séchage à 50 % HR sont encore pratiquement les mêmes pour un BHP et un béton ordinaire. Les différents lissages sont présentés en **figure 13.**

Les résultats présentés ici mettent en évidence la forte non linéarité du coefficient de diffusion de l'humidité dans le béton :

$$\frac{D(C_0)}{D(C_{eq})} = \frac{D(h=1)}{D(h=0,5)} = \exp\left[0,05(C_0 - C_{eq})\right] \approx \exp\left(\frac{0,05C_0}{2}\right) \approx 20 \qquad \text{(III-73)}$$

Bazant, en se réferant à des résultats de gammadensimétrie[17], par exemple trouve un rapport des coefficients de diffusion extrêmes qui varie entre 10 et 40. Une comparaison des deux formules est présentée en **figure 14** avec : $\alpha = 0,04$; $A = 3,8.10^{-13}$; $C(h) = h \cdot C_0 = h \cdot 130 \ 1/m^3$.

Figure 14 : Comparaison entre les coefficients de diffusion donnés par Mensi et Bazant.

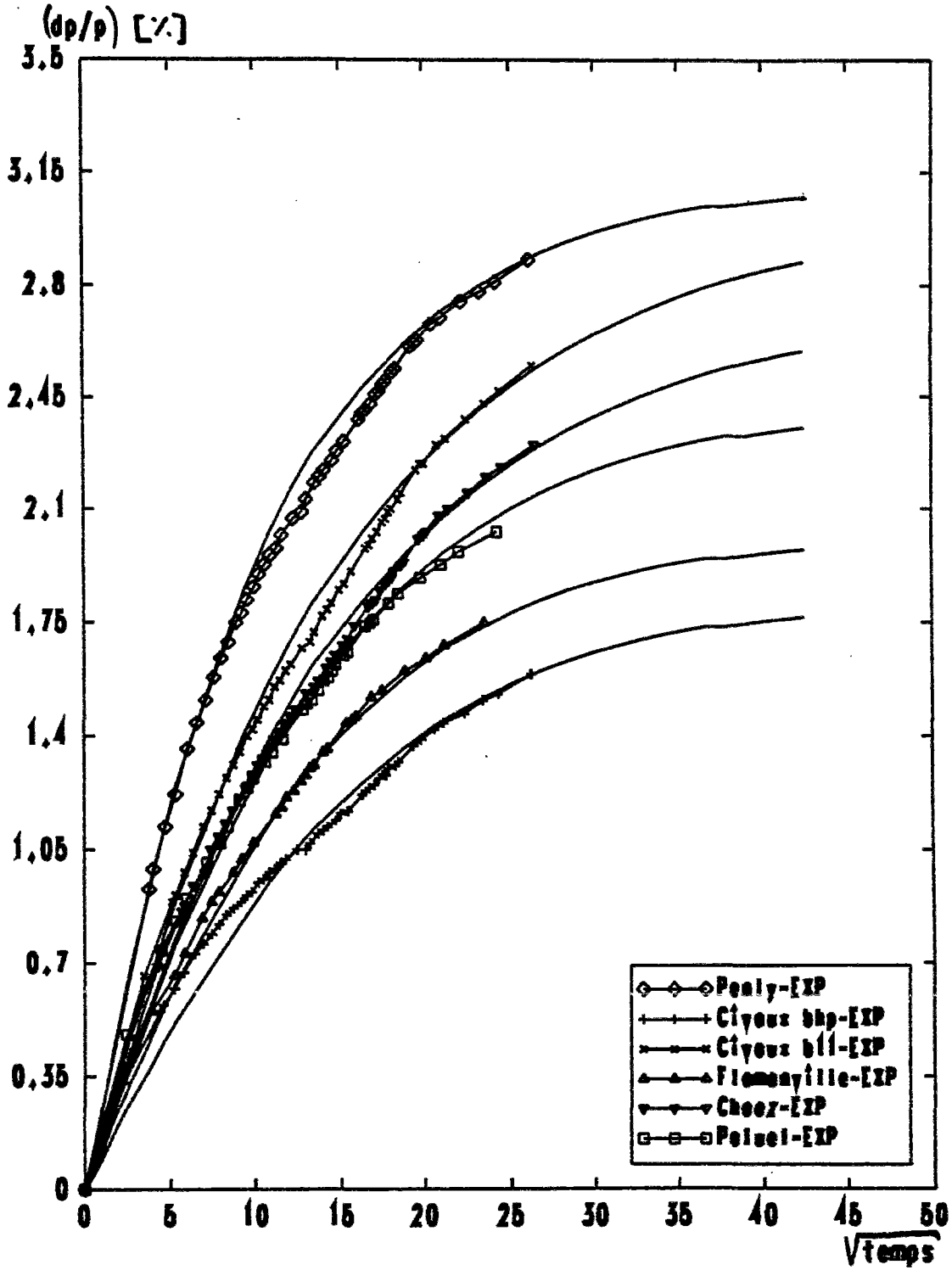


e) Teneur en eau sur éprouvette et sur enceinte

D(C) étant fixé une fois pour toute, le calcul par élément finis nous donne en fonction du temps la teneur en eau en chaque point du maillage. Les résultats sur éprouvette sont présentés sur les **figures 15.1 à 15.6** à la fin du chapitre. Les simulations sur enceinte sont données sur les **figures 16.1 à 16.6** à la fin du chapitre. Pour les mener à bien il est nécessaire d'imposer dans les calculs une hygrométrie extérieure de h = 60 % HR sur l'extrados de l'enceinte interne et une hygrométrie intérieure variant entre 60 % avant la mise en route de l'enceinte et 45 % lorsque l'enceinte fonctionne. Enfin, lors des arrêts de tranche, nous avons imposé une hygrométrie

[17] Qui sont selon nous beaucoup moins précis que des résultats de perte en poids.

Figure 13 : Lissages ayant permis de déterminer le coefficient A dans l'expression de D(C).



intérieure de 50 % HR. Les différentes valeurs de C_{eq} sont données sur le **tableau 6**. Elles sont obtenues par une simple linéarisation de la courbe de désorption au voisinage de h = 0,5.

Tableau 6 : Valeurs de la teneur en eau à l'équilibre en fonction de l'hygrométrie extérieure.

Centrale	C_0 (l/m^3) h = 100 % HR	C_0 (l/m^3) h = 60 % HR	C_0 (l/m^3) h = 50 % HR	C_0 (l/m^3) h = 45 % HR
Penly	132,7	76,7	62,1	54,8
Flamanville	105,7	69,1	57,5	51,6
Paluel	105,7	61,9	50,3	44,5
Civaux B11	128,8	72,9	58,8	51,7
Civaux BHP	110,7	80,1	67,9	61,8
Chooz	117,5	65,5	52,6	46,1

Les courbes de perte en poids sur enceinte sont présentées en **figure 17**. On remarque en particulier la légère accélération que subit le séchage lors de la mise en route de la centrale. A 40 ans, on constate que le mur a effectué une bonne partie de son séchage mais qu'il est encore loin d'avoir atteint l'équilibre. Pour l'éprouvette, l'équilibre est pratiquement atteint pour une durée de séchage de l'ordre de 10 ans.

Pour finir, nous avons repris les résultats d'une étude lancée par EDF SEPTEN au CEBTP pour mesurer, sur le site de Civaux B11, l'hygrométrie dans le mur d'enceinte au moyen de sondes hygrométriques capacitives (**figure 18**). Pour comparer avec la simulation, on se reportera à la figure 16.1. Pour caler les mesures données par les capteurs[18], un étalonnage a été réalisé sur des éprouvettes de 40 cm de longueur séchant longitudinalement. Le résultats des mesures ainsi que le résultats de la simulation sont présentés sur la **figure 19.1 et 19.2**. Le bon accord entre les points expérimentaux et le calcul est très encouragent et valide en quelques sorte la démarche addoptée.

12. Conclusion

En conclusion, résumons les principaux résultats de ce paragraphe :

1. Le séchage du béton est un phénomène de diffusion transitoire (si lent que l'équilibre n'est presque jamais atteint pour les structures épaisses) et fortement non linéaire.

2. Nous avons proposé une démonstration générale prouvant que, dans une structure se déduit d'une autre par une homothétie de rapport α sur chacune de ses trois directions, la teneur en eau est obtenue par l'équation :

$$C_{\alpha^3}(\underline{\underline{X}},T) = C\left(\frac{\underline{\underline{X}}}{\alpha},\frac{T}{\alpha^2}\right) = C(\underline{x},t)$$

[18] Toujours par séchage à 70°C dans une étuve ventilée.

La perte en poids (P), lorsqu'elle est rapportée au volume (et notée alors p) suit elle même une loi comparable :

$$p_{\alpha^3\Omega}(T) = p_{\Omega}(T / \alpha^2)$$

3. Le coefficient de diffusion D(C) peut s'exprimer de la façon suivante : $D(C) = A10^{-13}\exp(0{,}05C)$ où A varie entre 0,5 et 2. La valeur de 0,05 semble être valable, en première approximation, pour l'ensemble de nos bétons testés.

4. D(C) est divisé par 20 lorsqu'on passe de la saturation (h = 100 %) à une hygrométrie de 50 % HR.

5. Nous avons défini une procédure de calcul du paramètre A basée sur un lissage de la perte en poids. Cette procédure "globale" semble donner de bons résultats en accord avec les travaux de (Mensi, 1988) et de (Baroghel, 1989, 1994).

Figure 17 : Courbe de perte en poids en fonction de la racine carrée du temps sur le mur d'enceinte de centrale nucléaire.

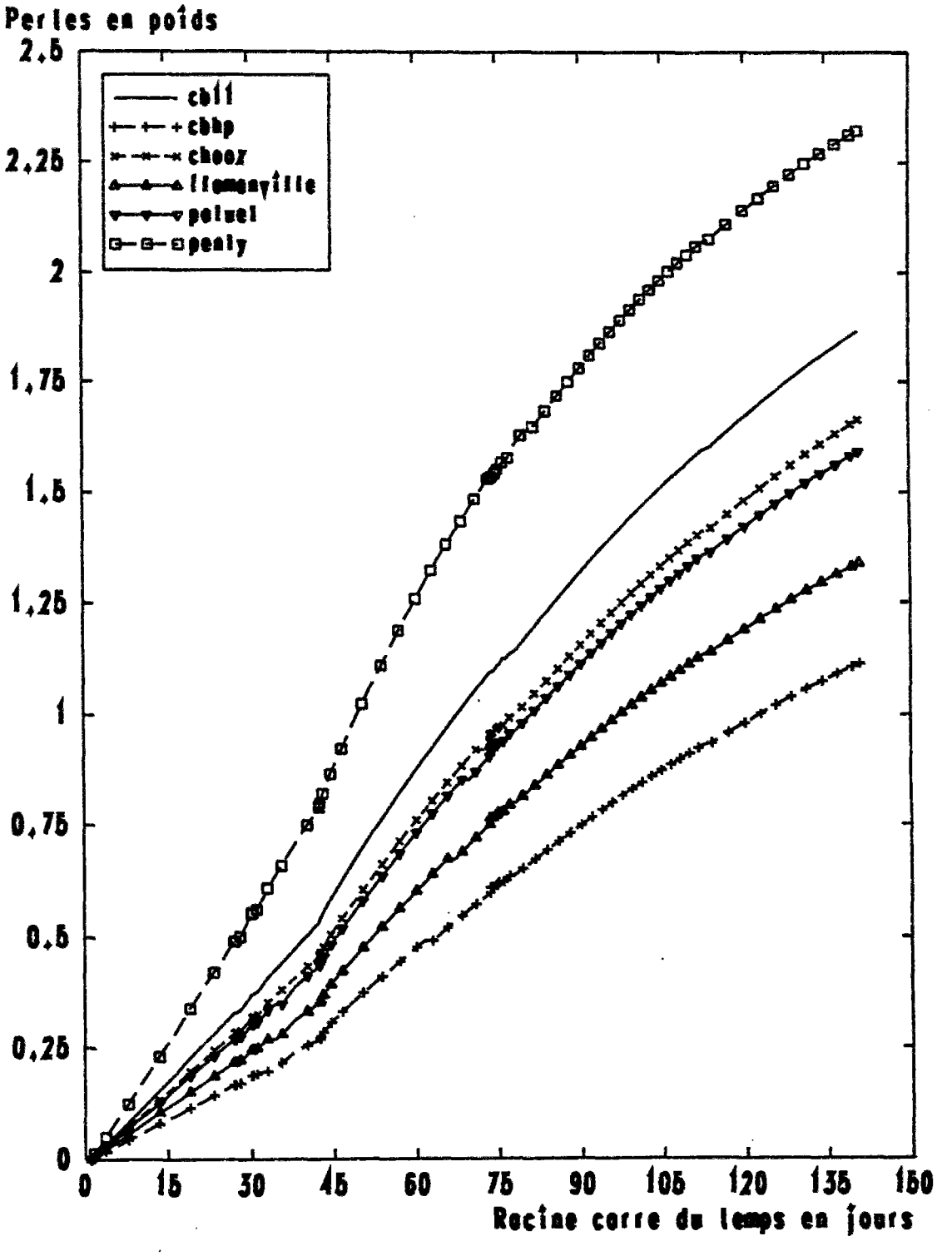


Figure 18 : Teneur en eau libre sur le site de Civaux B11 mesurée par des sondes capacitives.

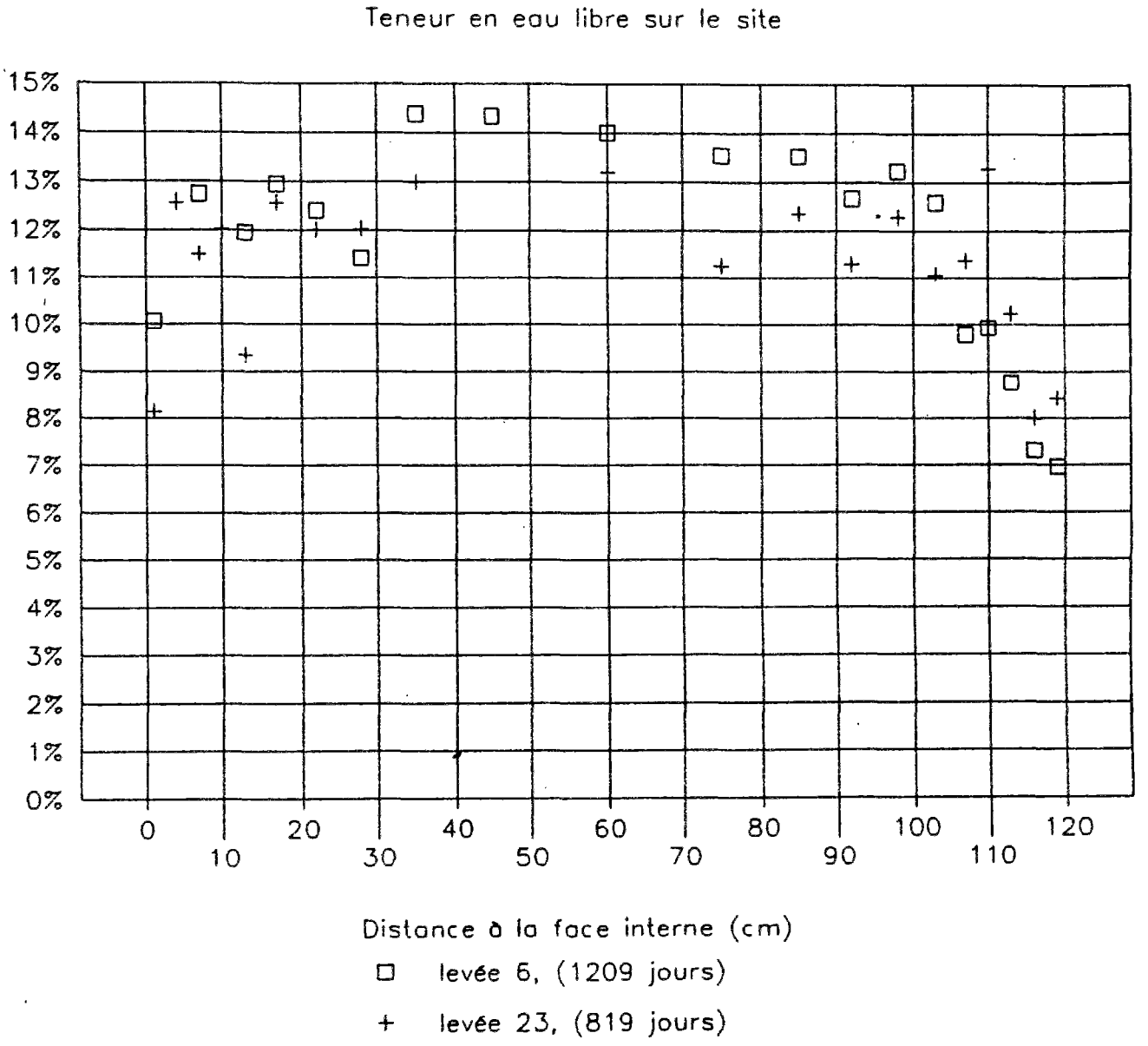


Figure 19.1 : Teneur en eau libre mesurée par des sondes capacitives sur une éprouvette de 40 cm de longueur coulée avec le béton de Civaux B11

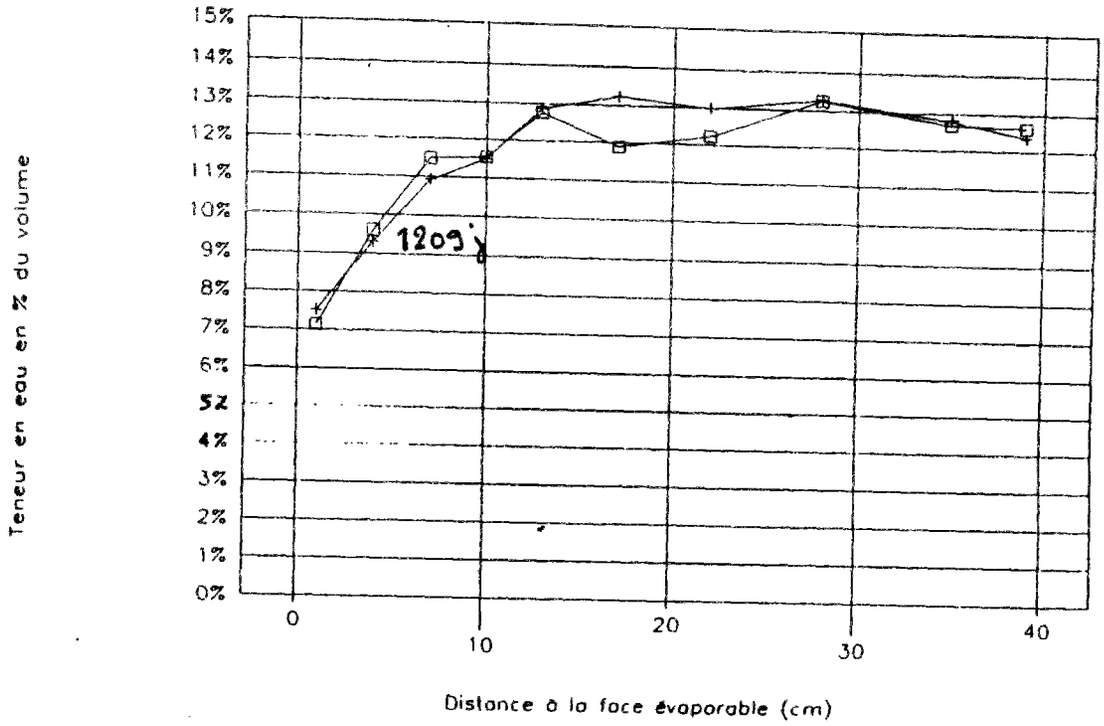


Figure 19.2 : Simulation de la teneur en eau en fonction du temps. Les valeurs numériques utilisées sont les mêmes que celles utilisées en figure 16.

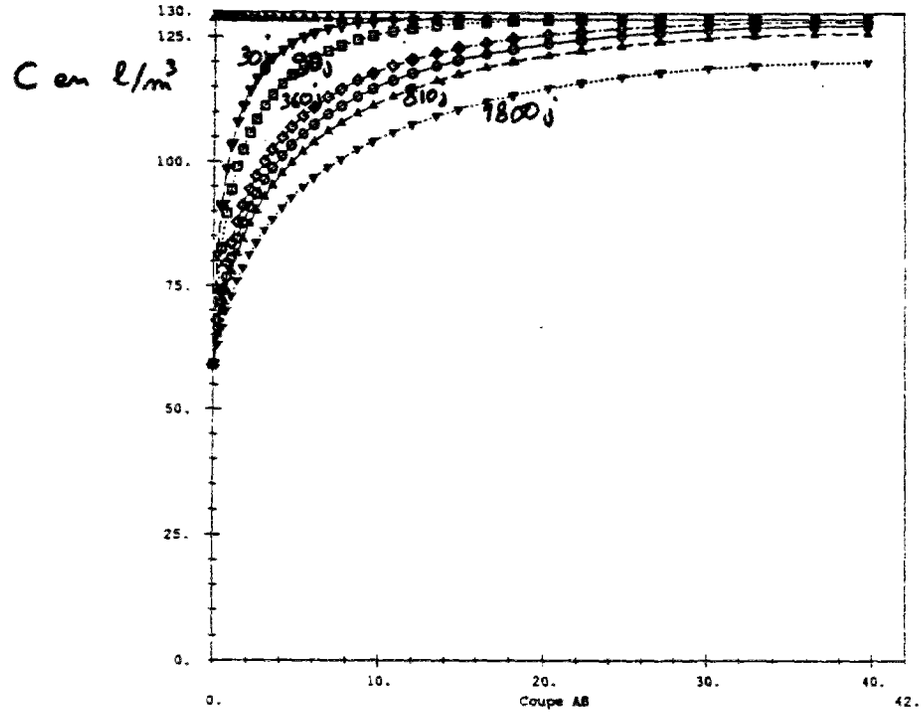


Figure 15.1 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur éprouvette pour le béton de Civaux B11.

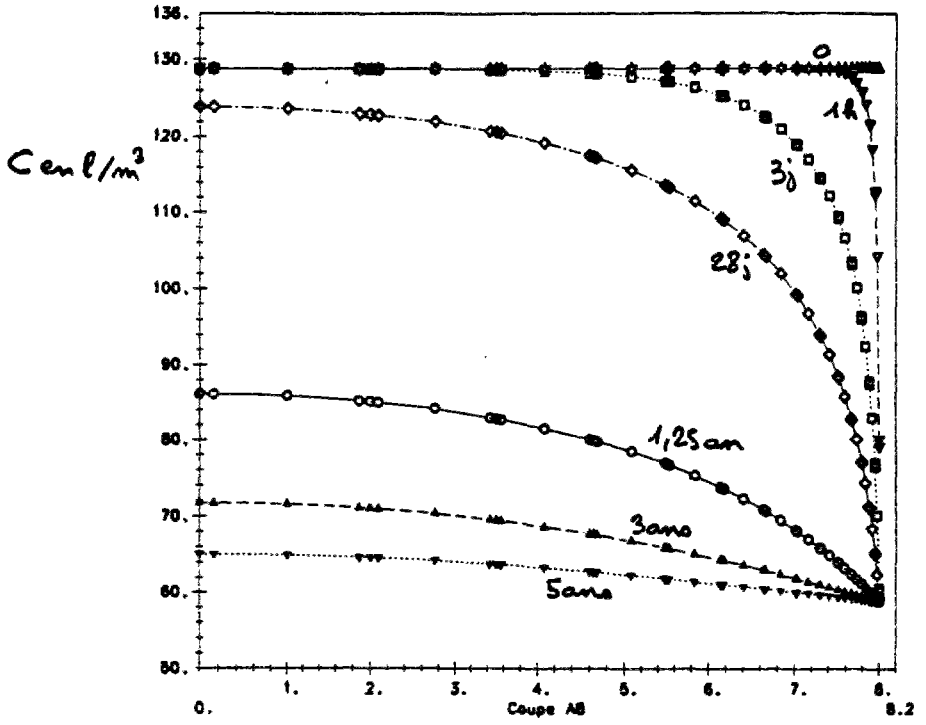


Figure 15.2 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur éprouvette pour le béton de Civaux BHP.

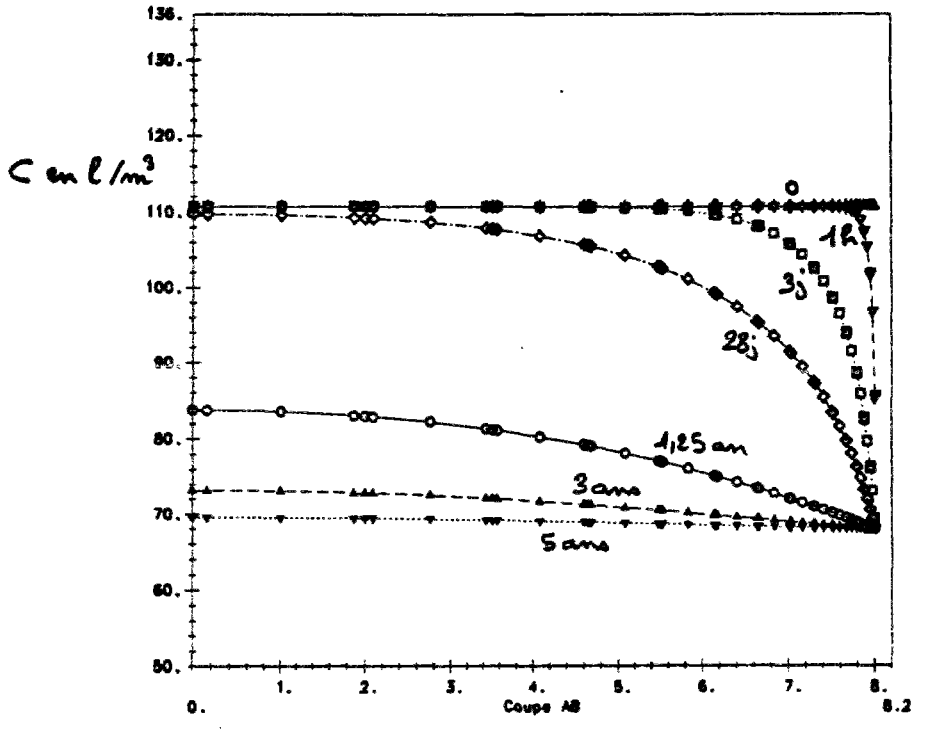


Figure 15.3 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur éprouvette pour le béton de Penly.

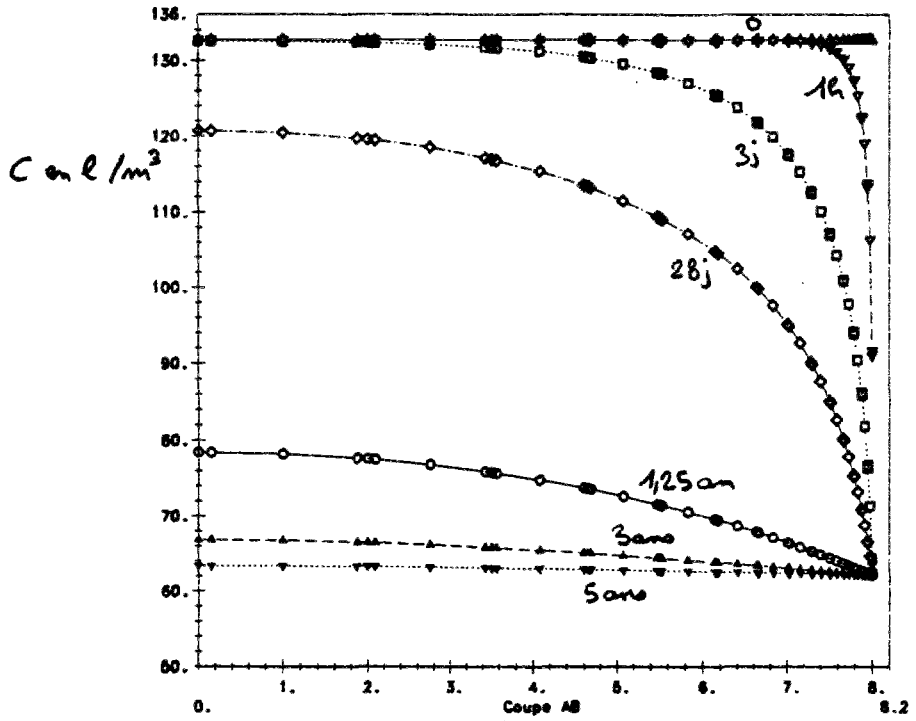


Figure 15.4 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur éprouvette pour le béton de Paluel.

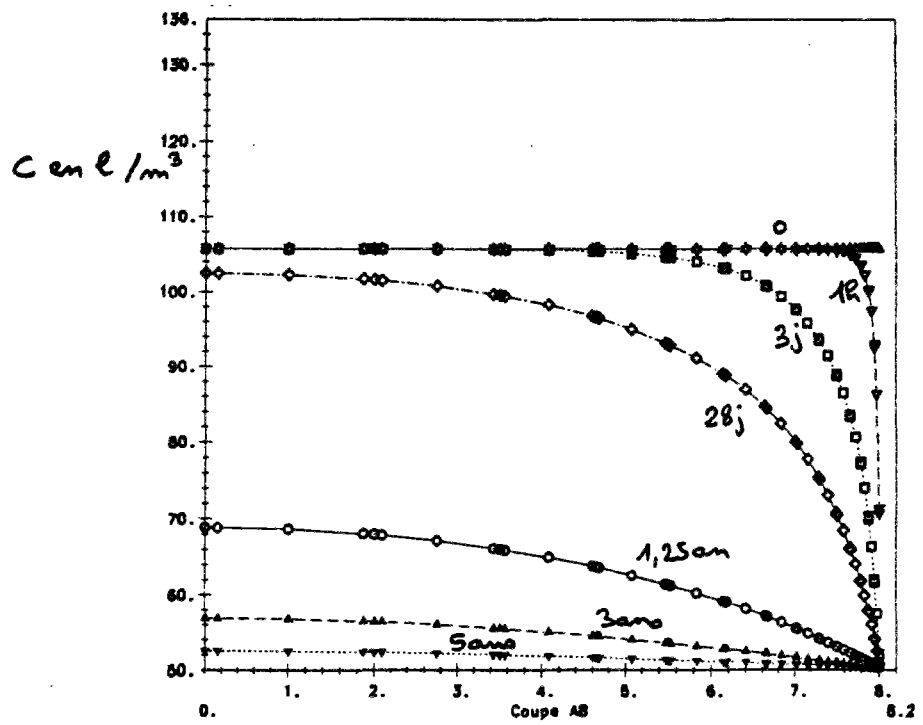


Figure 15.5 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur éprouvette pour le béton de Flamanville.

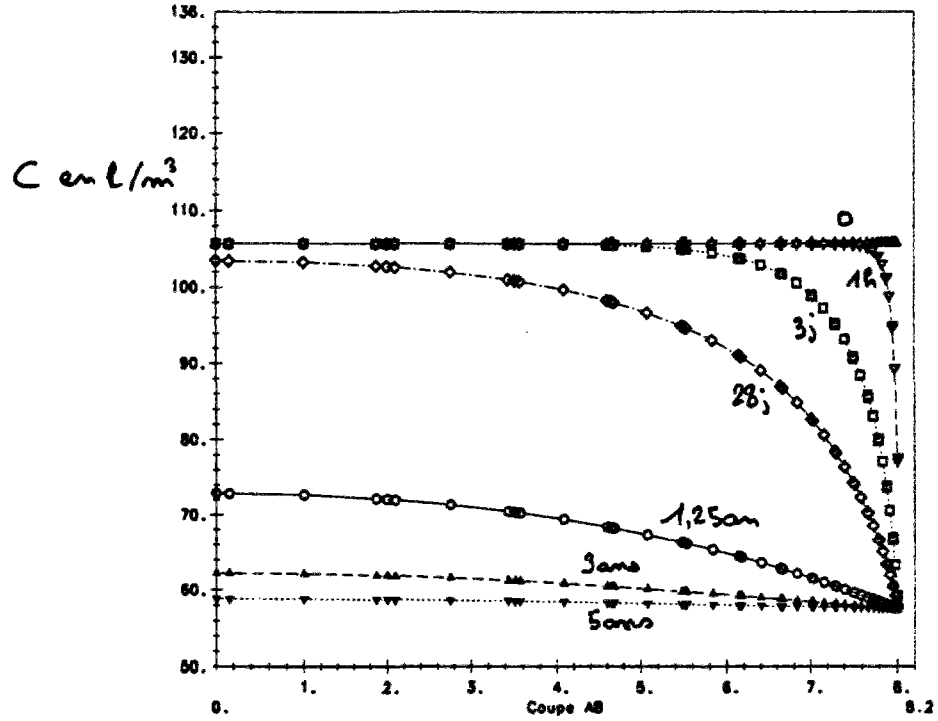


Figure 15.6 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur éprouvette pour le béton de Chooz.

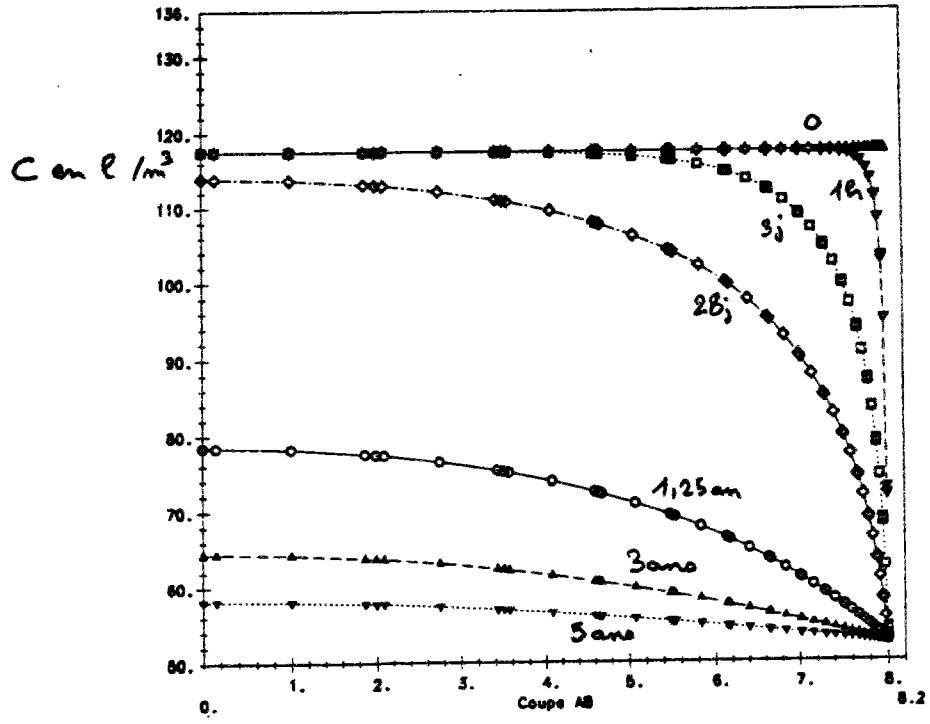


Figure 16.1 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur l'enceinte de Civaux B11.

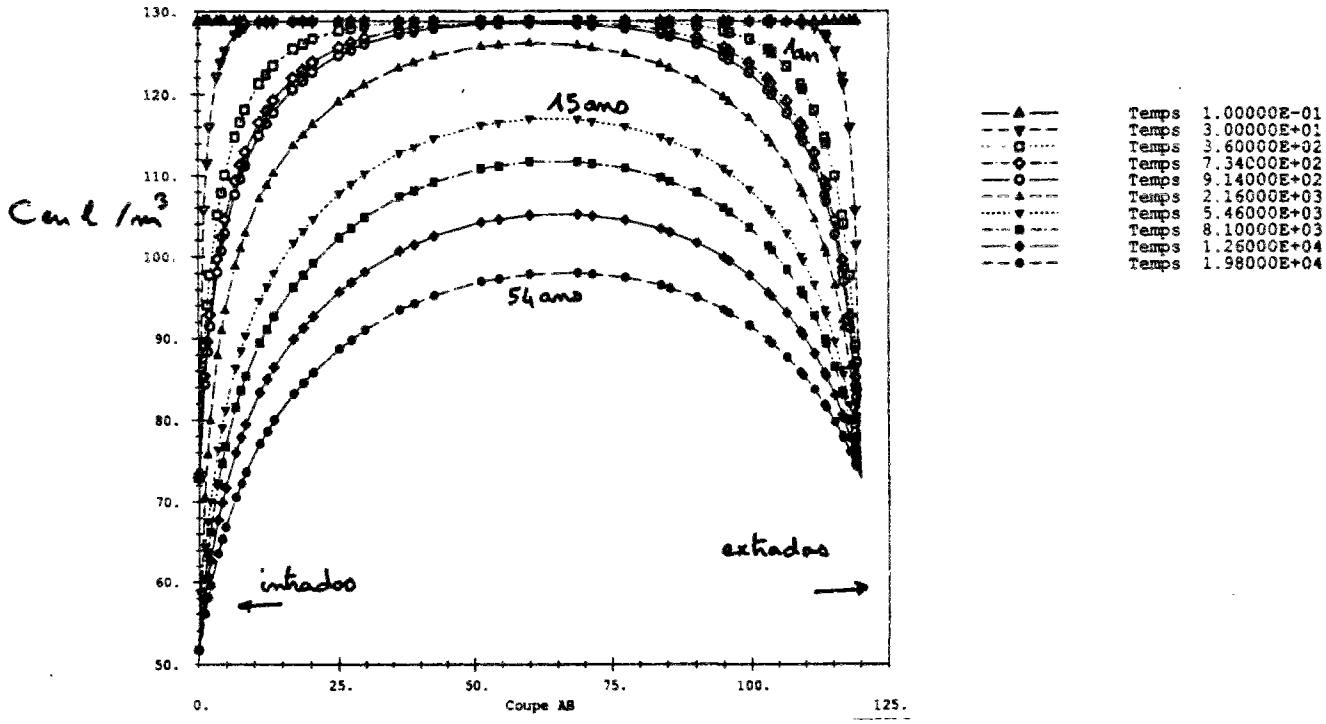


Figure 16.2 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur l'enceinte de Civaux BHP.

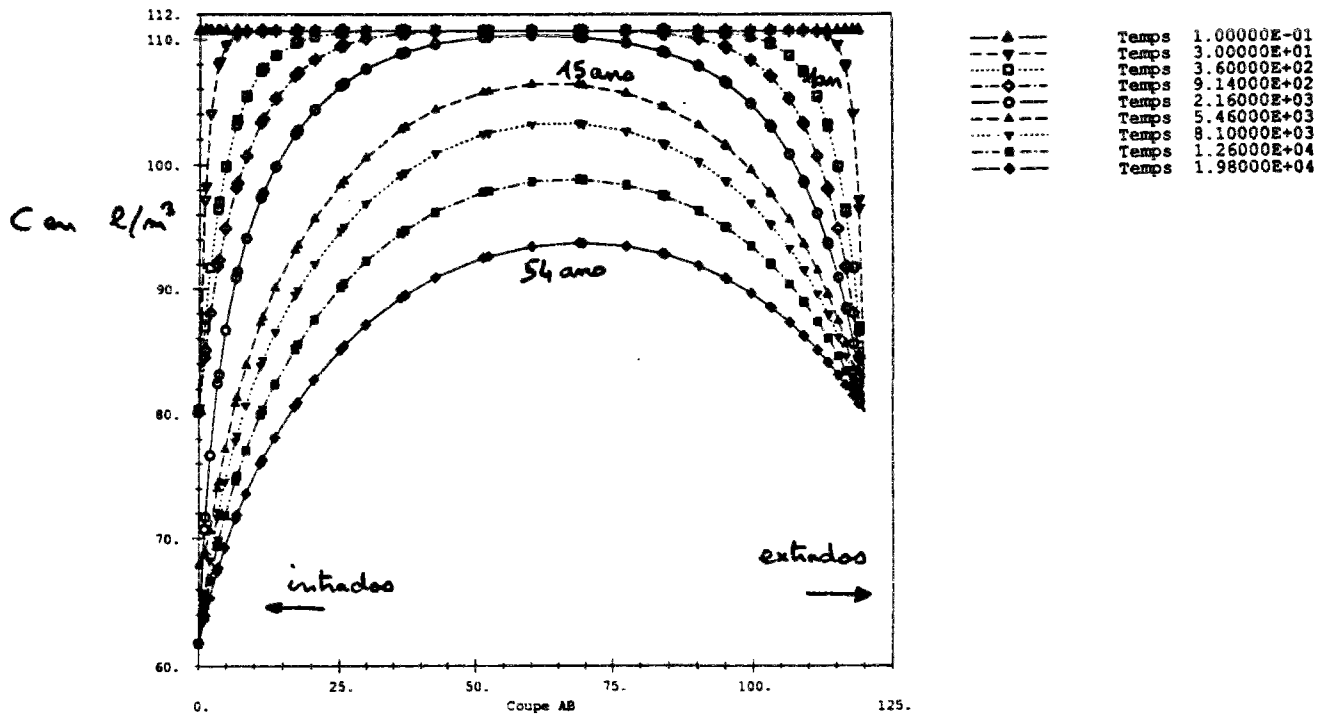


Figure 16.3 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur l'enceinte de Penly.

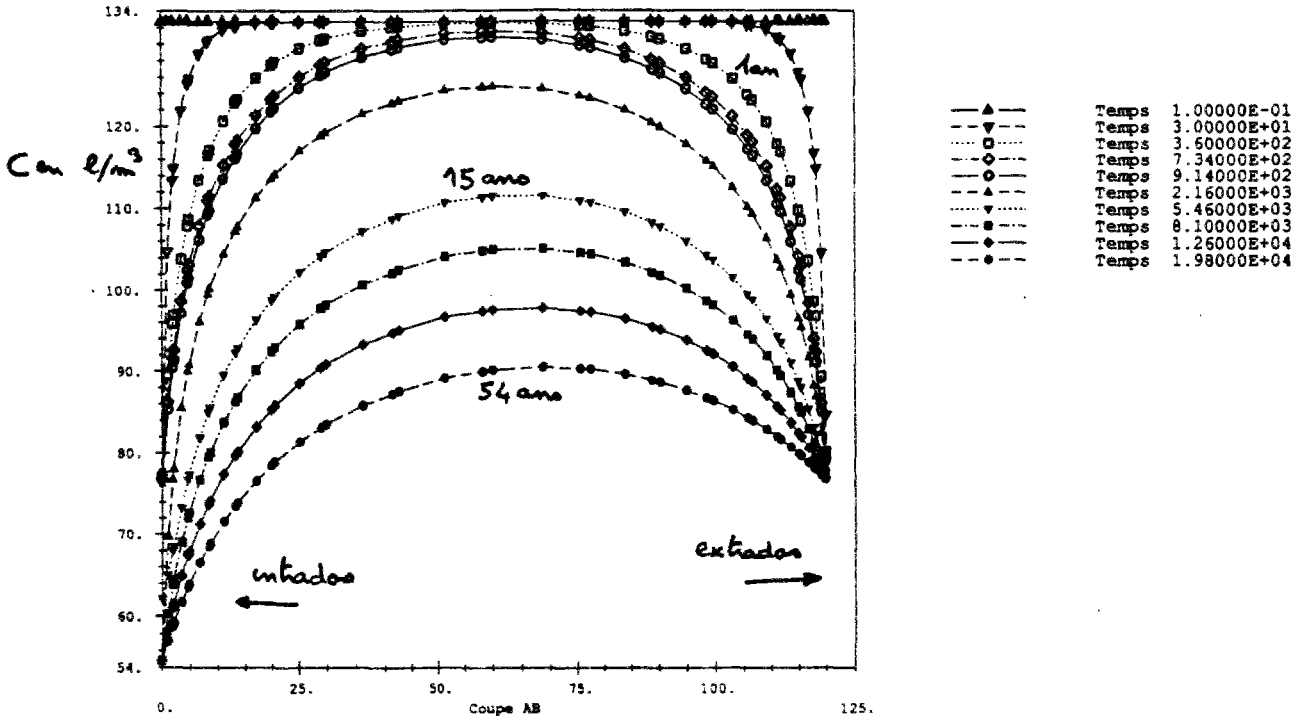


Figure 16.4 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur l'enceinte de Paluel.

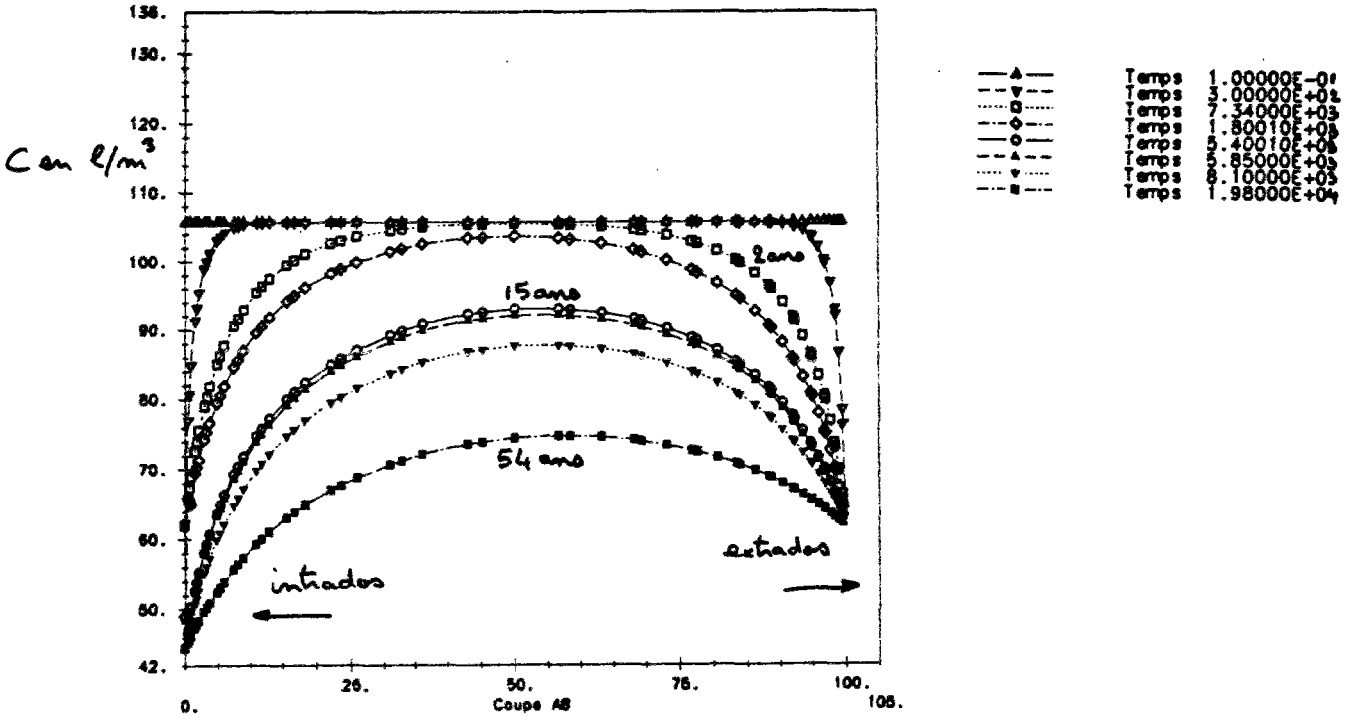


Figure 16.5 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur l'enceinte de Flamanville.

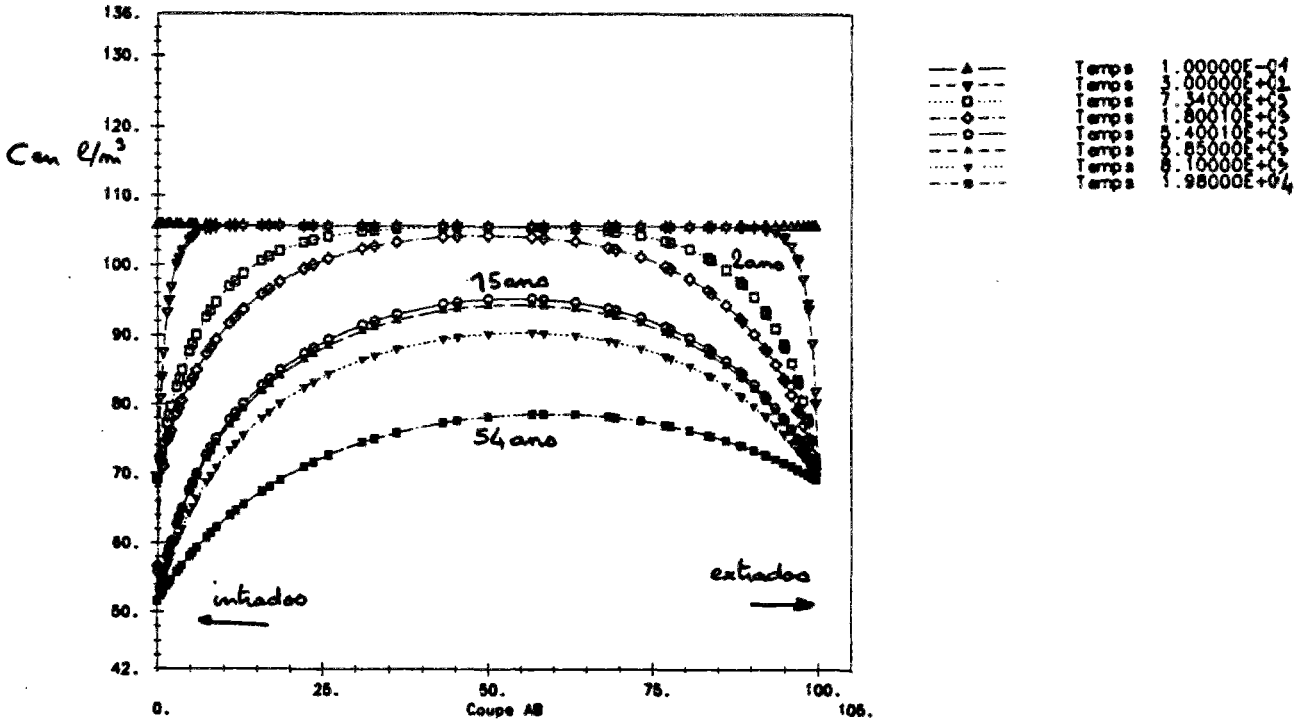
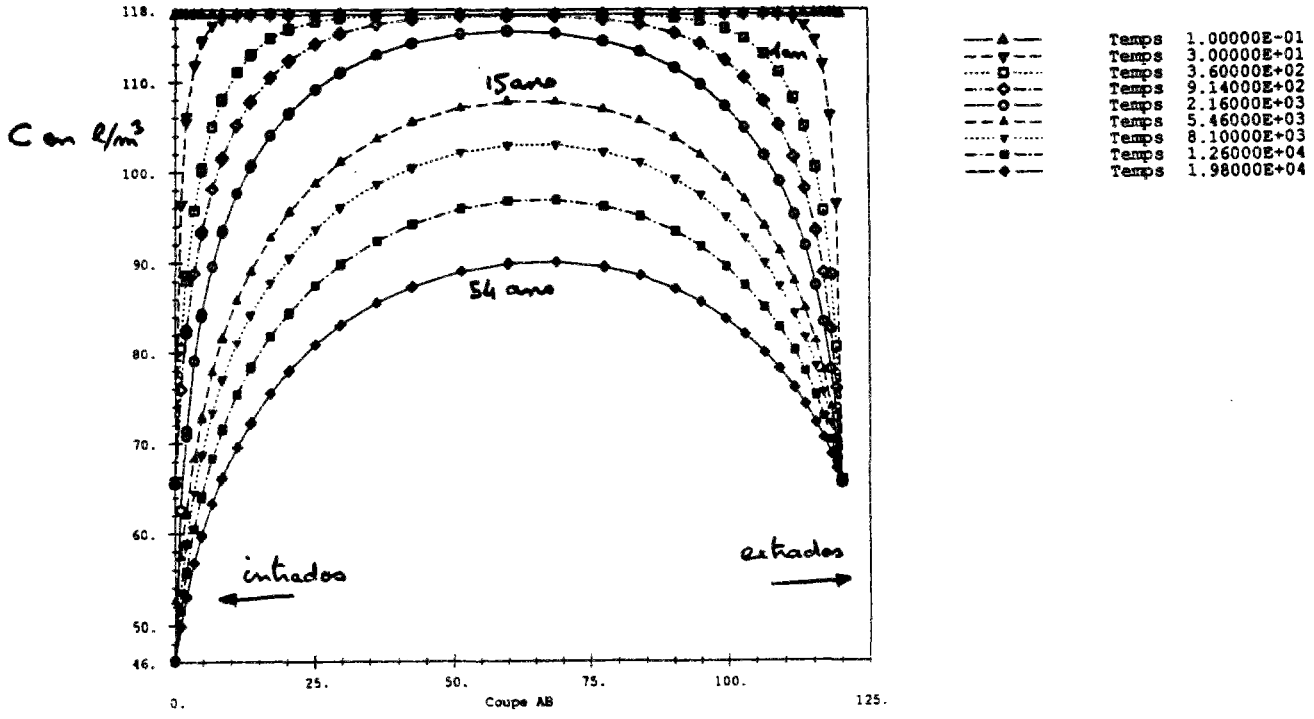


Figure 16.6 : Teneur en eau suivant une coupe à différents temps sur l'enceinte de Chooz.



Sommaire
Chapitre IV

Le retrait de dessiccation du béton

1. Introduction 206

2. Le phénomène physique 206

3. Retrait global d'une structure et effet d'échelle 211

4. Prise en compte de la fissuration 214
   4.1 Matériau élastique fragile 214
   4.2 Matériau parfaitement plastique 217

5. Résultats et interprétation des résultats expérimentaux 219
   5.1 Résultats sur bétons reconstitués en laboratoire 219
   5.2 Interprétation du fluage de dessiccation structural 224
   5.3 Analyse des résultats par le modèle probabiliste 226

6. Modélisation par éléments finis 232

7. Résultats sur éprouvette et sur structure 233
   7.1 Modélisation de l'enceinte 233
   7.2 Résultats et commentaires 234

8. Prise en compte d'une hygrométrie variable 236

9. Prévision "rapide" du retrait sur une structure épaisse 238

10. Conclusion 240

Chapitre IV

Le retrait de dessiccation du béton

1. Introduction

Le retrait de dessiccation est la conséquence macroscopique première du séchage du béton. Nous verrons qu'il est la prolongation directe des phénomènes de tension capillaire qui sont à l'origine du retrait endogène. Par son intensité, de l'ordre de 400 à 800.10^{-6} à 50 % d'hygrométrie et pour des bétons courants, il est d'une à trois fois plus important que la déformation élastique pour un chargement qui comme le nôtre est voisin de 10 MPa (soit $\varepsilon_e \approx 300.10^{-6} = \frac{\sigma}{E}$ avec $\sigma = 10$ MPa et $E = 33$ GPa).

Nous nous attacherons tout d'abord à montrer de quelle manière et avec quelles approximations il est possible d'utiliser le champ de teneur en eau $C(\underline{x},t)$, obtenu au paragraphe précédent, pour calculer directement le retrait de dessiccation. Enfin, les courbes expérimentales de retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids nous permettrons d'aborder d'une manière détournée les problèmes de fissuration de peau (Acker, 1988 ; Bazant, 1986b) qui apparaissent naturellement lorsqu'une structure sèche. Nous proposerons ainsi une méthode expérimentale permettant d'évaluer la part du fluage de dessiccation qui résulte d'un effet de structure lié au retrait de dessiccation, appelé aussi *micro cracking effect* par les anglo-saxons, et que nous appellerons ici : le fluage structural.

2. Le phénomène physique

Nous avons réfléchi précédemment[1], sans rentrer dans le détail d'une formulation mécanique, sur le phénomène de tension capillaire. Rappelons que lorsque le béton sèche, l'hygrométrie $h(\underline{x},t)$ de la phase gazeuse dans le milieu poreux que constitue le béton, baisse au cours du temps, $h(\underline{x},t)$ et $C(\underline{x},t)$ étant relié par la courbe d'isotherme de sorption désorption :

[1] Deuxième partie, chapitre I : Le retrait endogène

$$C_{eq} = g(h_{ext}) \qquad \text{(IV-1)}$$

En supposant que cette relation soit vérifiée en tout point et à chaque instant, alors même que les vitesses de diffusion ne sont pas nulles, il s'ensuit une augmentation de la pression de la phase liquide suivant la loi de Kelvin :

$$p^l - p_0^l = p^l - p_{atm} = \frac{\rho^l RT}{M^v} \ln(h) \qquad \text{(IV-2)}$$

Notons que, comme précédemment, la pression initiale de la phase liquide est initialisée à p_{atm} avant que le séchage ne commence, donc pour une humidité initiale interne de 100 %. Parallèlement à cela, nous supposerons que la pression de la phase gazeuse (air + vapeur) reste constante et égale[2] à p_{atm}.

Remarquons cependant que si le retrait endogène, appelé aussi retrait d'auto-dessiccation, a déjà commencé, l'hygrométrie initiale interne du béton avant que le séchage ne commence sera inférieure à 1 et ce d'autant plus que le rapport e/c du béton sera faible[3]. On pourrait donc réécrire (IV-2) de la façon suivante en faisant apparaître le terme dû au retrait endogène (indice "re"), et celui dû au retrait de dessiccation (indice "rd") :

$$\begin{aligned} p^l &= p_{rd}^l + p_{re}^l \\ p_{re}^l - p_{atm} &= \frac{\rho^l RT}{M^v} \ln(h_{re}) \\ p_{rd}^l &= \frac{\rho^l RT}{M^v} \ln\left(\frac{h}{h_{re}}\right) \end{aligned} \qquad \text{(IV-3)}$$

Par la suite, nous supposerons que la totalité du retrait endogène a été réalisé lorsque commence le séchage. Cette hypothèse est raisonnable sur nos bétons reconstitués en laboratoire, pour lesquels le séchage ne commence qu'à partir de 28 jours. Cette pression capillaire (traction) exerce alors (principe de l'action et de la réaction) une force de compression sur le squelette ($h < h_{re}$). Cette force étant homogène à une pression, la déformation qui en résulte est donc isotrope (volumique) à l'échelle élémentaire.

Si l'on se place dans le formalisme de la mécanique des milieux poreux (Coussy, 1991), nous avons déjà établi les expressions suivantes[4] :

$$\begin{aligned} \varepsilon^s(1-\phi_0) &= \varepsilon(1-\phi) - (\phi - \phi_0) \\ d\phi = \phi - \phi_0 &\approx (1-\phi_0)(\varepsilon^s - \varepsilon) \end{aligned} \qquad \text{(IV-4)}$$

Pour le matériau béton, nous supposerons que la variation de porosité est relativement faible[5], ce qui signifie que les vides se déforment de la même manière que le squelette. Il vient :

$$\varepsilon^s \approx \varepsilon \qquad \text{(IV-5)}$$

---

[2] Hypothèse de connexité de la phase gazeuse à tout instant dans le béton.

[3] En particulier pour les BHP.

[4] Deuxième partie, chapitre III : Le séchage du béton.

[5] L'autre hypothèse classique (Lassabatère, 1994) consiste à écrire que $\varepsilon^s = 0$ i.e. que le solide (matrice) est incompressible soit $K^s = 0$. Cette hypothèse nous paraît plus facilement justifiable en mécanique des sols que dans le cas du béton. Pour un sol, le module apparent est beaucoup plus faible (5 GPa) alors que les grains gardent un module comparativement très fort (ici, l'échelle de l'incompressibilité est donnée par le granulat soit 60 GPa à comparer à 5 GPa). Il paraît alors logique de considérer que les grains sont incompressibles et que les variations de volume global résultent de la variation de la porosité (Coussy, 1991) (phènomène de la consolidation). Ainsi, pour un sol, l'hypothèse $d\phi = 0$ ne serait pas justifiée.

La déformation est donc identifiée à celle de la matrice. Par ailleurs, la contrainte totale supportée par le milieu poreux, σ peut se décomposer à tout instant sur chacune des phases de la façon suivante :

$$\begin{gathered}\sigma = (1-\phi)\sigma^s - \phi^l p^l \underline{\underline{1}} - \phi^v p^v \underline{\underline{1}} - \phi^s p^s \underline{\underline{1}} \\ \phi^s = \phi^v = \phi^g \\ -\phi^v p^v - \phi^s p^s = -\phi^g (p^v + p^s) = -\phi^g p^g\end{gathered} \tag{IV-6}$$

Où p^g est la pression totale de la phase gazeuse. On peut alors écrire l'équation de comportement du squelette, soit :

$$\sigma^s = C^s : \varepsilon^s + p_{atm}\underline{\underline{1}} = C^s : \varepsilon + p_{atm}\underline{\underline{1}} \tag{IV-7}$$

Où p_{atm} correspond à un préchargement causé par la pression atmosphérique. En remplaçant (IV-7) et (IV-2) dans (IV-6) il vient :

$$\sigma = (1-\phi)(C^s : \varepsilon + p_{atm}\underline{\underline{1}}) - \phi^l\left(p^l_{atm} + \frac{\rho^l RT}{M^v}\ln(h)\right)\underline{\underline{1}} - \phi^g p^g \underline{\underline{1}} \tag{IV-8}$$

$(1-\phi)C^s$ se définit donc comme la matrice d'élasticité du milieu poreux pour $\Delta p^i = 0$. Expérimentalement, comme il est difficile de réaliser un essai drainé, i.e. sans augmenter les pressions interstitielles (entre autre à cause du fluage car les essais drainés sont généralement très longs), on peut par exemple mesurer $(1-\phi)C^s$ pour un béton complètement sec dans lequel la porosité est uniquement remplie par l'air : $\phi = \phi^s$.

Enfin, puisque l'on suppose que $p^g = p^{atm}$ on obtient :

$$\sigma = (1-\phi)(C^s : \varepsilon) - \phi^l\left(\frac{\rho^l RT}{M^v}\ln(h)\right)\underline{\underline{1}} + p_{atm}\underline{\underline{1}} \tag{IV-9}$$

Dans le cas du retrait de dessiccation, le seul chargement extérieur est la pression atmosphérique. Il vient donc :

$$\begin{gathered}\sigma = p_{atm}\underline{\underline{1}} \\ (1-\phi)(C^s : \varepsilon_{rd}) = \phi^l\left(\frac{\rho^l RT}{M^v}\ln(h)\right)\underline{\underline{1}}\end{gathered} \tag{IV-10}$$

Dans le cas isotrope, on peut réécrire la loi de comportement en prenant la trace de l'équation (IV-10). Il vient alors :

$$\begin{gathered}C^s : \varepsilon = \lambda \mathrm{tr}(\varepsilon)\underline{1} + 2\mu\varepsilon \\ \mathrm{tr}(C^s : \varepsilon) = 3K^s \mathrm{tr}(\varepsilon)\end{gathered} \tag{IV-11}$$

soit :

$$\mathrm{tr}(\varepsilon_{rd}) = \phi^l \frac{\rho^l RT}{3M^v(1-\phi)K^s}\ln(h) \tag{IV-12}$$

On observe donc bien un retrait ($\varepsilon < 0$) dès que $h < 1$, que ce soit pour le retrait endogène ou le retrait thermique. Remarquons de plus que le retrait est doublement non linéaire en fonction de l'humidité, une première fois à cause du terme en ln(h) et la deuxième fois à cause du terme $\phi^l = \phi^l(h) = \dfrac{C(h)}{\Omega_{tot}}$.

Posons maintenant :

$$f(h) = -C(h)\ln(h) \qquad \text{(IV-13)}$$

En pratique, il est intéressant de trouver une expression plus simple pour f(h). Nous avons alors comparé plusieurs possibilités qui sont présentées en **figure 2**. Pour obtenir une expression de C(h), nous avons utilisé les résultats de (Pihlajavaara, 1982) (**figure 1**) sur lesquels on constate que l'isotherme de désorption est quasi linéaire pour h supérieur à 0,5.

Figure 1 : Isotherme de désorption sur un béton ayant un e/c de 0,5 et un rapport granulat/ciment de 3 d'après (Pihlajavaara, 1982).

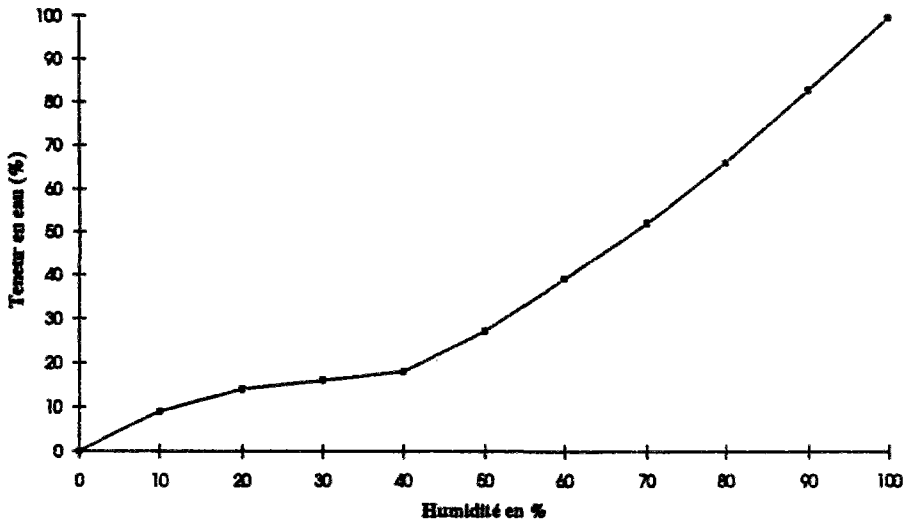
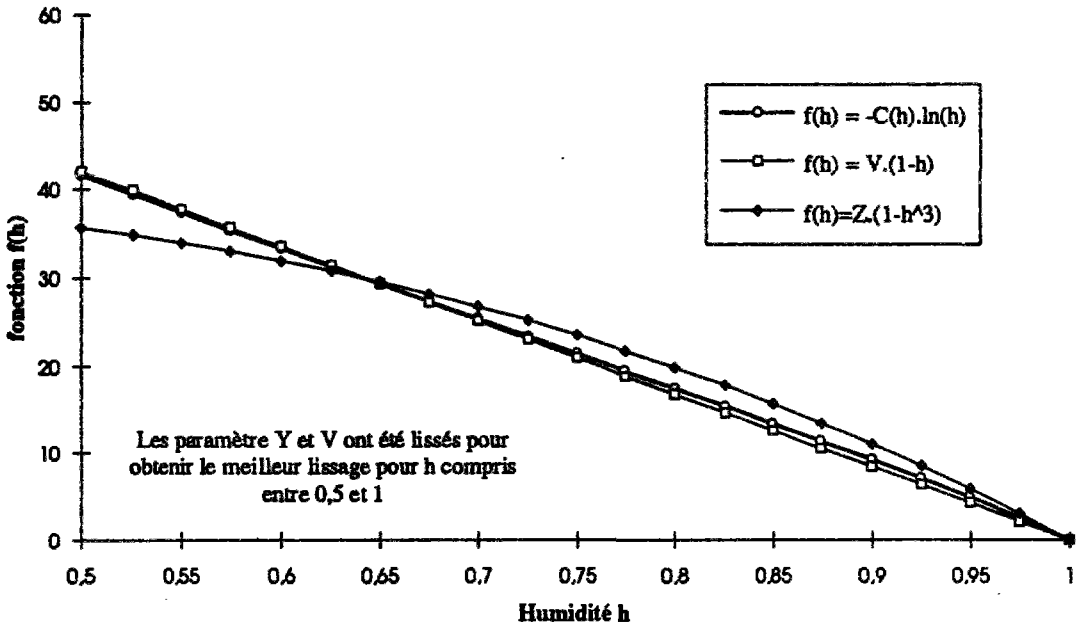
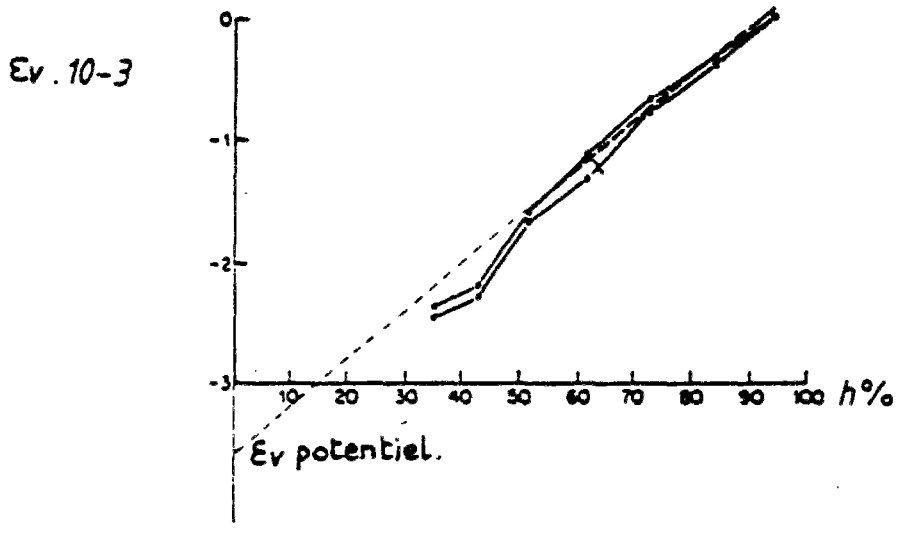


Figure 2 : Comparaison de différentes fonctions f(h) testées.



On voit donc que l'équation (IV-12) peut s'écrire, avec différents niveaux de précision suivant le choix de l'expression de f(h). Il est certains qu'avec une fonction du type $V(1-h)$, on est vraisemblablement beaucoup plus proche de la fonction initiale que pour les autres types de fonctions testées. Des essais réalisés par Wittmann à différentes hygrométries, et pour des éprouvettes très fines[6], (Wittmann, 1982) valident en effet fort bien ce résultat (**figure 3**).

Figure 3 : Retrait de dessiccation en fonction de l'humidité à l'équilibre pour des éprouvettes très fines.



On pourrait ainsi réécrire (IV-12) de la façon suivante :

$$tr(\varepsilon_{rd}) = -\left[\frac{\rho^l RT}{3M^v(1-\phi)K^s}V\right](1-h) \qquad \text{(IV-14)}$$

En particulier, d'après la **figure 1**, on peut se permettre d'écrire, en utilisant la teneur en eau :

$$tr(\varepsilon_{rd}) = -\left[\frac{\rho^l RT}{M^v(1-\phi)K^s}Y\right](C_0 - C) = -\kappa_{béton}(C_0 - C) \qquad \text{(IV-15)}$$

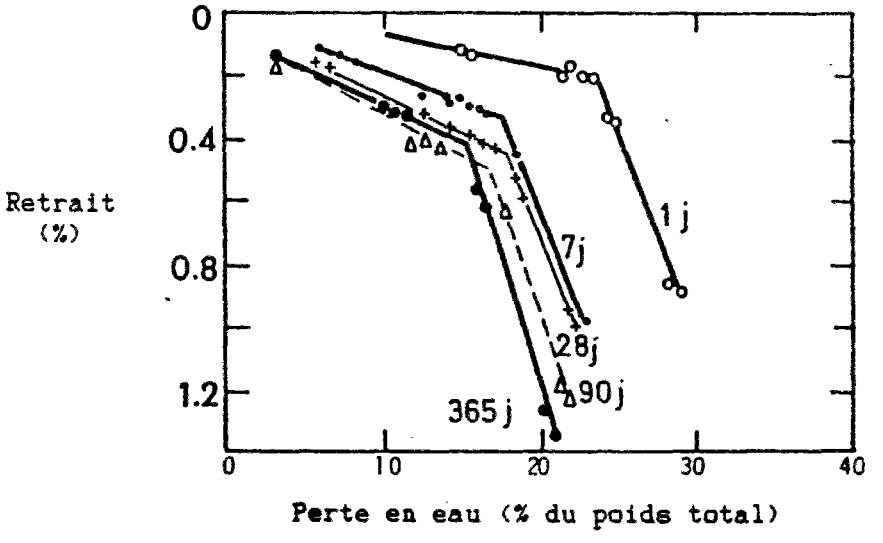
C'est l'équation que nous privilégierons par la suite (Mensi, 1988 ; Bazant, 1991) car elle a l'avantage d'utiliser la teneur en eau C, que l'on peut directement relier à la perte en poids par simple intégration sur le volume. Si l'on utilisait l'humidité relative h, il faudrait alors la retraduire en terme de teneur en eau par le biais de l'isotherme de désorption de chacun des différents bétons.

Ce type de relation a lui aussi été vérifié expérimentalement par Verbeck (Verbeck, 1968) (**figure 4**). On remarque en particulier que la courbe reste très linéaire pour de faible hygrométrie mais présente une coupure relativement franche dès que l'on descend en dessous

[6] En travaillant sur des éprouvettes très fines et avec des paliers d'humidité relative suffisamment faibles (5 % HR) on diminue ainsi les risques liés à la fissuration de peau.

d'une hygrométrie très faible. Ceci est à rapprocher du fait que le paramétrage de la courbe $f(h) = -C(h)\ln(h)$ en fonction de $Y(C_0 - C)$ n'est plus très bon dès que h est inférieur à 50 % HR.

Figure 4 : Retrait de dessiccation en fonction de la perte en eau à l'équilibre sur des éprouvettes très fines de pâte de ciment, d'après (Verbeck, 1968).



3. Retrait global d'une structure et effet d'échelle

Nous avons vu précédemment que le retrait d'un élément de volume est une déformation isotrope que l'on peut considérer comme une déformation imposée en écrivant (IV-9) de la manière suivante à partir de (IV-15) :

$$\begin{aligned} \sigma_{total} &= \sigma + p_{atm}\underline{\underline{1}} = (1-\phi)C^s:(\varepsilon - \varepsilon_{rd}) + p_{atm}\underline{\underline{1}} \\ \sigma &= (1-\phi)C^s:(\varepsilon - \varepsilon_{rd}) \\ \varepsilon_{rd} &= -\kappa_{béton}(C_0 - C)\underline{\underline{1}} \end{aligned} \qquad \text{(IV-16)}$$

En inversant la loi de comportement (supposée isotrope), il vient :

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \frac{(C^s)^{-1}:\sigma}{(1-\phi)} + \varepsilon_{rd} \\ \varepsilon &= \frac{1}{(1-\phi)}\left(\frac{1+\upsilon^s}{E^s}\sigma - \frac{\upsilon^s}{E^s}tr(\sigma)\underline{\underline{1}}\right) + \varepsilon_{rd} \end{aligned} \qquad \text{(IV-17)}$$

On définit alors E et υ les caractéristiques élastiques du béton en écrivant :

$$\varepsilon = \frac{1+\upsilon}{E}\sigma - \frac{\upsilon}{E}\mathrm{tr}(\sigma)\underline{\underline{1}} + \varepsilon_{rd}$$
$$E = (1-\phi)E^s \; ; \; \nu = \nu^s \qquad \text{(IV-18)}$$

Par la suite, on supposera que l'on réalise une expérience de retrait de dessiccation classique sur une éprouvette relativement élancée[7]. On ne s'intéressera qu'à la déformation longitudinale et l'on supposera tout d'abord que le béton garde un comportement élastique. L'équation (IV-18) se simplifie alors de la manière suivante :

$$\varepsilon_{rd}(x,t) = -\kappa_{béton}(C_0 - C(x,t))$$
$$\varepsilon(x,t) = \frac{\sigma(x,t)}{E} + \varepsilon_{rd}(x,t) \qquad \text{(IV-19)}$$

On peut alors intégrer cette relation sur une section droite dans la zone centrale de l'éprouvette en faisant l'hypothèse des sections planes de Navier-Bernoulli. Cette hypothèse n'est bien sûr pas vérifiée aux extrémités de l'éprouvette (Acker, 1987 ; Wittmann, 1993), comme nous le visualiserons par la suite avec les calculs aux éléments finis. Il vient alors :

$$\varepsilon_{rd}(x,t) = -\kappa_{béton}(C_0 - C(x,t))$$
$$S\varepsilon_{rd}(t) = \iint_S \varepsilon(x,t)dS = \frac{1}{E}\iint_S \sigma(x,t)dS - \kappa_{béton}\iint_S (C_0 - C(x,t))dS \qquad \text{(IV-20)}$$

On ne confondra pas $\varepsilon_{rd}(x,t)$, qui est le retrait infinitésimal de l'élément de volume situé en x, et $\varepsilon_{rd}(t)$, qui est le retrait globale de la section. Puisque la section est auto-équilibrée, on écrit alors :

$$S\varepsilon_{rd} = -\kappa_{béton}\iint_S (C_0 - C(x,t))dS$$
$$S\varepsilon_{rd} = -\kappa_{béton}(\Delta p) \qquad \text{(IV-21)}$$
$$P = S\rho_{béton}$$

Il vient alors :

$$\varepsilon_{rd} = -K\frac{\Delta P}{P}$$
$$K = \frac{P\kappa_{béton}}{S} = \kappa_{béton}\rho_{béton} \qquad \text{(IV-22)}$$

Où Δp est la perte en poids de la section. Enfin, les contraintes dans la section s'obtiennent en inversant (IV-17) soit :

$$\sigma(x,t) = -EK\frac{\Delta p}{p} + E\kappa_{béton}(C_0 - C(x,t)) \qquad \text{(IV-23)}$$

à l'instant $t = 0^+$, lorsque $\Delta p = 0$, la contrainte en peau maximale (choc hydrique) s'obtient en écrivant :

$$C(x \in \partial\Omega, t = 0^+) = C_{eq}$$
$$\sigma(x \in \partial\Omega, t = 0^+) = E\kappa_{béton}(C_0 - C_{eq}) = EK\frac{C_0 - C_{eq}}{\rho_{béton}} \qquad \text{(IV-24)}$$

[7] L'élancement des éprouvettes de retrait est de l'ordre de 6. Nous rappelons que la base de mesure du retrait est de 50 cm positionnée au centre d'une éprouvette de 100 cm.

La peau du béton est donc en traction ($\sigma > 0$) comme montré dans les expériences de libération des contraintes (Abdunur, 1986 ; Acker, 1988, 1993a). De plus, pour les valeurs courantes des différents paramètres, cette contrainte est très largement supérieure à la résistance en traction et peut atteindre[8] avec E = 32 GPa, K = $3{,}25.10^{-2}$, $\rho_{béton}$ = 2400 kg/m^3, C_0 = 105,7 l/m^3 et C_{eq} = 57,5 l/m^3, la valeur de 20,9 MPa alors que la résistance à la traction n'est que de 5 MPa. La fissuration est donc inévitable ! Le calcul élastique précédent ne constitue donc qu'une première approximation. On se rend bien compte que si toute la section ne participe pas pour former le retrait de dessiccation, la mesure expérimentale ne donnera pas la totalité de la déformation à laquelle on pourrait s'attendre (Bazant, 1986b). Ce qui n'est pas le cas si la structure est chargée (précontrainte) puisqu'elle résistera mieux à une traction. La différence entre la valeur du retrait de dessiccation d'une structure chargée et celle d'une structure non chargée est appelé fluage de dessiccation structural. Il correspond au fait que sur une structure chargée, on arrive à mobiliser plus de retrait de dessiccation en empêchant une partie de la fissuration de peau.

Notons enfin que, le fait de choisir pour le béton un comportement viscoélastique (en remplaçant la deuxième équation de (IV-19) par $\varepsilon(x,t) = \int_{\tau=0}^{t} J(t,\tau)\dot{\sigma}(x,t)d\tau + \varepsilon_{rd}(x,t)$), ne change rien à la démonstration précédente puisque les signes $\iint_S$ et $\int_{\tau=0}^{t}$ peuvent permuter. Cette remarque reste valable tant que l'on ne considère pas une fonction de fluage $J(t,\tau,x)$ qui dépende de la position x par le biais de l'humidité ou de la température, auquel cas, la permutation des intégrations temporelle et spatiale n'est plus licite.

L'effet d'échelle sur le retrait de dessiccation résulte directement de l'effet d'échelle sur le séchage du béton. Rappelons en effet que si l'on considère deux structures homothétiques de volumes respectifs Ω et $\alpha^3\Omega$, et de sections S et $\alpha^2 S$, on a alors :

$$\begin{aligned} C_{\alpha^3}(X,T) &= C\left(\frac{X}{\alpha},\frac{T}{\alpha^2}\right) \\ \Delta p_{\alpha^2 S}(T) &= \alpha^2 \Delta p\left(\frac{T}{\alpha^2}\right) \end{aligned} \qquad \text{(IV-25)}$$

Si nous reportons ces résultats dans les équations (IV-22) et (IV-23), il vient :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\alpha^3}(T) &= \varepsilon\left(\frac{T}{\alpha^2}\right) \\ \sigma_{\alpha^3}(X,T) &= \sigma\left(\frac{X}{\alpha},\frac{T}{\alpha^2}\right) \end{aligned} \qquad \text{(IV-26)}$$

Le retrait et l'apparition des contraintes sont donc différés eux aussi dans le même rapport α^2. On en déduit aussi, si l'on poursuit le raisonnement jusqu'au bout, que l'on peut s'attendre à une fissuration[9] dans la structure $\alpha^3\Omega$ qui apparaîtra à un âge α^2 fois plus grand. Par contre elle sera α fois plus profonde.

---

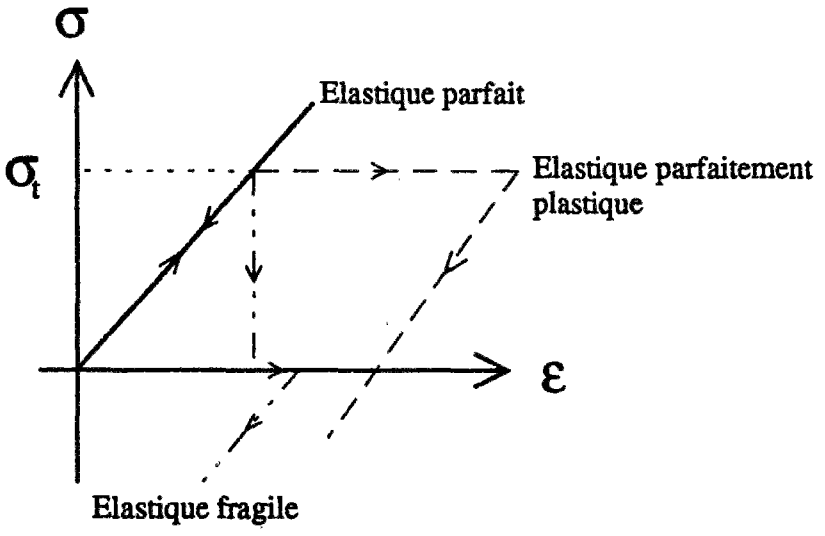
[8] Exemple du béton de Flamanville.

[9] La démonstration a bien sûre été réalisée en supposant un comportement élastique. Parler de fissure n'a donc pas réellement un sens.

4. Prise en compte de la fissuration

Dans deux cas très précis de loi de comportement, en sus du comportement élastique parfait, à savoir, le comportement élastique fragile et parfaitement plastique (**figure 5**), il est possible de prendre en compte la fissuration par le calcul. Nous attirons cependant l'attention du lecteur sur le fait que nous prenons en compte la fissuration du béton d'une façon simplifiée, en faisant abstraction - des effets d'échelle et des effets de gradients sur le comportement en traction du béton (Rossi, 1988, 1993a, 1993b), - des non linéarités en fond de fissure (Rudnicki, 1993), - de l'influence de la teneur en eau sur le mécanisme de fissuration (Rossi, 1990a). Les résultats présentés sont donc à considérer dans une approche du type "ingénieur".

Figure 5 : Lois de comportement étudiées.



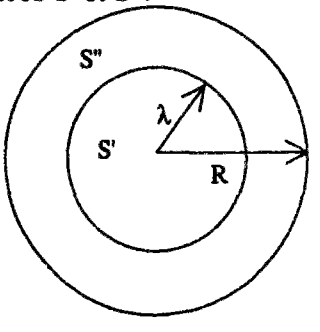
4.1 Matériau élastique fragile

Nous supposons tout d'abord que le matériau est élastique fragile (**figure 5**).

- <u>On supposera tout d'abord que les fissures se referment parfaitement.</u>

Nous appellerons (**figure 6**) S' la partie de S qui est non fissurée et S" la partie fissurée. On a bien sûr : $S = S' \cup S''$.

Figure 6 : Représentation des surfaces S' et S".



Les équations (IV-20), (IV-21) et (IV-22) deviennent, en intégrant sur la section S' au lieu de S, puisque c'est maintenant la section S' qui est aussi auto-équilibrée lorsque les fissures sont ouvertes :

$$S'\,\varepsilon_{rd}^{fragile} = -\kappa_{béton}\iint_{S'}(C_0 - C(x,t))dS'$$

$$S'\,\varepsilon_{rd}^{fragile} = -\kappa_{béton}(\Delta p') \qquad \text{(IV-27)}$$

$$\varepsilon_{rd}^{fragile} = -K\frac{\Delta p'}{p'} \quad \text{avec} \quad K = \frac{p'\,\kappa_{béton}}{S'} = \kappa_{béton}\rho_{béton}$$

On retombe ainsi sur une expression analogue à (IV-22) mais la déformation $\varepsilon_{rd}^{fragile}$ est plus faible. La différence entre les deux courbes, qui évolue en fonction du temps, est un fluage de dessiccation structural. Son expression est la suivante :

$$(S'+S'')\varepsilon_{rd} = -\kappa_{béton}\Delta p = -\kappa_{béton}(\Delta p' + \Delta p'')$$

$$\varepsilon_{fd}^{s} = \varepsilon_{rd}^{élastique} - \varepsilon_{rd}^{fragile} = \frac{-\kappa_{béton}\Delta p'' - S''\varepsilon_{rd}}{S'} \qquad \text{(IV-28)}$$

Cependant, avec ce type d'approche, on aura, à l'infini : $\left(\frac{\Delta P'}{S'}\right)_{\infty} = \left(\frac{\Delta P}{S}\right)_{\infty}$; le retrait à l'infini est alors le même dans les deux cas (Sanchez-Sanchez, 1989).

Si l'on a une structure homothétique, la fissuration étant α fois plus profonde, il vient :

$$S_{\alpha^2\Omega} = \alpha^2 S \;;\; S'_{\alpha^2\Omega} = \alpha^2 S' \;;\; S''_{\alpha^2\Omega} = \alpha^2 S'' \qquad \text{(IV-29)}$$

En procédant de la même manière, il vient :

$$\Delta p'_{\alpha^2 S}(T) = \Delta p'\left(\frac{T}{\alpha^2}\right) \qquad \text{(IV-30)}$$

En reportant (IV-30) dans (IV-27) on retrouve les expressions de (IV-26). Dans le cas d'un matériau fragile, les lois d'échelle sur le retrait et sur les contraintes sont inchangées.

- <u>Supposons maintenant que la fissuration ne se referme pas</u>[10].

Pendant la phase d'ouverture des fissures, et pour x appartenant à S", on écrit :

$$\sigma = 0$$

$$\varepsilon_{rd}^{fragile}(t) = -\kappa_{béton}\frac{\Delta p'(t)}{S'} = 0 - \kappa_{béton}\big(C_0 - C(x,t)\big) + \varepsilon^f(x,t) \qquad \text{(IV-31)}$$

Avec ε^f la déformation qui intègre la fissuration. Le fait d'écrire que la fissure ne se referme pas conduit à avoir : $\dot{\varepsilon}^f \geq 0$. On peut donc définir un temps t_{inv}[11] pour lequel la profondeur fissurée se stabilise. On définit alors une ouverture de fissure maximale à laquelle correspond un $\varepsilon^f_{max}(x, t_{inv})$:

[10] Physiquement, la fissuration libère des contraintes internes au matériau (liées au retrait endogène par exemple (Acker, 1987 ; Rossi, 1988)), la fissure ne pourra donc pas se refermer. On doit aussi tenir compte des phénomènes d'engrainement et de frottement entre les lèvres de la fissure (Rossi, 1993b).

[11] "Inv" comme inversion de la vitesse de pénétration des fissures.

$$\varepsilon^{f}_{max}(x,t_{inv}) = -\kappa_{béton}\frac{\Delta p'(t_{inv})}{S'} + \kappa_{béton}\left(C_0 - C(x,t_{inv})\right) \qquad \text{(IV-32)}$$

Nous supposerons aussi que la totalité de la fissure se referme au même moment. Pour $t > t_{inv}$, on écrit alors :

$$\begin{aligned} x \in S' &\Rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} - \kappa_{béton}(C_0 - C) \\ x \in S'' &\Rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} - \kappa_{béton}(C_0 - C) + \varepsilon^{f}_{max}(x,t_{inv}) \end{aligned} \qquad \text{(IV-33)}$$

En intégrant maintenant sur S qui est auto-équilibrée[12], il vient :

$$\begin{aligned} S\varepsilon^{fragile}_{rd}(t) &= -\kappa_{béton}\Delta p(t) + \iint_{S''}\varepsilon^{f}_{max}(x,t_{inv})dS'' \\ \varepsilon^{fragile}_{rd}(t) &= -K\frac{\Delta p(t)}{p} + \frac{1}{S}\iint_{S''}\varepsilon^{f}_{max}(x,t_{inv})dS'' \end{aligned} \qquad \text{(IV-34)}$$

A l'infini, il vient alors :

$$\varepsilon^{fragile}_{rd}(\infty) = -\kappa_{béton}(C_0 - C_{eq}) + \frac{1}{S}\iint_{S''}\varepsilon^{f}_{max}(x,t_{inv})dS'' \qquad \text{(IV-35)}$$

Application numérique à un cas idéalisé

Plaçons-nous pendant la phase d'ouverture des fissures, et choisissons maintenant une fonction relativement simple pour C(r,t) sur une éprouvette cylindrique[13] :

$$C(r,t) = \frac{(C_{r=R}(t) - C_{r=0}(t))}{R^n}r^n + C_{r=0}(t) \qquad \text{(IV-36)}$$

on alors, si λ est le rayon de S' (**figure 6**) :

$$\begin{aligned} \Delta p'(t) &= \pi\lambda^2\left(C_0 - C_{r=0}(t) - \frac{2(C_{r=R}(t) - C_{r=0}(t))}{R^n}\frac{\lambda^n}{n+2}\right) \\ x \in \partial S &\Rightarrow -\kappa_{béton}\frac{\Delta p'(t)}{S'} = \frac{\sigma_{traction}}{E} - \kappa_{béton}(C_0 - C) \\ \kappa_{béton}&\frac{(C_{r=0}(t) - C_{r=R}(t))\lambda^n(t)}{R^n}\left(1 - \frac{2}{n+2}\right) = \frac{\sigma_{traction}}{E} \end{aligned} \qquad \text{(IV-37)}$$

De cette équation, on en tire $\lambda(t)$ en fonction de $C_{r=0}$ (t), de $C_{r=R}$ (t) et de $n > 1$. Remarquons que pour la fonction C choisie, on a : $\frac{d\lambda}{d(C_{r=0} - C_{r=R})} \geq 0$ et $\frac{d\lambda}{d(C_{r=R})} \leq 0$ ce qui signifie que la zone fissurée augmente lorsque $C_{r=R}$ (t) baisse et passe par un maximum en $C_{r=R}$ (t) = C_{eq} ; puis, la zone fissurée diminue lorsque $C_{r=0}$ (t) baisse. On peut donc prendre $\lambda(C_{r=0} = C_0; C_{r=R} = C_{eq})$ comme première approximation du rayon de la zone non fissurée. On peut alors calculer :

---

[12] La peau est en compression et le coeur en traction.

[13] Physiquement $C_{r=0}$ (t), et $C_{r=R}$ (t) tendent toutes les deux vers C_{eq} , mais $C_{r=R}$ (t) est une fonction beaucoup plus rapide que $C_{r=0}$ (t).

$$\Delta p'(t_{inv}) = \pi\lambda^2\left(\frac{2\cdot\sigma_{traction}}{E\cdot n\cdot\kappa_{béton}}\right)$$
$$\varepsilon^{f}_{max}(r,t_{inv}) = -\left(\frac{2\sigma_{traction}}{E.n}\right) + \kappa_{béton}\frac{C_0 - C_{eq}}{R^n}r^n \qquad \text{(IV-38)}$$

D'où, (IV-35) devient :

$$\varepsilon^{fragile}_{rd}(\infty) = -\kappa_{béton}(C_0 - C_{eq}) - \frac{S''}{S}\left(\frac{2\sigma_{traction}}{E\cdot n}\right) + \kappa_{béton}\frac{C_0 - C_{eq}}{R^n(n+2)S}\left[R^{n+2} - \lambda^{n+2}\right] \qquad \text{(IV-39)}$$

avec λ donné par (IV-37). Le fluage de dessiccation dû à un effet de structure a donc pour valeur à l'infini :

$$\varepsilon^{s}_{fd}(\infty) = -\frac{R^2 - \lambda^2}{R^2}\left(\frac{2\sigma_{traction}}{E\cdot n}\right) + \kappa_{béton}\frac{C_0 - C_{eq}}{R^n(n+2)\cdot S}\left[R^{n+2} - \lambda^{n+2}\right] \qquad \text{(IV-40)}$$

Remarquons que si l'on fait tendre n vers l'infini, le fluage de dessiccation dû à un effet de structure tend vers zéro. Remarquons enfin que λ est fortement fonction de n et qu'il est nécessaire de prendre pour n une valeur relativement grande pour obtenir un rapport λ/R relativement proche de 1. Par exemple avec une valeur de n = 40 il vient : $\lambda = 0{,}88 \,.\, R$. Ceci reste cependant très fort !

4.2 Matériau parfaitement plastique

Nous supposons ensuite que le matériau suit un comportement parfaitement plastique. Sa loi de comportement est représentée par la **figure 5. Nous supposons, pour ne pas compliquer les calculs, qu'il n'y a pas de déchargement en peau.** Le calcul est donc valable uniquement durant la phase où les gradients de teneur en eau augmentent.

Les équations (IV-20), (IV-21) et (IV-22) deviennent alors, en gardant l'hypothèse des sections planes :

$$S'\,\varepsilon^{plastique}_{rd} = \frac{1}{E}\iint_{S'}\sigma dS' - \kappa_{béton}\iint_{S'}(C_0 - C(x,t))dS'$$
$$\iint_{S}\sigma dS = 0 = \iint_{S'}\sigma dS' + \iint_{S''}\sigma dS'' \qquad \text{(IV-41)}$$

Il vient donc :

$$\iint_{S''}\sigma dS' = -S''\sigma_{traction}$$
$$S'\,\varepsilon^{plastique}_{rd} = -\kappa_{béton}(\Delta p') - \frac{S''\sigma_{traction}}{E} \qquad \text{(IV-42)}$$
$$\varepsilon^{plastique}_{rd} = -K\frac{\Delta p'}{p'} - \frac{S''\sigma_{traction}}{S'E} \quad \text{avec} \quad K = \frac{p'\kappa_{béton}}{S'} = \kappa_{béton}\rho_{béton}$$

On retombe sur une expression analogue à (IV-22) et (IV-27). La déformation $\varepsilon^{plastique}_{rd}$ est plus forte que la déformation $\varepsilon^{fragile}_{rd}$ tout en étant inférieure à $\varepsilon^{élastique}_{rd}$. La logique est respectée ! La

différence entre les deux courbes en fonction du temps est un fluage de dessiccation du type effet de structure. Son expression est la suivante :

$$(S'+S'')\varepsilon_{rd} = -\kappa_{béton}\Delta p = -\kappa_{béton}(\Delta p'+\Delta p')$$

$$\varepsilon^{s}_{fd} = \varepsilon_{rd}^{élastique} - \varepsilon_{rd}^{plastique} = \frac{-\kappa_{béton}(\Delta p'') - S''\varepsilon_{rd} + \frac{S''\sigma_{traction}}{E}}{S'} \qquad \text{(IV-43)}$$

En comparant avec l'équation (IV-28), on constate, que dans les premiers jours, le fluage de dessiccation provenant d'un effet de structure est plus faible dans le cas d'un matériau plastique que dans le cas d'un matériau fragile. La différence est le terme $\frac{S''\sigma_{traction}}{S'E}$ de l'expression (IV-43) (Sanchez-Sanchez, 1989).

En peau, on peut alors calculer une déformation "plastique équivalente" analogue à la déformation de fissure : ε^f

$$\varepsilon_{rd}^{plastique}(t) = -\frac{\kappa_{béton}}{S'}\Delta p'(t) - \frac{S''\sigma_{traction}}{S'E} = \frac{\sigma_{traction}}{E} - \kappa_{béton}(C_0 - C(x,t)) + \varepsilon^f(x,t)$$

$$\varepsilon^f(x,t) = -\frac{\kappa_{béton}}{S'}\Delta p'(t) - \frac{S''\sigma_{traction}}{S'E} - \frac{\sigma_{traction}}{E} + \kappa_{béton}(C_0 - C(x,t)) \qquad \text{(IV-44)}$$

Il est cependant très difficile d'aller plus loin analytiquement dans le calcul lorsque les fissures se referment.

Si l'on a une structure homothétique, la fissuration étant α fois plus profonde, il vient :

$$S_{\alpha^2\Omega} = \alpha^2 S \;;\; S'_{\alpha^2\Omega} = \alpha^2 S' \;;\; S''_{\alpha^2\Omega} = \alpha^2 S'' \qquad \text{(IV-45)}$$

En procédant de la même manière que précédemment, il vient :

$$\Delta p'_{\alpha^2 S}(T) = \alpha^2 \Delta p'\left(\frac{T}{\alpha^2}\right)$$

$$\varepsilon_{\alpha^2}^{plastique}(T) = \varepsilon^{plastique}\left(\frac{T}{\alpha^2}\right) \qquad \text{(IV-46)}$$

Dans un cas de matériau parfaitement plastique, la loi d'échelle sur le retrait est donc, elle aussi, inchangée.

4.3 Conclusion

Nous avons étudié trois lois de comportement : élastique parfait, élastique fragile, et parfaitement plastique. Seules les deux premières, plus simples, permettent de pousser les calculs analytiquement jusqu'au bout. Il est cependant certain que la réalité physique se situe entre un comportement élastique fragile et parfaitement plastique si l'on considère le

"comportement[14] post-pic" du béton en traction qui est en général du type adoucissant au niveau du comportement global de l'éprouvette (essai P.I.E.D. décrit par Mazars (*cf.* (Rossi, 1993b) pour une présentation des résultats et leur analyse critique)).

Les principaux résultats de cette approche sont les suivants :

1. Il existe une part irréductible du fluage de dessiccation qui résulte d'un effet de structure. Il est causé par une fissuration qu'il est impossible d'empêcher en peau de l'éprouvette.

2. Au jeune âge, le fluage de dessiccation structural est d'autant plus important que le comportement du béton en traction se rapproche du comportement élastique fragile.

3. Avec les hypothèses simplifiées faites sur la fissuration, la loi d'échelle sur le retrait de dessiccation reste valable pour les trois lois de comportement adoptées. Nous pensons qu'il y a de forte chance pour qu'il en soit de même avec n'importe quel comportement adoucissant.

5. Résultats et interprétation des résultats expérimentaux

5.1 Résultats sur bétons reconstitués en laboratoire

Sur nos bétons de laboratoire, le seul paramètre macroscopique que nous puissions mesurer est le coefficient K de l'équation (IV-19) ou (IV-24). Pour cela, nous avons deux types d'éprouvette à notre disposition :

1. Les éprouvettes de retrait de dessiccation ∅ 16 x 100 cm de hauteur.

2. Des éprouvettes plus petites ∅ 16 x 15 cm (séchage radial avec les extrémités protégées de la dessiccation[15]) sur lesquelles nous avons réalisé un suivi de la perte en poids en fonction du temps à raison d'une mesure toutes les semaines.

Nous présentons les résultats expérimentaux de perte en poids en fonction de la racine carré du temps sur la **figure 7** et les résultats de retrait de dessiccation sur la **figure 8.1 à 8.3**.

[14] Les puristes ne parlent pas de comportement post-pic car, après le pic d'effort, il apparaît une localisation des déformations et l'on n'a plus à faire à un comportement matériau mais à un comportement de structure (Rossi, 1993b ; Wu, 1991 ; Toutlemonde, 1994).
[15] Ce qui assure un séchage radial i.e. les mêmes conditions de séchage que sur l'éprouvette de retrait.

Figure 7 : Perte en poids en fonction de la racine carrée du temps.

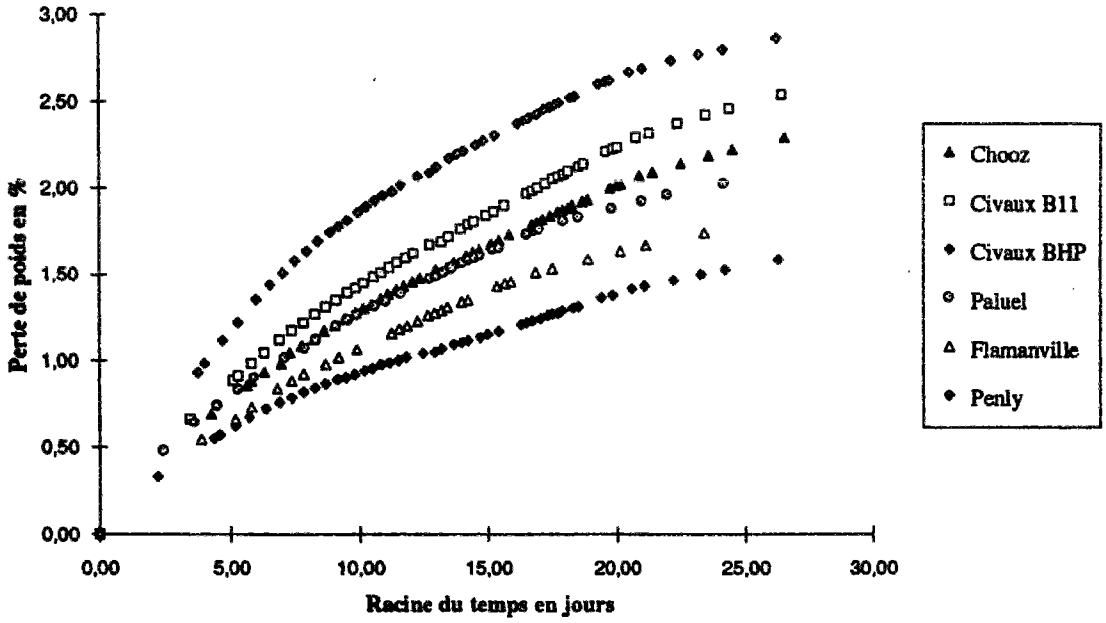


Figure 8.1 : Résultats de retrait de dessiccation en fonction du logarithme du temps pour les centrales de Chooz et de Paluel.

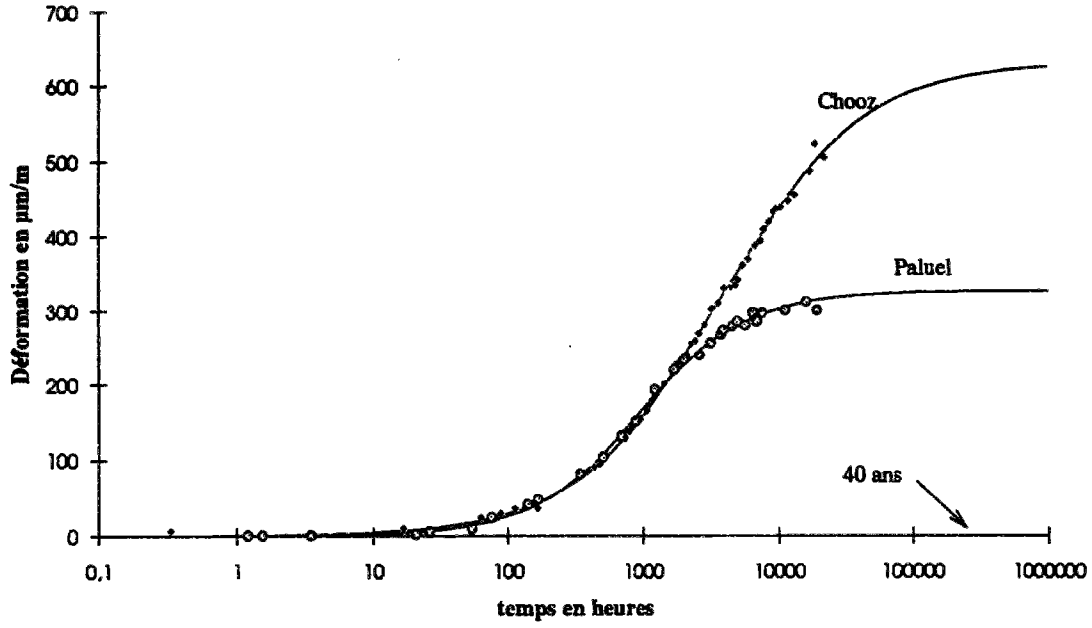


Figure 8.2 : Résultats de retrait de dessiccation en fonction du logarithme du temps pour les centrales de Flamanville et de Penly.

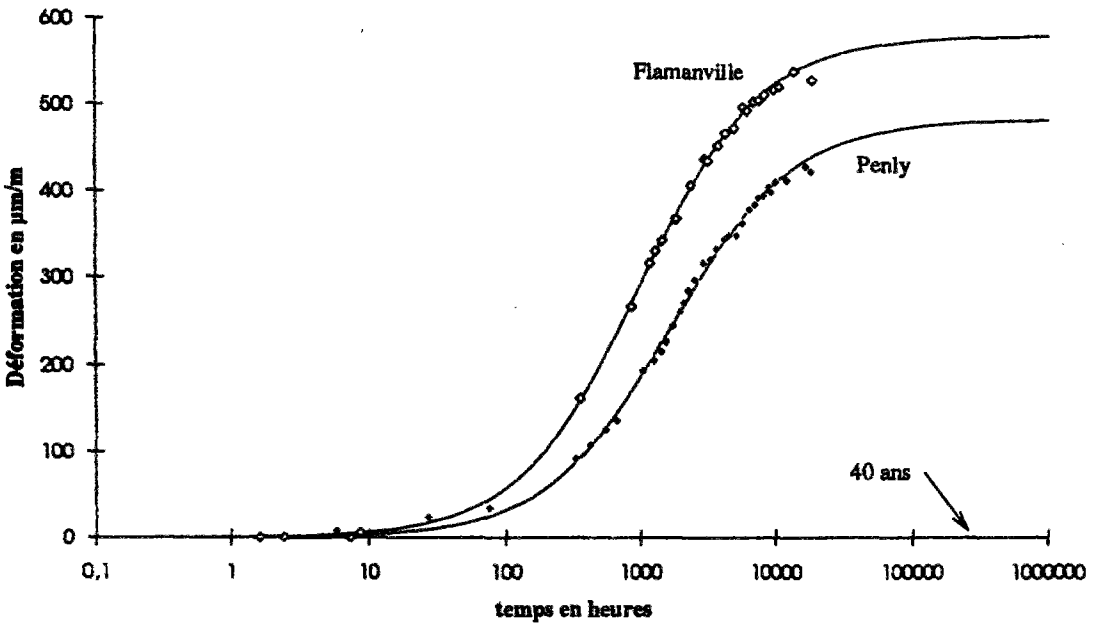
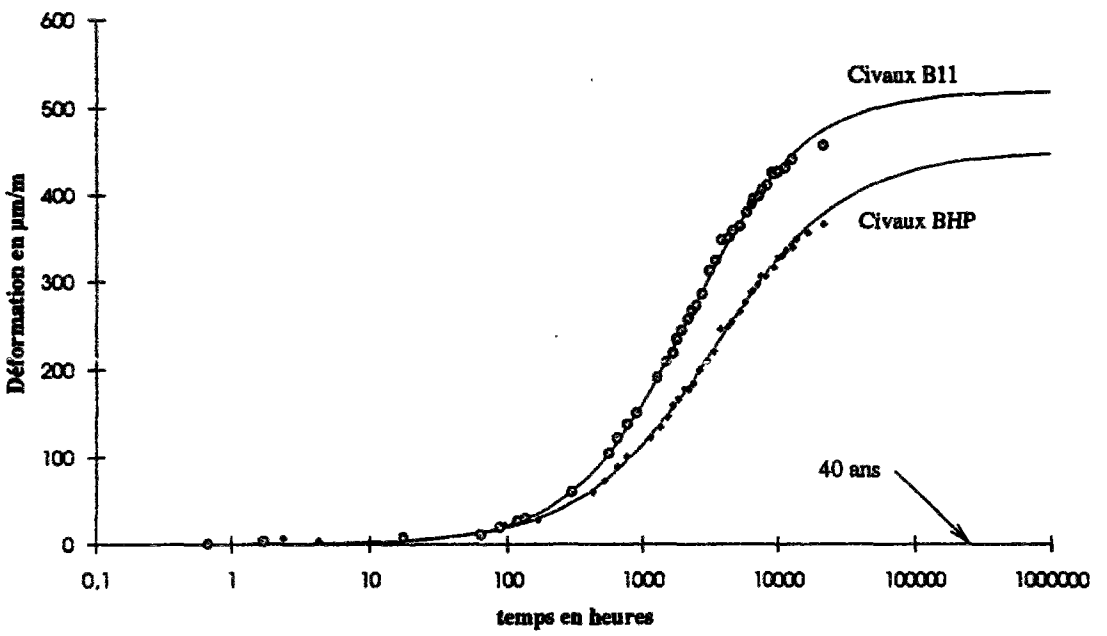


Figure 8.3 : Résultats de retrait de dessiccation en fonction du logarithme du temps pour les centrales de Civaux B11 et Civaux BHP.



On constate tout d'abord une nette différence de cinétique et de la valeur extrapolée à l'infini sur les différents bétons. Nous présentons aussi (**tableau 1**) les résultats d'un lissage (Acker, 1988) avec une fonction du type : $\varepsilon_{rd} = \varepsilon_{\infty} \frac{t^a}{b + t^a}$.

Tableau 1 : Résultats du lissage avec la fonction de lissage du LCPC.

Centrale	a	b	ε_{∞}
Flamanville	0,9686	794	582
Chooz	0,8273	912	633
Civaux B11	1,0237	2627	521
Civaux BHP	0,8874	1356	452
Penly	0,9488	1130	485
Paluel	1,0844	1719	327

Enfin, les courbes de retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids sont présentées sur les **figures 9.1 à 9.3**.

Figure 9.1 : Retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids pour les centrales de Chooz et de Paluel.

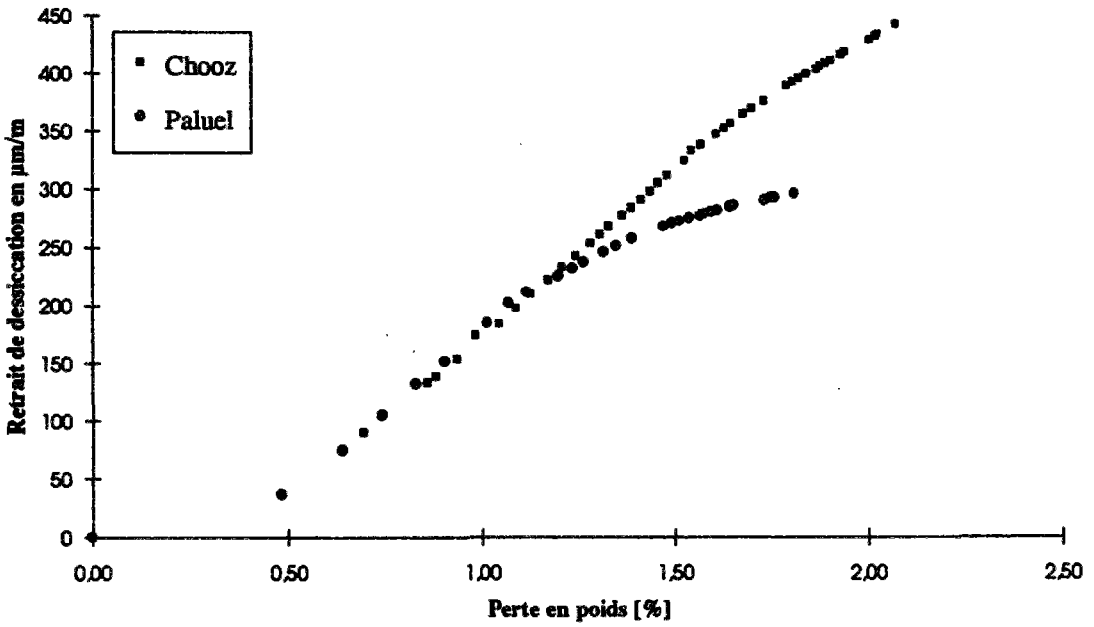


Figure 9.2 : Retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids pour les centrales de Flamanville et de Penly.

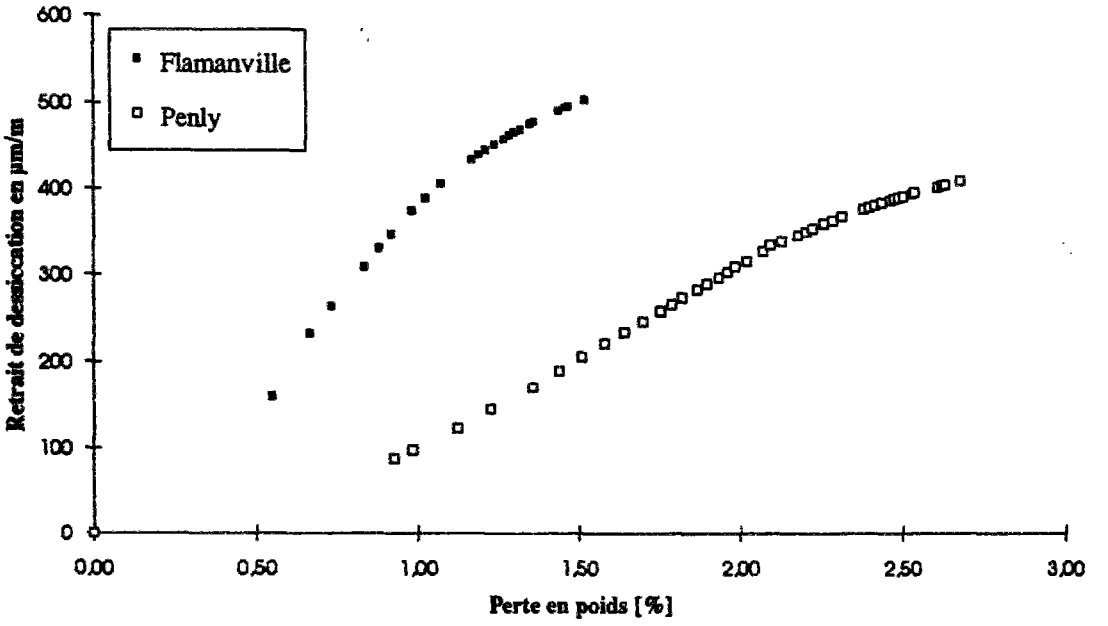
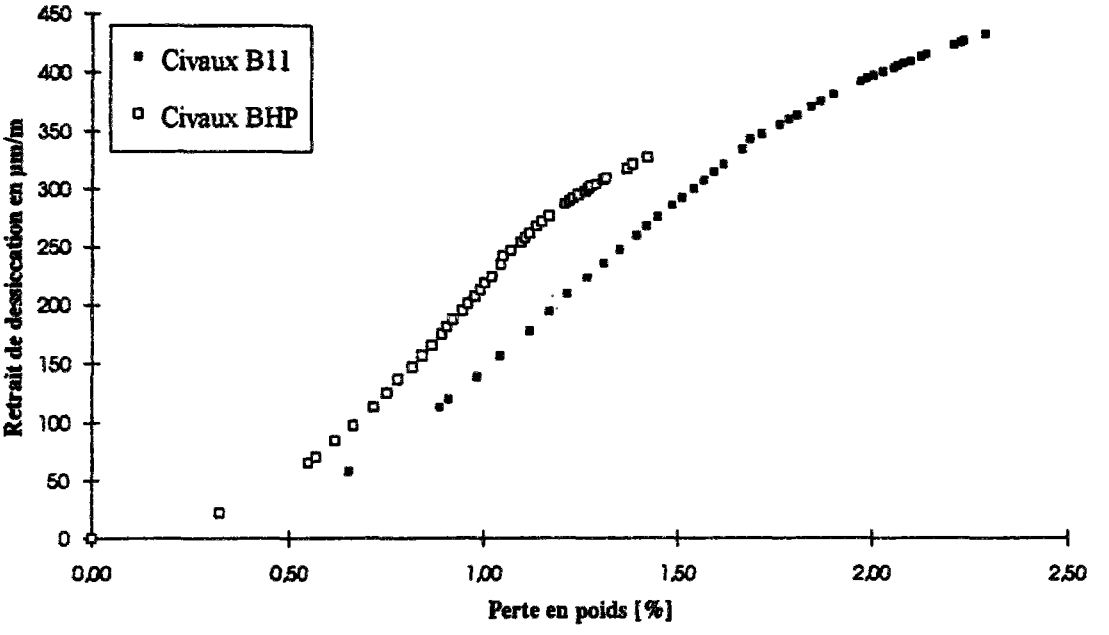


Figure 9.3 : Retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids pour les centrales de CIvaux B11 et de Civaux BHP.



5.2 Interprétation du fluage de dessiccation structural

A partir des courbes qui donnent le retrait en fonction de la perte en poids, il est particulièrement intéressant de faire certaines hypothèses permettant de déterminer le coefficient $K = \kappa\rho$ des formules (IV-22), (IV-27), (IV-34), (IV-42) puisqu'on remarque que c'est le même coefficient K qui intervient pour les différentes lois de comportement étudiées.

- Dans le cas élastique parfait, on aurait, $\varepsilon_{rd}^{\text{élastique}} = -K\dfrac{\Delta P}{P}$
- Dans le cas élastique fragile on a : $\varepsilon_{rd}^{\text{fragile}} = -K\dfrac{\Delta P'}{P'}$
- Dans le cas parfaitement plastique on a : $\varepsilon_{rd}^{\text{fragile}} = -K\dfrac{\Delta P'}{P'} - \dfrac{S''\sigma_{\text{traction}}}{S'E}$

Sur les courbes expérimentales, on constate que la courbe $\varepsilon_{rd} = F(\Delta P/P)$ n'est pas linéaire.

1. Elle démarre avec une pente relativement faible au départ. La structure perd du poids alors que le retrait ne démarre pas encore. Ceci est le signe d'une fissuration de peau qui apparaît dès les premiers jours.
2. La pente de la courbe ré-augmente par la suite puis diminue à nouveau sur le long terme. Cette rediminution peut s'expliquer par une non-complète refermeture des fissures.

Pour interpréter la courbe de retrait en fonction de la perte en poids, plusieurs hypothèses concurrentes peuvent être faites (**figure 10.1 à 10.2**) en particulier sur la façon dont se referment les fissures crées au début du séchage ainsi que sur l'importance de la zone fissurée.

Hypothèse H1. Si l'on suppose que la fissuration du béton a lieu principalement dans les premières semaines de séchage, et que les fissures ne progressent plus beaucoup, les expressions précédentes permettent d'écrire :

$$d(\varepsilon_{rd}(t)) = K \cdot d\left(\frac{\Delta P'}{P'}\right) \;;\; K = \kappa_{\text{béton}}\rho_{\text{béton}}$$

On suppose alors que la profondeur fissurée est relativement peu profonde et a atteint son hygrométrie d'équilibre peu après la période de propagation des fissures. On peut alors écrire, $d(P) = d(P') + d(P'') \cong d(P')$. (IV-47) devient donc :

$$d(\varepsilon_{rd}(t)) = K \cdot \frac{S}{S'} \cdot d\left(\frac{\Delta P}{P}\right) \;;\; K = \kappa\rho \qquad \text{(IV-47)}$$

Il est cependant possible, selon nous, d'obtenir une valeur sensée de la profondeur fissurée, sans faire d'hypothèse sur la courbe de teneur en eau, en prenant pour Penly la valeur $\left(\dfrac{\Delta P}{P}\right)_0 \approx 0{,}005$: intersection de la courbe expérimentale avec l'axe des x. On peut alors supposer que $C = C_{eq}$ sur S" et $C = C_0$ sur S' (*cf.* § 4.1 pour les définitions). Il vient alors :

$$\left(\frac{C_0}{\rho_{\text{béton}}} - \left[\frac{S'C_0}{S\rho_{\text{béton}}} + \frac{S''C_{eq}}{S\rho_{\text{béton}}}\right]\right) = \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0 \quad \text{Soit :} \quad \left(1 - \frac{S'}{S}\right)\frac{C_0 - C_{eq}}{\rho_{\text{béton}}} = \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0$$

Avec les valeurs de Penly (**tableau III-4**) on trouve que $0{,}84 \le \dfrac{S'}{S} \le 1$.

Cette valeur qui donne un λ=0,91R est à comparer à la valeur de 0,88R trouvée précédemment en (IV-37). On peut aussi comparer ces valeurs à celle proposée par (Telandersson, 1988) qui donne λ=0,78R (mais qui nous semble un peu faible !).

Sur les courbes, si l'on note β la pente expérimentale de la partie linéaire de la courbe : $d(\varepsilon_{rd}) = \beta d\left(\frac{\Delta P}{P}\right)$. Il vient, par comparaison avec (IV-47) :

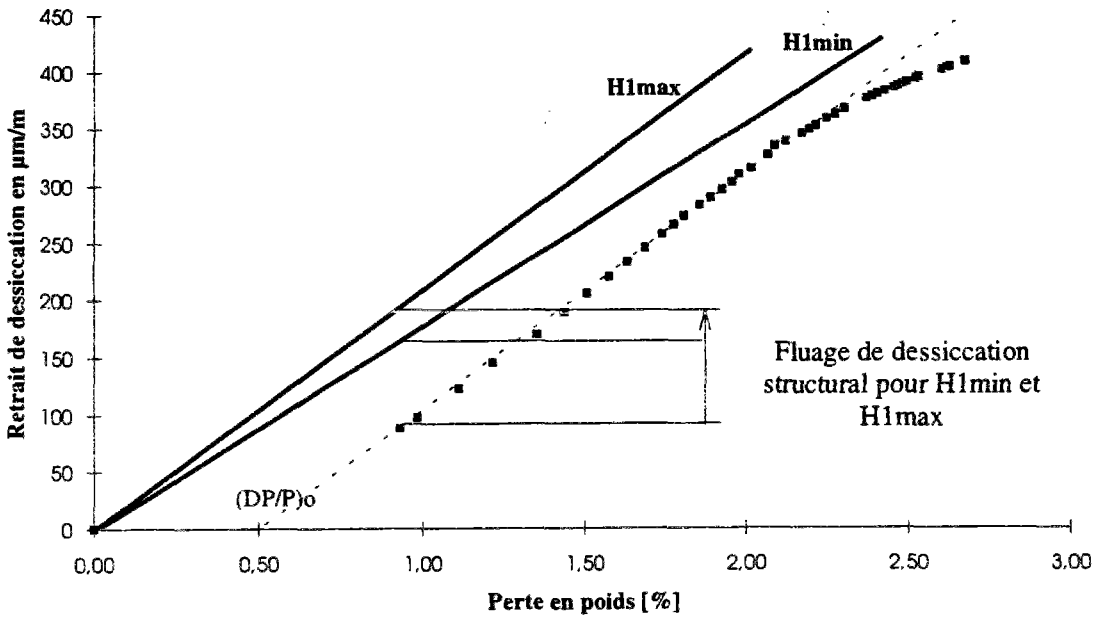
$$0,84\beta \leq \kappa_{H1}\rho \leq \beta \qquad \text{(IV-48)}$$

C'est ce qui est représenté sur la **figure 10.1**. Le coefficient $\frac{\beta}{\rho} = \kappa_{H1}\left(\frac{S'}{S} = 1\right)$ pour les différents bétons est alors donné par le **tableau 2** :

Tableau 2 : Valeur du coefficient $\frac{\beta}{\rho} = \kappa_{H1}\left(\frac{S'}{S} = 1\right)$ pour les différents bétons.

Centrale	$\frac{\beta}{\rho} = \kappa_{H1}\left(\frac{S'}{S} = 1\right)$ 10^{-5}	$\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0$
Flamanville	1,66	0,20
Chooz	1,15	0,35
Civaux B11	1,22	0,50
Civaux BHP	1,54	0,40
Penly	0,85	0,50
Paluel	0,10	0,35

Figure 10.1 : Modélisation selon l'hypothèse **H1**, béton de Penly.



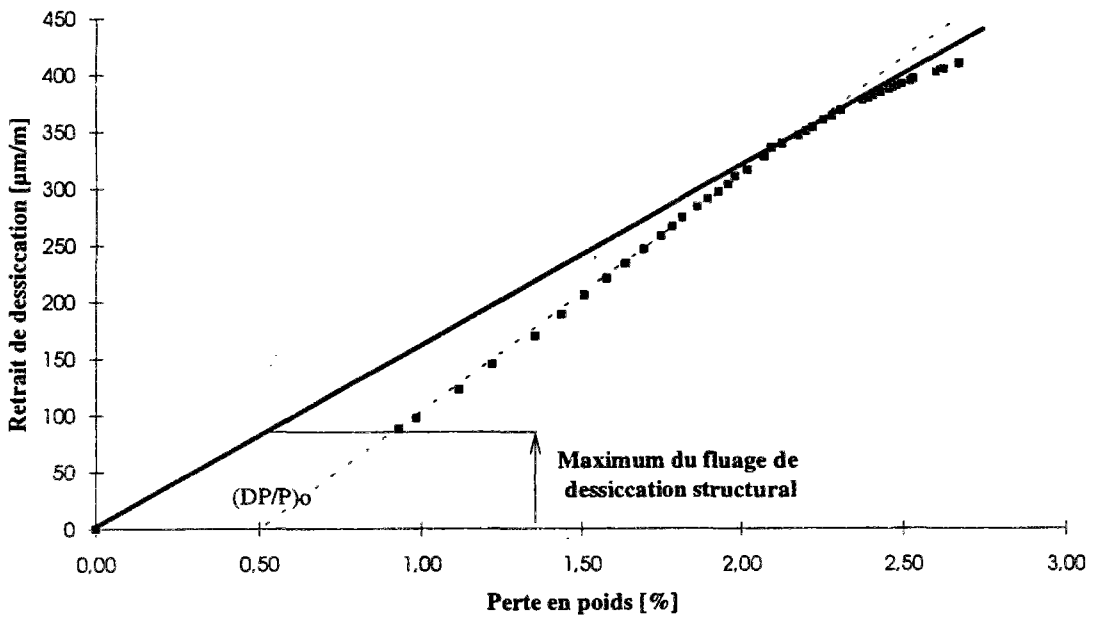
On peut alors tracer les deux courbes $\varepsilon_{rd} = K_{H1}\frac{\Delta p}{p}$. La différence entre les deux courbes est donc une mesure du fluage de dessiccation structural. On voit qu'il augmente continûment en fonction du temps pour $\mathbf{H1_{max}}$ (S'/S=1) Ceci nous semble anormal puisque la fissuration ne progresse plus à partir d'un certain temps et a même tendance, au contraire, à se refermer. Or

s'il n'y a pas de fissuration, l'effet de structure ne devrait pas augmenter. $\mathbf{H1_{max}}$ correspond donc selon nous à une borne supérieure du fluage de dessiccation structural.

C'est par contre l'hypothèse $\mathbf{H1_{min}}$ (S'/S=0,84) qui nous semble la plus physique car elle prend directement en compte une certaine profondeur fissurée. Il est possible de la prendre en compte grâce à une loi de comportement du type élastique fragile avec non refermeture complète des fissures. En effet, la fissuration a tendance à se refermer sur le long terme sans toutefois se refermer totalement.

Hypothèse H2. La fissuration se referme entièrement (Bazant, 1994 ; Buil, 1990). La courbe de retrait sans fissuration $\varepsilon_{rd} = K_{H2}\frac{\Delta P}{P}$ vient donc tangenter la courbe expérimentale. On remarque cependant que la fissuration a tendance à se rouvrir par la suite. Cette hypothèse nous semble donc elle aussi exagérée, mis à part le cas de Civaux BHP où ce phénomène ne se produit pas (les deux courbes ont en effet la même pente).

Figure 10.2 : Modélisation selon l'hypothèse H2, béton de Penly.

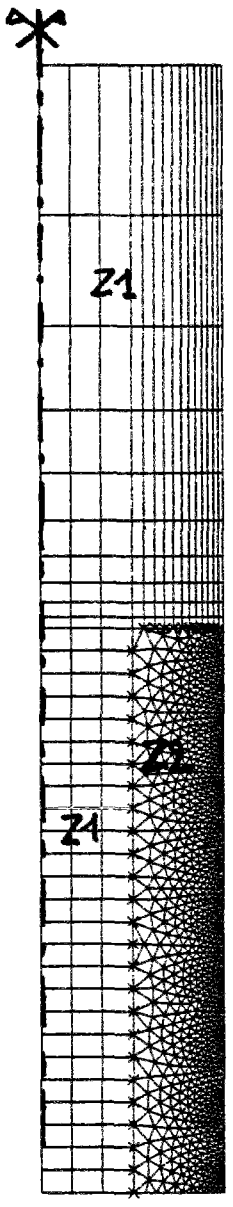


5.3 Analyse des résultats par le modèle probabiliste

De manière à vérifier nos intuitions, nous avons décidé de prendre en compte d'une façon explicite la fissuration du béton par le modèle probabiliste développé, depuis 1987, par Rossi (Rossi, 1993a, 1993b, 1994 ; Wu, 1991) dont la dernière version permet de prendre en compte, comme chargement, les contraintes imposées par un champ de température ou bien, dans notre cas, par un champ de teneur en eau (Elouard, 1994). Le maillage utilisé est présenté sur la **figure 11**. On y distingue une première zone (Z1), maillée avec des quadrilatères à 8 noeuds, où le béton présente un comportement élastique parfait. Dans la partie centrale de l'éprouvette en contact avec l'atmosphère (Z2), le béton est maillé avec des

triangles à 6 noeuds (élastique parfait), mais interfacés avec des éléments de contact présentant un comportement élastique fragile en traction. Dès que la contrainte normale (resp. contrainte tangentielle) dépasse la valeur de la résistance locale en traction (resp. en cisaillement) dans l'élément de contact, ce dernier s'ouvre modélisant ainsi explicitement une fissure. Enfin, la friction qu'exercent, l'une sur l'autre, les deux lèvres des fissures, lorsqu'elles se referment au cours du chargement, est assurée par un frottement de type Coulomb.

Figure 11 : Maillage utilisé pour les calculs probabilistes ; différentiation entre les zones élastique (Z1) et probabiliste (Z2) dans laquelle les modules d'Young et les résistances en traction sont distribués aléatoirement suivant une loi de probabilité entièrement déterminée par la donnée du volume de l'élément de massif considéré, de celui du plus gros granulat et de la résistance en compression moyenne du béton (Rossi, 1993a, 1993b).



Dans notre première simulation, nous avons tout d'abord réalisé un essai de retrait de dessiccation donc sans application de charge extérieure. Nous présentons en **figures 12.1 et 12.2** l'allure des fissures observées en peau. On distingue 4 phases consécutives (Bazant, 1986b). Dès les tous premiers incréments, lorsque la teneur en eau en peau atteint la teneur en eau imposée par l'atmosphère, un très grand nombre de fissures (primaires) très rapprochées apparaissent en peau. Par la suite, certaines de ces fissures se referment et un petit nombre d'entre elles (fissures secondaires), espacées tous les 2,5 cm, continuent de s'ouvrir. Dans une troisième phase, certaines fissures secondaires se referment et un petit nombre d'entre elles (fissures tertiaires), espacées tous les 10 cm atteignent des ouvertures maximales de 25 µm. Enfin, dans la dernière phase, les fissures tertiaires se referment à leur tour (**figure 13**).

Figure 12.1 : Visualisation des fissures, épaisseur, profondeur, espacement etc. Localisation des points de mesure pour le calcul de la déformation de retrait.

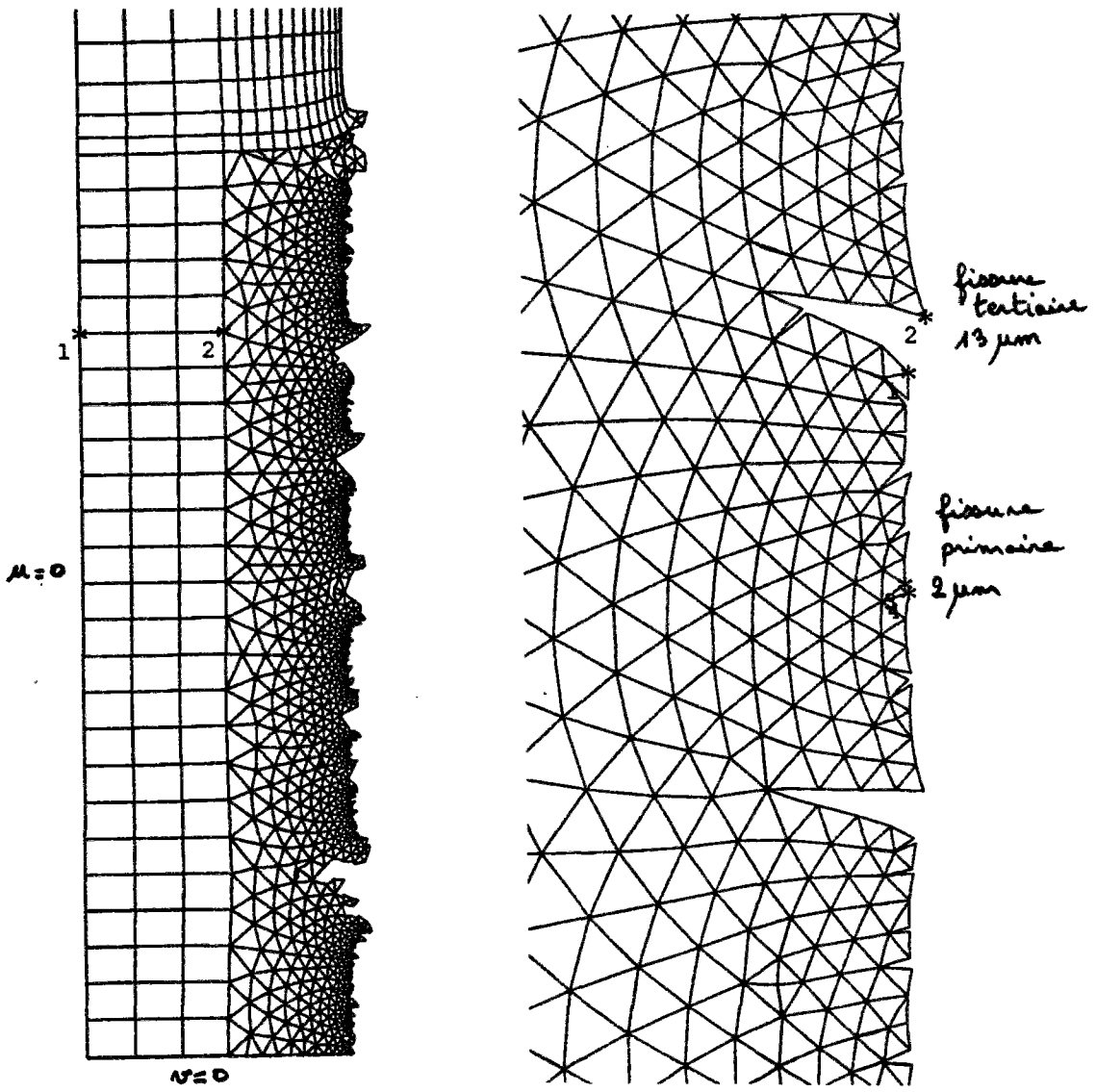
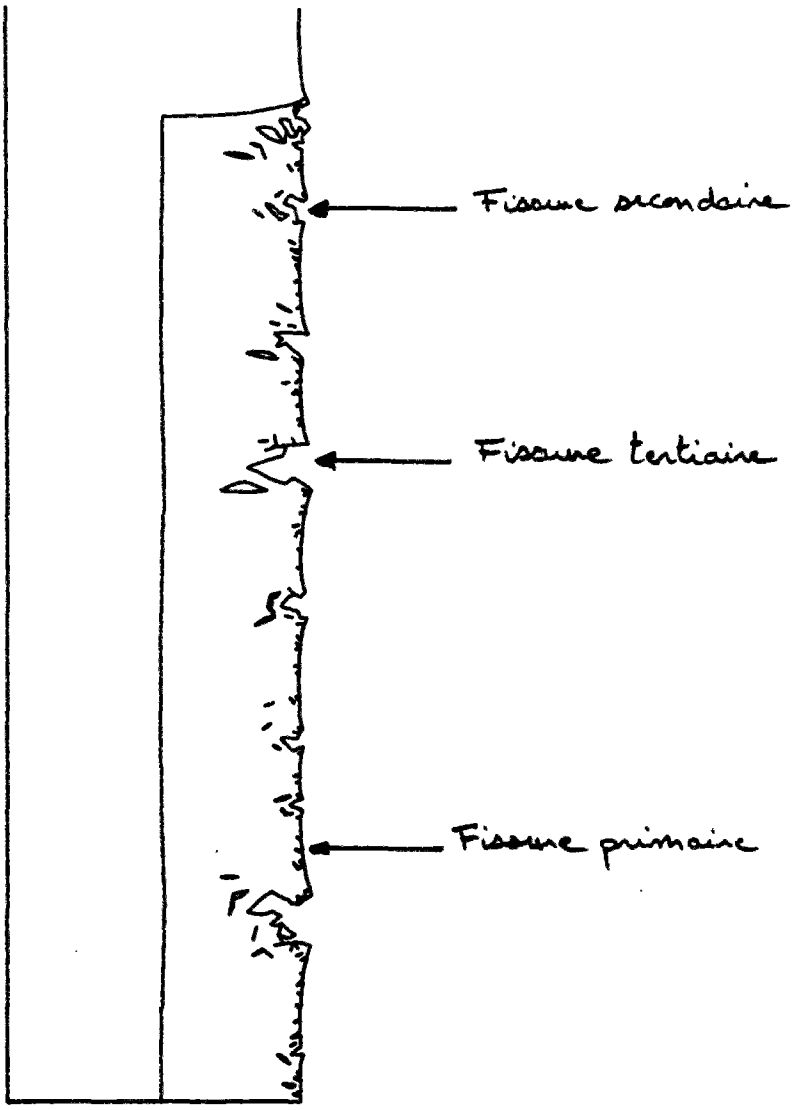


Figure 12.2 : Dessin du contour déformé au pas de temps correspondant à l'ouverture maximale des fissures tertiaires.



Dans la deuxième simulation, nous avons rajouté un chargement égal à 15 MPa sur l'éprouvette. Il est donc logique que les fissures s'ouvrent moins ; c'est ce qu'on observe sur la **figure 13** et sur la **figure 14**.

Enfin, nous avons porté (**figure 15**), dans les deux cas, les résultats de déformation (mesurée dans la partie élastique (**figure 12.1**) où l'approximation des sections planes est globalement vérifiée) en fonction de la perte en poids de la même manière que pour les **figures 10.1 à 10.3**. On constate que les résultats obtenus confirment les hypothèses H1 et H3 précédentes et réfutent l'hypothèse H2. Ces résultats montrent indéniablement l'existence du fluage de dessiccation lié à un effet de structure.

Figure 13 : Ouverture des fissures en fonction de la perte en poids dans les deux cas de figure testés.

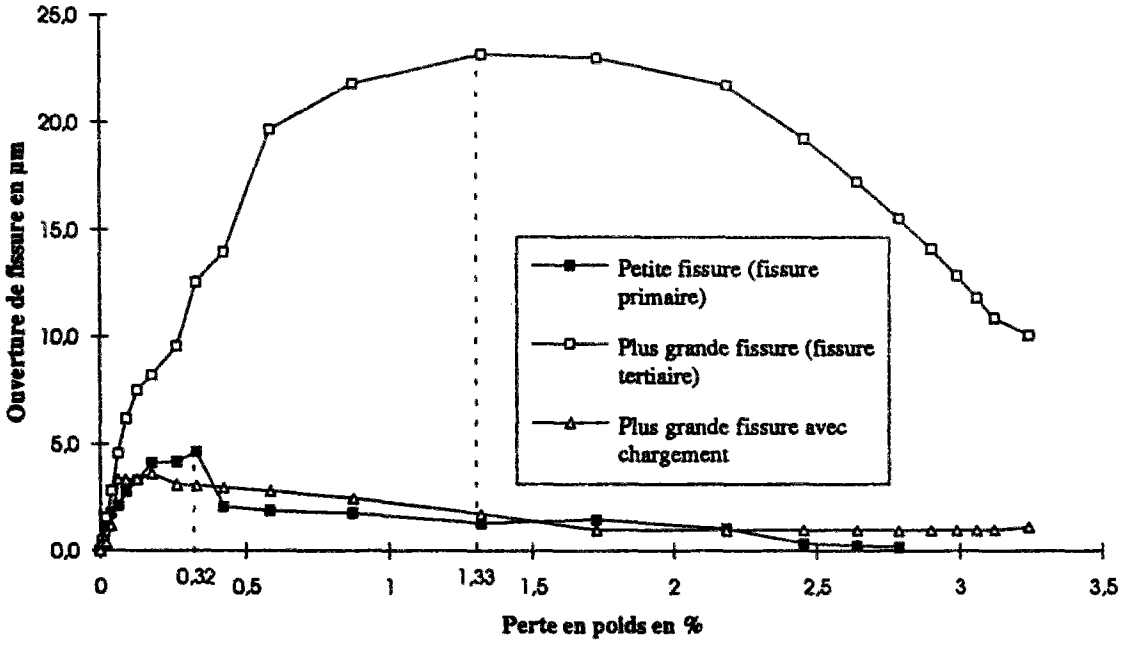
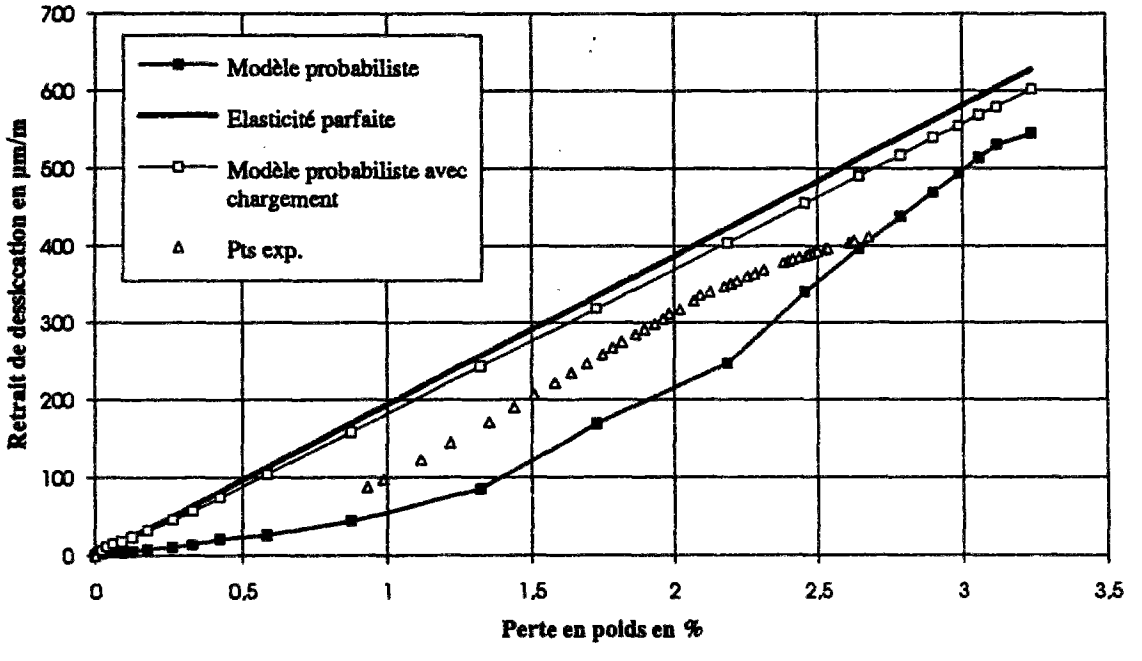


Figure 15: Retrait en fonction de la perte en poids dans quatre cas de figure, élastique parfait, modèle probabiliste, modèle probabiliste avec chargement et points expérimentaux de Penly.

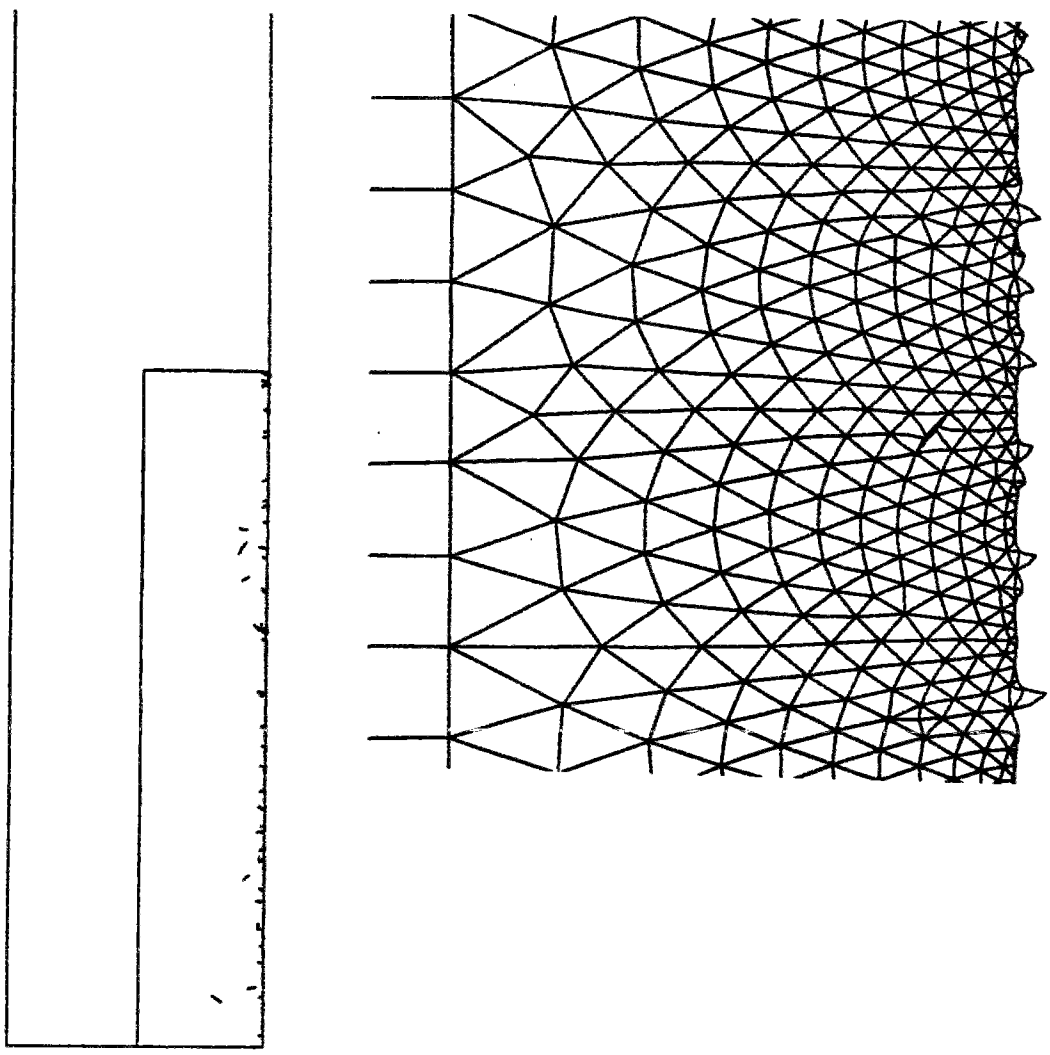


Cependant, lorsqu'on confronte sur la même figure les simulations et les points expérimentaux, on constate tout d'abord que le modèle probabiliste accentue l'effet structural. Ceci est à mettre en relation avec le fait que le calcul est un calcul axisymétrique ou la fissuration est uniquement horizontale alors que dans le cas réel, elle est bien souvent isotrope

dans une essai de retrait de dessiccation comme mis en évidence par (Sicard, 1992) avec la méthode des répliques. Il est donc certain que les fissures verticales qui se produisent naturellement vont venir relaxer les contraintes verticales et donc atténuer la fissuration horizontale. Il serait donc nécessaire, selon nous, de procéder à un calcul en trois dimensions pour réellement prendre en compte l'action des fissures verticales.

Par ailleurs, on constate que la courbe expérimentale admet un palier plus rapidement que la simulation. Ceci est du selon nous à une mauvaise prise en compte de la non refermeture des fissures notamment parce que le phénomène d'engrènement dans la fissure n'est pas bien pris en compte.

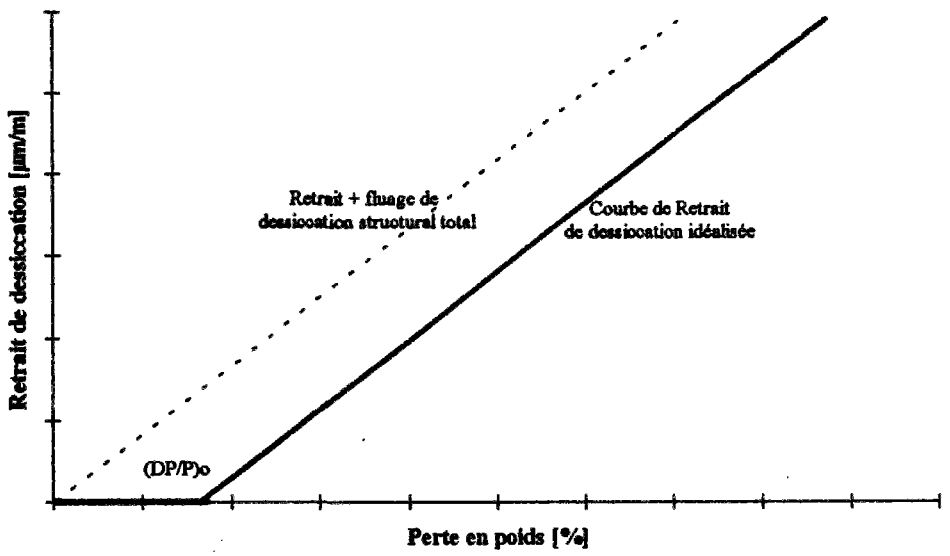
Figure 14 : Visualisation des fissures dans le cas de l'éprouvette de retrait chargée avec une contrainte de 15 MPa au pas de temps correspondant à la plus forte ouverture des fissures.



6. Modélisation par éléments finis

Pour une modélisation aux éléments finis, une approche plus pragmatique est choisie. Il est tout d'abord nécessaire de modéliser la courbe de retrait de dessiccation. Pour cela nous avons choisi d'idéaliser la courbe de retrait en fonction de la perte en poids, comme présentée en **figure 16**. Cette modélisation correspond à l'hypothèse H1, beaucoup plus facile à prendre ne compte numériquement puisqu'il n'y a alors qu'un seul coefficient K (IV-49) pour chacun des phénomènes de retrait de dessiccation et de fluage de dessiccation structural. Les bémols que l'on a exprimés au paragraphe précédent sur l'hypothèse H1 sont bien sûr valables mais il faut bien comprendre que, (nous verrons cela plus en détail lors de la troisième partie) dans les cas où la structure est chargée relativement tardivement, les différentes hypothèses ne conduisent pas à des différences sensibles.

Figure 16 : Courbe idéalisée de retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids.



$$\left(\frac{\Delta p}{p}\right)^{str} \leq \left(\frac{\Delta p}{p}\right)_0^{str} \Rightarrow \varepsilon_{rd} = 0$$

$$\left(\frac{\Delta p}{p}\right)^{str} \geq \left(\frac{\Delta p}{p}\right)_0^{str} \Rightarrow \varepsilon_{rd} = \kappa_{béton}(C_0 - C) - K\left(\frac{\Delta p}{p}\right)_0^{str} = \frac{K}{\rho}(C_0 - C) - K\left(\frac{\Delta p}{p}\right)_0^{str} \qquad \text{(IV-49)}$$

En intégrant sur une section, on retrouve donc bien la courbe idéalisée de la **figure 16**.

Lorsque la structure est chargée à l'age t_{char}, sous une contrainte σ, alors que la perte en poids déjà réalisée est $\left(\frac{\Delta p}{p}\right)_{char}^{structure}$, deux cas se présentent :

1. si $\left(\frac{\Delta p}{p}\right)_0^{structure} \leq \left(\frac{\Delta p}{p}\right)_{char}^{structure}$, alors la déformation que l'on récupère est réduite au retrait seul car la totalité de la fissuration a déjà eu lieu.

2. Dans le cas contraire, on admet, d'après les résultats de (Sicard, 1992), qu'il est nécessaire d'appliquer une contrainte de 15 MPa pour empêcher la totalité de la fissuration et que la part du fluage de dessiccation que l'on mobilise est proportionnelle à la contrainte appliquée à concurrence de 15 MPa. Il vient alors :

$$\left(\frac{\Delta p}{p}\right)_0^{str} \leq \left(\frac{\Delta p}{p}\right)_{char}^{str} \Rightarrow \varepsilon_{séchage} = \varepsilon_{rd}$$

$$\left(\frac{\Delta p}{p}\right)_0^{str} \geq \left(\frac{\Delta p}{p}\right)_{char}^{str} \Rightarrow \varepsilon_{séchage} = \varepsilon_{rd} + \varepsilon_{fd}^{s} = \varepsilon_{rd} + \mathrm{Min}(1, \frac{\sigma}{15}) K\left(\left(\frac{\Delta p}{p}\right) - \left(\frac{\Delta p}{p}\right)_0\right) \qquad \text{(IV-50)}$$

On décide donc d'ajouter une déformation uniforme sur la structure. Ceci est par ailleurs la seule façon de procéder si l'on décide de garder un modèle de comportement du type milieu continu, et si l'on ne veut pas modéliser explicitement (Toutlemonde, 1994) la fissuration du béton au moyen par exemple :

1. D'un paramètre d'endommagement D (Lemaitre, 1985 ; Mazars, 1984) qui intervient sur le module du béton de la manière suivante : $E(x,t) = (1 - D(x,t))E$.

2. Au moyen d'un comportement plastique parfait, ou adoucissant.

3. Avec un modèle qui décrive explicitement la fissuration, comme le modèle probabiliste de Rossi (Rossi, 1993b ; Wu, 1991).

4. Au moyen d'un modèle poro-plastique (Coussy, 1991).

Ces différents types de modèles se marieraient plus ou moins bien avec le modèle viscoélastique linéaire dont nous parlerons dans le prochain paragraphe.

Pour simplifier la mise en oeuvre numérique du modèle global que nous visons à développer dans notre approche "ingénieur", nous avons préféré garder un comportement viscoélastique linéaire non couplé avec la fissuration. Gardons cependant en tête que la fissuration n'est pas, de loin, le problème majeur de la modélisation. Le fluage de dessiccation correspondant à un effet de structure est en effet de l'ordre de 100 à 150.10^{-6}. Il ne représente qu'une faible partie de la déformation totale (Telandersson, 1989). Même s'il représente une déformation difficile à quantifier, il n'était donc pas souhaitable d'orienter le choix d'un modèle numérique de calcul vers un modèle très sophistiqué du type de ceux exposés ci-dessus.

7. Résultats sur éprouvette et sur structure

7.1 Modélisation de l'enceinte

Pour étudier l'enceinte de confinement, nous nous restreignons à l'étude d'un mur de 3 m de hauteur calculé en axisymétrique (par symétrie par rapport à z = 0 , la hauteur étudiée est donc de 6 m) et sur lequel nous imposons nos conditions aux limites en température, en hygrométrie, et en déplacement. Notons que le résultat du calcul est donné sous forme de

déplacements $\xi(\underline{x},t)$. ε_{zz} s'obtient très facilement en divisant ξ_{zz} par la longueur testée et $\varepsilon_{\theta\theta}$ s'obtient en écrivant que (P, périmètre de l'enceinte et $\xi(\underline{x}, t)$ le champ de déplacement) :

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{dP}{P} = \frac{dR}{R} = \frac{\xi_{rr}(r)}{R} \qquad \text{(IV-51)}$$

Nous avons déjà présenté une figure du maillage de l'enceinte et de l'éprouvette de retrait lors du chapitre III de la deuxième partie.

7.2 Résultats et commentaires

Les résultats sur éprouvette ne présentent pas un grand intérêt puisque l'on retrouve bien évidemment le retrait de dessiccation qui nous avons entré dans le modèle. Il est cependant intéressant de visualiser les contraintes générées dans l'éprouvette qui restent cependant bien supérieures à la résistance en traction de l'éprouvette (**figure 17**), puisqu'on ne prend pas explicitement en compte la fissuration du béton. On peut par ailleurs constater que les surfaces ne sont pas planes lorsqu'on s'approche trop des extrémités de l'éprouvette (**figure 18**).

Figure 17 : Près des faces extrêmes de l'éprouvette, les sections ne restent pas planes.

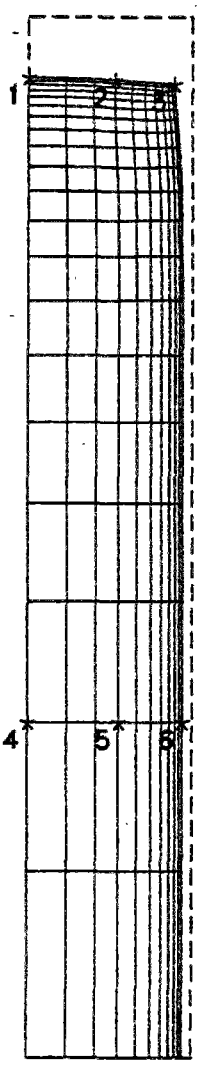
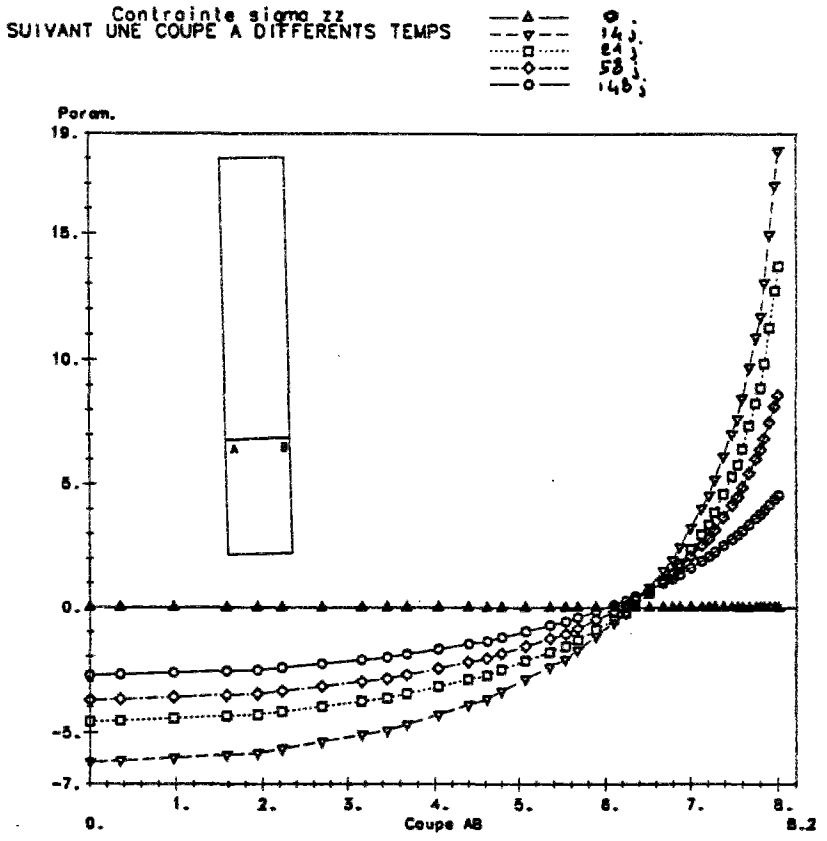
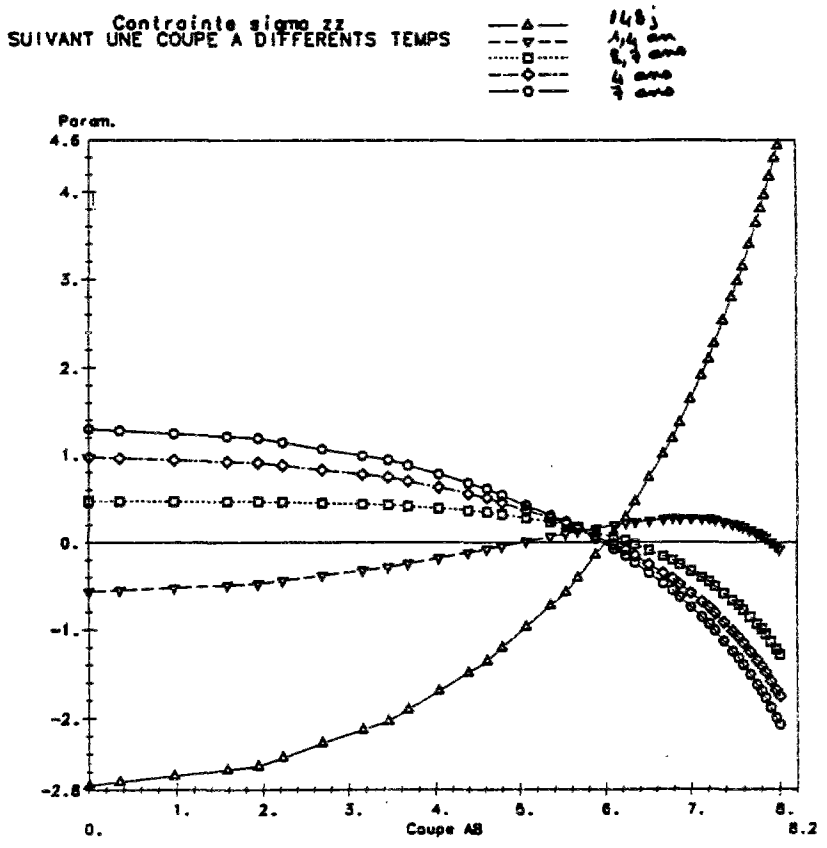


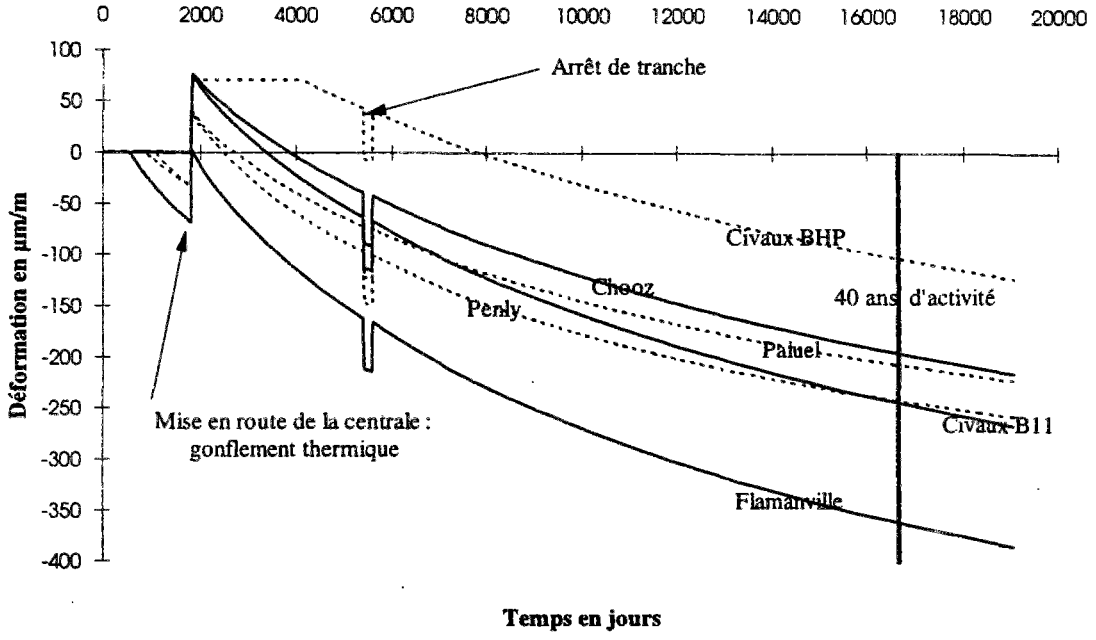
Figure 18 : Contrainte σ_{zz}, dans l'éprouvette, suivant une coupe à différents pas de temps.





Le type de résultat que l'on obtient sur structure réelle[16] est présenté en **figure 19** sur l'exemple de la centrale de Penly. On constate que l'enceinte a tendance à partir en flexion. Ceci est essentiellement dû à la non symétrie du champ de teneur en eau dans la structure. Ceci provient aussi du fait que l'on ne modélise pas (pour des raisons pratiques car ceci nécessiterait un très grand nombre de noeuds), un cylindre infini (pour lequel une flexion ne serait pas possible). En pratique, on montre facilement que les sections restent planes dans la partie centrale, la déformation d'un cylindre infini s'obtient donc en prenant la déformation du point central de la structure. Ce sont ces résultats que l'on garde par la suite (**figure 19**).

Figure 19 : Résultats de retrait sur enceinte.



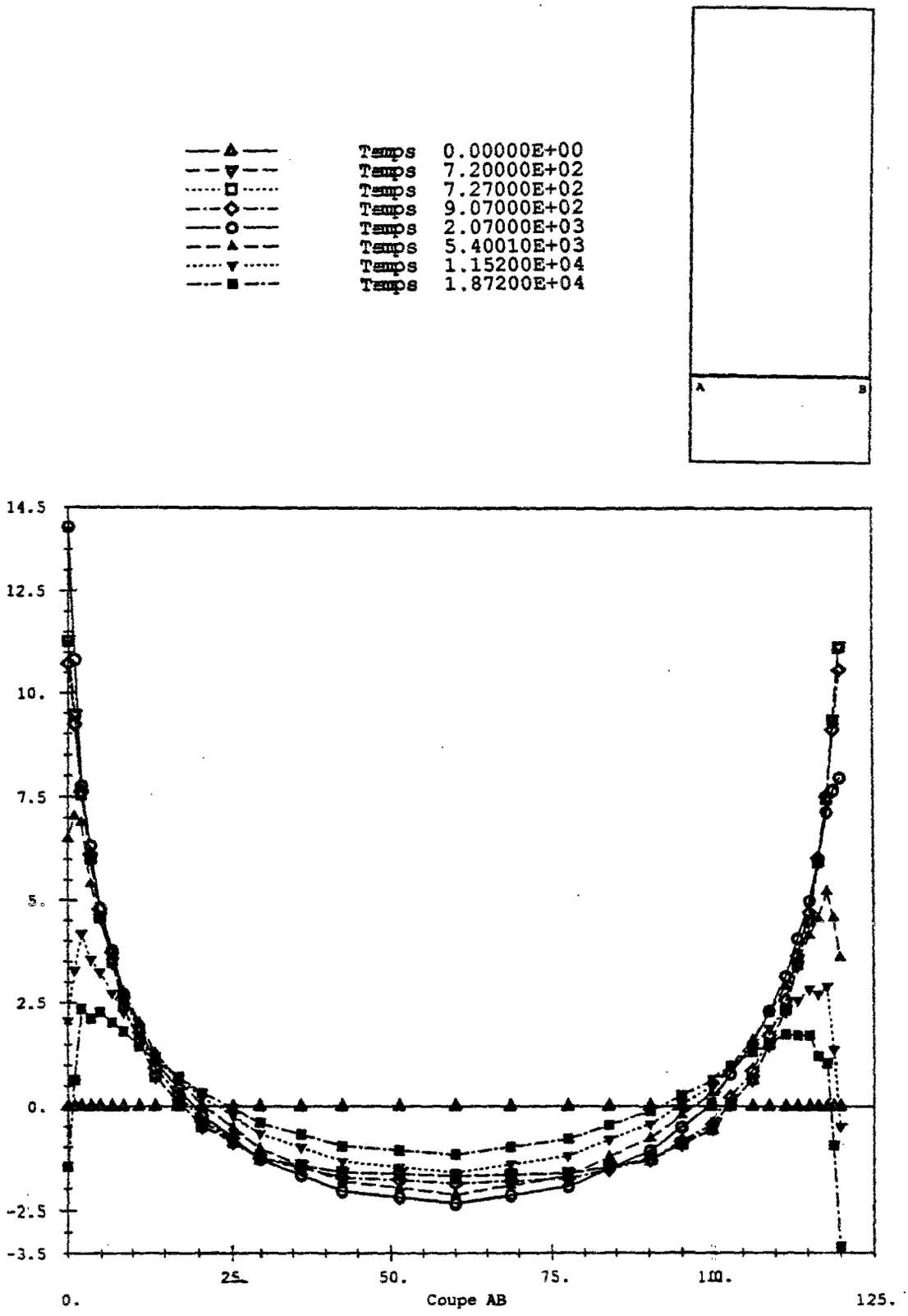
De plus, on visualise bien l'accélération que subit le retrait de dessiccation lors de la mise en route de la centrale, 7 ans après le début des travaux. Les contraintes dans le mur d'enceinte sont présentées, pour le cas de Penly seulement, sur les **figure 20**. On retrouve une contrainte de traction très forte en peau pendant les premières heures. Cette contrainte se relaxe ensuite très rapidement. On constate aussi que la profondeur de fissure augmente au tout début, puis se stabilise relativement rapidement.

8. Prise en compte d'une hygrométrie variable

Dans les calculs que nous avons présentés ci-dessus, nous avons considéré que l'hygrométrie (ou la teneur en eau en peau de l'éprouvette) était constante dans le temps. Ceci est cependant une hypothèse relativement grossière. En réalité, l'hygrométrie extérieure oscille en fonction du temps.

[16] Réalisé avec une loi viscoélastique. Remarquons que, la section étant autoéquilibrée, la déformation calculée est pratiquement la même que pour un calcul élastique (le "pratiquement" se justifie par le fait que la fonction de fluage est fonction de l'humidité h donc n'est pas exactement la même en tout point de la structure). Il n'en est pas de même pour les contraintes qui sont relaxées par le fluage du béton.

Figure 20 : Contrainte σ_{zz} dans le mur d'enceinte sur une coupe à différents pas de temps.



Hansen (Hansen, 1960) a été l'un des premiers à se pencher sur la question. Par des essais de laboratoire réalisés sur des poutres (2 x 5 x 40 cm), il montre que le fluage sous hygrométrie cyclique (50 % < h < 70 %) est d'environ 20 % supérieur à celui mesuré sous l'hygrométrie moyenne (h_{moy} = 60 % HR). En ce qui concerne le retrait, il constate une bonne adéquation entre le retrait sous hygrométrie variable et le retrait mesuré sous hygrométrie moyenne. Ces résultats ont été confirmés récemment par Müller et Pristl (Müller, 1993), comme l'indiquent leurs premiers résultats après 98 jours de séchage, sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 50 et 100 mm et pour des hygrométries variant périodiquement, sur un cycle de 14 jours, entre 40 et 90 % HR. Remarquons au passage que les essais présentés dans la littérature sont principalement des essais de laboratoire, sur des spécimens de tailles réduites, et donc guère représentatives des structures réelles du génie civil (poteaux de bâtiment, poutre de pont). Par ailleurs, les fonctions d'humidité cyclique sont simples (du type fonction carré), connues très précisément, certes, mais peut-être trop régulières pour modéliser une humidité extérieure réelle, d'apparence presque "fractale".

Nos résultats, puisqu'ils sont calculés avec une hygrométrie extérieure moyenne, représentent donc un retrait moyen de la section.

Pour plus de précision concernant les oscillations du retrait de dessiccation sous hygrométrie réelle on se reportera à (Granger, 1994) (étude que nous avons réalisé pour tester notre modèle de séchage sur des résultats expérimentaux très complets (Diruy, 1993) de retrait pour une poutre[19] placée en ambiance extérieure à l'abri de la pluie mais sous température et sous hygrométrie variable en fonction du temps). Nous ne détaillerons pas ici les principaux résultats.

9. Prévision "rapide" du retrait sur une structure épaisse

La loi d'échelle établie en (IV-26) nous permet par exemple de prévoir rapidement le retrait sur une structure homothétique. Si l'on étudie le retrait d'une éprouvette de 1 m de diamètre connaissant le retrait d'une éprouvette de diamètre 16 cm, on écrira :

$$\varepsilon_{\phi=1m}(T) = \varepsilon_{\phi=16cm}\left(\frac{T}{\left(\frac{100}{16}\right)^2}\right) = \varepsilon_{\phi=16cm}\left(\frac{T}{39}\right) \qquad \text{(IV-51)}$$

Par contre, dans le cas où la structure étudiée est un mur de 1 m de largeur, il est nécessaire de prendre en compte un coefficient de passage. Ce coefficient de passage peut se déterminer d'une façon théorique de la manière suivante en évaluant la trajet minimum moyen mis par une particule d'eau pour parcourir la distance qui la sépare du milieu extérieur.

Pour un cylindre de rayon R, on écrit :

$$R_{cylindre} = \frac{1}{\pi \cdot R^2} \cdot \iint_S (R - r) \cdot r \cdot dr \cdot d\theta = \frac{R}{3} \qquad \text{(IV-52)}$$

Pour un mur de demi épaisseur l = L / 2 il vient :

[19] Poutre du LRPC de Trappes.

$$R_{mur} = \frac{1}{1} \cdot \int_{x=0}^{1} (1-x) \cdot dx = \frac{1}{2} = \frac{L}{4} \qquad \text{(IV-53)}$$

Il apparaît donc un facteur 2/3, ce qui signifie que le mur sèche $(2/3)^2$ fois moins vite qu'un cylindre :

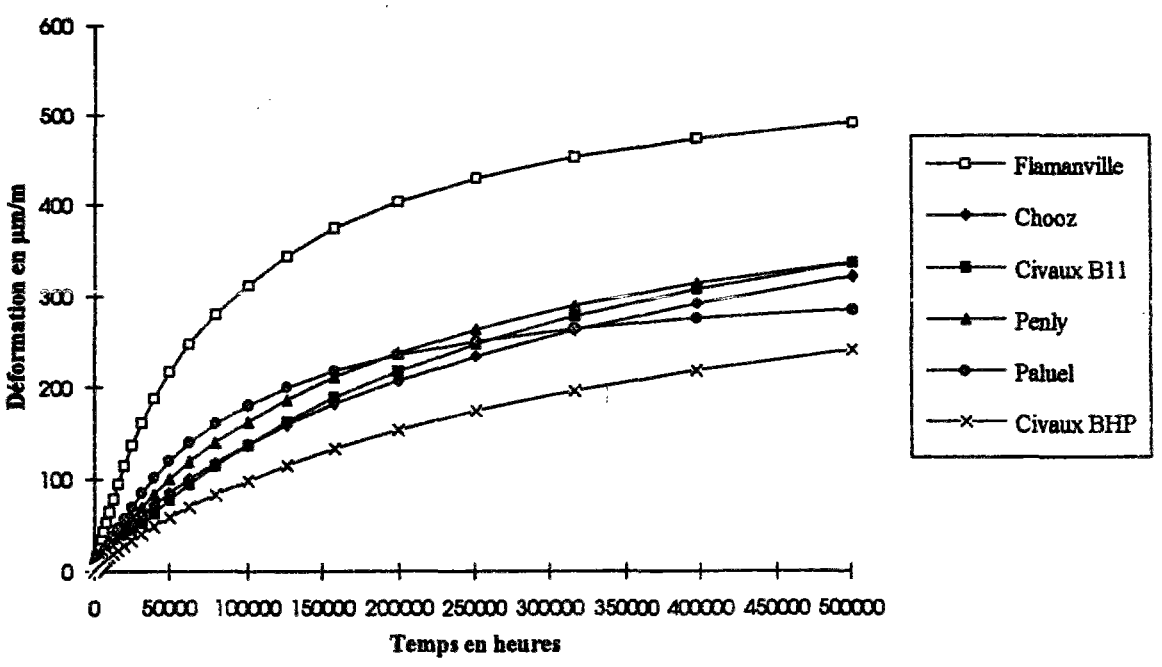
$$\varepsilon_{e=1m}(T) = \varepsilon_{\phi=16cm}\left(\frac{T}{\left(\frac{100}{16} \cdot \frac{3}{2}\right)^2}\right) = \varepsilon_{\phi=16cm}\left(\frac{T}{87}\right) \qquad \text{(IV-54)}$$

Si l'on souhaite avoir rapidement une idée des déformations auxquelles on peut s'attendre on peut alors utiliser les équations (IV-51) et (IV-54). Pour des murs d'enceinte de différentes épaisseurs, on utilisera le tableau 3. Enfin, on peut comparer (**figure 21**) les résultats obtenus en utilisant la formule (IV-54) avec ceux obtenus en **figure 19**. On constate que l'on obtient un ordre d'idée convenable sans pour autant être parfait. Une étude par élément finis est donc justifiée si l'on souhaite obtenir une bonne précision.

Tableau 3 : Facteur de passage entre une éprouvette de diamètre 16 cm et des murs d'enceinte de différentes épaisseurs.

Epaisseur = e (cm)	Facteur de passage $= \left(\frac{e}{16} \cdot \frac{3}{2}\right)^2$
90	71
100	87
120	126

Figure 21 : Résultats obtenus en utilisant telle quelle la formule (IV-54).

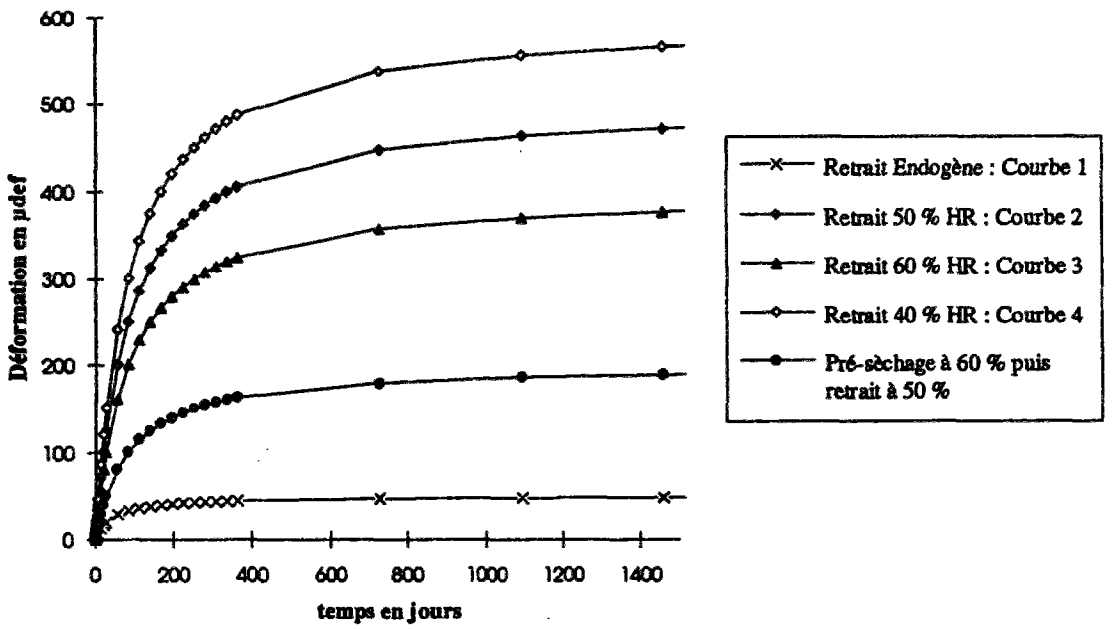


10. Conclusion

Le phénomène physique qui est, à l'échelle de l'élément de volume, à l'origine du retrait de dessiccation, est maintenant relativement bien connu. La difficulté principale reste sa prise en compte dans une section par le biais d'une loi de comportement adaptée pour décrire la fissuration de peau du matériau. Un gros travail reste à faire dans ce domaine (Bazant, 1993, 1994) et c'est à ce prix que l'on pourra prendre en compte d'une façon performante l'effet de structure lié au retrait de dessiccation.

Ce chapitre nous a permis de comprendre que le paramètre moteur dans le retrait de dessiccation est l'hygrométrie ou encore, avec quelques approximations, la teneur en eau dans le béton. Pour introduire l'effet Picket qui sera abordé ultérieurement, nous présentons ci dessous une synthèse de certains résultats expérimentaux. La courbe ε_r est présentée en fonction du temps en **figure 22** et en fonction de l'hygrométrie en **figure 23**.

Figure 22 : Schéma de principe du retrait en fonction du temps pour différentes hygrométries.



1. Retrait endogène (courbe 1 ; segment [A , B]) : l'humidité chute de 100 à $h_{hydratation}$ = 90 % pour les bétons ordinaires et jusqu'à 70 % pour certains BHP ayant un très faible rapport e/c.

2. Retrait de dessiccation à 50 % HR (Courbe 2 ; segment [B , C_{50}]) : l'humidité chute de $h_{hydratation}$ à 50 % HR.

3. Retrait de dessiccation à 60 % HR (Courbe 3 ; segment [B , C_{60}]) : l'humidité chute de $h_{hydratation}$ à 60 % HR.

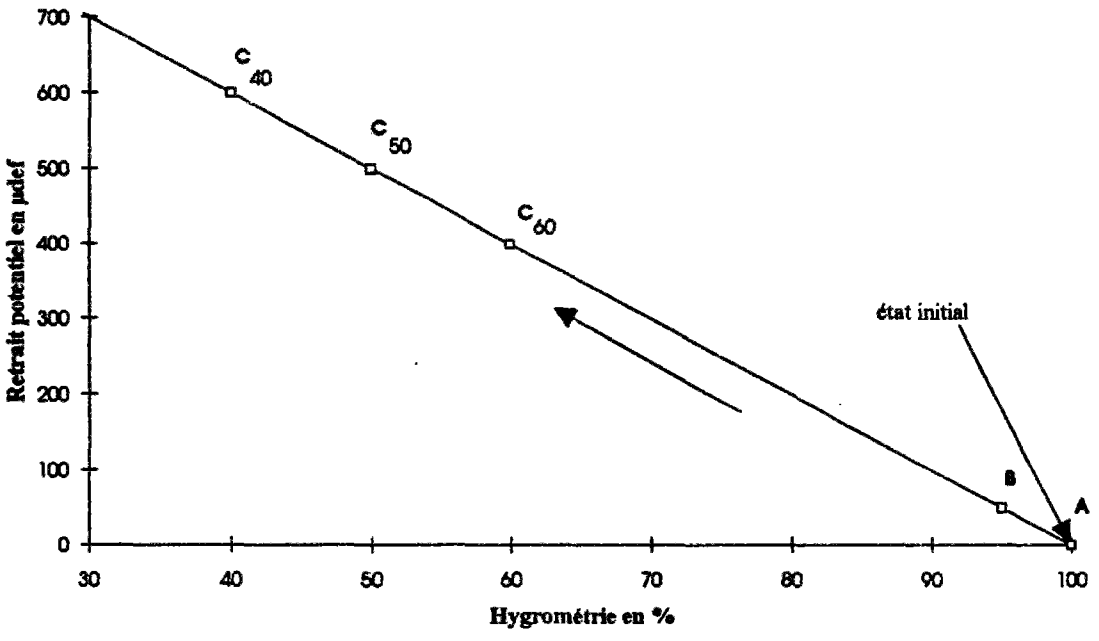
4. Retrait de dessiccation à 40 % HR (Courbe 4 ; segment [B , C_{40}]) : l'humidité chute de $h_{hydratation}$ à 40 % HR.

5. Pré-sèchage à 60 % HR puis, lorsque la teneur est uniforme dans une section, on réalise un retrait à 50 % HR (Courbe 5 ; segment [C_{60} , C_{50}]).

On constate bien que la courbe de retrait en fonction du temps prend tout son sens lorsqu'on l'analyse en fonction de l'humidité.

Cette petite analyse nous permet de voir qu'il est parfois aussi très intéressant de comparer le retrait total de deux bétons plutôt que leurs retraits endogènes et leurs retraits de dessiccation puisqu'ils retranscrivent en réalité le même phénomène à l'échelle élémentaire. Les BHP auront ainsi par exemple un retrait endogène relativement fort dans certains cas ; par contre, en contrepartie, leur retrait de dessiccation sera relativement plus faible ; la somme des deux étant *grosso modo* une constante[20] (de l'ordre de 570.10^{-6} avec[21] : $\varepsilon_{re} = 70.10^{-6}$ et $\varepsilon_{rd} = 500.10^{-6}$).

Figure 23 : Schéma de principe du retrait en fonction de l'humidité.



[20] A ne pas prendre cependant pour argent comptant en particulier pour le cas de Civaux BHP.
[21] Moyenne réalisée sur nos 6 essais de retrait endogène et de retrait de dessiccation.

C. Le comportement du béton sous charge

Introduction

Depuis Freyssinet (1908)[1], les ingénieurs de structure savent que les déformations différées de fluage du béton représentent la part prépondérante des déformations mesurées sur structure. Le BPEL (BPEL 1991) propose ainsi traditionnellement un facteur[2] K_{fl} (allant de 2 à 4) qui exprime le rapport entre les déformations différées de fluage et la déformation instantanée (élastique et réversible). Lorsque la contrainte varie peu au cours du temps[3], le calcul de la déformation différée s'obtient alors classiquement en remplaçant, dans les calculs élastiques, le module d'Young E par un module différé défini de la manière suivante :

$$E_{diff}(t,t_c) = \frac{E}{1+K_{fl}(t,t_c)} = \frac{1}{J(t,t_c)} \qquad (1)$$

qui fait apparaître le coefficient de fluage K_{fl}. En revanche, lorsque la contrainte évolue au cours du temps (et que l'on **veut** prendre en compte d'une façon correcte cette histoire de contrainte), on sait que la déformation de fluage dépend de l'histoire de chargement au moyen d'une fonctionnelle de la contrainte. Si l'on décide d'utiliser le principe de linéarité proposé par Boltzmann (1874), on écrira, classiquement :

$$\varepsilon(t) = \underset{\tau=-\infty}{\overset{\tau=t}{F}}(\sigma(\tau)) = \int_{\tau} J(t,\tau)\dot{\sigma}(\tau)d\tau \qquad (2)$$

Où $J(t,\tau)$ est la fonction de fluage du matériau, déterminée par exemple lors d'un[4] essai de fluage à contrainte constante.

Le principe de superposition s'est doté au fil des ans d'un formalisme mathématique et thermodynamique très puissant. Citons en particulier les travaux de Volterra (Volterra, 1930), de Mandel (Mandel, 1966), et de Salençon (Salençon, 1981) qui posent les fondements des modèles viscoélastique linéaire, encore fortement utilisée de nos jours par de nombreux auteurs et qui reste la référence en matière de fluage. Nous verrons cependant que certaines améliorations ont dû être proposées pour la prise en compte, dans le cas du béton, des historiques de température et d'hygrométrie.

---

[1] Réalisation de la première poutre en béton précontraint.
[2] Notations du BPEL 1991.
[3] En pratique, les ingénieurs utilisent souvent, par simplicité, ce type de calcul lorsque la contrainte varie, bien qu'il soit théoriquement faux.
[4] Si le matériau est vieillissant, il en faudra plusieurs.

Pour le béton, dans les cas courants, l'équation (1) est encore couramment utilisée dans les bureaux d'étude et dans les codes de calculs. On choisit réglementairement pour J une fonction (4), (5) de l'humidité extérieure, des propriétés du béton (bien souvent de la résistance seule) et des caractéristiques de la section étudiée, en particulier le rayon moyen de séchage que l'on définira[5] ici par : $r_m = \frac{2A}{P}$. La déformation qui est fonction de la contrainte, $\varepsilon(t,t_c) - \varepsilon_{retrait}(t)$, s'exprime généralement comme la somme d'une déformation élastique, $\varepsilon_e(t_c)$ et d'une déformation de fluage $\varepsilon_{fl}(t,t_c)$ sous la forme :

$$\varepsilon(t,t_c) - \varepsilon_{retrait}(t) = \varepsilon_e(t_c) + \varepsilon_{fl}(t,t_c)$$

$$\varepsilon(t,t_c) - \varepsilon_{retrait}(t) = \sigma \cdot J(t,t_c) = \frac{\sigma}{E(t_c)} \cdot (1 + \varphi(t,t_c)) \qquad (3)$$

Pour le CEB on prendra :

$$\varphi(t,t_c) = \left[\frac{16,8}{\sqrt{f_c}} \cdot \frac{1}{0,1 + t_c^{0,2}} \cdot \left(1 + \frac{1 - \frac{h}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{r_m}}\right)\right] \cdot \left(\frac{t - t_c}{\beta + t - t_c}\right)^{0,3} \qquad (4)$$

$$\beta = \min\left[250 + 1,5 \cdot r_m \cdot (1 + (0,012 \cdot h)^{18};\ 1500\right]$$

Pour le BPEL, il vient :

$$\varphi(t,t_c) = \frac{E(t_c)}{E_{28}} \cdot \left[0,4 + \frac{100}{100 + t_c} \cdot \left(\frac{120 - h}{30} + \frac{200 - 2h}{60 + 1,5 r_m}\right)\right] \cdot \frac{\sqrt{t - t_c}}{\sqrt{t - t_c} + 5 \cdot \sqrt{r_m}} \qquad (5)$$

Ces lois, toutes bâties sur le même modèle, proposent une cinétique de fluage qui est fonction de l'épaisseur de la structure par le biais du paramètre r_m. Nous allons voir cependant que le béton ne se laisse pas modéliser si facilement, tant au niveau de l'amplitude des phénomènes qu'au niveau de leurs cinétiques. Ainsi, expérimentalement, on constate (Acker, 1988 ; Abiar, 1986) que le fluage d'une éprouvette de béton en équilibre hydrique, donc sans échange d'humidité avec le milieu extérieur, est proportionnel à l'hygrométrie interne. Ce fluage sera appelé "**fluage propre**" du matériau par opposition au "**fluage de dessiccation**" qui est la part supplémentaire que l'on mesure lorsque l'éprouvette chargée est en train de sécher et qui est, lui, d'autant plus important que l'hygrométrie imposée par le milieu extérieure est basse. Si l'on se penche sur les expressions rappelées en (4) et (5), on constate que les règlements ne différencient pas, au niveau de la fonction J, les deux types de fluage évoqués ci-dessus et qui semblent pourtant être la conséquence de deux phénomènes physico-chimiques distincts. Mieux, le fluage propre n'existe pas pour le BPEL puisque le rayon de séchage $r_m \to \infty$; et pour le CEB, le fluage propre ne dépend pas de h.

Pour notre étude, où la seule possibilité d'extrapoler correctement des courbes de fluage est de revenir aux phénomènes physiques, nous aborderons séparément ces deux types de déformation dans deux chapitres : le chapitre sur le fluage propre et le chapitre sur le fluage de dessiccation. Alors que le premier est relativement peu lié au séchage du béton (c'est ce fluage qui peut être modélisé par des modèles viscoélastiques), le deuxième en dépend très fortement et sera donc dépendant de la taille de la structure. On comprend donc que la façon

[5] Certaines différences existent dans la définition de r_m suivant les codes. Nous avons ici choisi la définition du CEB. A est l'aire de la section et P le périmètre en contact avec l'atmosphère.

dont le rayon de séchage r_m doit intervenir sur la cinétique des phénomènes est très différente dans les deux cas.

Nous verrons dans ces deux chapitres que, même si les connaissances des origines physico-chimiques des déformations différées ont fait de gros progrès au cours des dix dernières années (Concreep4, 1986), elles sont encore très incomplètes et insuffisantes pour traiter en profondeur les problèmes liés au fluage et obligeront souvent à privilégier une modélisation parmi les autres sans réelle justification physique. A chaque fois, nous prendrons le plus grand soin à préciser les hypothèses que nous avons retenues.

Sommaire
Chapitre V

Le fluage propre du béton

1. Introduction 246
   1.1 Différence entre fonction de fluage et loi de comportement 246
   1.2 Quelques propriétés expérimentales du fluage propre 247
   1.3 Détermination de la fonction de fluage du matériau 249

2. Les origines physico-chimiques du fluage propre 249
   2.1 Etude bibliographique succincte 249
   2.2 Les différents facteurs qui influencent le fluage propre 250

3. Considérations thermodynamiques 251
   3.1 La viscoélasticité linéaire non vieillissante 251
   3.2 Choix des potentiels ψ et φ et résolution 252
   3.3 Dans le cas non linéaire 258
   3.5 Les équivalences VEL / Modèles Rhéologiques 263

4. La modélisation du fluage propre 264
   4.1 Le modèle de Bazant 264
   4.2 Le modèle incrémental et les autres modèles en préparation 267
   4.3 Critique du modèle de Bazant et proposition d'un modèle plus général 268
   4.4 Conclusion 270

5. Les problèmes en suspens 272
   5.1 Le fluage propre d'une structure qui sèche 272
   5.2 La biaxialité des contraintes 274
   5.3 Le vieillissement du béton 274
   5.4 L'extrapolation des données 274

6. Les résultats de fluage propre en laboratoire 274

7. Résultats sur enceinte 276

8. Conclusion 276

Chapitre V

Le fluage propre du béton

1. Introduction

La séparation entre fluage propre et fluage de dessiccation est unanimement admise dans la communauté scientifique qui y reconnaît donc au moins deux mécanismes physico-chimiques distincts. Il serait naturel de commencer par préciser la définition que nous avons choisie pour le fluage propre, qui définit par la même occasion, le fluage de dessiccation puisque ce dernier s'obtient en faisant la différence entre le fluage total d'une éprouvette qui sèche et la déformation de fluage propre. Nous allons voir que, si l'on sait donner une définition précise du fluage propre d'une éprouvette sans échange thermique et hydrique avec le milieu extérieur, il est relativement difficile et délicat de définir le fluage propre d'une éprouvette qui sèche.

Après avoir présenté les propriétés classiques du fluage propre, nous adopterons une approche thermodynamique qui nous permettra, dans un premier temps, de montrer les limites de la formulation classique du type produit de convolution dans le cas non linéaire (vieillisssant). Puis nous en profiterons pour analyser le modèle de Bazant (Bazant, 1986). Nous concluons par quelques résultats propres à notre étude.

1.1 Différence entre fonction de fluage et loi de comportement

L'essai de fluage propre classique tel que pratiqué en laboratoire consiste à charger une éprouvette de béton à un âge t_c, sous une contrainte et une température constantes, en empêchant tout échange d'eau avec le milieu extérieur à partir d'un état d'humidité supposée[1] uniforme à l'intérieur de l'éprouvette. La déformation mesurée (en enlevant la déformation de retrait endogène) est alors la déformation de fluage propre. En faisant l'hypothèse de linéarité de la déformation par rapport à la contrainte, la mesure de la déformation et de la contrainte permet de définir la fonction de fluage[2] $J_{fp}(t,t_c;T,h)$ par :

[1] Les mesures d'humidité et de teneur en eau sont délicates (gammadensimétrie) et certaines sont relativement peu fiables (sondes d'humidité).

[2] Le point virgule sert ici à séparer les caractéristiques de l'essai, considérées comme des paramètres constants, des variables temporelles.

$$\sigma = \sigma_c H(t - t_c)$$
$$\varepsilon(t,t_c) = \sigma_c J_{fp}(t,t_c;T,h) \qquad \text{(V-1)}$$

Mais cette écriture ne constitue pas une loi de comportement dans le cas du fluage, et il serait abusif de rajouter la variable t en argument de σ dans (V-1). Si l'on choisit le modèle viscoélastique linéaire (VEL) cette écriture est un cas particulier d'un historique de contrainte constant dans une loi du type :

$$\varepsilon(t) = \int_\tau J(t,\tau;T,h)\dot{\sigma}(\tau)d\tau \ \ (= J \otimes \sigma) \qquad \text{(V-2)}$$

C'est bien le choix a priori d'une loi de comportement, ici VEL, qui permet d'interpréter l'essai de fluage tel qu'il est pratiqué ! Dans l'écriture ci-dessus, T et h sont constants dans le temps et ne dépendent donc pas de τ. (V-2) ne permet donc pas d'interpréter le fluage propre d'une structure qui sèche.

Remarques :

Notons que l'essai de fluage propre implique dans bien des cas une étanchéité de la peau du béton afin d'assurer l'homogénéité de l'humidité au sein du spécimen et/ou l'absence d'échange d'humidité avec le milieu extérieur. Cette étanchéité, malgré l'apparition de nouveaux produits tels que l'aluminium autocollant, n'est jamais parfaite et ne peut donc pas être assurée au-delà de quelques années (2 à 3 ans pour l'aluminium autocollant). Il y a donc une difficulté expérimentale à la réalisation d'un essai de fluage propre sur une durée supérieure à 3 ans, sauf à remettre périodiquement une nouvelle couche d'aluminium.

1.2 Quelques propriétés expérimentales du fluage propre

Les différentes études sur le fluage du béton ont conduit à déceler certaines propriétés expérimentales du fluage propre, maintenant couramment admises par la communauté scientifique (propriétés que nous considérerons comme telles) et qui constituent le point de départ de notre réflexion.

1. Dans une gamme de contrainte inférieure à 50 % de la résistance à la rupture, le fluage propre est proportionnel à la contrainte. Au delà, certains auteurs (Bazant, 1992a) ont proposé des lois non linéaire en fonction de la contrainte. Cette constatation expérimentale justifie le choix fait en (V-1). Dans notre cas, nous resterons systématiquement dans le cadre de cette hypothèse qui correspond aux cas des sollicitations de notre étude.

2. Le fluage propre d'un béton séché à 105°C est quasiment nul (Acker, 1988).

3. Le fluage d'un béton préalablement séché à une hygrométrie h_{ext} constante dans le volume de l'éprouvette est (Abiar, 1986 ; Bazant, 1986) quasiment proportionnel à h_{ext}.

On en déduit donc que l'eau est un facteur essentiel et nécessaire au mécanisme du fluage propre du béton. Le fluage propre est donc compris entre une valeur nulle (béton sec) et une valeur maximale atteinte pour un béton saturé en eau i.e. h = 100 % HR.

4. Le modèle VEL (superposition) donne dans beaucoup de cas une bonne approximation de la déformation suite à une histoire de contrainte dans le cas où il n'y a pas de très fort déchargement. Il ne permet pas, par contre, de prendre en compte des histoires de température et d'hygrométrie dans la forme exprimée en (V-2). La vitesse de déformation de fluage dépend bien de l'histoire des sollicitations et pas seulement de la contrainte à l'instant actuel.

5. Une augmentation de la température a pour conséquence une accélération du fluage et inversement pour une baisse de la température. On ne sait pas par contre si la température intervient prioritairement sur la cinétique de fluage, sur l'amplitude des déformations ou sur les deux à la fois.

6. Le fluage propre est fortement vieillissant. La valeur finale est très forte lorsqu'il est chargé au jeune âge et diminue fortement avec l'âge de chargement. En ce qui concerne le comportement à des âges avancés (qui nous intéresse davantage dans cette étude) on constate un vieillissement très marqué au delà d'un an alors même que les propriétés élastiques du béton sont stabilisées. Au jeune âge, on peut vraisemblablement paramétrer le vieillissement du béton par rapport à l'avancement de la réaction d'hydratation. Sur le long terme, il semblerait qu'il faille trouver un deuxième phénomène pour expliquer le vieillissement

7. Vu l'importance du matériel immobilisé dans un essai de fluage, il existe relativement peu d'études qui portent sur la dispersion des résultats de l'essai de fluage propre. Elle est cependant sûrement plus importante que celle des essais de module (de l'ordre de 5 %).

8. La déformation différée du béton est relativement lente, et s'étend sur plusieurs années, voire plusieurs dizaines d'années. Pour cette raison, il n'existe pas, dans la littérature, de courbe de fluage ayant atteint son asymptote. Il n'est donc pas choquant de voir certains auteurs proposer des courbes de fluage équivalentes à ln(t) à l'infini, même si l'on peut penser que la déformation (si l'on peut encore définir une déformation) est bornée.

9. Des essais récents d'émission acoustique réalisés au cours d'un essai de fluage (Rossi, 1993), ont montré que la déformation de fluage s'accompagnait d'une fissuration à l'intérieur de l'éprouvette. Aucun essai ne permet par contre de savoir s'il s'agit d'une cause ou bien d'une conséquence du fluage propre.

10. Aucun changement microstructural (morphologie, chimie des hydrates etc.) n'a pu être constaté jusqu'à maintenant dans des bétons chargés par rapport à des bétons non chargés. Notons que relativement peu d'études ont été publiées sur le sujet.

11. La déformation longitudinale de fluage s'accompagne d'une déformation transversale de signe opposé comme en élasticité. On peut ainsi définir un rapport[3] de Poisson de fluage υ_{fl}. Il existe relativement peu d'études précises (Kennedy, 1975 ; Neville, 1983) sur le sujet (Neville propose de prendre $\upsilon_{fl} = 0{,}15$). Le plus raisonnable est de considérer un coefficient de Poisson égal au coefficient de Poisson élastique donc voisin de 0.2 pour le béton.

[3] Qui devient coefficient de Poisson s'il est constant dans le temps.

1.3 Détermination de la fonction de fluage du matériau

Comme annoncé précédemment, le problème semble bien posé pour le cas où l'on ne prend pas en compte des historiques de température et d'hygrométrie. Nous disposons donc d'un modèle : le modèle viscoélastique linéaire (il en existe d'autre et nous les détaillerons par la suite) et d'un certain nombre d'essais de fluage en faisant varier les paramètres de l'essai :

- t_c : âge de chargement ;
- T : température (constante au cours de l'essai) ;
- h : hygrométrie initiale de l'essai (constante au cours du temps).

Il reste cependant à définir ce qu'est le fluage propre d'une éprouvette qui subit à la fois une histoire de contrainte, d'hygrométrie et de température. Ceci n'est pas une mince affaire tant que l'on ne dispose pas d'une loi de comportement permettant de prendre en compte des variations de température et d'hygrométrie. Par ailleurs, ne disposant pas non plus d'un modèle pour prendre en compte le fluage de dessiccation, il est difficile de le retrancher pour connaître la part due au fluage propre seul.

2. Les origines physico-chimiques du fluage propre

2.1 Etude bibliographique succincte

Avant d'aller plus loin dans la modélisation, penchons nous tout d'abord sur quelques hypothèses qui ont été avancées par plusieurs générations de chercheurs. Parmi les nombreuses théories retenues par Neville (Neville , 1982) nous présentons ici les plus intéressantes :

1. La théorie de la consolidation s'inspire classiquement de celle que l'on trouve en mécanique des sols où une redistribution de contrainte apparaît entre l'eau interstitielle et le squelette granulaire suite à une conduction de l'eau par une loi de type Darcy. Cette explication conduit cependant, pour le béton, à des échelles de temps d'un ordre de grandeur beaucoup plus faible que celui constaté expérimentalement. Elle a donc été rejetée par la communauté scientifique.

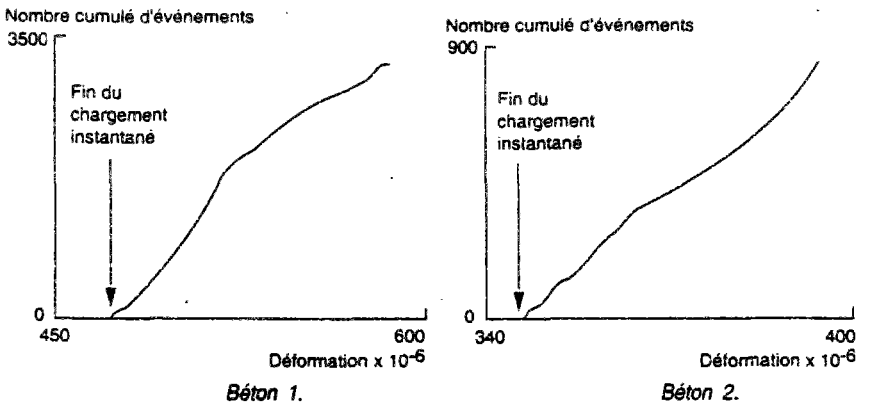
2. La théorie plastique propose, comme pour l'acier des mouvements de cristaux au sein de la matière. Cette explication n'est cependant pas acceptée non plus, par la communauté scientifique, pour des contraintes inférieures à 70 % de la résistance à la rupture.

3. Le fluage est lié à un rôle lubrificateur de l'eau contenue dans les CSH qui peuvent glisser les uns sur les autres. Au premier abord, ceci peut sembler en contradiction avec le fait que le fluage propre soit proportionnel à l'humidité interne du béton puisque l'eau interfeuillet et l'eau des CSH n'est directement touchée par le séchage que pour des humidités relatives très faibles.

4. Rossi (Rossi, 1993c, 1990b) propose un couplage entre les fissures crées à l'intérieur du matériau permettant une autodessiccation du béton dans lui-même, de laquelle résulterait

des tensions capillaires dans la zone entourant les fissures, analogues à celles produites lors du retrait endogène. Le phénomène est entretenu par le fait que les tensions capillaires vont à leur tour engendrer de nouvelles fissures. Nous présentons en **figure 1** des résultats d'essai d'émission accoustique sur des éprouvettes de fluage propre.

Figure 1 : Relation entre le nombre d'événement accoustiques et la déformation de fluage pour le béton de fluamanville (Béton 1) et le béton de Paluel (Béton 2) d'après (Rossi, 1993).



5. Le fluage est lié à une diffusion sous contrainte de l'eau adsorbée entre les particules de gel (seepage theory). A la pression occasionnée par la charge, s'ajoute celle de la tension capillaire occasionnée par le séchage, ce qui fait apparaître un couplage séchage / fluage.

6. Le fluage est lié à un processus de pression - dissolution des hydrates qui vont diffuser dans le milieu interstitiel pour se redéposer, sous contrainte nulle (comme pour la théorie de la solidification (Bazant, 1989)) dans des zones moins chargées et de porosité suffisante. Les trois mots clés sont alors : dissolution - diffusion - précipitation.

De cette longue liste où aucun des mécanismes proposés n'a réellement pu s'imposer, il est surtout bon de retenir qu'il est très difficile, aujourd'hui, de réfuter ou de prouver scientifiquement un mécanisme et encore moins un ensemble de mécanismes microscopiques simultanés dans un milieu aussi complexe que le béton ou la pâte de ciment. Nous ne rentrerons pas plus dans le détail des différents mécanismes. Un travail de fond reste à faire, qui revient pour bonne part aux physico-chimistes.

2.2 Les différents facteurs qui influencent le fluage propre

Parmi les différents facteurs influençant le fluage propre il semble nécessaire de séparer le béton en trois phases distinctes : les granulats, la pâte de ciment et, entre les deux composants principaux du béton une interface plus poreuse et de composition complexe : l'auréole de transition.

3. Considérations thermodynamiques

Nous allons maintenant présenter quelques résultats importants de la littérature concernant la modélisation thermodynamique des phénomènes de comportement différé. Nous nous appuyons essentiellement sur les travaux de Coussy (Coussy, 1994) sur la mécanique des milieux poreux (que nous présentons ici de façon simplifiée), de Lemaitre (Lemaitre, 1985) et de Mandel (Mandel, 1978).

3.1 La viscoélasticité linéaire non vieillissante

Dans le cadre de la thermodynamique des systèmes fermés[4] (qui n'échangent pas de masse avec le milieu extérieur), la combinaison du premier et du second principe de la thermodynamique permet d'obtenir l'inégalité de Clausius-Duhem que nous écrirons sous la forme (Lemaitre, 1985) :

$$\sigma:\dot{\varepsilon}-\rho\cdot\left(\dot{\psi}+s\dot{T}\right)-\bar{q}\cdot\frac{\mathrm{grad}(T)}{T}\geq 0 \qquad \text{(V-3)}$$

avec : $\bar{q}$: Le vecteur flux de chaleur sortant ;
ψ : l'énergie libre spécifique du matériau ;
ρ : la masse volumique ;
s : l'entropie massique.

Par la suite, nous serons amenés à choisir une expression pour l'énergie libre en fonction de variables d'état (et pas de leur dérivées ni de leur gradients) qui permettent de décrire à tout instant (même hors des positions d'équilibre) l'état du matériau (postulat de l'état local). Dans le cas de la viscoélasticité linéaire, nous choisissons une fonction ψ de la forme :

$$\psi=\psi(\varepsilon,T,V_k) \qquad \text{(V-4)}$$

où V_k (k = 2 à r)[5] sont des variables internes auxquelles nous donnerons un sens physique par la suite.

En reportant $\dot{\psi}$ dans (V-3) il vient :

$$\left(\sigma-\rho\cdot\frac{\partial\psi}{\partial\varepsilon}\right):\dot{\varepsilon}-\rho\cdot\left(s+\frac{\partial\psi}{\partial T}\right)\cdot\dot{T}-\rho\cdot\frac{\partial\psi}{\partial V_k}\cdot\dot{V}_k-\bar{q}\cdot\frac{\mathrm{grad}(T)}{T}\geq 0 \qquad \text{(V-5)}$$

Cette inégalité étant vérifiée quelque soit les vitesses des variables d'état (systèmes de variables d'état externes normales), et en découplant la dissipation d'origine thermique de la dissipation intrinsèque, il vient (Lemaitre, 1985 ; Coussy, 1991, 1994) :

$$\sigma=\rho\frac{\partial\psi}{\partial\varepsilon}\ ;\ s=-\frac{\partial\psi}{\partial T} \qquad \text{(V-6)}$$

Puis, on définit A_k de la manière suivante :

---

[4] Coussy (Coussy, 1994) traite le cas général d'un milieu poreux ouvert, avec une partie solide (le squelette) que l'on suit dans son mouvement et n constituants formant $p \leq n$ phases.

[5] Pour des raisons qui apparaîtont plus tard.

$$A_k = -\rho \cdot \frac{\partial \psi}{\partial V_k} \qquad \text{(V-7)}$$

Enfin, en posant $\vec{q} = -k\text{grad}(T)$, on assure la positivité de la dissipation thermique et l'on retrouve la loi de Fourier classique, où k est le coefficient de conductivité thermique. A_k se définit comme la variable force thermodynamique associée à la variable interne V_k. De l'équation (V-5) il ne reste donc plus que :

$$A_k \cdot \dot{V}_k \geq 0 \qquad \text{(V-8)}$$

Par la suite, pour définir les lois complémentaires relatives aux processus dissipatifs, on postule l'existence d'un potentiel de dissipation φ strictement convexe par rapport aux variables flux, les variables d'état pouvant intervenir comme des paramètres si l'on souhaite faire intervenir par la suite certaines non-linéarités. Dans le cas le plus simple, nous choisissons d'exprimer φ de la manière suivante :

$$\varphi = \varphi(\dot{V}_k) \qquad \text{(V-9)}$$

et nous exprimons les lois complémentaires de la façon suivante (principe des dissipations normales) ce qui assure la positivité de (V-8) du fait de la convexité de φ :

$$A_k = \frac{\partial \varphi}{\partial \dot{V}_k} \qquad \text{(V-10)}$$

3.2 Choix des potentiels ψ et φ et résolution

Il reste maintenant à choisir des expressions pour l'énergie libre et pour le potentiel de dissipation. Dans le cas particulier où les deux potentiels sont des formes quadratiques définies positives, nous allons poser :

$$\begin{aligned} \rho\psi &= \frac{1}{2}\underline{\underline{A_{11}}}:\varepsilon:\varepsilon - \sum_{i=2}^{r} a_{1i}\varepsilon V_i + \sum_{i,j=2}^{r}\sum_{j\neq i} a_{ij}V_iV_j - \sum_{i=2}^{r} A_i^0 V_i \\ \varphi &= \sum_{i,j=2}^{r}\sum_{j\neq i} b_{ij}\dot{V}_i\dot{V}_j \end{aligned} \qquad \text{(V-11)}$$

Il vient alors :

$$\begin{aligned} \sigma &= \rho\frac{\partial \psi}{\partial \dot{\varepsilon}_v} = \underline{\underline{A_{11}}}:\varepsilon - \sum_{i=2}^{r} a_{1i}V_i \\ A_k &= -\rho\frac{\partial \psi}{\partial \dot{V}_k} = A_k^0 + a_{1k}\varepsilon - \sum_{i=2}^{r} a_{ki}V_i \end{aligned} \qquad \text{(V-12)}$$

De même :

$$A_k = \frac{\partial \varphi}{\partial \dot{V}_k} = \sum_{i=2}^{r} b_{ki}\dot{V}_i \qquad \text{(V-13)}$$

Si l'on veut que la position initiale, sous contrainte nulle, soit une position d'équilibre, nous imposons tout d'abord[6] :

$$\sigma = 0 \; ; \; \varepsilon = 0 \qquad \text{(V-14)}$$

[6] Nous verrons que dans le cas du retrait endogène, nous imposerons $\sigma = 0$ seulement.

Par contre nous n'imposons rien *a priori* sur les V_k et les A_k. Les équations (V-12) et (V-13) forment alors un système différentiel de r équations à r-1 inconnues.

$$\begin{aligned} 0 &= -\sum_{i=2}^{r} a_{1i} V_i \\ (A_k =) \quad A_k^0 - \sum_{i=2}^{r} a_{ki} V_i &= \sum_{i=2}^{r} b_{ki} \dot{V}_i \end{aligned} \qquad \text{(V-15)}$$

Remarquons que dans le cas où r = 2, qui correspond à une seule variable interne, il vient trivialement : $V_2 = 0$; $\dot{V}_2 = 0$; $A_2^0 = 0$. Dans le cas général, il n'existe pas de relations particulières entre les a_{ij} , b_{ij} et A_k^0 puisqu'une telle liaison entre les équations serait contraire à la stricte positivité de φ et de ψ. Le système ne peut donc avoir une qu'une solution : $V_k = 0 = \dot{V}_k = A_k^0$. Il vient alors :

$$\begin{aligned} \sigma &= \underline{\underline{A_{11}}} : \varepsilon - \sum_{i=2}^{r} a_{1i} V_i \\ a_{1k}\varepsilon - \sum_{i=2}^{r} a_{ki} V_i &= \sum_{i=2}^{r} b_{ki} \dot{V}_i \end{aligned} \qquad \text{(V-16)}$$

Au moment du chargement, on impose $\sigma = \sigma_0 H(t - t_c)$. On peut alors réécrire (V-16) en accroissement où $\Delta X = X(t_c^+) - X(t_c^-)$. Il vient alors :

$$\begin{aligned} \sigma_0 = \Delta\sigma &= \underline{\underline{A_{11}}} : \Delta\varepsilon - \sum_{i=2}^{r} a_{1i} \Delta V_i \\ \Delta t\left(a_{1k}\Delta\varepsilon - \sum_{i=2}^{r} a_{ki} \Delta V_i \right) &= \sum_{i=2}^{r} b_{ki} \Delta V_i \end{aligned} \qquad \text{(V-17)}$$

En faisant tendre Δt vers 0 et en utilisant le fait que la matrice b est définie positive, il vient : $\Delta V_k = 0$. $V_k(t)$ est donc continue et l'on a $V_k(t_c^+) = V_k(t_c^-)$. On récupère donc une déformation instantanée égale à : $\varepsilon_e = \varepsilon(t_c^+) = \underline{\underline{A_{11}}}^{-1}\sigma_0$. C'est cette déformation instantanée qui vient déséquilibrer la deuxième équation de (V-16) en créant un A_k non nul. Les deux dernières équations peuvent se réécrire sous forme matricielle en faisant apparaître le vecteur des variables d'état [q] et le vecteur des forces généralisées [Q]. Il vient alors :

$$\begin{bmatrix} \sigma \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{A_{11}}} & -a_{1i} \\ -a_{1k} & a_{ki} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon \\ V_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & b_{ki} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon} \\ \dot{V}_i \end{bmatrix} \qquad \text{(V-18)}$$

Comme suggéré par Mandel (Mandel, 1978), prenons la transformée de Laplace-Carson de l'expression précédente :

$$\begin{bmatrix} \sigma^* \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{A_{11}}} & -a_{1i} \\ -a_{1k} & a_{ki} + p \cdot b_{ki} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon^* \\ V_{i=2,r}^* \end{bmatrix} = [M] \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon^* \\ V_{i=2,r}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N & S \\ {}^tS & Q \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon^* \\ V_{i=2,r}^* \end{bmatrix}$$

$$[Q^*] = [A + p \cdot B] \cdot [q^*] = [M] \cdot [q^*] \qquad \text{(V-19)}$$

avec : $[A] = \begin{bmatrix} \underline{\underline{A_{11}}} & -a_{1i} \\ -a_{1k} & a_{ki} \end{bmatrix}$ et $[B] = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & b_{ki} \end{bmatrix}$

Rappels :

La notation $X^*(p)$ correspond à la transformée de Laplace-Carson de la fonction $X(t)$ définie par : $X^* = p\int_{t=0}^{\infty} e^{-pt}X(t)dt$. Rappelons qu'elle a la propriété de transformer les produits de convolution du type $q(t) = \int_{\tau=0}^{t} J(t-\tau)\dot{Q}(\tau)d\tau$ sous la forme : $q^* = J^*Q^*$. Enfin, la transformée de Carson d'une constante est égale à elle même et celle de f ' est égale à p f*.

Notons tout d'abord que la matrice M est symétrique réelle donc diagonalisable. La résolution de l'équation (V-19) fait apparaître la matrice F*, transposée des cofacteurs de la matrice N dans la matrice complète divisés par le déterminant Δ de la matrice globale M de dimension r x r. Chaque terme de F* est donc une fonction rationnelle en p dont le degré du numérateur est inférieur ou égal à r. Les racines p_s de Δ sont réelles (M diagonalisable) et négatives. En effet, il est possible d'écrire : $M = A + p \cdot B$ où A et B sont les matrices quadratiques de ψ et φ dont on sait qu'elles sont positives puisque les deux potentiels sont convexes (nous supposerons ici la stricte positivité de A alors que seul $[b_{ki}]$ est strictement positive). Si p_s est une racine de Δ, $M(p_s)$ a 0 comme valeur propre qui est associée au vecteur propre $u \neq 0$, le système suivant (V-20) n'est possible que si p_s est négatif.

$$\begin{aligned} {}^t u \cdot M \cdot u = {}^t u \cdot A \cdot u + p_s {}^t u \cdot B \cdot u = 0 \\ {}^t u \cdot A \cdot u > 0 \\ {}^t u \cdot B \cdot u \geq 0 \end{aligned} \qquad \text{(V-20)}$$

La suite des valeurs $\lambda_s = -p_s \geq 0$ constitue le **spectre de retard.**

Par la suite, on sait qu'il est possible de diagonaliser simultanément les deux matrices symétriques positives A (A est de plus définie) et B dans la même base[7]. Il vient alors, si l'on note P la matrice de passage :

$$\begin{aligned} D_A &= {}^t P \cdot A \cdot P \\ D_B &= {}^t P \cdot B \cdot P \\ Q^* = (A + pB)\cdot q^* &\Leftrightarrow ({}^t P \cdot Q^*) = (D_A + pD_B)\cdot({}^t P \cdot q^*) \\ \hat{Q}^* &= (D_A + pD_B)\cdot \hat{q}^* \end{aligned} \qquad \text{(V-21)}$$

Remarquons cependant que, puisque 0 est valeur propre de B, la matrice $D_A + pD_B$ aura la forme suivante : $\begin{bmatrix} a_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & .... & 0 & 0 \\ 0 & 0 & a_s + pb_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & .... \end{bmatrix}$. On gardera donc comme convention $b_1 = 0$. Les a_s et les b_s, valeurs propres de A et B sont donc > 0.

Enfin, puisque la matrice $D_A + pD_B$ est diagonale, il vient (la valeurs des valeurs propres ne changeant pas) :

[7] Nous noterons D_X la matrice de X lorsqu'elle est diagonalisée.

$$\hat{Q}_s^* = (a_s + pb_s)\hat{q}_s^*$$
$$a_s = \lambda_s b_s \qquad \text{(V-22)}$$
$$\hat{q}_s^* = \frac{1}{a_s + pb_s}\hat{Q}_s^*$$

En revenant dans la base initiale, pour le cas général, puis pour $q_{i=1} = \varepsilon$, on écrira :

$$q_i^* = \sum_{s;t=1}^{r} \frac{P_{is}P_{it}}{a_s + pb_s} Q_t^*$$
$$(t > 1) \Rightarrow (Q_t^* = A_k^0 = 0) \qquad \text{(V-23)}$$
$$\varepsilon_v^* = \left(\frac{P_{11}^2}{a_1} + \sum_{s=2}^{r} \frac{P_{is}^2}{a_s + pb_s}\right)\sigma^* = \left(J_1 + \sum_{s=2}^{r} \frac{J_s}{p - \lambda_s}\right)\sigma^*$$

Puis en reprenant la transformée de Laplace-Carson inverse il vient :

$$q(t) = +\sum_{t=1}^{r} \int_{\tau=0}^{t} J_t(t-\tau)\dot{Q}_t(\tau)d\tau$$
$$J_t(t) = J_{1,t} + \sum_{s=2}^{r} J_{s,t}\left[1 - \exp(-\lambda_s t)\right] \qquad \text{(V-24)}$$

Par la suite, si l'on veut remonter à la déformation totale, il vient :

$$\varepsilon(t) = \int_{\tau=0}^{t} J(t-\tau)\dot{\sigma}(\tau)d\tau$$
$$J(t) = J_1 + \sum_{s=2}^{r} J_s\left[1 - \exp(-\lambda_s t)\right] \qquad \text{(V-25)}$$

Quelques commentaires s'imposent :

1. $\frac{1}{J_1}$ représente le module d'Young du matériau, ou bien, dans le cas général, la matrice d'élasticité. Conformément à (V-16), il vient : $\frac{1}{J_1} = \underline{A_{11}}$.

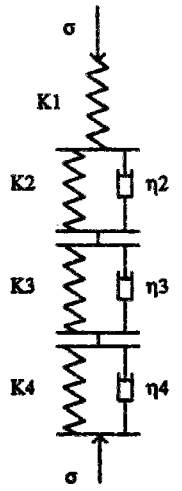
2. Si l'un des Q_t dans la formule (V-24) n'était pas constant dans le temps, il apparaîtrait sous la même forme que la contrainte σ dans l'expression (V-25).

3. Notons que les J_s qui apparaissent dans (V-25) sont positifs puisqu'ils correspondent à : $J_s = \frac{P_{is}^2}{b_s}$ et à $J_1 = \frac{P_{11}^2}{a_1}$.

4. Suivant Mandel (Mandel, 1978), on a démontré que si l'on garde une approche linéaire des différents potentiels (énergie libre et dissipation), la fonction de fluage d'un corps viscoélastique se met sous la forme d'une série de Kelvin de la forme de l'équation (V-25) (**figure 2**). Chaque terme de la série de Kelvin étant l'assemblage en parallèle d'un ressort

(de raideur K) et d'un amortisseur visqueux (de viscosité η) ayant pour valeurs : $K_s = \frac{1}{J_s}$; $\eta_s = \frac{1}{\lambda_s J_s}$.

Figure 2 : Schéma d'une série de Kelvin.



5. Comme le fait remarquer Coussy (Coussy, 1994), le nombre d'éléments de Kelvin nécessaire pour décrire une fonction de fluage d'un matériau réel nous renseigne sur le nombre de variables internes V_k nécessaires pour décrire le comportement.

6. Dans le cas particulier des milieux réactifs fermés, Coussy (Coussy, 1994) propose de considérer les V_k comme le taux d'avancement d'une réaction chimique (au sens large du terme). On a donc : $V_k \geq 0$ et $A_k = -\rho \frac{\partial \psi}{\partial V_k}$ devient donc l'affinité de la réaction chimique. Cette dernière peut être notée (Coussy, 1994) :

$$\sum_{\alpha} \upsilon_{\alpha k} \cdot S_{\alpha k} \equiv 0 \qquad \text{(V-26)}$$

avec υ_α le coefficient stoechiométrique du corps S_α dans l'équation chimique (négatif pour les réactifs et positif pour les produits). Il vient alors :

$$A_k = \sum_{\alpha} \upsilon_{\alpha k} M_{\alpha k} g^m_{\alpha k} \qquad \text{(V-27)}$$

Où M_α est la masse molaire du corps α et g^m_α son entalpie libre massique. V_k se définit donc par : $\forall \alpha$, $V_k = \frac{n^\circ_{\rightarrow \alpha k}}{v_{\alpha k}} \geq 0$[8] où $n^\circ_{\rightarrow \alpha k}$ est le taux de création molaire du corps α dans l'équation chimique k. La positivité de la dissipation (V-8) $A_k \cdot \dot{V}_k \geq 0$ traduit le fait que si l'affinité de la réaction est positive alors la réaction va dans le sens tel que $\dot{V}_k \geq 0$ et réciproquement.

7. C'est la notion de couplage entre une réaction chimique et la déformation qui permet d'écrire les équations de fluage du matériau. Le cadre général de la thermodynamique permet simplement de décrire proprement les différents couplages.

[8] Sans sommation sur k ou bien α.

8. Le fait d'avoir choisi pour φ la forme générale de (V-11) signifie que les k réactions chimiques sont couplées les unes aux autres. Sinon, il n'y aurait pas de termes croisés et la matrice B aurait d'ores et déjà été diagonale.

9. Au moment du chargement, on impose $\sigma = \sigma_0 H(t - t_c)$. Puisque $V_k(t)$ est continue, on a $V_k(t_0^+) = V_k(t_0^-)$. On récupère donc une déformation instantanée égale à : $\varepsilon_e = \varepsilon(t_c^+) = \underline{A_{11}}^{-1}\sigma_0$. C'est cette déformation instantanée qui vient déséquilibrer la deuxième équation de (V-16) en faisant augmenter l'affinité A_k de la réaction k entrainant le démarrage de la réaction chimique k, responsable de la déformation différée du matériau. Par ailleurs, dans (V-18), la première équation peut s'écrire sous la forme $\sigma = \underline{A_{11}}\left(\varepsilon - \sum_{i=2}^{r}\varepsilon_i\right)$ en posant : $\underline{A_{11}}\varepsilon_i = a_{1i}V_i$. On voit donc que la formulation thermodynamique donne un sens aux variables internes ε_i des modèles classiques.

10. A l'infini, et dans le cas d'un chargement unique, il est possible d'exprimer la déformation finale de fluage suite à un incrément de contrainte. On sait en effet que $\dot{\varepsilon}(\infty) = 0$; $\dot{V}_k(\infty) = 0$. Il vient alors par (V-16) :

$$\begin{aligned} A_k &= 0 \\ \sigma &= \underline{A_{11}} : \varepsilon(\infty) - \sum_{i=2}^{r} a_{1i}V_i(\infty) \\ 0 &= A_k^0 + a_{1k}\varepsilon(\infty) - \sum_{i=2}^{r} a_{ki}V_i(\infty) \end{aligned} \qquad \text{(V-28)}$$

Ceci est un système de r équations à r inconnues. On en déduit donc la déformation de fluage à l'infini. Notons aussi que par (V-30) on a : $\varepsilon(\infty) = \sigma_0 \sum_{i=1}^{n} J_i$.

11. Dans le cas d'une seule équation chimique, il vient :

$$\begin{aligned} A^0 = 0 \ ; \ V_2(t < t_c) &= 0 \\ \sigma &= E\varepsilon - a_{12}V_2 \\ 0 &= -a_{12}\varepsilon + a_{22}V_2 + b\dot{V}_2 \end{aligned} \qquad \text{(V-29)}$$

on aura donc : $E > 0$, $a_{22} > 0$ et $b > 0$ par positivité de A et B ; et, en écrivant que le déterminant de A (égal au produit des valeurs propres de A) est positif (puisque A est définie positive) il vient : $\Delta = a_1 a_2 = Ea_{22} - a_{12}^2 > 0$. On obtient alors la solution sous la forme :

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \sigma_0\left(\frac{1}{E} + \frac{a_{12}^2}{E\Delta}\left(1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau}\right)\right)\right) \\ \tau &= \frac{bE}{\Delta} \end{aligned} \qquad \text{(V-30)}$$

Puis, $V_2(t)$ s'obtient par (V-29). Puisque $V_2 > 0$, il vient alors : $a_{12} > 0$.

12. La dernière remarque a trait à la température dans le cas où elle intervient uniquement sous la forme d'une loi d'Arrhènius dans les coefficients b_{ij} de φ : $b_{ij}(T) = b_{ij}\exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right)$ où E_a est une énergie d'activation identique pour toutes les réactions. Le changement de variable dans (V-16) :

$$d\mu = \exp\left(-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)\right)dt$$

$$b_{ki}\exp\left(\frac{E_a}{RT}\right)\frac{dV_i}{dt} = b_{ki}^{\,0}\exp\left(\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)\right)\frac{dV_i}{dt} = b_{ki}^{\,0}\frac{dV_i}{d\mu} \qquad \text{(V-31)}$$

permet de définir un "temps équivalent" $\mu(t) = \int_{\tau=0}^{t}\exp\left(-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T(\tau)}-\frac{1}{T_0}\right)\right)d\tau$ au sens de la réaction chimique, qui va remplacer le temps t dans l'expression des différentes variables. Pour une température constante, il vient alors : $\mu(t) = \exp\left(-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)\right)t$.

Pour être possible, cette démonstration suppose que toutes les réactions chimiques ont des énergies d'activation très voisine. Ceci n'est vraisemblablement pas très éloigné de la réalité.

Dans des cas particuliers, il ne reste donc plus qu'à trouver la réaction chimique au sens général du terme et à déterminer les coefficients des matrices A et B. Certaines idées comme les mécanismes d'hydratation, de pression dissolution ou de polymérisation des hydrates au sein du matériau peuvent être modélisées de cette façon. Nous n'irons malheureusement pas plus loin dans la détermination de la ou des réactions chimiques qui sont à l'origine du fluage.

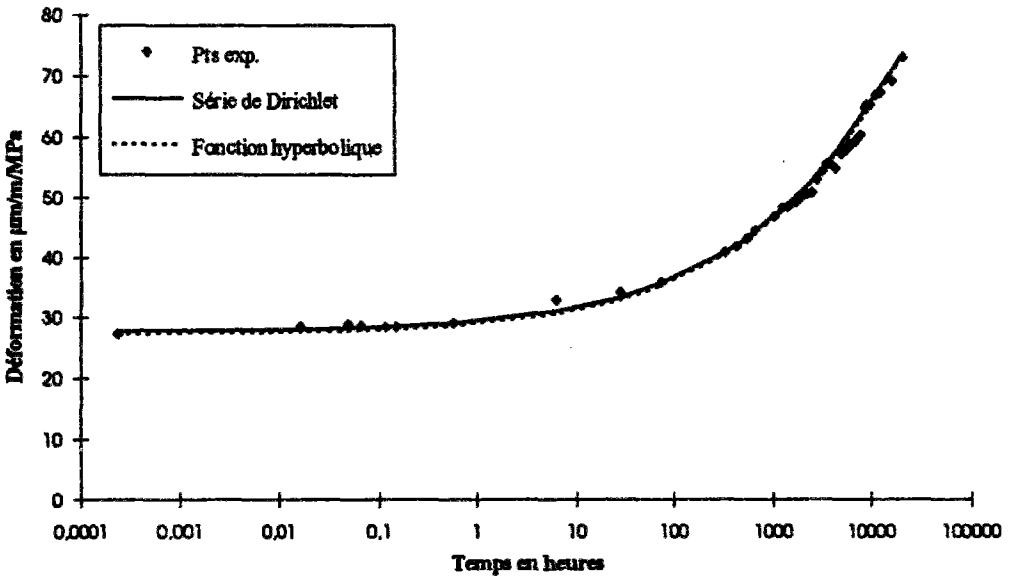
3.3 Dans le cas non linéaire

La démonstration précédente est basée sur un choix particulièrement simple des potentiels ψ et φ pour lesquels nous avons pris deux formes quadratiques, alors que dans le cas général, ψ et φ peuvent être beaucoup plus complexe. Par ailleurs, nous n'avons à aucun moment envisagé une non linéarité dans le cas où les différents coefficients dépendent des variables d'état ε, T, V_k. Coussy (Coussy, 1994) montre que si l'on souhaite modéliser le vieillissement, on peut par exemple paramètrer les $a_{ij}(V_k)$ et $b_{ij}(V_k)$ par le biais du degré d'avancement V_k d'une ou de plusieurs réactions chimiques (celles à l'origine du vieillissement, comme l'hydratation ou la polymérisation). Il est cependant difficile, et même rapidement impossible, de pousser les calculs jusqu'au bout. En ce qui concerne la transformée de Laplace-Carson, rappelons qu'elle n'est utilisable que dans le cas linéaire donc non vieillissant. Nous reviendrons sur ce point en 4.1.

3.4 Mise en pratique numérique de la formulation précédente

Nous avons vu que, dans sa version linéaire (V-25), le principe de superposition découlait tout naturellement de la thermodynamique par une approche relativement classique dans laquelle la fonction de retard J(t) apparaît tout naturellement comme une série de Dirichlet. Dans les cas réels, les variables d'état V_k de même que les réactions chimiques (V-26) qui sont à l'origine des déformations différées ne sont pas connues, et l'on ne dispose en réalité que d'un ensemble de points expérimentaux définissant la fonction de fluage J(t). On procède donc à une détermination numérique des J_s et des $\tau_s = \frac{1}{\lambda_s}$. En pratique, il est très difficile de déterminer à la fois les J_s et $\tau_s = \frac{1}{\lambda_s}$ dès que le nombre de termes de la série de Dirichlet dépasse 2. On fait donc généralement un choix a priori[9] sur les $\tau_s = \frac{1}{\lambda_s} = \tau_1 \cdot 10^{s-1}$ et l'on détermine alors, par régression linéaire cette fois ci, les J_s. Notons que, dans le cas du béton, il est souvent nécessaire de disposer de 7 à 8 termes dans la série de Dirichlet. Cette détermination est relativement simple, dans notre cas, elle est faite au moyen d'un programme en Turbo Pascal et donne de très bons résultats (**figure 3**).

Figure 3 : Comparaison entre le lissage de la série de Dirichlet et le lissage avec la fonction hyperbolique pour le béton de la centrale de Penly.



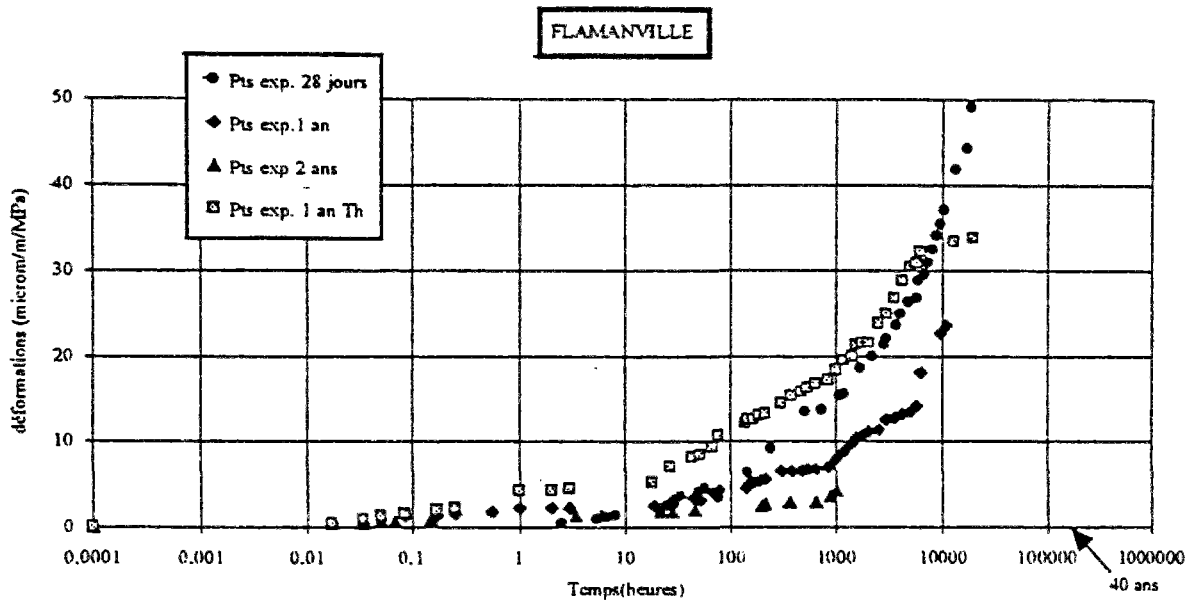
Pour un matériau vieillissant, la totalité du spectre de retard s'obtient en procédant de la même façon pour un certain nombre d'âges de chargement relativement bien répartis sur une échelle log. Quand on ne dispose pas d'essai à des âges différents, on peut par exemple utiliser une loi du type de celle du CEB qui propose de prendre la même fonction de vieillissement (V-32) pour tous les termes de la série. Une étude a été réalisée sur des essais de chargement à 1 ans et 2 ans pour les bétons de Flamanville et de Paluel (**figure 4**). On a pu alors comparé en

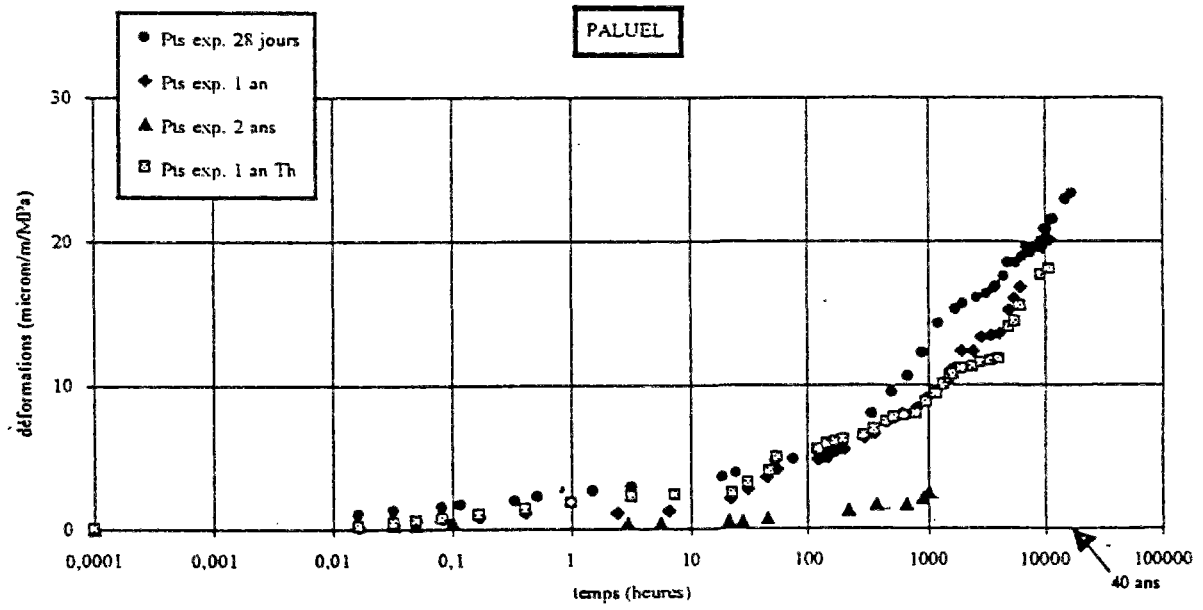
[9] La valeur du plus grand τ_i doit bien sûr être du même ordre de grandeur que le temps maximum utilisé dans la simulation. De même τ_1 doit être d'un ordre de grandeur bien inférieur à celui du plus petit intervalle de temps que l'on va utiliser dans la modélisation.

figure 5 les résultats expérimentaux et ceux calculés (Mathonat, 1994). La fonction de vieillissement du CEB semble dont bien addaptée.

$$J(t,t_c) = J_1 + \frac{0,1+28^{0,2}}{0,1+t_c^{0,2}} \sum_{s=2}^{r} J_s \left[1-\exp(-\lambda_s(t-t_c))\right] \qquad \text{(V-32)}$$

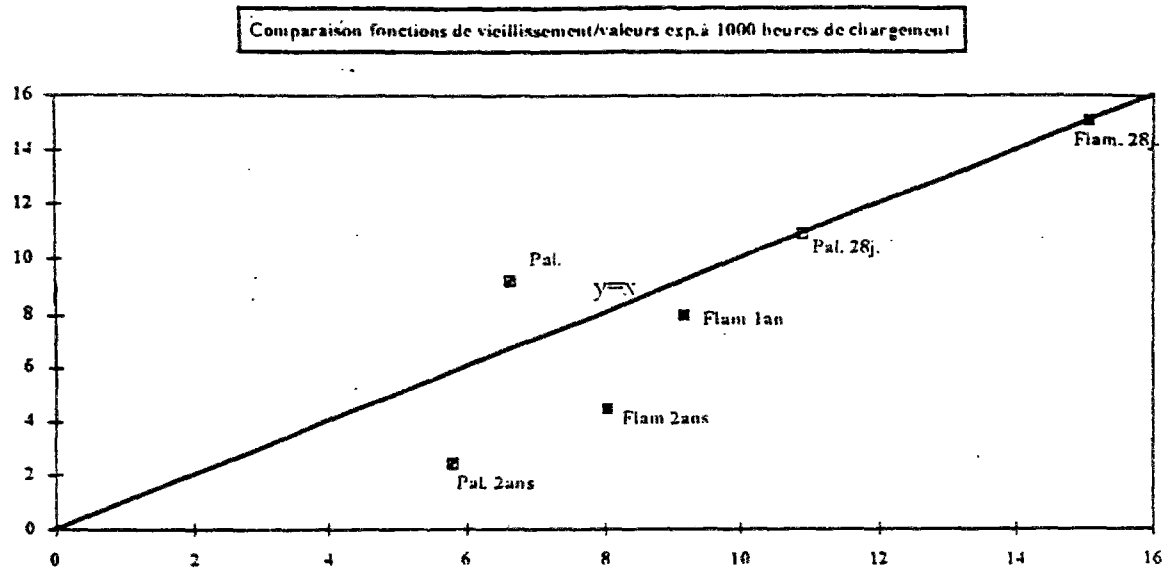
Figure 4 : Résultats des essais de fluage propre à 28 jours, 1 an, 1an avec traitement thermique[10] et 2 ans sur les bétons de Flamanville et de Paluel.





[10] *cf.* Deuxième partie, chapitre II.

Figure 5 : Evaluation de la loi de vieillissement du CEB (V-32) grâce aux essais réalisés sur les bétons de Flamanville et de Paluel. On compare, la diminution de fluage mesurée à 1 an et 2 ans par rapport à 28 jours, avec la loi de vieillissement du CEB.



L'autre avantage de la série de Dirichlet est le fait qu'elle permet d'alléger d'une façon très importante le stockage des données nécessaires pour passer d'un pas de temps au pas de temps suivant. Un des défauts des modèles VEL (Acker, 1989) disparaît ainsi.

Formulation 1 :
Si l'on choisit les définitions suivantes :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \sum_{s=1}^{n(=8)} \varepsilon_s \; ; \; \varepsilon_e = \frac{\sigma}{E_0}$$

$$\varepsilon_s(t) = \int_{\tau=0}^{t} \phi_s(t-\tau)\dot{\sigma}(\tau)d\tau \qquad \text{(V-33)}$$

$$\phi_s(t) = J_s\left[1-\exp(-\lambda_s t)\right]$$

et si l'on discrétise l'historique de contrainte sous la forme :

$$\sigma(t) \approx \sum_{i=0}^{\infty} \sigma_i H(t-t_i) \qquad \text{(V-34)}$$

on montre (Felix, 1983) très facilement par récurrence que l'on a la propriété suivante[11] :

$$t \in [t_i, t_{i+1}] \Rightarrow \varepsilon_s(t) = \sigma(t_i)J_s\left[1-\exp\left(-\frac{t-t_i}{\tau}\right)\right] + \exp\left(-\frac{t-t_i}{\tau}\right)\varepsilon_s(t_i) \qquad \text{(V-35)}$$

Ce qui nécessite de stocker, au pas de temps précédent, uniquement la déformation de fluage pour chacune des 8 termes de la série de Dirichlet et la contrainte, soit 9 variables.

[11] Dans (V-35), $\sigma(t_i)$ est la contrainte totale au temps t_i.

Formulation 2 :

On décompose la déformation de fluage sur la base des $\left\{1\ ;\ \exp\left(-\frac{t}{\tau_i}\right)_{i=1,8}\right\}$:

$$\varepsilon_{fl}(t_{i+1}) = A_0^i + \sum_{s=1}^{n(=8)} A_s^i$$

$$A_0^1 = \sigma_0 J_\infty\ ;\ A_s^1 = \sigma_0 J_s \exp\left(-\frac{t_1 - t_0}{\tau_s}\right)\ ;\ J_\infty = \sum_{i=1}^{n} J_s \qquad \text{(V-36)}$$

et de réaliser une récurrence sur les coefficients de cette base[12] :

$$A_0^{i+1} = A_0^i + \sigma_i J_\infty$$

$$A_s^{i+1} = A_s^i \exp\left(-\frac{t_{i+1} - t_i}{\tau_s}\right) + \sigma_i J_s \exp\left(-\frac{t_{i+1} - t_i}{\tau_s}\right) \qquad \text{(V-37)}$$

Il n'est donc nécessaire ici de stocker que les A_S du pas de temps précédent soit 9 variables.

Dans le principe de résolution de notre code par éléments finis (module VISC du code CESAR LCPC), la déformation totale s'écrit de la façon suivante si l'on utilise (V-35) (il en est de même si l'on préfère utiliser (V-37)) :

$$\varepsilon_{total}(t_{i+1}) = \varepsilon_e(t_{i+1}) + \varepsilon_{imposé}(t_{i+1}) + \varepsilon_{fluage}(t_{i+1})$$

$$\varepsilon_e(t_{i+1}) = \underline{\underline{E}}^{-1}\sigma(t_{i+1}) \qquad \text{(V-38)}$$

$$\varepsilon_{fluage}(t_{i+1}) = \sum_{s=1}^{n}\varepsilon_s(t_{i+1}) = \sigma(t_i)\sum_{s=1}^{n}\left(J_s\left[1 - \exp\left(-\frac{t - t_i}{\tau_s}\right)\right] + \exp\left(-\frac{t - t_i}{\tau_s}\right)\varepsilon_s(t_i)\right)$$

La contrainte au pas de temps i+1 s'obtient donc en résolvant un problème d'élasticité avec des déformations imposées. Plusieurs remarques doivent être faites :

1. Notons que la formulation 1 n'est possible que dans un cas non vieillissant alors que la formulation 2 s'adapte parfaitement au cas vieillissant, en remplaçant (V-31) par :

$$A_0^{i+1} = A_0^i + \sigma_i J_\infty(t_i)$$

$$A_s^{i+1} = A_s^i \exp\left(-\frac{t_{i+1} - t_i}{\tau_s}\right) + \sigma_i J_s(t_i) \exp\left(-\frac{t_{i+1} - t_i}{\tau_s}\right) \qquad \text{(V-39)}$$

   Nous verrons par la suite la façon dont il est possible de prendre en compte la température et l'hygrométrie.

2. Le fluage du béton est un phénomène très vieillissant mais, sauf dans les premiers jours de sa vie, le module élastique du béton varie assez peu dans le temps. Comme ordre de grandeur, on retiendra que le module d'un béton augmente de l'ordre de 10 % entre 28 j et 1 an. Après cet âge là, il peut être considéré comme constant. Dans le cas qui nous intéresse, les essais sur éprouvette ont commencé à 28 jours alors que la précontrainte *in situ* commence à environ 2 ans. Il n'est donc pas nécessaire dans notre étude de prendre en compte des variations du module d'élasticité. De surcroît, cette simplification va être particulièrement intéressante sur le plan numérique, puisque l'assemblage de la matrice de

[12] Dans (V-37), σ_i est l'incrément de contrainte appliqué au pas de temps t_i.

rigidité ne sera fait qu'une seule fois. Le temps nécessaire pour réaliser un calcul s'en trouve donc fortement diminué.

3. L'écriture de la formule (V-32) montre que la déformation de fluage est déterminée de façon implicite puisque c'est la contrainte au pas de temps i qui apparaît dans le calcul de la déformation au pas de temps i+1 alors que la contrainte peut avoir continûment varié au cours du pas de temps $t_i \rightarrow t_{i+1}$. Une formulation explicite aurait par exemple pu être possible en réalisant pour chaque pas de temps une boucle sur les contraintes. Dans notre cas, si l'on prend garde de choisir des pas de temps relativement petits, lorsque les variations de chargements extérieurs ou bien de déformations imposées de retrait thermique ou hydrique sont importantes, une formulation implicite est suffisante. Une comparaison dans un cas simple, où un calcul analytique était possible, a montré que le calcul donnait des résultats excellents.

3.5 Les équivalences VEL / Modèles Rhéologiques

Nous souhaitons mentionner un résultat particulièrement intéressant (Bazant, 1986b) concernant l'analogie entre le principe de superposition et les modèles rhéologiques. Considérons une fonction de fluage $J(t,\mu)$ et sa décomposition en série de Dirichlet d'une façon relativement générale :

$$J(t,\mu)=\frac{1}{C(\mu)}+\sum_{s=1}^{r}\frac{1}{C_s(\mu)}\left[1-\exp(y(\mu)-y(t))\right] \qquad \text{(V-40)}$$

On montre alors facilement que, si $\varepsilon_s(t)=\int_{\tau=0}^{t}\frac{1}{C_s(\tau)}\left[1-\exp(y(\tau)-y(t))\right]\dot{\sigma}(\tau)d\tau$ correspond bien à la réponse d'un modèle rhéologique comportant en parallèle un ressort de raideur $E(\mu)$ et un amortisseur visqueux de viscosité $\eta(\mu)$, alors $\varepsilon_s(t)$ doit vérifier une équation différentielle du type :

$$\eta\ddot{\varepsilon}_s+(E+\dot{\eta})\dot{\varepsilon}_s=\dot{\sigma} \qquad \text{(V-41)}$$

En reportant les dérivées successives de ε_S dans (V-41) on trouve une relation entre les caractéristiques de la chaîne de Kelvin et les paramètres de la série de Dirichlet :

$$\eta(\mu)=\frac{C(\mu)}{\dot{y}(\mu)}\ ;\ E(\mu)=C(\mu)-\frac{\dot{C}(\mu)}{\dot{y}(\mu)}$$

$$\text{si } y(\mu)=\frac{\mu}{\tau} \qquad \text{(V-42)}$$

$$\eta(\mu)=\tau C(\mu)\ ;\ E(\mu)=C(\mu)-\tau\dot{C}(\mu)$$

On voit donc que quelles que soient les fonctions de vieillissement $C(\mu)$ choisies, il existe un modèle rhéologique de Kelvin[13] équivalent. Pour la résolution d'un problème de fluage

[13] Une démonstration analogue existe pour les chaines de Maxwell (association en parallèle de (ressort + amortisseur) en série). En procédant de la même façon, il vient :

vieillissant, on peut donc au choix, résoudre le système différentiel (V-41), soit traiter le problème avec le principe de superposition (V-40). Notons cependant que la positivité de la raideur de tous les ressorts ne peut être garantie[14] (*cf.* signe "-" dans (V-42)). Dans ce cas là, (*cf.* démonstration de 3.2) on peut se poser des questions sur la bonne représentation physique de (V-40). Nous reviendrons ultérieurement sur cette remarque.

4. La modélisation du fluage propre

Nous avons vu que le modèle de superposition comme écrit en (V-2) ne permet le calcul de la déformation de fluage que pour une histoire de contrainte à température et à hygrométrie constante. Pour définir un fluage propre d'une structure réelle dans un environnement réel en température, humidité et contrainte à la fois, il est nécessaire de disposer d'un modèle plus complet. Nous présentons ci-après trois de ces modèles et nous détaillons leurs hypothèses sous-jacentes.

4.1 Le modèle de Bazant

Bazant (Bazant, 1973, 1985a, 1986b, 1987, 1992b) est le premier à avoir attaqué de front le problème de la modélisation du fluage du béton à T et h variant simultanément avec la contrainte. Nous décrivons ici les principales idées de la modélisation.

4.1.1 Les idées de la modélisation

1. La réaction d'hydratation du béton est supposée découplée des autres réactions chimiques. De la même manière que présentée précédemment (V-31), elle est paramétrée au moyen d'un temps équivalent μ_v appelée encore, dans ce cas-là : maturité. Cette maturité est calculée de la façon suivante :

$$\mu_v(t) = \int_{s=0}^{t} f(h)\exp\left(-\frac{U_v}{R}\left(\frac{1}{T(s)} - \frac{1}{T_0}\right)\right)ds$$
$$\frac{U_v}{R} = 2700 \; ; \; f(h) = \frac{1}{1+(5-5h)^4} \qquad \text{(V-43)}$$

La maturité prend donc en compte le fait que l'hydratation est fortement ralentie lorsque l'humidité baisse. Au dessous de 75 % elle est même pratiquement stoppée. Notons que cette approche est surtout nécessaire pour des structures décoffrées très tôt. La valeur de μ_v doit donc paramétrer toutes les variables mécaniques qui voient leurs propriétés varier avec l'âge du béton. Dans notre cas, pour une structure chargée tardivement (700 jours

---

$$\eta(\mu) = \frac{C(\mu)}{\dot{y}(\mu)} \; ; \; E(\mu) = C(\mu) \text{ et si } y(\mu) = \frac{\mu}{\tau}$$
$$\eta(\mu) = \tau C(\mu) \; ; \; E(\mu) = C(\mu)$$

[14] Ce qui n'est pas le cas du modèle de Maxwell.

pour une centrale nucléaire), ce n'est plus l'hydratation qui est la cause du vieillissement, mais un autre phénomène physico-chimique comme par exemple la polymérisation. Dans l'écriture thermodynamique proposée précédemment, cela signifie (Coussy, 1994) que nous avons, au minimum, une équation chimique responsable du vieillissement : la réaction n°2 et k équations chimiques responsables du fluage. Nous déciderons de paramétrer les différentes constantes en fonction de V_2. Il vient[15] [16] :

$$\rho\cdot\psi=\frac{1}{2}\underline{\underline{A_{11}}}:\varepsilon:\varepsilon-a_{1k}(V_2)\varepsilon V_k+\frac{1}{2}a_{22}V_2^2+\frac{1}{2}a_{kk}(V_2)V_k^2-A_2^0V_2$$
$$\varphi=\frac{1}{2}b_{22}\exp\left(\frac{U_v}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)\right)\dot{V}_2^2+\frac{1}{2}b_{kk}(V_2)\exp\left(\frac{U_c}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)\right)\dot{V}_k^2 \qquad \text{(V-44)}$$

Il vient alors :

$$\sigma=\underline{\underline{A_{11}}}:\varepsilon-a_{1k}(V_2)V_k$$
$$A_2^0=-\frac{da_{1k}(V_2)}{dV_2}\varepsilon V_k+\frac{1}{2}\frac{da_{kk}(V_2)}{dV_2}V_k^2+a_{22}V_2+b_{22}\hat{\dot{V}}_2 \qquad \text{(V-45)}$$
$$0=-a_{1k}(V_2)\varepsilon+a_{kk}(V_2)V_k+b_{kk}(V_2)\tilde{\dot{V}}_k$$

Où on note $\tilde{\dot{X}}=\frac{dX}{d\mu_c}$; $\hat{\dot{X}}=\frac{dX}{d\mu_v}$ avec $\mu_v(t)$ donné par (V-43) et $\mu_c(t)=\int_{s=\tau}^{t}\exp\left(-\frac{U_c}{R}\left(\frac{1}{T(s)}-\frac{1}{T_0}\right)\right)ds$ avec $\frac{U_c}{R}=5000$ K.

On considère maintenant que l'écriture de la deuxième équation de (V-45), pour des raisons d'ordre de grandeur des différents termes, se simplifie en :

$$A_2^0=a_{22}V_2+b_{22}\hat{\dot{V}}_2 \qquad \text{(V-46)}$$

La deuxième réaction chimique n'étant pas à l'origine du fluage, on peut l'intégrer séparément. La solution est notée $V_2(\mu_v)$.
Par la suite, il reste la première et la dernière équation de (V-45) dans lesquelles les paramètres sont fonctions de $V_2(\mu_v(t))$. Pour faciliter leur intégration, il est intéressant d'exprimer toutes les variables, non pas en fonction de $\mu_v(t)$ mais en fonction de $\mu_c(t)$. En particulier, pour V_2, on écrira : $V_2(\mu_v(t))=V_2(\mu_v(\mu_c^{-1}(\mu_c(t))))$. Les équations donnant la déformation différée de fluage peuvent donc s'intégrer en fonction de μ_c seul, qui devient donc un "temps équivalent de fluage".

Le système (V-45), est la version non linéaire du système (V-29), résolu en (V-30) (dans le cas linéaire). Cependant, il est très difficile de résoudre (V-45) analytiquement vu la forte non linéarité des équations. Une hypothèse possible consiste à écrire que V_2 varie relativement lentement par rapport à μ_c. Dans une plage de temps où l'on peut considérer que V_2 est constant, le système devient alors linéaire et son intégration nous donne donc un produit de convolution tangent. L'équation (V-25) devient alors :

---

[15] Nous supposons ici pour simplifier que les réactions chimiques ne sont pas couplées puisque le terme $a_{kj}=a_{jk}=0\ \ \forall k\neq j>2$.

[16] On suppose que la réaction 2 n'engendre pas de fluage en écrivant $a_{12}=a_{21}=0$.

$$\varepsilon(t) = \int_{\tau=0}^{t} J(t,\tau)\dot{\sigma}(\tau)d\tau$$

$$J(t,\tau) = J_1 + \sum_{s=3}^{r} J_s(V_2)\left[1-\exp\left(-\lambda_s(V_2)\mu_c(t)\right)\right] \qquad \text{(V-47)}$$

$$V_2 = V_2(\mu_v(\tau))$$

Numériquement, il serait vraisemblablement possible de résoudre le système (V-45) d'une façon rigoureuse si l'on connaissait explicitement les réactions chimiques mises en causes dans le fluage. En l'absence d'informations plus précises, l'ingénieur disposer alors, dans le cas vieillissant, d'une loi de comportement classique (V-47) dans laquelle la déformation apparaît comme un produit de convolution entre J et $\dot{\sigma}$.

Nous avons vu prédécemment en 3.4 que l'on décompose en pratique la fonction J en une série de Dirichlet où les $\tau_s = \frac{1}{\lambda_s} = \tau_1 \cdot 10^{s-1}$ sont préalablement choisis et sont constants.

On remplace donc, dans les faits, (V-47) par :

$$J(t,\tau) = J_1 + \sum_{s=1}^{r} J_s(V_2(\mu_v(\tau)))\left[1-\exp\left(-\frac{\mu_c(t)}{\tau_s}\right)\right] \qquad \text{(V-48)}$$

On constate donc qu'il est possible d'avoir 2 temps équivalents différents : un pour le vieillissement μ_v et l'autre pour le fluage μ_c.

2. Notons que dans l'écriture de (V-48), on suppose que le séchage est découplé du phénomène de fluage. On peut alorsle faire intervenir dans μ_c de la même façon que μ_v :

$$\mu_c(t) = \int_{s=\tau}^{t} g(h(s))\exp\left(-\frac{U_c}{R}\left(\frac{1}{T(s)}-\frac{1}{T_0}\right)\right)ds \qquad \text{(V-49)}$$

$$g(h) = 0{,}1 + 0{,}9h^2$$

L'écriture du principe de superposition devient alors, en paramètrant le vieillissement non pas par V_2 mais par μ_v :

$$J(t,\tau) = J_1 + \sum_{s=2}^{r} J_s(\mu_v)\left[1-\exp\left(-\lambda_s\mu_c(t)\right)\right] \qquad \text{(V-50)}$$

3. En réalité, Bazant (Bazant, 1986) ne présente pas les choses de cette manière. A partir du résultat de la note 18, on donne, pour des chaînes de Maxwell, une expression particulière pour l'amortisseur visqueux en fonction de T et h :

$$\eta(\mu_v) = \frac{C(\mu_v)}{\dot{y}(\mu_v)} = \frac{C(\mu_v)\tau}{g(h(t))\varphi(T(t))} \;;\; E(\mu_v) = C(\mu_v)$$

$$\text{Il vient alors : } \dot{y}(\mu_v) = \frac{g(h(t))\varphi(T(t))}{\tau} \qquad \text{(V-51)}$$

En intégrant (V-51), on définit tout naturellement μ_c par :

$$y(\mu_v(t)) - y(\mu_v(t_c)) = \mu_c(t) = \int_{s=t_c}^{t} \frac{g(h(s))\varphi(T(s))}{\tau}ds \qquad \text{(V-52)}$$

Que l'on peut identifier avec (V-49). On retrouve alors l'expression (V-50). On voit ici comment une formulation thermodynamique avec des variables internes permet de faire apparaître les hypothèses sous-jacentes d'un modèle.

4.1.2 La mise en place numérique du problème

Pour résoudre numériquement le problème, on repart des équations (V-43), (V-48) et (V-49) mais l'on écrira, en supposant que T et h sont constant dans un pas de temps :

$$\mu_c(t_{i+1}) - \mu_c(t_i) = d\mu_c(t_{i+1}) = g(h(t))\varphi(T(t))(t_{i+1} - t_i) \qquad \text{(V-53)}$$

Il vient alors :

$$A_0^{i+1} = A_0^i + \sigma_i J_\infty(\mu_v(t_{i-1}) + d\mu_v(t_i))$$

$$A_s^{i+1} = A_s^i \exp\left(-\frac{d\mu_c(t_{i+1})}{\tau_s}\right) + \sigma_i J_s(\mu_v(t_{i-1}) + d\mu_v(t_i))\exp\left(-\frac{d\mu_c(t_{i+1})}{\tau_s}\right) \qquad \text{(V-54)}$$

4.2 Le modèle incrémental et les autres modèles en préparation

L'idée du modèle incrémental (Acker, 1989, 1992) consiste à écrire que la vitesse de déformation de fluage peut se calculer à chaque instant connaissant uniquement certaines variables d'état à savoir :

$$\dot{\varepsilon}_{fl} = \Phi(\varepsilon_{fl}, \sigma, T, h, \mu_v) \qquad \text{(V-55)}$$

Cette écriture montre que la vitesse de fluage est identique à celle que l'on obtiendrait si l'on réalisait un essai de fluage sous charge constante σ, à température T et hygrométrie h à condition que la déformation de fluage et la maturité à l'instant actuel soient égales respectivement à ε_{fl} et μ_v.

Pour cela nous pouvons jouer sur deux variables de l'essai : l'instant de coulage du matériau t_0 qui détermine $\mu_v(t) = f(h)\exp\left(-\frac{U_v}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right)(t - t_0)$ et sur l'âge de chargement, soit l'équation suivante en t_c : $\varepsilon_{fl}(t) = \sigma\left(J(t - t_0, t_c - t_0; T, h) - \frac{1}{E(t_c - t_0)}\right)$. La déformation à l'instant t+dt sera alors donnée par : $\varepsilon_{fl}(t + dt) = \sigma\left(J(t + dt - t_0, t_c - t_0; T, h) - \frac{1}{E(t_c - t_0)}\right)$.

Comme nous venons de le voir, la mise en place numérique du problème se réduit au calcul de t_0 et de t_c (par une méthode de dichotomie). Nous pensons cependant qu'une telle résolution, lorsque J est une fonction relativement complexe, impliquera des temps de calculs sensiblement plus longs que ceux obtenus avec la méthode précédente. Rappelons enfin que la méthode est difficilement généralisable en 2D ou 3D. Voir en particulier la solution élégante de Eymard (Eymard, 1993) en 2D.

Il existe enfin d'autres types de modèles possibles comme les modèles viscoplastiques, qui sont eux aussi bien adaptés pour modéliser le comportement différé du béton. Le choix de ce type de loi est par ailleurs renforcé par le fait que l'on n'observe que très peu (voire pas du

tout) de retour de fluage sur pâte de ciment, ce qui fait donc apparaître très clairement une limite aux modèles viscoélastiques classiques et permet donc de définir la notion de seuil inhérente aux modèles mettant en jeu de la plasticité. Le fluage apparaissant dès les plus faibles contraintes, la fonction de charge initiale est donc nulle.

4.3 Critique du modèle de Bazant et proposition d'un modèle plus général

Le modèle de Bazant tel qu'il a été écrit précédemment pose à notre sens deux problèmes :

1. Il traite le cas de la température et de l'hygrométrie variables au moyen d'un unique temps équivalent de fluage μ_c. De fait, la température et l'hygrométrie n'interviennent que sur la cinétique de fluage et non pas réellement sur l'amplitude du phénomène de fluage. La déformation finale à l'infini est, si elle existe, la même dans tous les cas.

Remarque :

Certains auteurs (Acker, 1986) proposent de lisser les courbes de fluage avec une fonction admettant une asymptote à l'infini. D'autres, comme Bazant (Bazant 1992a), choisissent par contre des courbes équivalente à ln(t) à l'infini, qui n'admettent donc pas d'asymptote. Notons cependant que, même si ce problème est un faux problème (les plus longs essais de fluage dont on dispose ne sont que de quelques années et ne permettent donc pas de départager les concurrents), il est cependant improbable que la déformation ne soit pas bornée. Cela signifierait, mécaniquement, une rupture de l'éprouvette à un moment ou à un autre. Ceci n'a jamais été encore constaté pour des chargements ne dépassant pas la moitié de la charge de rupture.

2. Nous avons montré qu'en prenant une énergie d'activation du type loi d'Arrhenius, la température apparaissait naturellement sous la forme d'un temps équivalent d'hydratation (dans ce cas, on connaît la réaction chimique qui est en cause) que l'on peut mesurer directement sur les caractéristiques mécaniques du matériau (module, résistance), et, à la fois, d'une deuxième manière directement sur la réaction d'hydratation en mesurant des chaleurs dégagées ou bien des quantités d'hydrates formées. Les deux énergies d'activation mises en évidence étant d'un ordre de grandeur comparable, on peut alors en toute bonne foi les faire coïncider.

   Par contre, dans le cas du fluage, les causes physico-chimiques n'étant pas encore identifiées d'une façon claire et précise, la validation d'un temps équivalent de fluage fonction de la température et de l'hygrométrie n'est possible que sur les essais de fluage eux-même (ce qui est donc biaisé) et ne donne pas de meilleurs résultats que d'autres modèles. En cet absence de réelle validation expérimentale, on est en droit de proposer d'autres façons de prendre en compte l'influence de T et de h.

   En ce qui concerne l'intervention de l'hygrométrie dans le temps équivalent d'hydratation μ_v, la remarque précédente reste valable.

3. La fonction de fluage propre (à σ,T,h constants) est bien souvent écrite, dans la littérature, de la manière suivante :

$$J(t-t_c,t_c,T,h)=\frac{1}{E_0(\mu_v(t_c))}+f(h)g(T)k(\mu_v(t_c))\varphi(\mu_c,28j,20°C,h=1)$$
$$f(h)=h\ ;\ g(T)=\frac{T+25}{45}\ ;\ k(\mu_v(t_c))=\frac{0,1+28^{0,2}}{0,1+\mu_v(t_c)^{0,2}} \qquad \text{(V-56)}$$

La température et l'hygrométrie apparaissent alors clairement comme des fonctions multiplicatives du coefficient de fluage. La température apparaît aussi dans la cinétique de fluage au moyen d'un temps équivalent μ_c. Si l'on utilise l'idée du temps équivalent μ_c, il n'est pas évident de trouver la bonne fonction g(h) dans (V-49) qui permette de retrouver la fonction de fluage $J(t-t_c,t_c,T,h)$ pour différentes valeurs de h.

4. Le temps équivalent $\mu_v(t)$ doit être vu comme une maturité relative à la réaction d'hydratation du béton, réaction qui est principalement responsable de vieillissement du béton au jeune âge. Par contre, lorsque le béton est plus âgé, c'est un autre phénomène physico-chimique qui est vraisemblablement responsable du vieillissement observé sur le fluage. et dans le cas général, il faudrait en fait introduire un troisième temps équivalent[17] $\mu_p(t)$ qui paramètrerait la réaction chimique responsable du vieillissement de la fonction de fluage.

4.3.1 Principe d'une extension possible du modèle de superposition pour la prise en compte de la température et de l'humidité.

Pour pallier ces inconvénients, nous nous proposons de traiter, par le principe de superposition, le cas où la température et l'hygrométrie interviennent à la fois au niveau de la cinétique des déformations mais aussi au niveau de la valeur à l'infini de la fonction de fluage. Nous choisissons tout d'abord une fonction de fluage tout à fait générale, du type de celle présentée ci-dessus, et qui est relativement facile à caler sur des points expérimentaux.

Il faut maintenant définir, à l'échelle de l'élément de volume du matériau, une loi de comportement viscoélastique permettant de calculer la réponse du matériau pour une histoire de chargement, de température et d'hygrométrie.

Supposons donc, que l'on connaisse, au temps t_n, la totalité des variables $(\varepsilon_{fl,n},\sigma_n,T_n,h_n)$, au pas de temps t_{n+1} les variables seront devenues : $(\varepsilon_{fl,n+1},\sigma_{n+1},T_{n+1},h_{n+1})$. On suppose connaître σ, T et h d'une manière implicite, ou bien comme résultat d'un calcul précédent. Pour $t_n < t < t_{n+1}$, nous proposons de calculer la déformation de la façon suivante :

$$\varepsilon_{n+1}(t)=\varepsilon_n(t)-\sigma_n J(t-t_n^-,t_n^-,T_n,h_n)+\sigma_{n+1}J(t-t_n^+,t_n^+,T_{n+1},h_{n+1}) \qquad \text{(V-57)}$$

Au temps t_n^- on réalise donc une décharge totale (fictive) du matériau sous la contrainte σ_n et l'on recharge à t_n^+ sous la contrainte σ_{n+1}. Enfin pour maintenir la continuité de la déformation on impose le fait que E_0 ne dépend que de $\mu_v(t_c)$ mais pas de T, ni de h. Ceci constitue une (légère) restriction.

[17] p comme polymérisation par exemple.

Dans ce type de formulation, la superposition est considérée non seulement sur la contrainte mais aussi sur la température et l'humidité qui sont toutes deux traitées mathématiquement de la même façon.

Il est aussi possible de présenter les résultats d'une manière intégrale de la façon suivante :

$$\begin{aligned}\varepsilon(t) = & \int_{\tau=t_0}^{t} J(t,\tau,T(\tau),h(\tau))d\sigma(\tau) + \\ & \int_{\tau=t_0}^{t} \frac{d}{dh}(J(t,\tau,T(\tau),h(\tau)))\sigma(\tau)dh(\tau) + \int_{\tau=t_0}^{t} \frac{d}{dT}(J(t,\tau,T(\tau),h(\tau)))\sigma(\tau)dT(\tau)\end{aligned} \qquad \text{(V-58)}$$

4.3.2 Mise en place numérique du problème

Pour résoudre numériquement le problème, on repart des équations précédentes et l'on écrit :

$$\begin{aligned}\mu_c(t_{i+1}) - \mu_c(t_i) = d\mu_c(t_{i+1}) &= \exp\left(-\frac{U_c}{R}\left(\frac{1}{T(s)} - \frac{1}{T_0}\right)\right)(t_{i+1} - t_i) \\ \mu_v(t_i) = \mu_v(t_{i-1}) &+ \exp\left(-\frac{U_v}{R}\left(\frac{1}{T(t_i)} - \frac{1}{T_0}\right)\right)(t_i - t_{i-1})\end{aligned} \qquad \text{(V-59)}$$

Il vient alors, après avoir décomposé la fonction $\varphi(\mu_c, 28j, 20°C, 100\%HR)$ (qui représente la déformation de fluage) en série de Dirichlet, il vient :

$$\begin{aligned}A_0^{i+1} &= A_0^i + \sigma_i h(t_i)\frac{T(t_i)+25}{45}k(\mu_v(t_i))J_\infty \\ A_s^{i+1} &= A_s^i \exp\left(-\frac{d\mu_c(t_{i+1})}{\tau_s}\right) + \sigma_i h(t_i)\frac{T(t_i)+25}{45}k(\mu_v(t_i))J_s \exp\left(-\frac{d\mu_c(t_{i+1})}{\tau_s}\right)\end{aligned} \qquad \text{(V-60)}$$

Le calcul des variables A_s^{i+1} est donc là aussi relativement aisé.

Remarques

Remarquons cependant que, pour des historiques de contrainte constante et pour de fortes chutes de température ou d'humidité, le modèle proposé ci dessus, peut prédire une légère baisse de la déformation de fluage dans les instants qui suivent alors que le modèle de Bazant ne permet pas cela puisque le temps équivalent de fluage ne peut qu'augmenter en fonction du temps. Il n'existe cependant pas d'essai qui permettent de trancher entre ces deux comportement.

4.4 Conclusion

Nous avons présenté une extension du principe de superposition permettant de prendre en compte d'une manière aisée la température et l'humidité. Notre but n'est pas de hiérarchiser

les méthodes de calcul, mais d'étendre la gamme des problèmes qui peuvent être traités en viscoélasticité linéaire. Seule la confrontation avec l'expérience permettra de dire lequel des modèles est le plus adapté pour traiter un problème spécifique. Pour conclure, nous avons réalisé une simulation pour une histoire de contrainte et de température relativement simple (**figure 6**) permettant de comparer les prédictions des 3 modèles étudiés. Les principaux résultats, ainsi que les traits de construction, sont présentés sur la **figure 7**. On constate que la différence, même si elle est non nulle, reste relativement faible.

Figure 6 : schéma de l'histoire de température et de contrainte simulé.

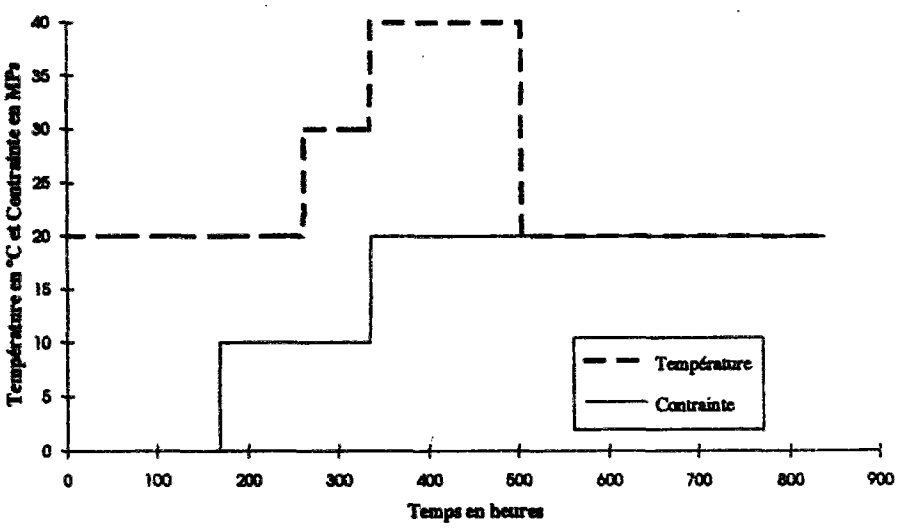
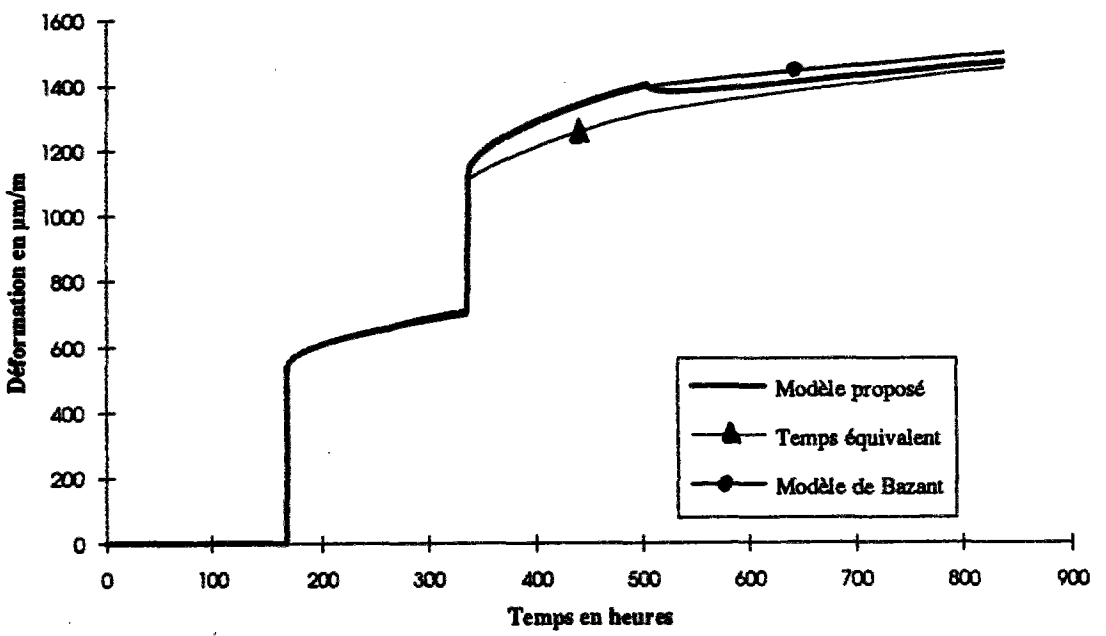


Figure 7 : Comparaison des différents modèles.

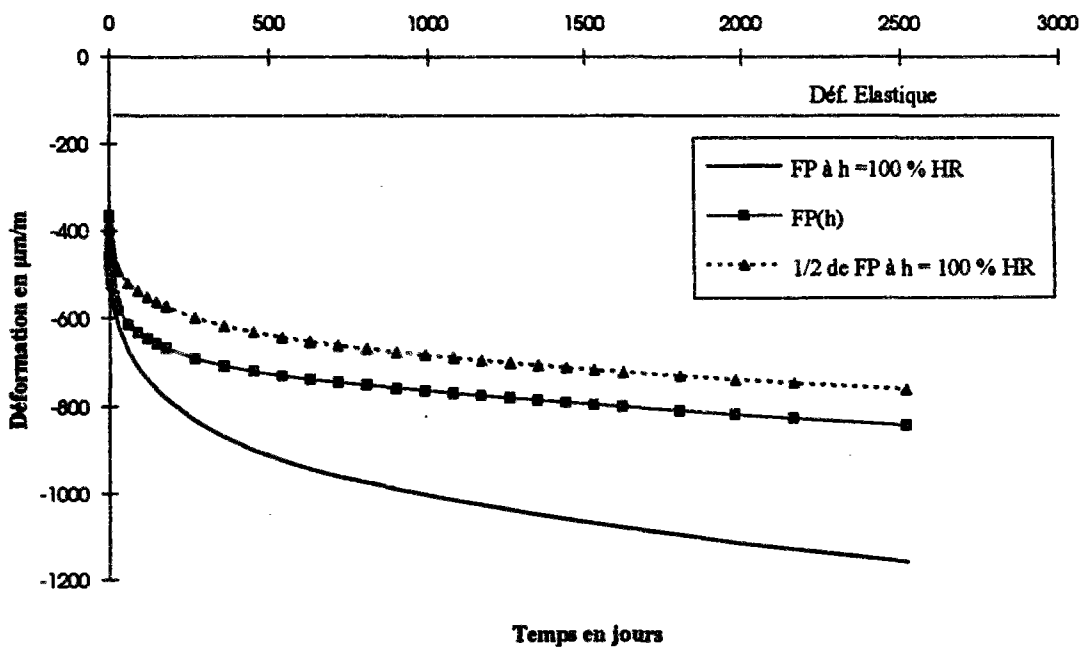


5. Les problèmes en suspens

5.1 Le fluage propre d'une structure qui sèche

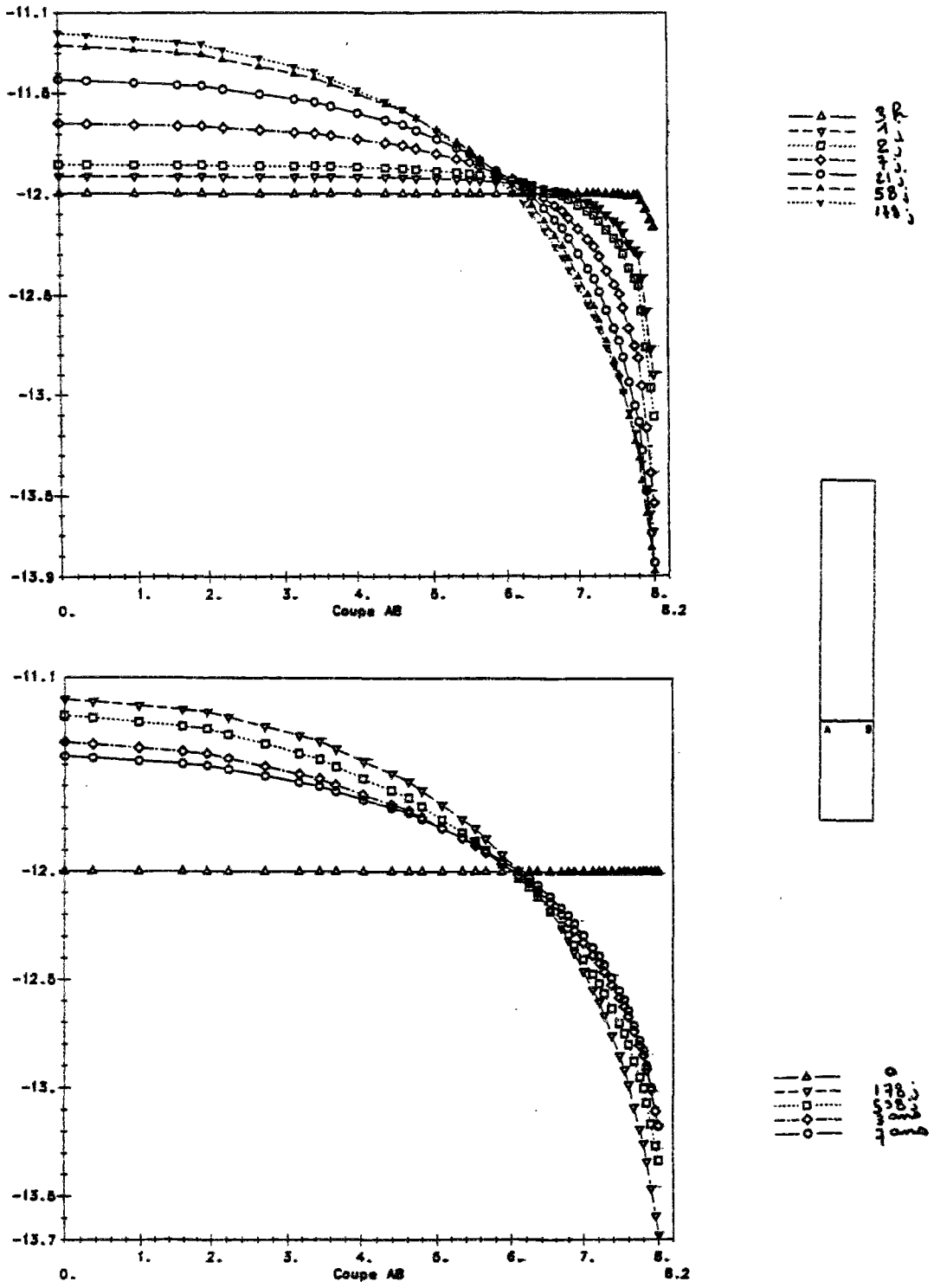
Maintenant que nous avons un (voire des) modèle(s) de comportement qui intègre(nt) la prise en compte d'un historique de température et d'humidité variables, nous pouvons définir le fluage propre d'une structure qui sèche par le résultat numérique du modèle. Ainsi, l'essai de fluage propre (en autodessiccation) nous permet de caler les paramètres de la série de Dirichlet et par la suite, en faisant tourner le modèle de comportement nous pouvons calculer la part de fluage propre (**figure 8**) dans la déformation totale d'une éprouvette qui sèche. On remarque que cette dernière représente un peu plus de la moitié de la déformation de fluage propre en autodessiccation.

Figure 8 : Comparaison du fluage propre et de la partie du fluage propre dans une éprouvette qui sèche.



Par ailleurs, lorsqu'on regarde les contraintes générées par le fluage propre seul dans l'éprouvette séchante (**figure 9**), on constate que la peau du béton voit sa contrainte augmenter au cours du temps alors que la contrainte au coeur diminue sensiblement puisque la section doit rester autoéquilibrée. Ceci s'explique très simplement en remarquant que le départ d'eau est relativement rapide en peau. Le fluage étant proportionnel à h, il est nécessaire d'avoir une contrainte de compression beaucoup plus forte en peau qu'à coeur pour assurer la planéité des déformations.

Figure 9 : Répartition des contraintes dues au fluage propre dans une éprouvette séchante.



5.2 La biaxialité des contraintes

Parmi les différents problèmes non encore parfaitement résolus, il reste celui du calcul de la déformation de fluage d'une structure chargée biaxialement (*cf.* § 1.1). L'hypothèse classique consiste à supposer l'existence d'un coefficient de Poisson de fluage constant et égal au coefficient de Poisson élastique soit $\upsilon_{fl} = \upsilon \approx 0{,}2$. De la même manière qu'en élasticité, on écrit la relation entre le tenseur des déformations et le tenseur des contraintes :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(t) = \int_{\tau=t_c}^{t} \left((1+\upsilon)\dot{\underline{\underline{\sigma}}}(\tau) - \upsilon \mathrm{tr}(\dot{\underline{\underline{\sigma}}}(\tau))\underline{\underline{1}}\right) J(t,\tau)d\tau \qquad \text{(V-61)}$$

C'est l'hypothèse que nous avons systématiquement choisie.

5.3 Le vieillissement du béton

Nous avons vu précédemment que le vieillissement du béton était pris en compte, dans notre approche, d'une façon forfaitaire (la fonction $k(\mu_v(t_c))$ dans (V-56)) par une fonction du type de celle préconisée par le CEB. Ce vieillissement sur le fluage a un temps caractéristique bien supérieur à celui de la cinétique d'hydratation ou bien de celui de l'évolution des propriétés mécaniques du béton. Il est encore difficile de savoir son origine physico-chimique. Nous proposerons en dernière partie une modélisation possible de ce phénomène (Mathonnat, 1994).

5.4 L'extrapolation des données

Le dernier problème très important est le problème de l'extrapolation des données de fluage sur un ordre de durée de 10 à 50 fois la durée réelle de l'expérience de fluage[18]. Le fluage du béton étant au premier ordre proportionnel au fluage de la pâte de ciment[19] (Le Roy, 1994), le fait de descendre à l'échelle méso (celle du composite pâte-granulat) ne facilitera en rien l'extrapolation des données expérimentales. Pour l'instant, la communauté scientifique est à court d'idée.

6. Les résultats de fluage propre en laboratoire

On constate une grande dispersion des résultats (**figure 10.1 et 10.2**) suivant les sites. Civaux B11 et Penly ont une cinétique relativement lente : le point d'inflexion n'est pas atteint même après 40 ans. Ces deux bétons présentent un fluage propre très important. Paluel, Civaux BHP et, dans une moindre mesure, Flamanville présentent un fluage propre plus faible et leur cinétique de déformation est beaucoup plus rapide. Les codes classiques BPEL, CEB etc., pour la majorité d'entre eux, ne donnent pas d'expression pour prendre en compte le fluage propre. Seul le "BP-KX model" (Bazant, 1992a) propose des expressions spécifiques pour le

[18] Trois années au maximum.

[19] Résultat obtenu pour des modèles d'hommogénéisation classiques.

fluage propre. Nous l'avons essayé ; les résultats n'ont pas été satisfaisants, et ont toujours surestimés les déformations mesurées de l'ordre de 50 %.

Figure 10.1 : Fluage propre sur éprouvette des bétons de Civaux et de Penly.

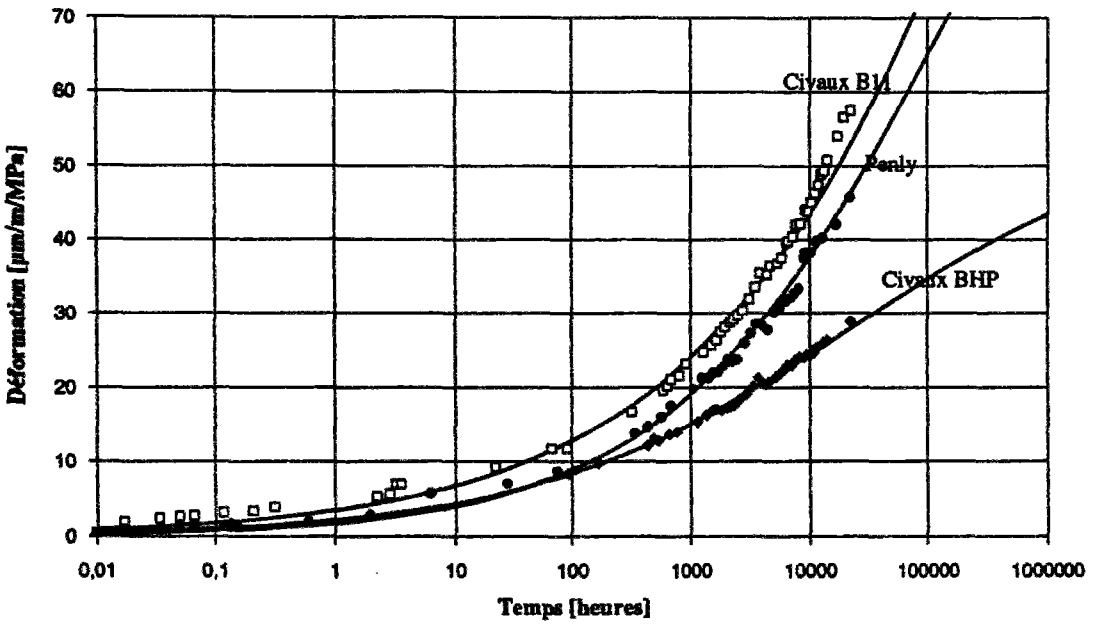
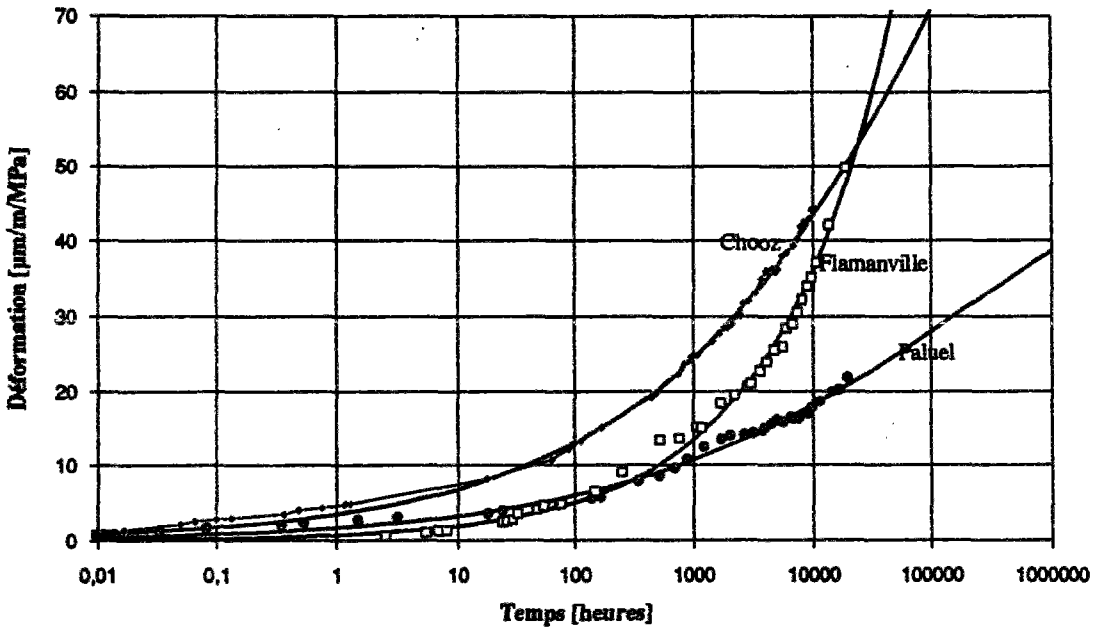


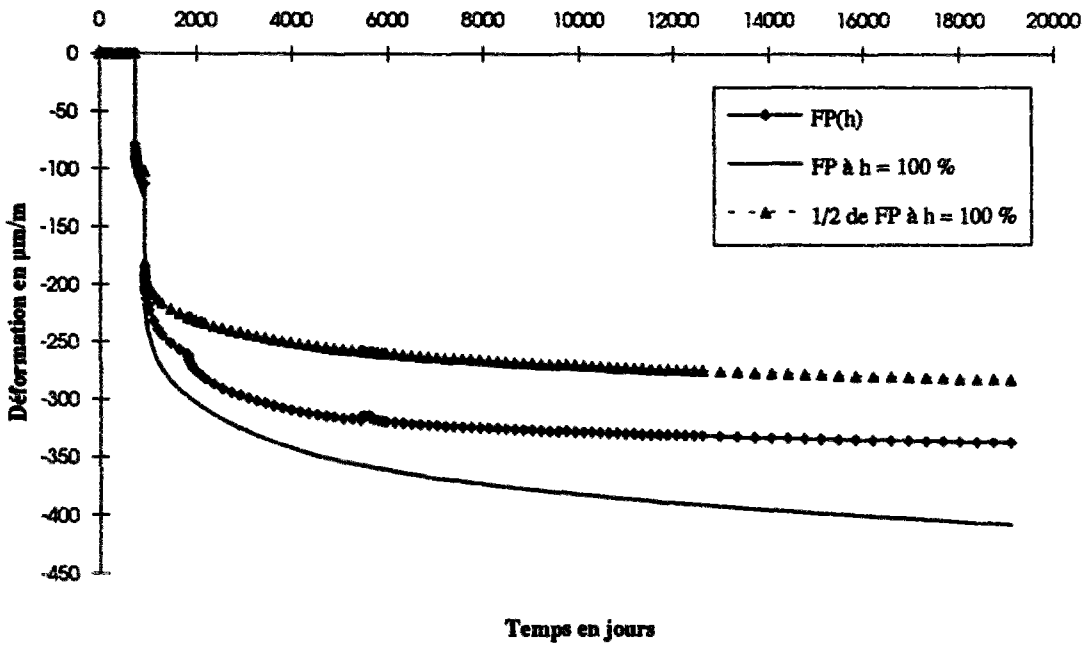
Figure 10.2 : Fluage propre sur éprouvette des bétons de Flamanville, de Chooz et de Paluel.



7. Résultats sur enceinte

Nous présentons ci-après (**figure 11**), de la même manière qu'en **figure 8**, la comparaison entre le fluage propre en autodessiccation et le fluage propre prévisible dans un mur de 1 m d'épaisseur en train de sécher. Comme pour les éprouvettes, on constate que le fluage propre de la structure qui sèche est beaucoup plus faible que le fluage propre de la structure.

Figure 11 : Comparaison entre le fluage propre en autodessiccation et le fluage propre dans un mur de 1 m en train de sécher (béton de la centrale de Penly).



8. Conclusion

En conclusion, rappelons les principales idées de ce chapitre :

1. Les origines physico-chimiques du fluage propre ne sont pas encore clarifiées. Un important travail reste encore à faire en espérant qu'il ne remettra pas en cause la totalité des modélisations classiques que nous avons présentées.

2. Le fluage propre d'une structure qui sèche, ne peut se définir que par le biais d'une loi de comportement permettant de prendre en cause des historiques simultanés de contrainte, de température et d'hygrométrie variables.

3. Le cadre thermodynamique développé par Coussy et permettant d'intégrer très proprement des réactions chimiques dans un modèle mécanique (Coussy, 1994) permet de faire apparaître très clairement les différents couplages entre vieillissement, fluage, température et hygrométrie. Il permet de préciser les termes de temps équivalent relatif au fluage et au vieillissement.

4. Le travail réalisé sur la modélisation du fluage à l'aide de variables internes, a permis d'analyser plus clairement les hypothèses du modèle de Bazant et de proposer une autre loi de comportement.

5. L'extrapolation des données expérimentales de fluage à long terme est un problème particulièrement ardu et ne pourra être résolu que concurremment avec les phénomènes physico-chimiques qui sont à l'origine du fluage. Il en est de même pour le phénomène de vieillissement relatif au fluage propre qui est lui aussi très difficile à modéliser.

6. Des expérimentations manquent dans la littérature pour prendre en compte d'une façon précise le problème du coefficient de fluage biaxial.

Les progrès, théoriques et numériques, de la modélisation du fluage propre masquent en réalité un vide au niveau des phénomènes physico-chimiques. Ceci est très troublant et limite considérablement nos possibilités de modélisation.

Sommaire
Chapitre VI

Le Fluage de dessiccation du béton

1. Introduction 279

2. Quelques propriétés expérimentales du fluage de dessiccation 280

3. Le(s) phénomène(s) physique(s) 282
   3.1 Le fluage de dessiccation correspondant à un effet de structure 282
   3.2 Le fluage de dessiccation intrinsèque 285
   3.3 Conclusion sur les phénomènes physiques 286

4. Les BHP ont-ils un fluage de dessiccation ? 286

5. Application à notre étude 288
   5.1 Résultats 288
   5.2 Remarques sur le calcul des contraintes 289
   5.3 Remarque sur l'amplitude du fluage de dessiccation structural 293

6. Conclusion 294

Chapitre VI

Le Fluage de dessiccation du béton

1. Introduction

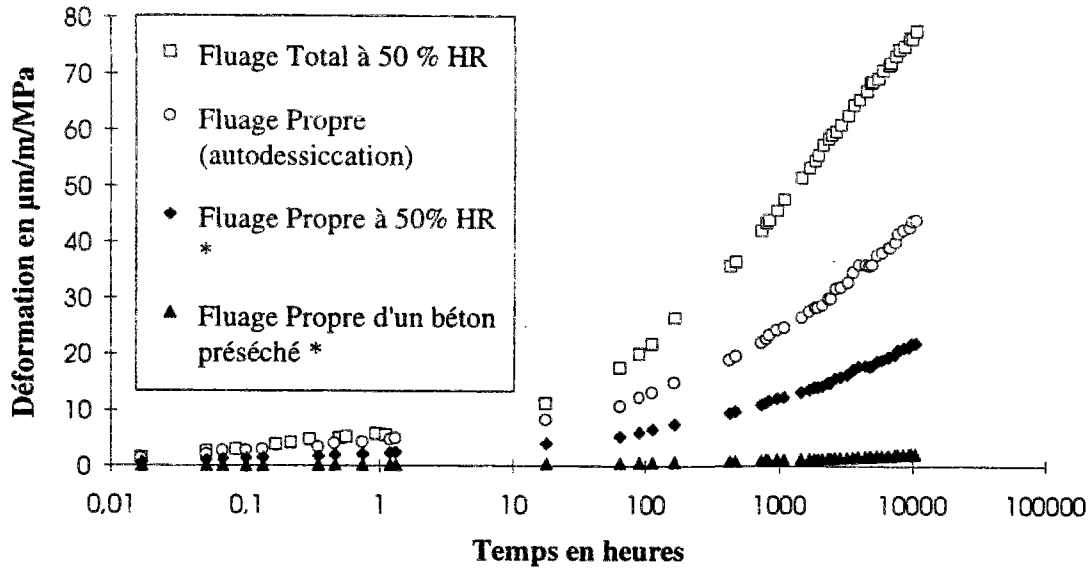
Lorsqu'on étudie expérimentalement la déformation différée d'une éprouvette chargée en déséquilibre hydrique avec le milieu extérieur, on mesure un fluage total beaucoup plus important que celui d'une éprouvette analogue, chargée elle aussi, mais conservée sans échange d'humidité avec l'atmosphère. C'est cette constatation expérimentale, surprenante au premier abord, que l'on appelle l'**effet Pickett**. Le fait qu'elle soit surprenante provient d'une autre constatation expérimentale préalablement présentée au chapitre V : le fluage propre est proportionnel à l'humidité interne de l'éprouvette. L'humidité dans une éprouvette testée en fluage de dessiccation passant de 100 à 50 %, on aurait pu s'attendre à ce que sa déformation soit encadrée par celle d'un essai de fluage propre réalisé à h = 100 % HR et celle mesurée lors d'un deuxième essai de fluage propre réalisé à h = 50 % HR sur une éprouvette préséchée. Il n'en est rien (**figure 1**) !

Dès lors, il paraît évident de conclure que la déformation que l'on mesure, en sus du fluage propre dans une éprouvette qui sèche est directement lié au séchage sous contrainte. C'est cette dernière remarque qui permet de définir le terme de **fluage de dessiccation** comme la part du fluage total, directement liée au départ d'eau, et qui apparaît en sus du fluage propre dans une éprouvette qui sèche.

Nous allons voir, dans les pages qui suivent, que cette déformation est très délicate à modéliser à l'échelle macroscopique vu le peu d'informations dont on dispose à cette l'échelle. Notons cependant que, par son ordre de grandeur (qui vaut de 1 à 3 fois la déformation de fluage propre pour les bétons ordinaires), il est fondamental de la prendre en compte dans la modélisation[1].

[1] Mentionnons ici une idée souvent répendue qui consiste à dire que le fluage sur une structure épaisse (centrale nucléaire) est surtout liée au fluage propre. Ceci est incorecte à notre sens puisque, si l'on ne néglige pas le retrait de dessiccation sur enceinte, c'est donc bien qu'il y a un départ d'eau de la structure. Il n'y a alors aucune raison de négliger le fluage de dessiccation.

Figure 1 : Représentation du paradoxe de Pickett ; schéma de principe.



* : Calcul à partir des points expérimentaux de fluage propre (autodessiccation)

2. Quelques propriétés expérimentales du fluage de dessiccation

Notons tout d'abord que l'étude du fluage de dessiccation se heurte au problème de la modélisation du fluage propre puisqu'il est nécéssaire de le soustraire du fluage total. En pratique ceci est rarement fait d'une façon très "propre" et l'on retranche bien souvent le fluage propre mesuré sur une eprouvette conservée en autodessiccation ce qui aura pour effet de diminuer la part relative du fluage de dessiccation réel. Passons rapidement en revue les propriétés principales que nous avions, d'ores et déjà retenues, pour le fluage propre au chapitre 4 :

1. La proportionalité à la contrainte ($\sigma \leq 50\%\ f_c$) est admise comme pour le fluage propre.

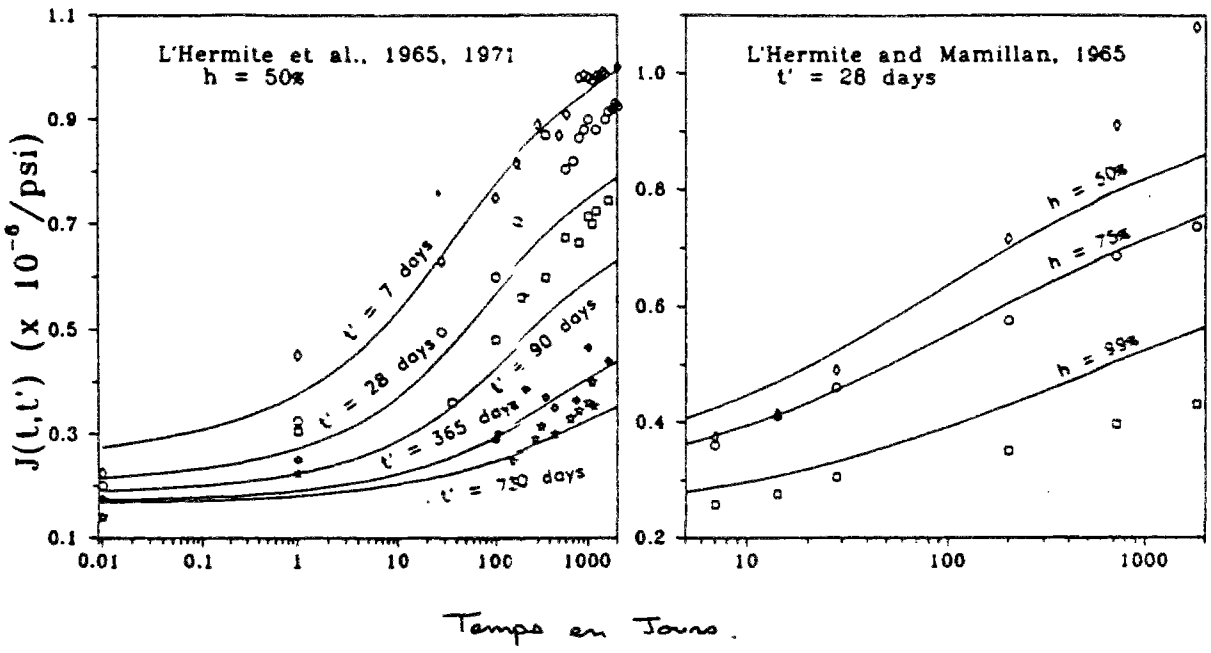
2. L'amplitude du fluage de dessiccation est proportionnelle à l'amplitude de l'échelon d'humidité imposé en peau (**figure 2**).

3. Dans la mesure où le fluage de dessiccation du béton est directement lié à son séchage, la cinétique de cette déformation dépend fortement des dimensions de la structure étudiée. Dans une première approximation, on peut considérer que sa cinétique est du même ordre de grandeur que celle du retrait de dessiccation (Bazant, 1992a). Pour deux structures homothétiques $(V \rightarrow \alpha^3 V)$, on retrouve donc pour le fluage de dessiccation la loi classique présentée précédemment pour le retrait de dessiccation :

$$\varepsilon^{fd}_{\alpha^3 V}(t) = \varepsilon^{fd}_{V}\left(\frac{t}{\alpha^2}\right) \qquad \text{(VI-1)}$$

Notons donc en particulier que le fluage de dessiccation admet donc, comme le retrait de dessiccation, une asymptote ; la notion de déformation finale à l'infini a donc un sens.

Figure 2 : Essais de fluage de dessiccation à différentes humidité relatives d'après L'Hermite (L'Hermite, 1965, 1971) cité par Bazant (Bazant, 1992a)



4. La modélisation classique propose de calculer, pour un élément de structure de dimension donnée, une fonction de fluage $J(t,\tau)$ (dont la cinétique dépendra des dimentions de la pièce par l'intermédiaire de r_m) qualifiée de totale, et intégrant à la fois le fluage propre et le fluage de dessiccation. Pour des historiques de chargement relativement simples (en particulier sans déchargement trop important), le modèle viscoélastique linéaire permet de retrouver, avec un bon degré d'approximation, les déformations expérimentales mesurées.

5. Le fluage total présente lui aussi un caractère fortement vieillissant ((L'Hermite, 1965, 1971) cité dans (Bazant, 1992a)). Notons cependant que dans les essais présentés dans la littérature, les éprouvettes testées ne sont généralement pas conservées en autodessiccation. En règle générale, les éprouvettes testées à des âges différents avaient déja perdu de l'eau puisqu'elles étaient conservées sans protection dans le milieu extérieur. On peut donc supposer que le vieillissement constaté est principalement dû à la perte d'eau avant chargement. Bazant propose ainsi dans le "BP-KX model" (Bazant 1992a) de prendre un fluage de dessiccation non vieillissant lorsque l'âge de chargement coïncide avec l'âge où le séchage commence. Nous admettrons par la suite cette propriété.

En règle générale, les autres remarques présentées pour le fluage propre concernant l'effet de la température, la dispersion des essais et les études microstructurales peuvent être répétées ici de la même manière qu'au chapitre V.

3. Le(s) phénomène(s) physique(s)

Comme pour le fluage propre, les causes du fluage de dessiccation semblent être diverses. Elles se partagent cependant en deux grandes familles :

1. Les causes liées à des **effets de structure** en relation avec la fissuration induite par le retrait de dessiccation et que nous noterons avec l'indice "str" (comme structure).

2. Les causes liées plus directement à un **couplage entre la contrainte, le fluage propre et la dessiccation** et que nous noterons avec l'indice "int" (comme intrinsèque[2]).

3.1 Le fluage de dessiccation correspondant à un effet de structure

Nous retenons trois causes principales :

1. **Un effet de structure à l'échelle de l'éprouvette de béton** (*cf.* Chapitre III). Les déformations de retrait imposé ne sont pas uniformes au sein de la structure. En peau, elles sont tellement importantes que la fissurration est inévitable (Sicard, 1992). Le retrait mesuré sur éprouvette de béton est donc inférieur au retrait potentiel du matériau (Concreep, 1996 ; Acker, 1988). Le fait de charger la structure permet de dépasser le seuil de fissuration et permet de mobiliser une partie suplémentaire de retrait. Nous avons déjà abondamment détaillé ce phénomène dans le chapitre III dans lequel nous avons démontré que l'équation (VI-1) restait valable pour différentes lois de comportement du béton : élastique fragile et parfaitement plastique. Cette hypothèse ne suffit malheureusement pas, nous l'avons vu, pour retrouver la totalité du fluage de dessiccation. Elle n'est cependant pas négligeable puisque la déformation mise en évidence sur les courbes de retrait en fonction de la perte en poids est de l'ordre de 100.10^{-6}.

   Rappelons cependant que le calcul du retrait de dessiccation est effectué de la manière suivante :

$$\begin{aligned} \left(\frac{\Delta P}{P}\right) \leq \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0 &\Rightarrow \varepsilon_{rd}(t) = 0 \\ \left(\frac{\Delta P}{P}\right) \geq \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0 &\Rightarrow \varepsilon_{rd}(t) = -K\left[\left(\frac{\Delta P}{P}\right) - \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0\right] \end{aligned} \qquad \text{(VI-2)}$$

   Le fluage de dessiccation effet de structure est alors calculé de la façon suivante :

$$\begin{aligned} \left(\frac{\Delta P}{P}\right) \leq \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char} &\Rightarrow \varepsilon_{fd}^{str}(t) = 0 \\ \left(\frac{\Delta P}{P}\right) \geq \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char} &\Rightarrow \varepsilon_{fd}^{str}(t) = -KF(\sigma)\left[\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0 - \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char}\right] \end{aligned} \qquad \text{(VI-3)}$$

---

[2] Intrinsèque = spécifique au matériau en tant que loi de comportement.

avec :

$$\sigma \leq 0 \Rightarrow F(\sigma) = 0$$
$$0 \leq \sigma \leq 15 \Rightarrow F(\sigma) = \frac{\sigma}{15} \qquad \text{(VI-4)}$$
$$15 \leq \sigma \Rightarrow F(\sigma) = 1$$

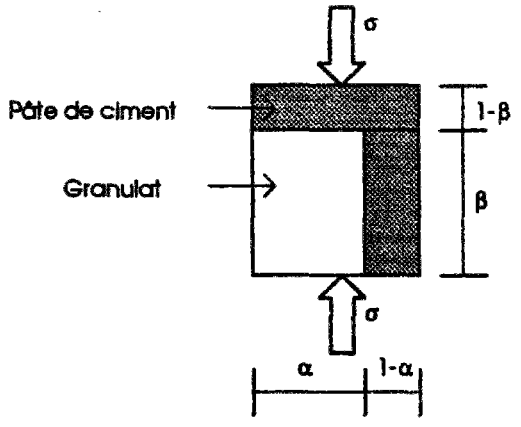
On voit donc en particulier que plus on charge tard par rapport à l'age où commence la dessiccation, moins l'on obtiendra de fluage de dessiccation. En particulier, pour $\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char} = \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0$ le fluage de dessiccation effet de structure est nul, la progression de la fissuration de peau étant déjà terminée.

2. **Un effet de structure à l'échelle du granulat.** Pour aider à la compréhension, nous modélisons le matériau béton comme un matériau composite en utilisant un modèle parallèle-série de coté unité (**figure 3**). Nous présentons en **Annexe 1** le calcul rigoureux (Le Roy, Granger, Stephany, 1994b) des déformations différées du matériau dans le cas où le granulat présente un comportement élastique parfait et la pâte de ciment un comportement viscoélasticité linéaire non vieillissant présentant un retrait uniforme au sein de l'élément (ce qui peut à la fois modéliser un retrait endogène ou bien localement un retrait de dessiccation si l'on considère que le modèle de la **figure 3** représente un élément de volume élémentaire de béton dans la structure présentant une hygrométrie h uniforme au sein de l'élément). On se doute alors que le retrait du béton résulte principalement (pour des valeurs raisonnables (Granger, 1994) des paramètres du modèle présenté en **figure 3** : $g \approx 0{,}7$; $\alpha \approx 0{,}84 \approx g^*$) du retrait de la partie de pâte en série. Les contraintes de traction dans la pâte de ciment en parallèle avec le granulat vont être relaxées, dans un premier temps, par le fluage de la pâte en traction et, ensuite, par une fissuration inévitable de la pâte. On peut donc supposer, de même que précédemment, l'existence d'un effet de structure au niveau de la pâte en parallèle avec le granulat, le fait d'appliquer une contrainte sur l'élément de béton permettant de mobiliser une plus forte proportion du retrait de la pâte en parallèle.

On montre cependant en **Annexe 1**, dans un calcul simplifié et sans prendre en compte la fissuration de la pâte, que la part du retrait du composite (pâte en parallèle + granulat) ne représente qu'une très faible part (inférieure à 5 %) du retrait total du composite. Dans le cas où l'on souhaite prendre en compte la fissuration de la pâte de ciment (considérée alors comme élastique fragile dès que la contrainte dépasse la résistance en traction), on peut considérer que le retrait de la partie en parallèle est nul dès que la résistance en traction de la pâte est atteinte. L'ordre de grandeur de l'effet de structure au niveau des granulats est donc au maximum égal à 5 % du retrait total du béton donc inférieur à 50.10^{-6}. Le calcul montre donc que ce phénomène, même s'il existe, est marginal et n'explique qu'une très faible partie de la déformation de fluage de dessiccation.

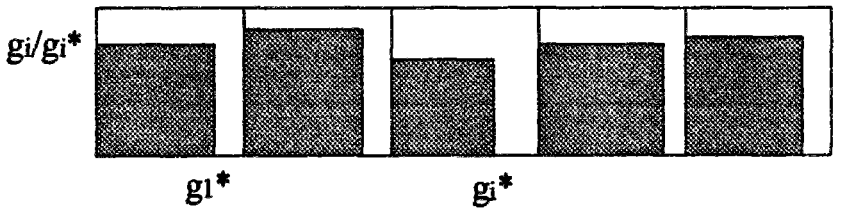
A titre de comparaison notons que le fluage propre de la partie en parallèle est de l'ordre de 1 % de la déformation totale de fluage propre du composite. Ceci montre que dans les cas où un calcul au premier ordre est suffisant, on peut ne considérer, dans le calcul des effets différés, que la partie de la pâte en série dans le composite.

Figure 3 : Schéma de principe du modèle parallèle série. Une partie de la pâte de ciment ou de la matrice (en concentration $(1-\alpha)\beta$) se trouve en parallèle avec le granulat de concentration $\alpha\beta = g$. L'autre partie qui correspond à une concentration $1-\beta$ apparaît en série. Pour obtenir une valeur réaliste des coefficients α et β, on peut choisir (Granger, 1994) les valeurs suivantes : $\alpha = g^* \approx 1 - 0,47\left(\frac{d}{D}\right)^{0,2}$ où g^* est la concentration maximale du squelette évaluée à l'aide de la formule de Caquot où d et D sont respectivement le diamètre du plus petit et du plus gros granulat (de Larrard, 1992).



3. **Un effet de structure lié aux variations de g et de g* dans la section.** Au lieu de regarder l'effet de structure lié à l'hétérogénéité du béton au niveau du granulat, on peut le regarder au niveau d'une section de béton. Du fait des variations de proportion de pâte et de granulat, les valeurs g et g* du modèle précédent (**figure 3**) varient autour d'une position moyenne (**figure 4**) dans l'éprouvette de béton. Au niveau d'une section, il s'en suit donc des déformations gênées de la pâte de ciment qui ne peut donc faire librement son retrait (où son fluage) (seul la plus petite valeur de $\left(1-\frac{g}{g^*}\right)$.intervient). De la même manière que précédemment, une fissuration apparaît localement qui peut être empêchée par l'application d'une contrainte externe. Nous n'avons malheureusement pas eu le temps de quantifier la part de fluage de dessiccation due à cet effet . Elle est vraisemblablement d'un ordre de grandeur supérieur au précédent.

Figure 4 : Schéma de principe du fluage de dessiccation structural lié aux variations de g et de g* au sein de la section.



3.2 Le fluage de dessiccation intrinsèque

Nous allons évoquer trois couplages possibles entre le fluage et la dessiccation :

1. **Un couplage entre l'hygrométrie et la contrainte** (Lassabatère, 1994). Le fait de charger le materiau va avoir comme effet de faire diminuer (très faiblement) la porosité du matériau. La pression de vapeur augmentant, il en résulte un accroissement de l'hygrométrie interne du béton et donc une baisse de la pression capillaire ainsi qu'une condensation de la vapeur présente dans les pores. Par la suite, en séchant, on pourra donc mobiliser plus de retrait lorsque la structure est chargée. Notons cependant que si l'on partait initialement d'un béton complètement saturé, cet effet n'apparaîtrait pas. Il est cependant encore difficile de quantifier d'une façon réaliste ce phénomène.

2. **Un couplage entre le fluage propre et le séchage.** Lorsque nous avons établi les équations d'état du fluage propre (Chapitre V), nous nous sommes placés dans le cadre de la thermodynamique des systèmes fermés ce qui signifie que tous les phénomènes physico-chimiques se passent localement à l'intérieur de l'élément de volume $d\Omega$ considéré, sans échanger de matière avec le milieu extérieur. Maintenant, si l'on considère, en plus des r-1 équations chimiques responsables du fluage propre, le phénomène de diffusion de l'humidité responsable du séchage[3], on peut supposer un certain couplage entre ces phénomènes impliquant un transport de matière solide lors du transport de la phase liquide. Deux remarques peuvent être faites :

   a) Les équations chimiques mettent le plus souvent en jeu le solvant, ici, l'eau liquide ; il est donc nécéssaire qu'une partie non négligeable de la diffusion de l'humidité soit assurée par la diffusion de l'eau dans sa phase liquide (loi de Darcy) par opposition au tranport en phase gazeuse (loi de Fick).

   b) Les études microstructurales effectuées sur des bétons chargés n'ont pas mis en évidence des gradients de concentration de matière solide[4] entre le coeur des éprouvettes et la peau du béton. Il n'est donc pas évident de parler de transport de masse solide lors du fluage de dessiccation.

3. **Le Modèle de Bazant** (Bazant, 1985a, 1987). Bazant propose de considérer que le couplage entre le fluage propre et le séchage a lieu au sein de l'élément de volume sans réel transport de matière. Il distingue au sein du béton les macropores qui sont le siège principal de la diffusion macroscopique de l'humidité au sein de la structure (la loi de Poiseuille montre que la diffusion au sein d'un capillaire est proportionnelle au cube du diamètre du pore) et les micropores qui sont le siège d'une diffusion principalement en direction des macropores les plus proches et pour lesquels la diffusion de type Darcy intervient sur une durée plus longue (la phase liquide reste connexe plus longtemps au sein des pores les plus petits). Il propose de considérer que c'est la diffusion mettant en cause les micropores qui est directement la cause du fluage de dessiccation. Cette diffusion aurait comme conséquence d'arracher les particules de matière solide (debonding) du gel qui iraient se recristalliser (principe de la solidification theory (Bazant, 1989)) dans des micropores voisins. On retrouve donc l'idée d'une pression-

---

[3] Dans le cas du tranport en phase gazeuse (Loi de Fick), c'est aussi partiellement une équation chimique $(H_2O)_l \rightarrow (H_2O)_g$

[4] De quoi exactement, on ne sait pas !

dissolution où le gel est fragilisé lorsqu'il est chargé et qu'il se vide de son eau interstitielle. Au niveau de la modélisation, Bazant propose l'équation suivante pour prendre en compte le fluage de dessiccation au niveau élémentaire :

$$\dot{\varepsilon}_{fd}^{int} = \lambda\sigma\left|\dot{h}\right| \qquad \text{(VI-5)}$$

Sans être pour autant convaincu par l'explication "physique" que donne Bazant[5], et par la façon dont l'équation (VI-5) est obtenue (Bazant, 1985a), nous avons choisi, faute de mieux, de l'utiliser pour modéliser le fluage de dessiccation intrinsèque. Notons que la variation d'humidité intervient en valeur absolue puisque le sens de la diffusion au sein des micropores n'intervient pas. En effet, on mesure aussi un fluage de dessiccation lorsque la diffusion de l'eau a lieu de l'extérieur vers l'intérieur de l'éprouvette (Neville, 1981b). Ceci montre qu'il y a un effet cumulatif lors de cycles d'humidité (Hansen, 1960)

3.3 Conclusion sur les phénomènes physiques

En matière de modélisation, on reste sur sa faim en ce qui concerne le fluage de dessiccation du béton ! Notons cependant que c'est un des phénomènes physico-chimiques parmi les plus difficiles à modéliser, ses origines microscopiques semblent multiples et mal identifiées, il présuppose une modélisation préalable du fluage propre et il est très difficile d'accéder à l'information microscopique qui donnerait la clé de la modélisation. Cette dernière assertion est d'autant plus vraie que la raison principale du fluage de dessiccation résulte vraisemblablement d'un couplage entre la contrainte d'une part, les phénomènes à l'origine du fluage propre, et le séchage du béton.

4. Les BHP ont-ils un fluage de dessiccation ?

Dans la littérature (de Larrard, 1988), il est souvent admis que les bétons à hautes performances aux fumées de silice ne présentent pratiquement pas de fluage de dessiccation. Notons cependant que la façon dont les auteurs dépouillent les essais de fluage ne respecte pas, bien souvent, le fait que le fluage propre d'une éprouvette qui sèche est bien inférieur (≈ divisé par 2) au fluage propre d'une éprouvette conservée en autodessiccation. Le fait de constater que la déformation, en sus du fluage propre mesuré en autodessiccation, est très faible montre au contraire que le fluage de dessiccation est relativement important puisque de l'ordre de grandeur de la moitié du fluage propre.

Pour notre étude nous n'avons étudié qu'un seul BHP avec fumée de silice (f_c = 60 MPa). La **figure 5 et 6** montre la décomposition des déformations obtenues sur ce béton (centrale de Civaux BHP[6]). On remarque que le fluage de dessiccation calculé n'est pas nul. Cette hypothèse mérite cependant d'être vérifiée pour d'autres bétons à hautes et très hautes performances.

---

[5] Elle a au moins le mérite d'exister !

[6] BPH spécial il est vrai (e/c = 0,6) donc peut être dificilement généralisable.

Figure 5 : Décomposition de la déformation de fluage total pour le béton de Civaux BHP. Ce BHP présente un fluage de dessiccation calculé non nul.

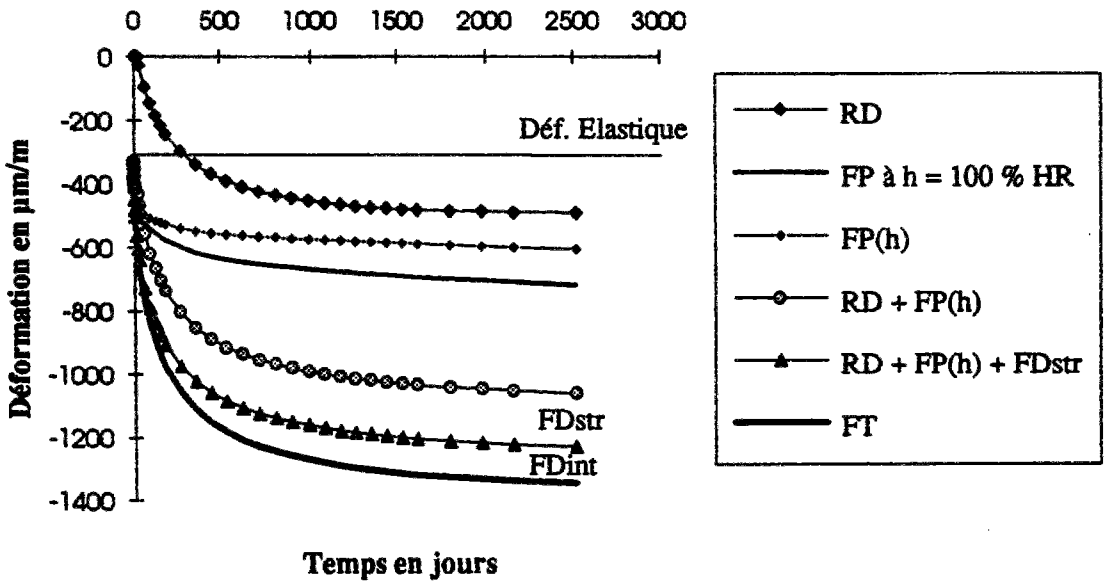
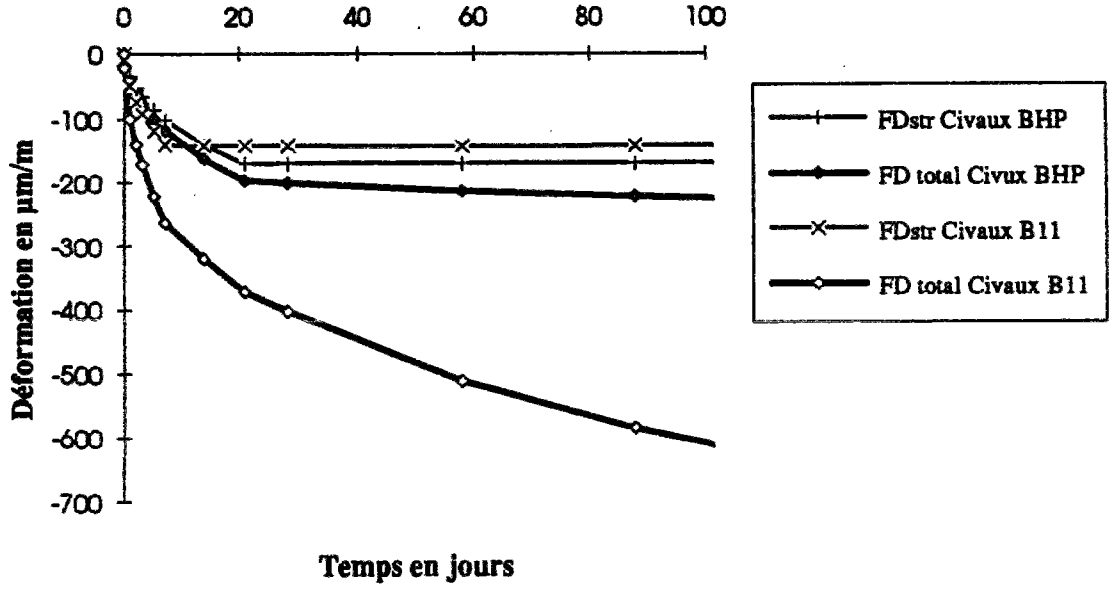


Figure 6 : Comparaison du fluage de dessiccation structural et intrinsèque pour les bétons de Civaux BHP et de Civaux B11.



5. Application à notre étude

5.1 Résultats

Pour la programmation dans CESAR, nous écrivons que le fluage de dessiccation est la somme d'un effet de structure à l'échelle de la section et d'un fluage intrinsèque évalué grâce à l'équation (VI-5) dont l'unique paramètre à déterminer, λ, est calé sur l'essai de fluage total.

Nous présentons ci-après la décomposition de la déformation totale de fluage (éprouvette de béton chargée avec échange d'humidité avec le milieu extérieur). Rappelons que notre calcul par éléments finis comprend trois phases :

1. Calcul du champ de température T(x,t) en diffusion linéaire transitoire.

2. Calcul du champ de teneur en eau C(x,t ; T) en diffusion non linéaire transitoire où le coefficient de diffusion de l'humidité D(C) est fonction de la température (Chapitre III).

Ce faisant, on suppose que les phénomènes de diffusion sont découplés du calcul mécanique (alors que le contraire n'est pas vrai) et que le coefficient de diffusion thermique ne dépend que très peu de la teneur en eau. Ce sont deux hypothèses classiques pour le béton.

3. Un dernier calcul, viscoélastique, vient relire les températures et teneurs en eau des deux calculs précédents et forme les différentes déformations différées.

Nous présentons ci-après l'exemple du béton de la centrale de Penly. Les résultats sur éprouvette et sur enceinte sont présentés respectivement en **figure 7 et 8.**

Figure 7 : Décomposition de la déformation totale du béton de Penly sur éprouvette de diamètre 16 cm.

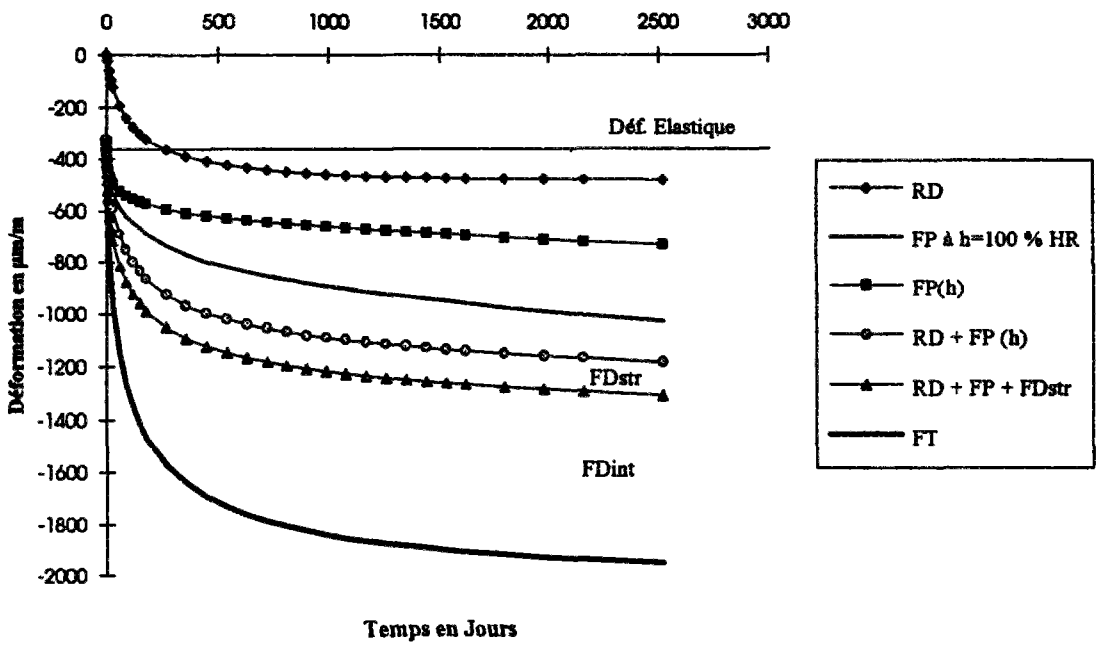
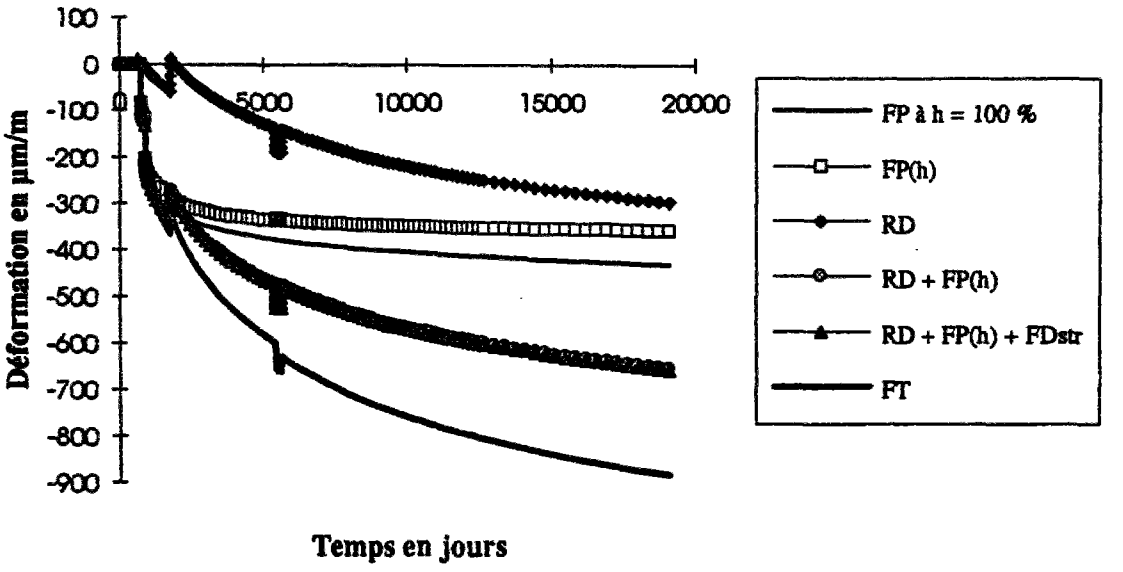


Figure 8 : Décomposition de la déformation totale du béton de Penly sur enceinte de 1 m d'épaisseur.

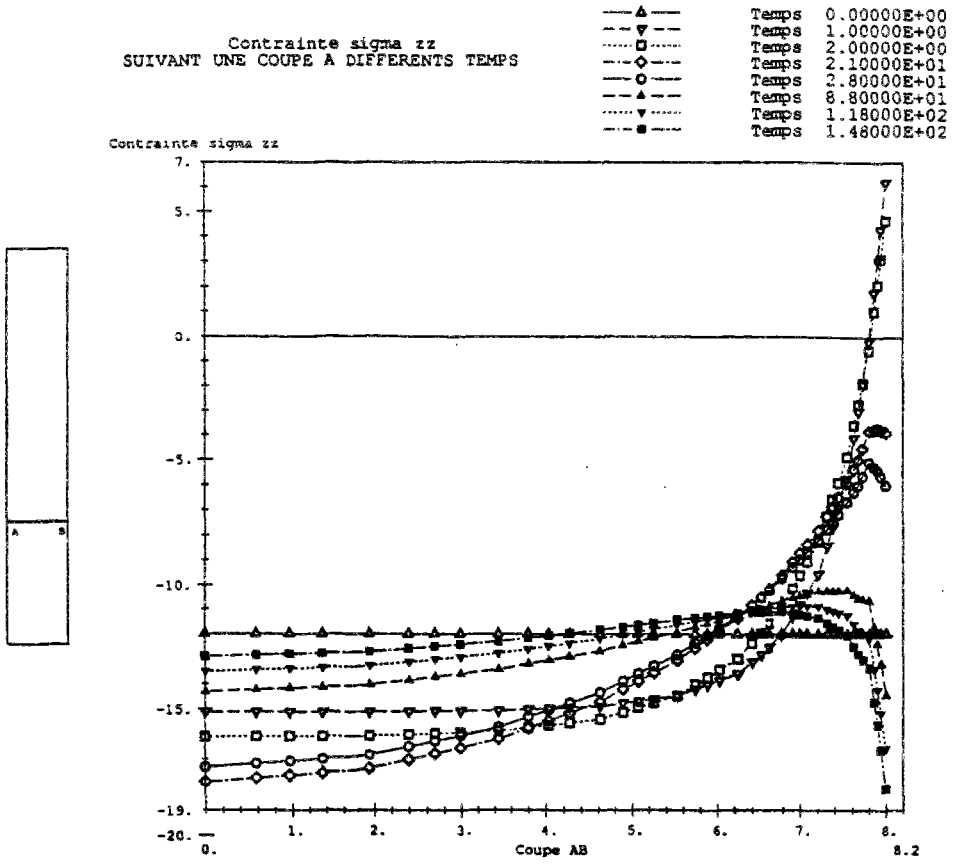


5.2 Remarques sur le calcul des contraintes

Remarquons que la programmation de la loi de comportement (VI-2) proposée par Bazant donne quelques surprises avec le calcul des contraintes dans l'éprouvette et dans le mur d'enceinte, pour des âges très importants. Comme pour le fluage propre, des contraintes de compression apparaissent en peau lorsque le béton retrouve son état d'équilibre hydrique à 50 % HR.

En effet, le séchage en peau est très rapide (quelques heures) (Mensi, 1983). Le fluage de dessiccation intrinsèque est donc lui aussi très rapide et intervient principalement en traction (la peau du béton est en traction à cause justement du retrait de dessiccation). La déformation de fluage de dessiccation aura donc comme conséquence de relaxer en partie les contraintes de traction apparaissant en peau. Par la suite, la peau a effectué la totalité de son potentiel de fluage de dessiccation ; son fluage propre est alors relativement faible (puisque l'hygrométrie en peau est alors égale à 50 % HR). Lorsque le béton de coeur va effectuer son fluage de dessiccation en compression, beaucoup plus tardivement, le fluage en peau étant beaucoup plus faible que celui du coeur, la structure va avoir tendance à se charger en peau (compression plus forte) et à se décharger à coeur (compression moins importante). C'est ce que l'on observe sur les résultats en contrainte à la fois sur éprouvette et sur enceinte (**figure 9 et 10.1 à 10.2**). Notons cependant que le calcul conduit à des contraintes de compression en peau de l'ordre de 20 MPa pour un chargement à 12 MPa. Ceci ne paraît pas très physique au premier abord, à moins que ce phénomène ne doive être interprété comme un fluage tertiaire conduisant à la rupture du béton dès que la contrainte appliquée à l'éprouvette dépasse les trois quarts de la résistance à la rupture.

Figure 9 : Contrainte σ_{zz} sur une éprouvette de fluage total suivant une coupe en fonction du temps.



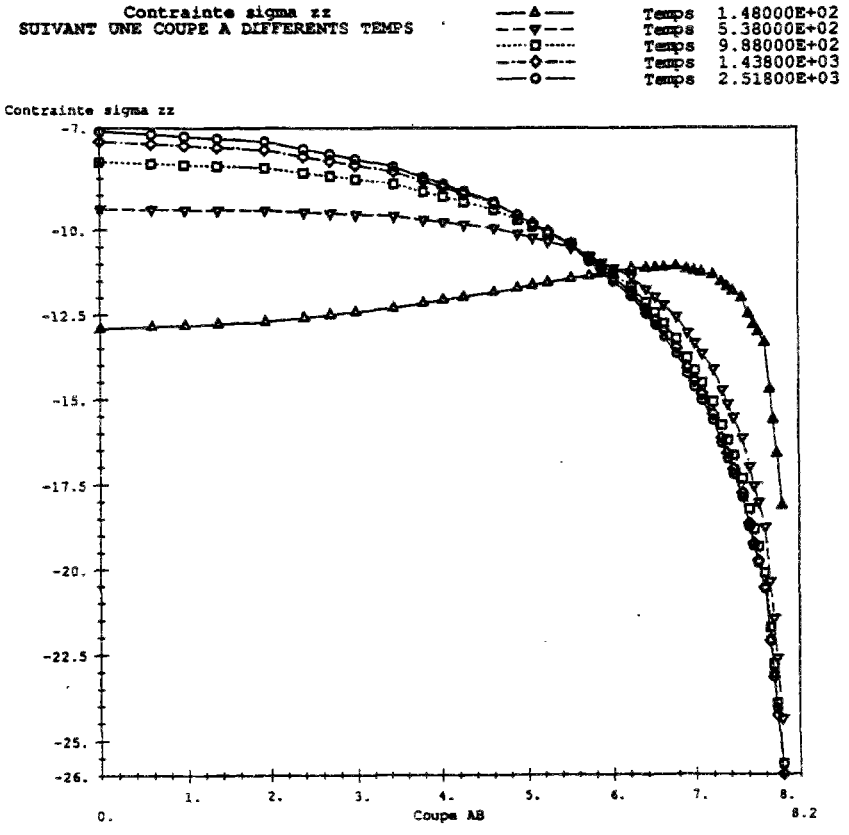


Figure 10.1 : Contrainte σ_{zz} dans le mur d'enceinte suivant une coupe en fonction du temps.

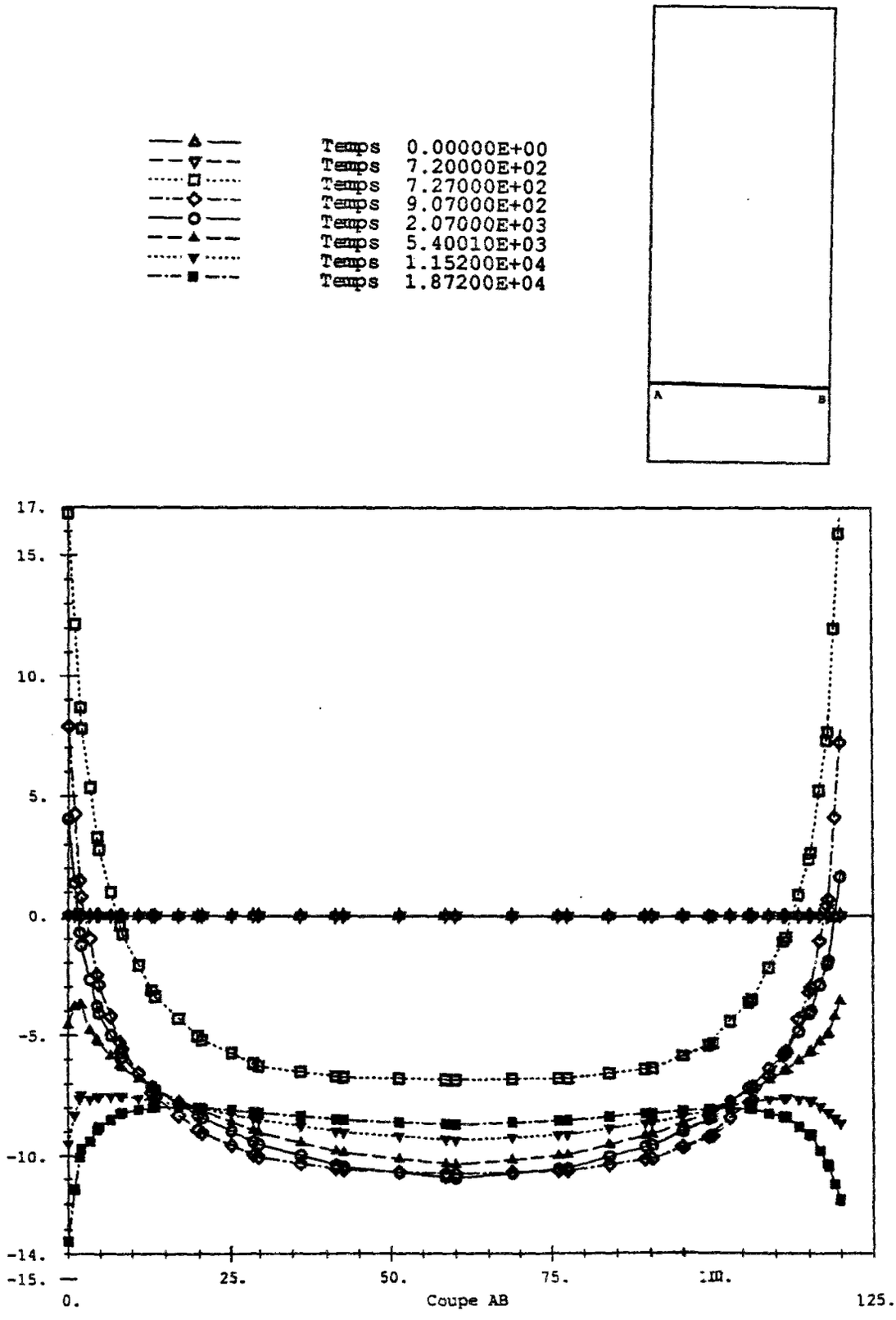
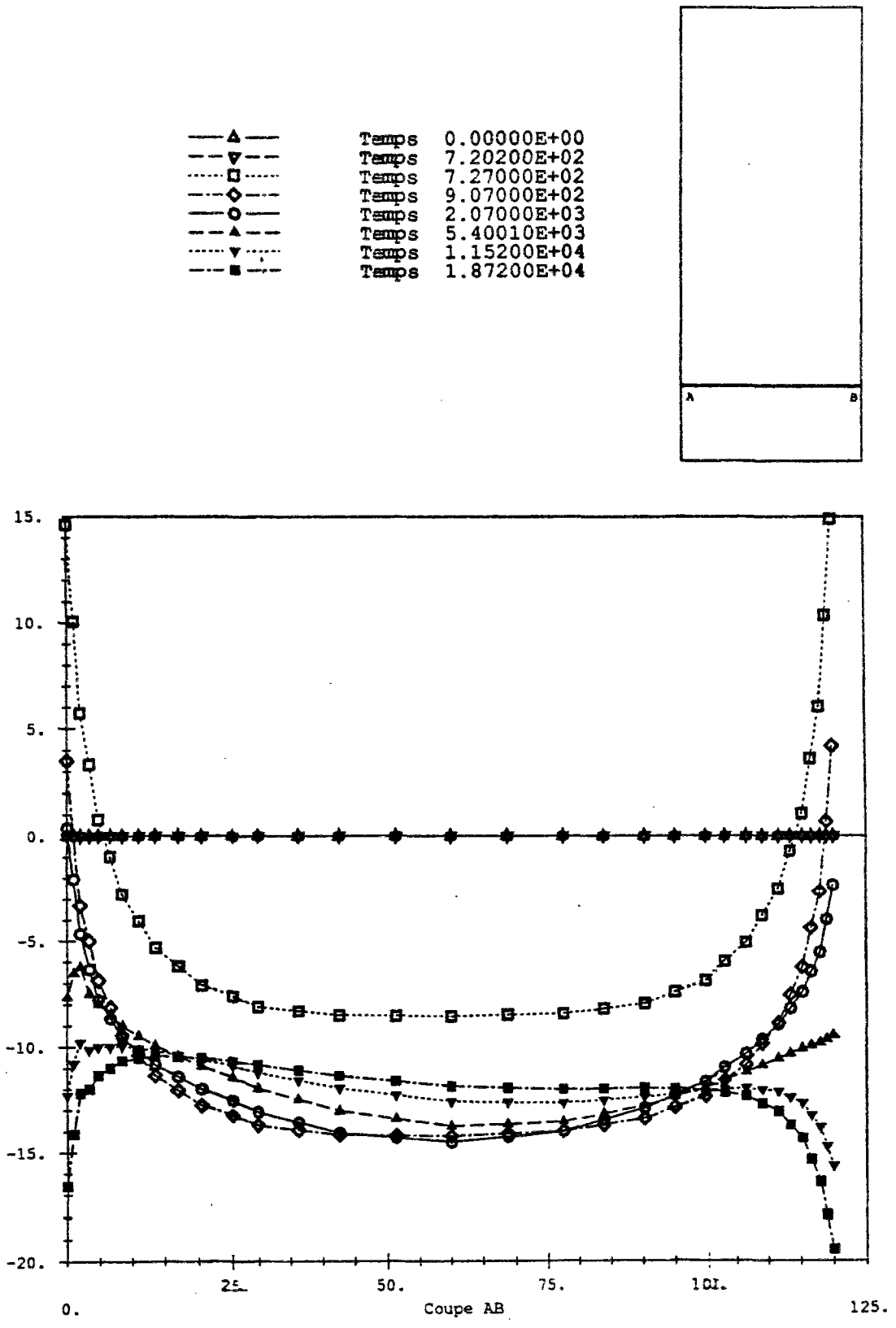


Figure 10.2 : Contrainte $\sigma_{\theta\theta}$ dans le mur d'enceinte suivant une coupe en fonction du temps.



Pour la défense du modèle, mentionnons tout d'abord que ces contraintes en peau apparaissent à un âge que l'on n'atteint pratiquement jamais expérimentalement (8 ans pour l'éprouvette de diamètre 16 cm, plus de 60 ans pour l'enceinte). La compression fait apparaître un très fort gradient en peau (sur moins d'1 cm de profondeur) responsable d'une contrainte relativement faible à coeur par rapport à la contrainte imposée par le chargement. Notons cependant que, dans le cas des éprouvettes de diamètre 16 cm, une faible erreur sur la contrainte en peau implique, du fait des sections mises en jeu, une forte variation sur la contrainte à coeur. De surcroit, la déformation de fluage de dessiccation en peau intervient en traction (du fait des tractions très fortes liées au retrait de dessiccation) donc dans le sens contraire au fluage de dessiccation qui apparaît au coeur de l'éprouvette. En réalité, on sait que la peau est fissurée dès que la résistance en traction est atteinte. Le fluage de dessiccation en peau est donc fortement surestimé dans notre calcul, qui ne prend pas en compte la fissuration. Un mauvais calcul des contraintes de retrait, lié à la modélisation viscoélastique que nous avons adoptée et qui ne prend pas en compte la fissuration du matériau, est donc vraisemblablement la cause du phénomène que nous observons. Enfin, dans les structures réelles chargées en compression, des aciers placés en peau (ferraillage minimum) peuvent vraisemblablement reprendre une partie des fortes compressions.

5.3 Remarque sur l'amplitude du fluage de dessiccation structural

Nous avons vu que la déformation maximale atteinte par le fluage de dessiccation effet de structure était de l'ordre de 100 à 150 10^{-6}. Elle est atteinte lors d'un essai de fluage dans lequel la dessiccation ne commence pas avant le chargement de l'éprouvette (équations (VI-2) à (VI-4)). Dans le cas des enceintes de centrales nucléaires, la structure est précontrainte à 2 ans. Pendant les deux premières années, l'enceinte est donc simplement en retrait de dessiccation.

Pour calculer le fluage de dessiccation structural sur enceinte, nous procédons de la manière suivante :

1. Nous supposons tout d'abord que la courbe du retrait en fonction de la perte en poids mesurée sur éprouvette de 16 cm de diamètre est une "caractéristique" du matériau (chapitre IV). En particulier, nous utilisons la même courbe pour le mur d'enceinte même si le séchage est longitudinal et non pas radial[7]. De plus, cette courbe est réalisée sur un essai de retrait à 50 % HR. Nous l'utilisons là aussi pour une humidité relative sur enceinte de l'ordre de 60 % HR dans les deux premières années.

2. Nous évaluons par un calcul aux éléments finis la perte en poids au moment du chargement pour déterminer le fluage de dessiccation par la formule (VI-3).

Lorsque l'on calcule la perte en poids en fonction du temps sur enceinte, on constate que la valeur de $\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char}$ est relativement proche de la valeur de $\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0$ ce qui signifie que la partie restante du fluage de dessiccation correspondant à un effet de structure est relativement

[7] Nous passons sous silence d'une façon implicite les différences de fissuration entre une éprouvette cylindrique et un mur qui ne manqueraient pas d'apparaître.

faible. En pratique, et pour les bétons testés, la partie du fluage de dessiccation correspondant à un effet de structure restant à faire à partir de deux ans sur enceinte est de l'ordre de 30 % de la valeur maximale. Cette valeur est nulle pour Flamanville[8] qui présente un séchage relativement rapide et pour laquelle $\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char} \geq \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0$.

6. Conclusion

Nous avons vu que pour aller plus loin dans la modélisation physique du fluage de dessiccation, une prise en compte explicite de la fissuration était nécessaire. Elle permettra une meilleure modélisation de l'effet de structure et du fluage de dessiccation intrinsèque. Pour cela, différentes possibilités s'offrent au modélisateur (Toutlemonde, 1994) :

- En gardant une modélisation style milieu continu, en adoptant pour le béton des lois de comportement de type endommagement ou visco-plastique qui permettent, sans faire intervenir la localisation de la fissuration, de modéliser un "comportement" post-pic du béton.

- En adoptant un modèle qui prend en compte directement la localisation des fissures comme le modèle probabiliste de Rossi (Rossi, 1993b).

Dans l'état actuel du modèle il semblerait qu'un comportement visco-élastique couplé avec de l'endommagement (Mazars, 1984) serait un bon compromis entre le travail à fournir et les résulats que l'on souhaite obtenir.

[8] Ce qui va à l'encontre d'une partie de l'interprétation faite dans (Granger, 1993).

Troisième partie :

Résultats et enseignements

Introduction

Avant de pousser plus loin notre analyse, commençons tout d'abord par faire le point !

Dans la première partie de ce mémoire nous nous sommes penché sur le contexte industriel, très particulier dans le domaine du génie civil, que constituent les enceintes de centrales nucléaires. Nous avons précisé les données du problème de sûreté relatives aux pertes de précontrainte de l'enceinte et nous l'avons retranscrit en un problème d'ingénierie des matériaux et de mécanique des solides. Enfin, nous avons précisé les données "classiques" pour l'ingénieur, relatives aux différents bétons étudiés : essais sur bétons frais, essais mécaniques et essais physico chimiques simples de caractérisation des différents bétons.

La deuxième partie, plus théorique, a été volontairement orientée vers la compréhension des différents phénomènes physico chimiques qui sont à l'origine des déformations différées du béton, leurs modélisations dans le cadre de la mécanique des milieux continus et leur implémentation numérique au sein d'un code de calcul aux éléments finis.

Dans la troisième partie nous allons présenter les résultats pratiques de notre modélisation. Elle sera de fait plus directement tournée vers l'ingénieur, gestionnaire du parc de centrales nucléaires ou concepteur des futures tranches. Enfin, après avoir répondu aux questions qui nous était posées par EDF, nous tenterons de tirer certains enseignements de portée plus générale pour l'ensemble de la communauté du génie civil et nous présenterons quelques propositions réglementaires relatives à la prise en compte du retrait et du fluage des bétons de structure.

Sommaire
Chapitre I

Principaux résultats

1. Résultats sur éprouvettes de diamètre 16 cm 298
   1.1 Rappels des étapes principales de la modélisation 298
   1.2 Détermination expérimentale des différents paramètres matériaux 299
   1.3 Répartition des déformations différées dans une éprouvette 300

2. Résultats de déformations différées sur enceinte 304
   2.1 Résultats pour les six sites étudiés 304
   2.2 Autres simulations réalisées 311
   2.3 Comparaison entre les différents sites 312
   2.4 Comparaison avec les résultats expérimentaux de fluage in situ 314

3. Comparaison avec des calculs simples d'ingénieur 316
   3.1 Sur la relation entre fluage et module d'Young 316
   3.2 Présentation d'une approche simplifiée 317

4. Calcul des pertes de précontrainte sur structure 321
   4.1 Présentation du problème et approche simplifiée 321
   4.2 Résolution du problème général couplé 323
   4.3 Résultats détaillés pour le cas de la centrale de Penly 324
   4.4 Résultats numériques pour les sites concernés 331

5. Conclusion 331

Chapitre I

Principaux résultats

1. Résultats sur éprouvettes de diamètre 16 cm

1.1 Rappels des étapes principales de la modélisation

La modélisation établie dans la deuxième partie permet d'aboutir à un ensemble d'équations permettant de décrire l'évolution des déformations différées du béton. Ces lois de comportement, que nous avons essayé de justifier à la fois physiquement, mécaniquement et thermodynamiquement sont les suivantes :

- Une déformation thermo élastique : $\underline{\underline{\varepsilon}}_e$

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_e(t_c) = \frac{1+\upsilon}{E(t_c)}\underline{\underline{\sigma}} - \frac{\upsilon}{E(t_c)}\mathrm{tr}(\underline{\underline{\sigma}})\underline{\underline{1}} + \alpha(T-T_0) \tag{I-1}$$

- Un retrait de dessiccation : $\underline{\underline{\varepsilon}}_{rd}$

$$\begin{gathered}\left(\frac{\Delta P}{P}\right) \le \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0 \Rightarrow \underline{\underline{\varepsilon}}_{rd}(t) = 0 \\ \left(\frac{\Delta P}{P}\right) \ge \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0 \Rightarrow \underline{\underline{\varepsilon}}_{rd}(t) = -\rho\kappa\left[\left(\frac{\Delta P}{P}\right) - \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0\right]\underline{\underline{1}} = -K\left[\left(\frac{\Delta P}{P}\right) - \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0\right]\underline{\underline{1}}\end{gathered} \tag{I-2}$$

- Un fluage propre : ε_{fp}

$$\begin{gathered}\varepsilon_{fp}(t,t_c,T,h) = \sigma_c H(t-t_c) J(t,t_c,T,h) \\ J(t,t_c,T,h) = h\psi(T)V(t_c^{eq})j((t-t_c)_{eq}, T=20°, h=1)\end{gathered} \tag{I-3}$$

- Un fluage de dessiccation qui se scinde en deux composantes :
  - Un effet structural lié au retrait de dessiccation : ε_{fd}^{str}

$$\begin{gathered}\left(\frac{\Delta P}{P}\right) \le \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char} \Rightarrow \varepsilon_{fd}^{str}(t) = 0 \\ \left(\frac{\Delta P}{P}\right) \ge \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char} \Rightarrow \varepsilon_{fd}^{str}(t) = -\rho\kappa F(\sigma)\left[\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0 - \left(\frac{\Delta P}{P}\right)_{char}\right]\end{gathered} \tag{I-4}$$

avec :

$$\sigma \leq 0 \Rightarrow F(\sigma) = 0$$

$$0 \leq \sigma \leq 15 \Rightarrow F(\sigma) = \frac{\sigma}{15} \qquad \text{(I-5)}$$

$$15 \leq \sigma \Rightarrow F(\sigma) = 1$$

- <u>Un fluage de dessiccation intrinsèque</u> : ε_{fd}^{int}

$$\varepsilon_{fd}^{int} = \lambda\sigma|\Delta h| \qquad \text{(I-6)}$$

1.2 Détermination expérimentale des différents paramètres matériaux

Les différents paramètres matériaux (que nous considérons donc comme intrinsèques) sont les suivants :

- Le module d'élasticité des différents bétons (I-1) a été pris égal au module mesuré expérimentalement à 1 an soit : $E(t_c) = E_{i\,an}$

- Le coefficient de Poisson υ (I-1), bien que mesuré sur éprouvette à 28 jours n'a pas été utilisé en raison de la non suffisante précision des mesures. Nous avons préféré prendre un coefficient de Poisson moyen égal à 0,2 pour tous les bétons. Notons cependant que cette valeur de 0,2 constitue une moyenne raisonnable des mesures trouvées.

- Le coefficient de dilatation thermique α (I-1) a été pris constant pour tous les bétons et égal à $\alpha = 10.10^{-6}C^{-1}$.
- Les coefficients $K = \rho\kappa$ et $\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0$ dans (I-2) sont déterminés sur les courbes de perte en poids en fonction du temps.

- La fonction de fluage $J(t - t_c, T = 20°C, h = 1)$ dans (I-3) est déterminée sur les essais de fluage propre réalisés sur bétons reconstitués en laboratoire pour t_c = 28 jours. Les fonctions de la températures, de vieillissement et les différents temps équivalents intervenant dans la loi de comportement de fluage ont d'ores et déjà été présentés préalablement dans la deuxième Partie, Chapitre V.

- Le paramètre λ dans (I-6) est déterminé directement sur les essais de fluage total.

On trouvera ci-dessous (**tableau 1**) une liste des paramètres utilisés pour les différents bétons.

Tableau 1 : Valeurs des paramètres matériaux déterminés pour les différents bétons.

Site	Penly	Chooz	Paluel	Civaux B11	Civaux BHP	Flamanville
E_{tan} (GPa)	39,5	40,8	44,0	36,4	39,5	37,3
$\kappa\left(10^{-6}\right)$	9,0	11,5	10,0	12,2	15,4	16,6
$\lambda\left(10^{-6}\right)$	100	110	113	162	26	135
$\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0$	0,99	0,45	0,36	0,5	0,5	0,25

Enfin, la décomposition en série de Dirichlet (I-7) des fonctions de fluage propre mesurées à 28 jours fait apparaître (**tableau 2**), pour chaque béton, un ensemble de E_k , $k = 1..8$ caractéristique de la série :

$$J(t,28,T=20°,h=1) = \frac{1}{E_0} + \sum_{k=1}^{8} \frac{1}{E_k}\left[1 - \exp\left(-\frac{t-28}{\tau_k}\right)\right] \qquad \text{(I-7)}$$

$$\tau_k = \tau_1 \cdot 10^{k-1} \ ; \ \tau_1 = 0{,}002 \text{ (en jours)}$$

Tableau 2 : Caractéristique de la décomposition des fonctions de fluage en série de Dirichlet pour les 6 bétons étudiés.

Modules (GPa)	Penly	Chooz	Paluel	Civaux B11	Civaux BHP	Flamanville
E_1	1901,73	811,28	1655,25	786,10	1312,59	8118,81
E_2	1426,16	808,56	1726,00	816,76	1239,08	3839,08
E_3	546,23	336,93	724,97	346,90	509,16	1140,47
E_4	240,54	177,65	398,88	183,07	273,17	368,36
E_5	112,68	97,34	226,33	102,28	155,88	123,82
E_6	54,79	53,79	134,83	52,95	103,94	55,30
E_7	36,50	38,39	103,58	36,10	95,11	52,60
E_8	27,04	24,08	73,59	17,52	93,74	87,80
E_0	36,02	37,97	38,08	33,17	36,37	31,88

1.3 Répartition des déformations différées dans une éprouvette

Lors du calage des paramètres du modèle, et plus particulièrement lors de la détermination du dernier paramètre, le coefficient λ dans (I-6), on est amené à réaliser une décomposition des déformations différées de chaque béton que nous avons retranscrites sur les **figures 1 à 6** qui suivent. Les différentes abréviations utilisées sont les suivantes :

- RD : retrait de dessiccation
- FP : fluage propre
- FDstr : fluage de dessiccation structural
- FT : fluage + retrait total

Figure 1 : Décomposition de la déformation différée totale du béton de Penly.

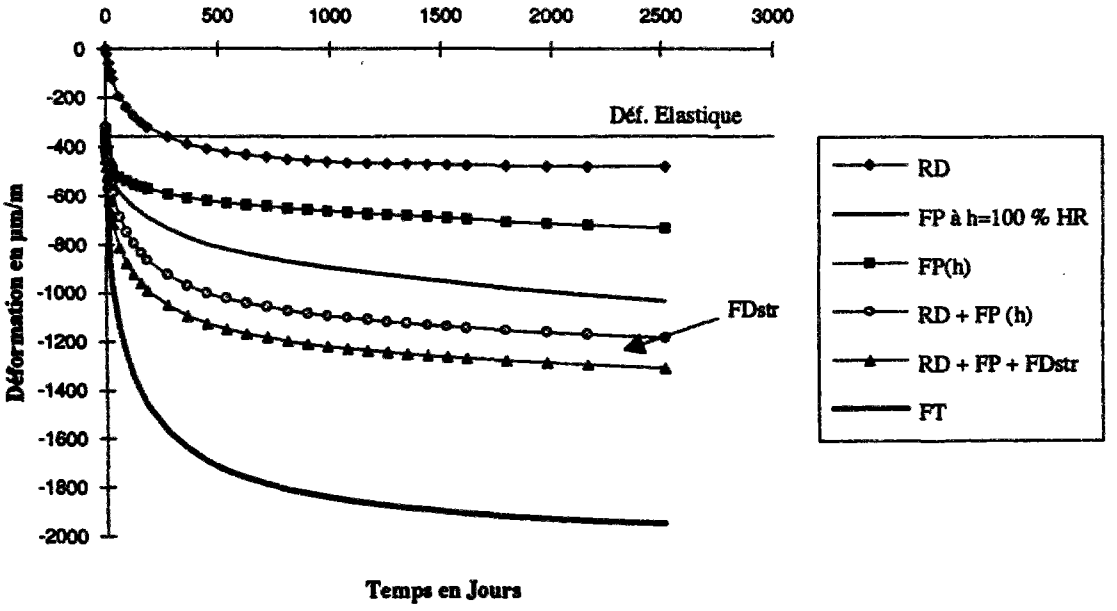


Figure 2 : Décomposition de la déformation différée totale du béton de Chooz.

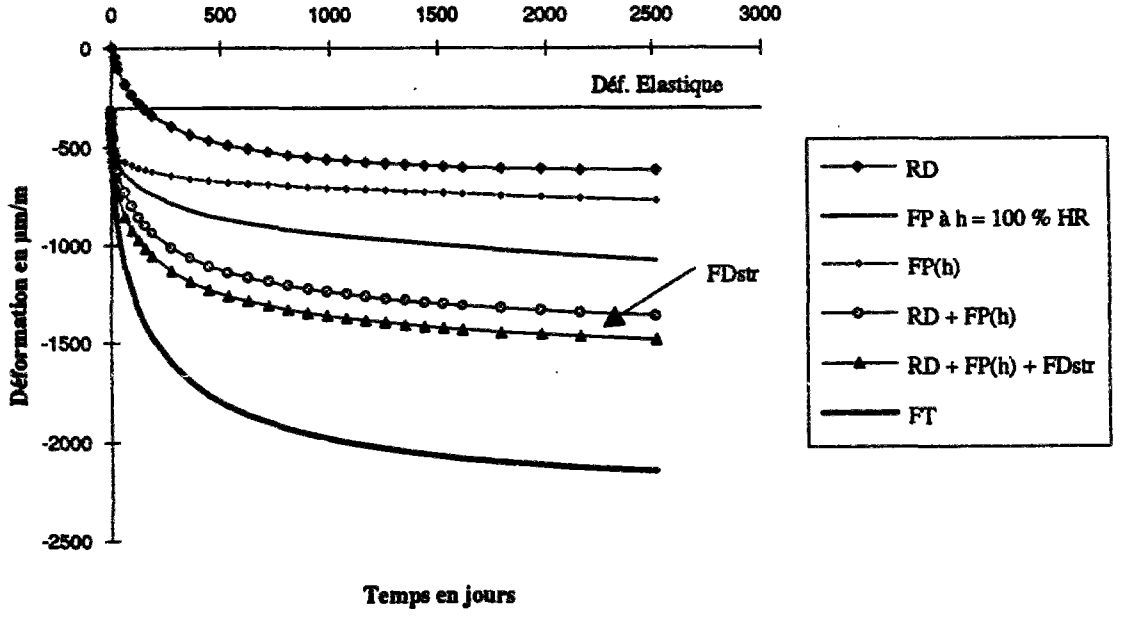


Figure 3 : Décomposition de la déformation différée totale du béton de Paluel.

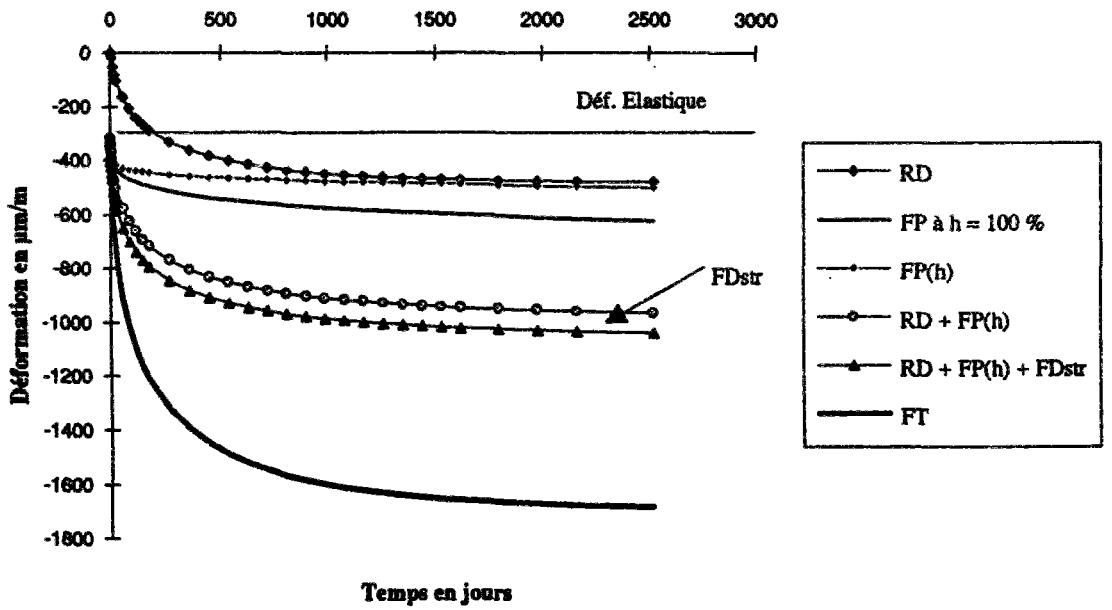


Figure 4 : Décomposition de la déformation différée totale du béton de Civaux B11.

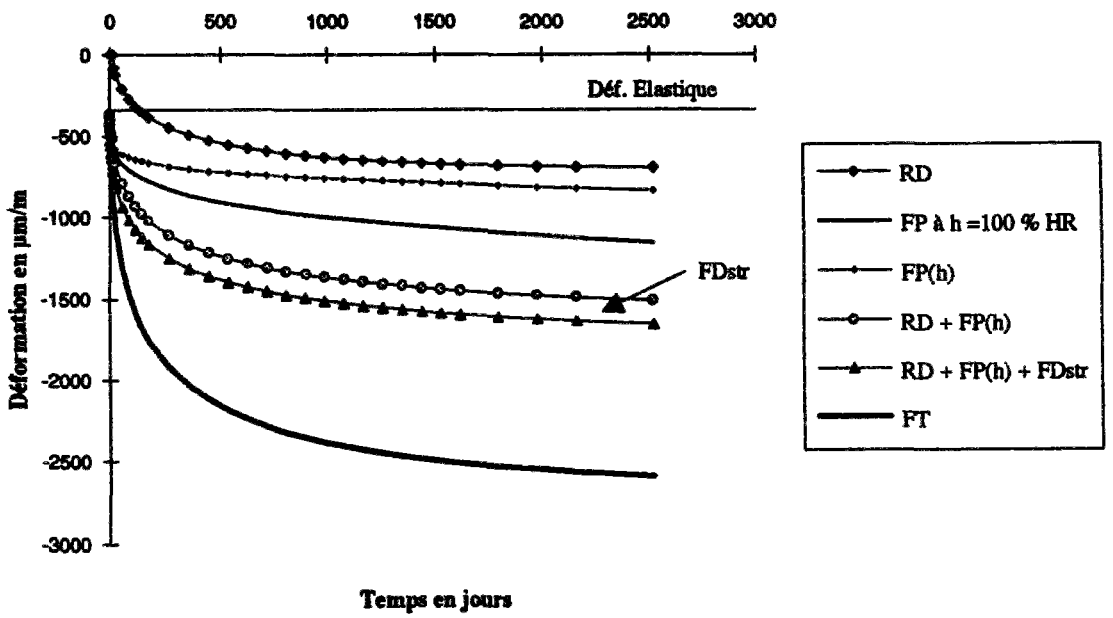


Figure 5 : Décomposition de la déformation différée totale du béton de Civaux BHP.

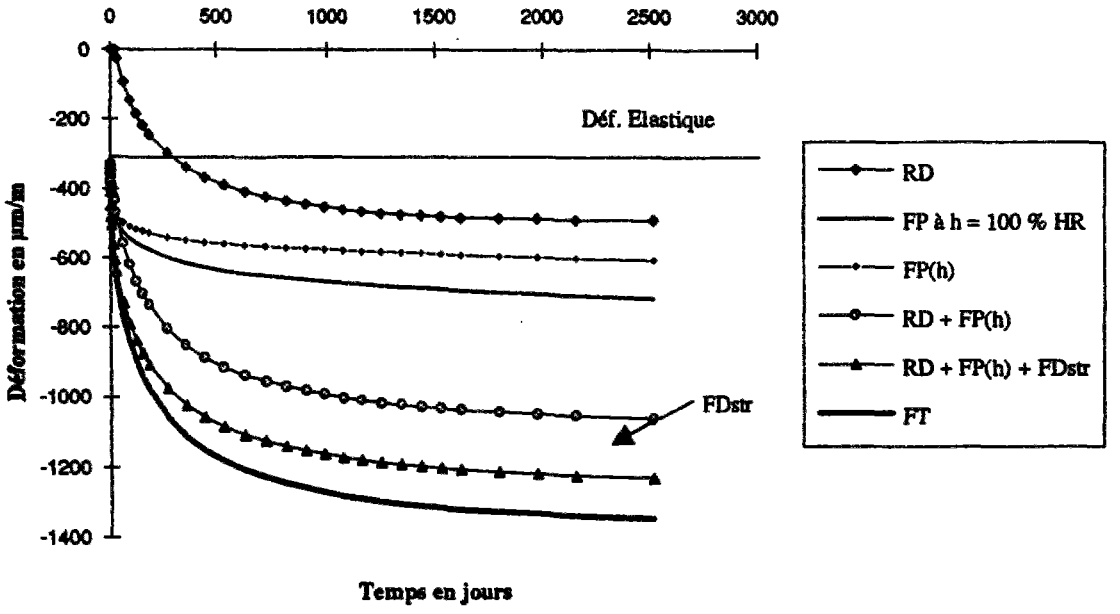
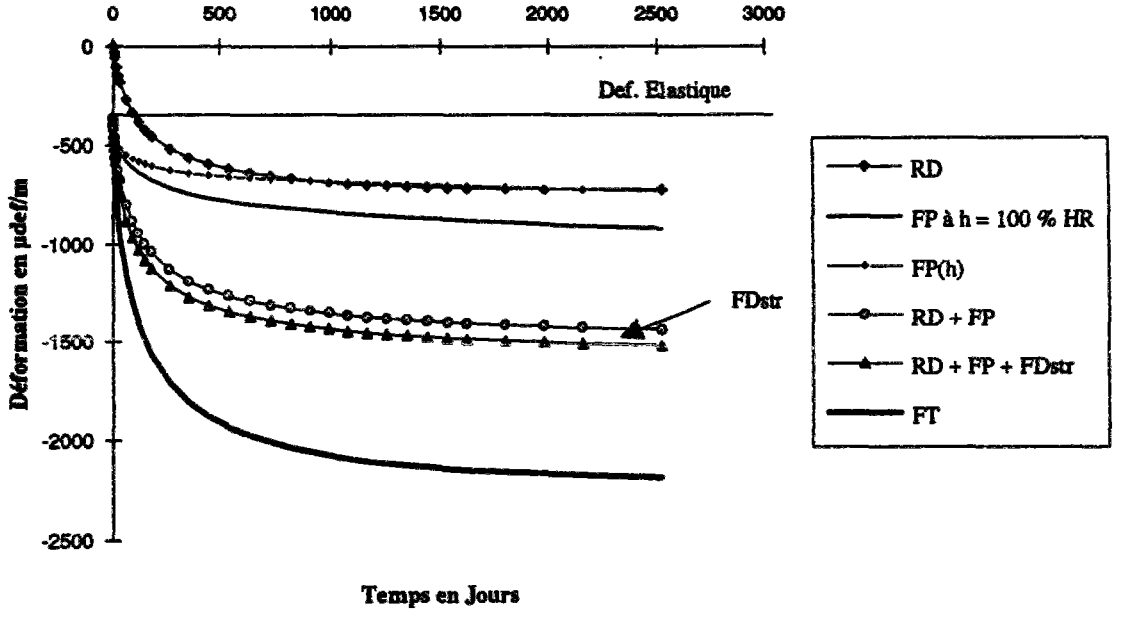


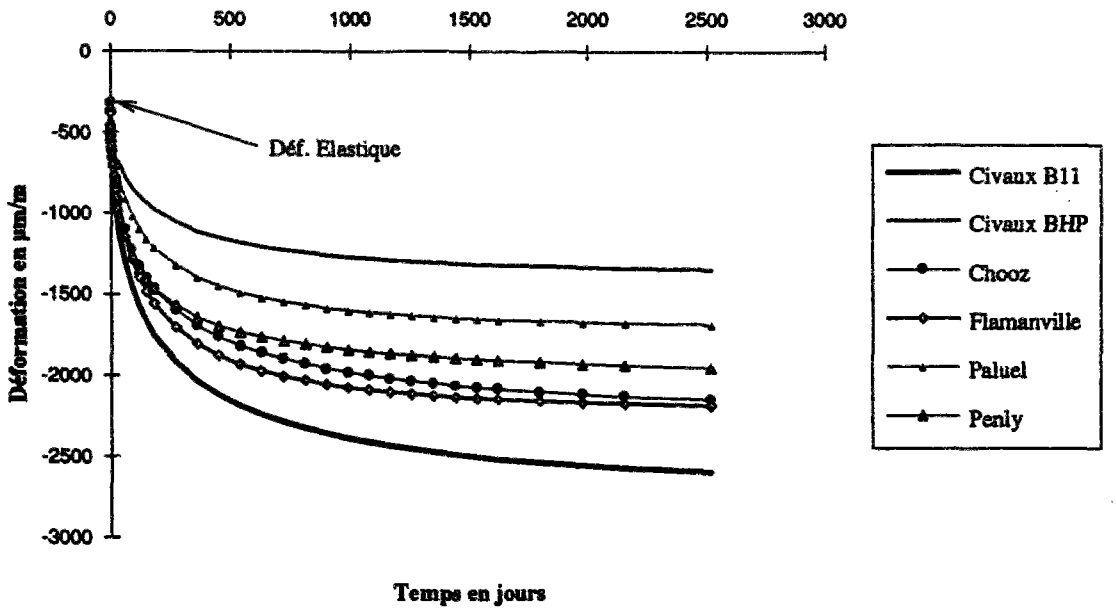
Figure 6 : Décomposition de la déformation différée totale du béton de Flamanville.



Les figures ci-dessus nous permettent de visualiser rapidement la part de chaque déformation différée au sein de la déformation totale et d'évaluer, en particulier, l'importance du fluage de dessiccation, qu'il soit intrinsèque ou bien lié à un effet de structure. Le cas de Civaux BHP se distingue des autres par un très faible fluage de dessiccation, non nul cependant.

Nous présentons enfin en **figure 7** une comparaison des déformations différées totales des différents bétons étudiés.

Figure 7 : Comparaison des déformations différées totales sur éprouvette de diamètre 16 cm.



On remarque l'effet de la formulation : pour des matériaux de base voisins, les déformations différées des deux bétons de Civaux encadrent celles de tous les autres bétons.

2. Résultats de déformations différées sur enceinte

Pour obtenir les résultats sur enceinte à partir des paramètres "matériaux", il suffit par la suite d'utiliser les mêmes lois de comportement en utilisant le maillage de la structure que l'on étudie avec les conditions aux limites en température et en humidité qui ont été précisées lors de la première partie.

2.1 Résultats pour les six sites étudiés

Les résultats sont présentés béton par béton sur les **figures 8 à 13**. Nous attirons l'attention sur le cas particulier du retrait de dessiccation. Avant d'atteindre la valeur $\left(\frac{\Delta P}{P}\right)_0$, nous avons fait l'hypothèse que le retrait de dessiccation est nul, ce qui explique le palier de déformation à zéro que l'on observe sur chacune des différentes courbes. Nous présentons tout d'abord, pour chaque type de béton, la composante de retrait de dessiccation, puis les composantes tangentielles et verticales des déformations totales.

Centrale de Penly

Figure 8.1 : Déformation de retrait total du béton d'enceinte de Penly.

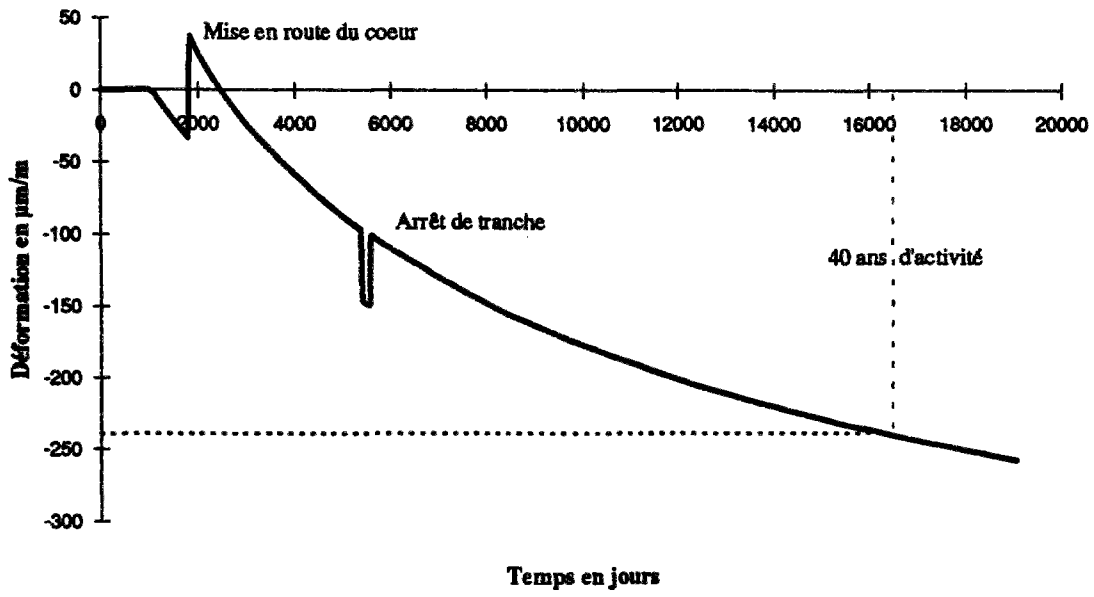
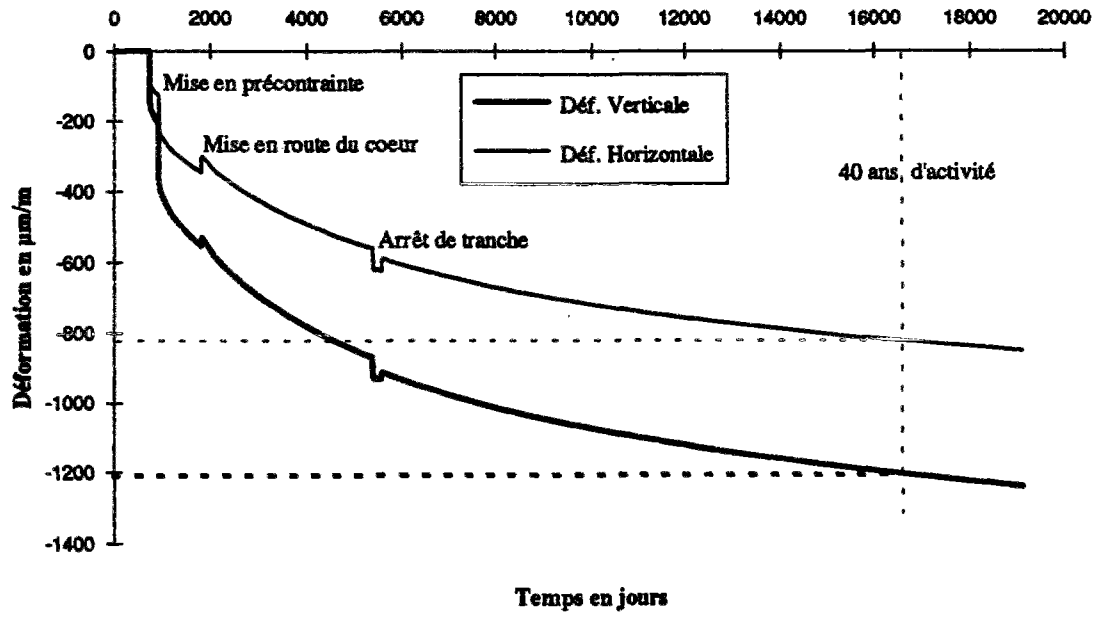


Figure 8.2 : Déformations tangentielles et verticales totales du béton de l'enceinte de Penly.



Centrale de Chooz

Figure 9.1 : Déformation de retrait total du béton d'enceinte de Chooz.

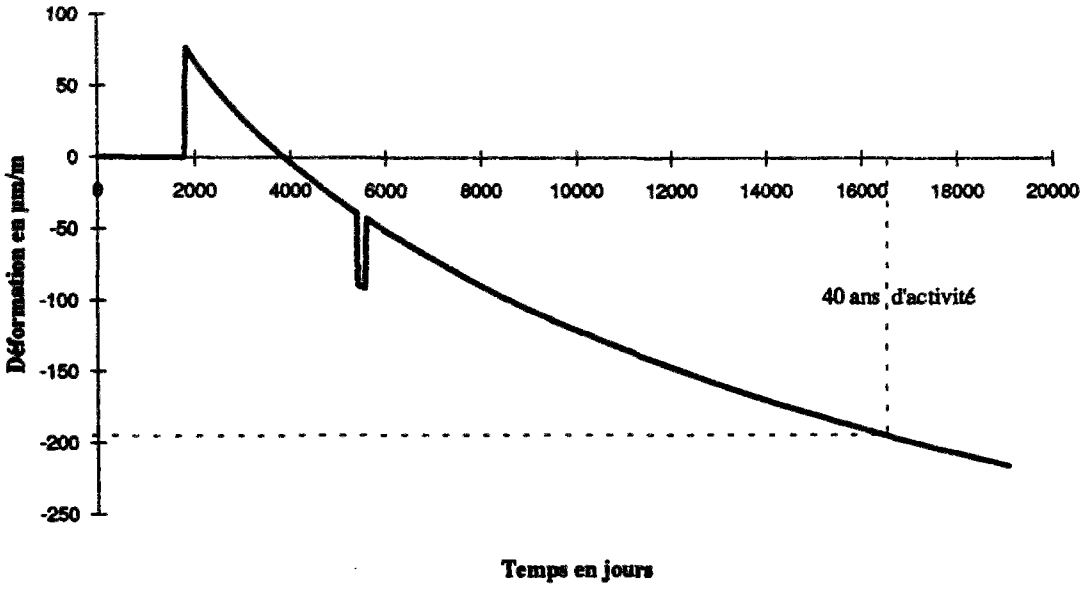
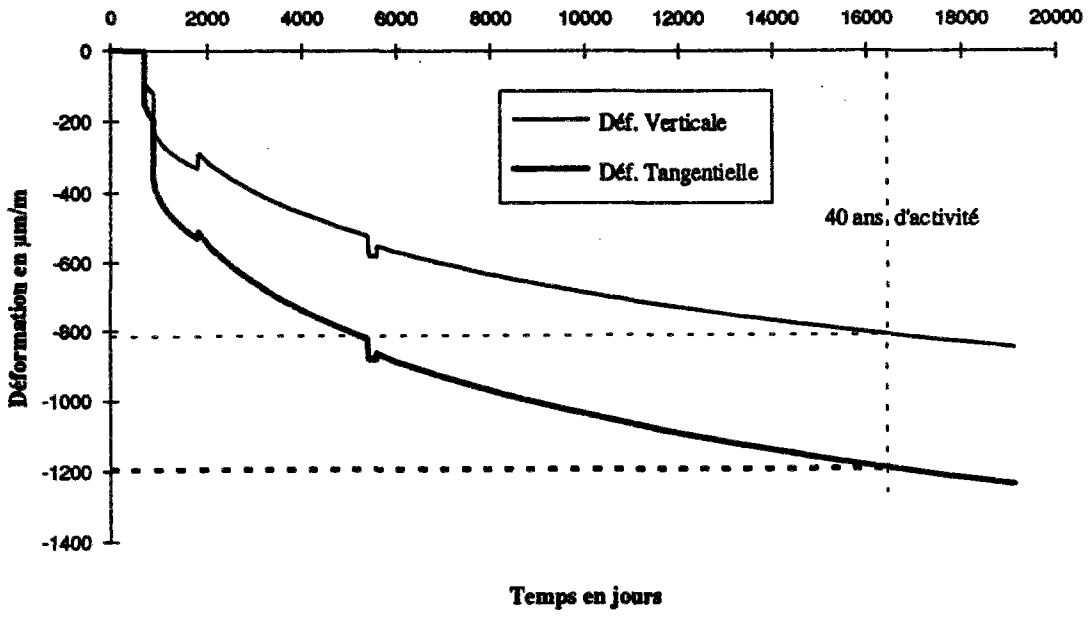


Figure 9.2 : Déformations tangentielles et verticales totales du béton de l'enceinte de Chooz.



Centrale de Paluel

Figure 10.1 : Déformation de retrait total du béton d'enceinte de Paluel.

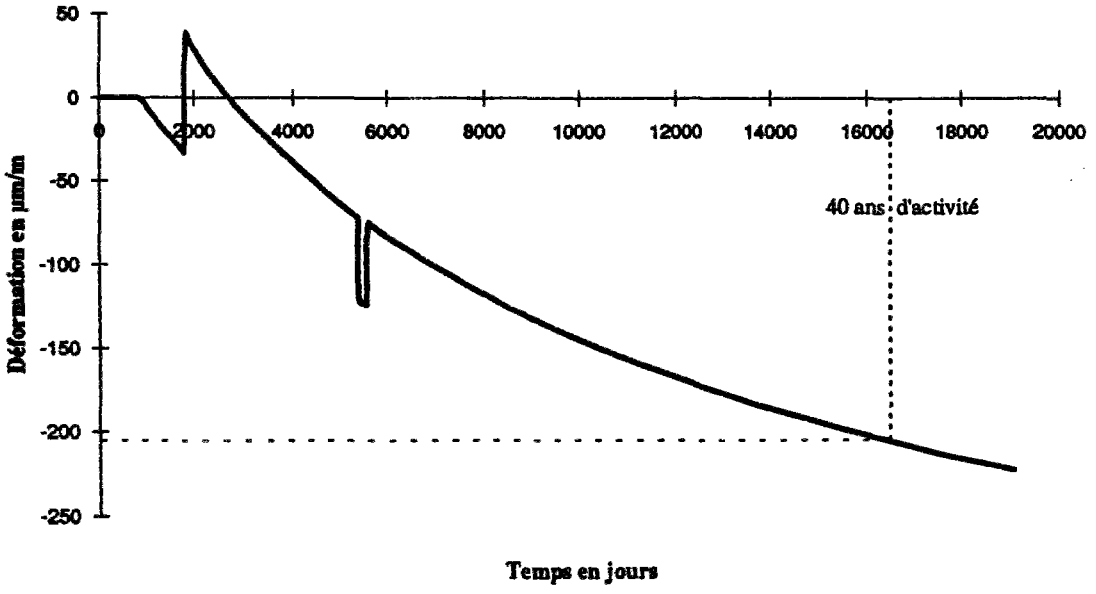
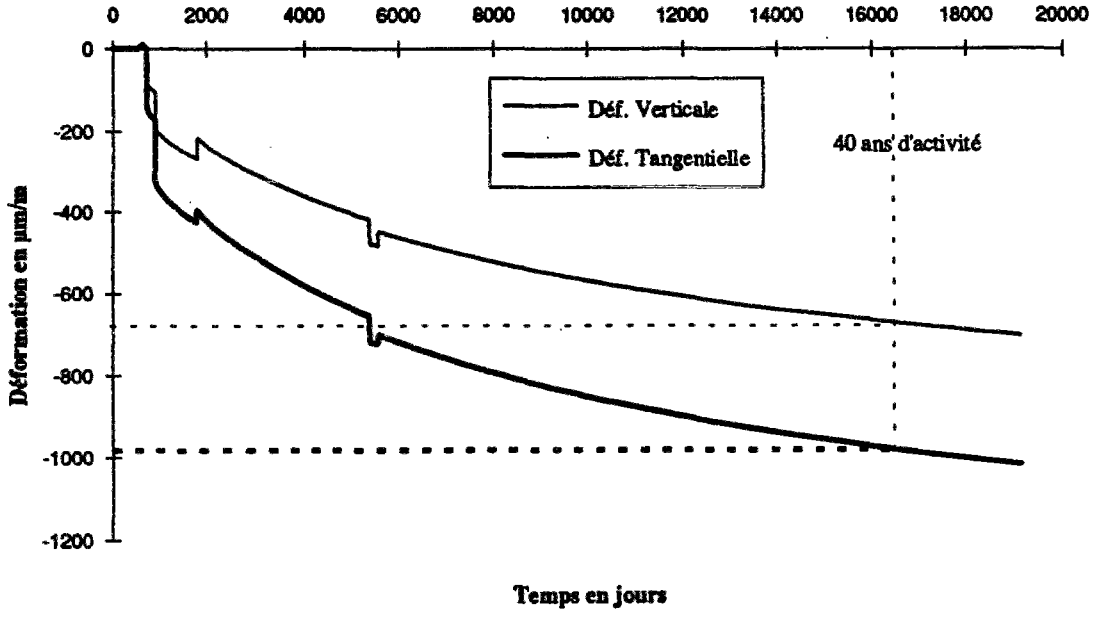


Figure 10.2 : Déformations tangentielles et verticales du béton de l'enceinte de Paluel.



Centrale de Civaux B11

Figure 11.1 : Déformation de retrait total du béton d'enceinte de Civaux B11.

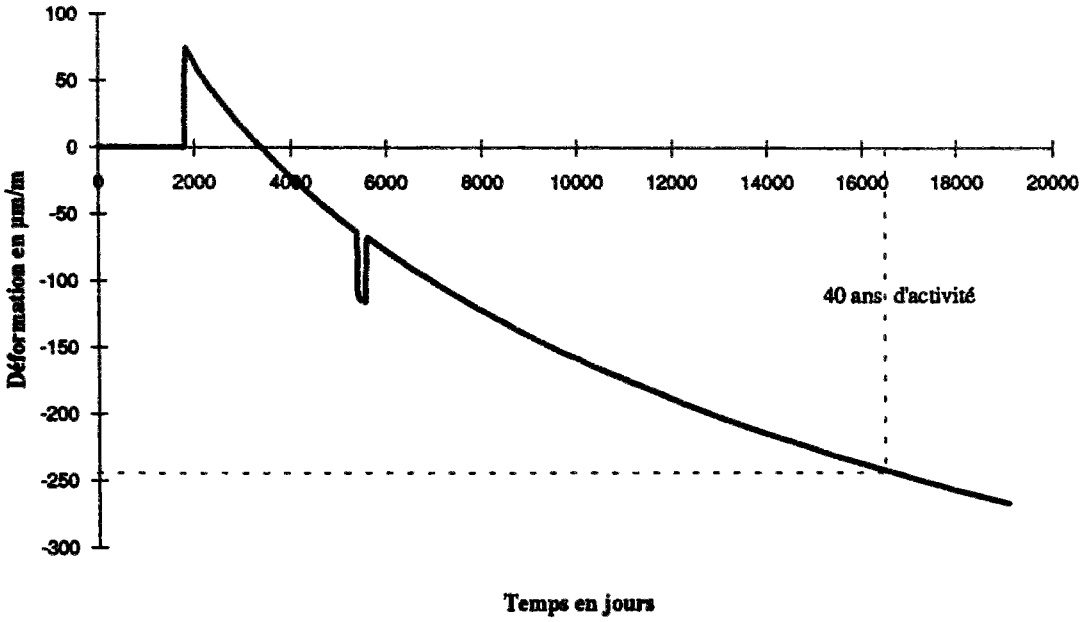
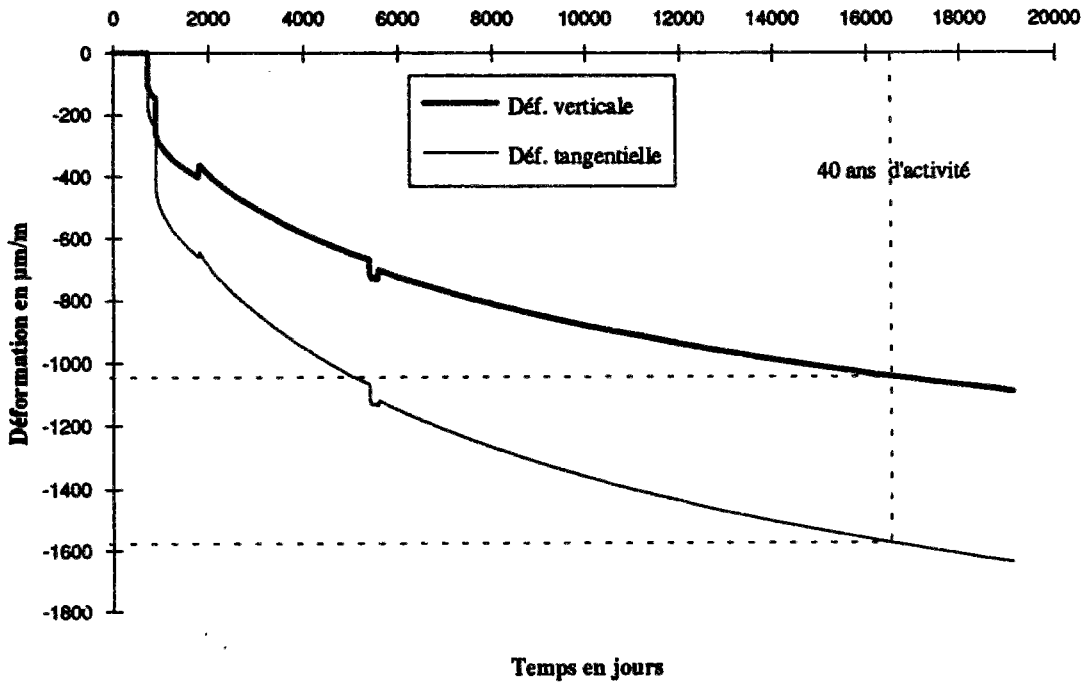


Figure 11.2 : Déformations tangentielles et verticales totales du béton de l'enceinte de Civaux B11.



Centrale de Civaux BHP

Figure 12.1 : Déformation de retrait total du béton d'enceinte de Civaux BHP.

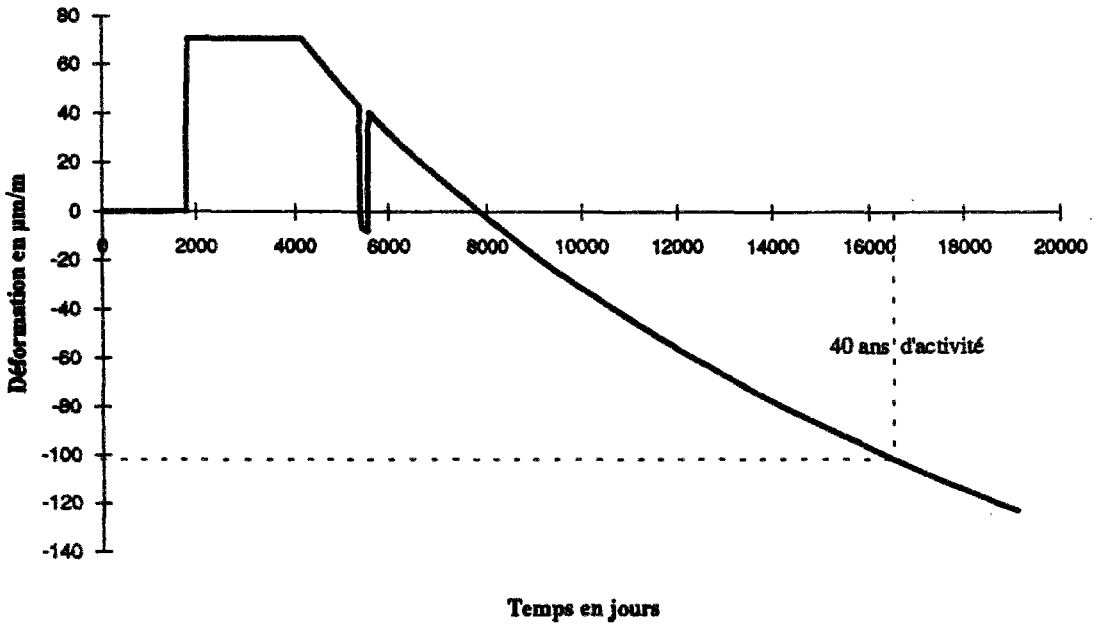
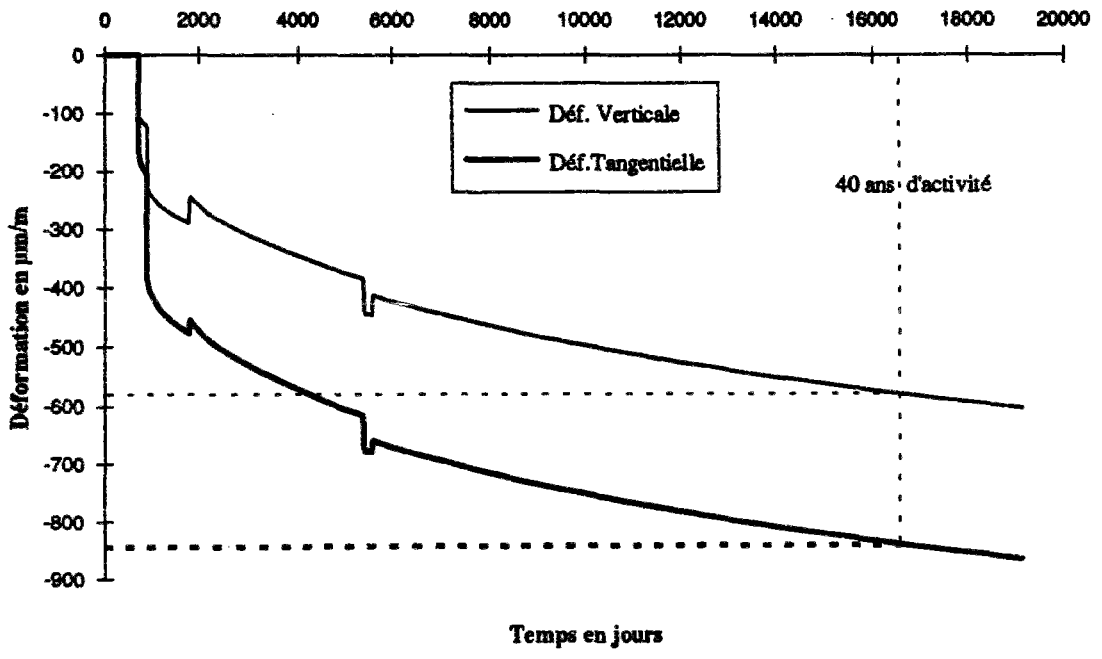


Figure 12.2 : Déformations tangentielles et verticales totales du béton de l'enceinte de Civaux BHP.



Centrale de Flamanville

Figure 13.1 : Déformation de retrait total du béton d'enceinte de Flamanville.

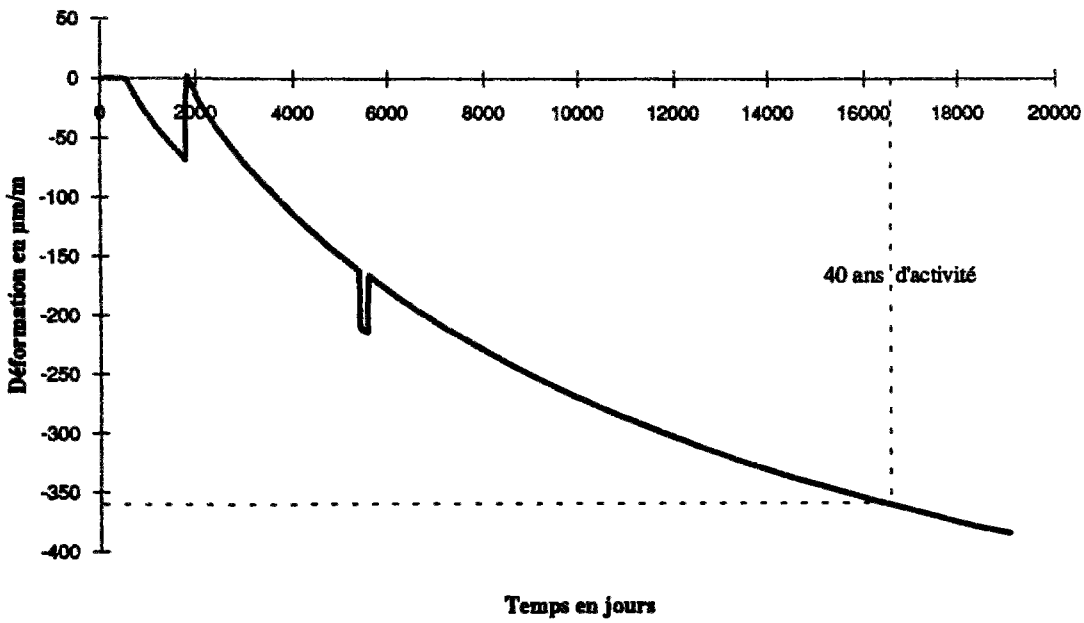
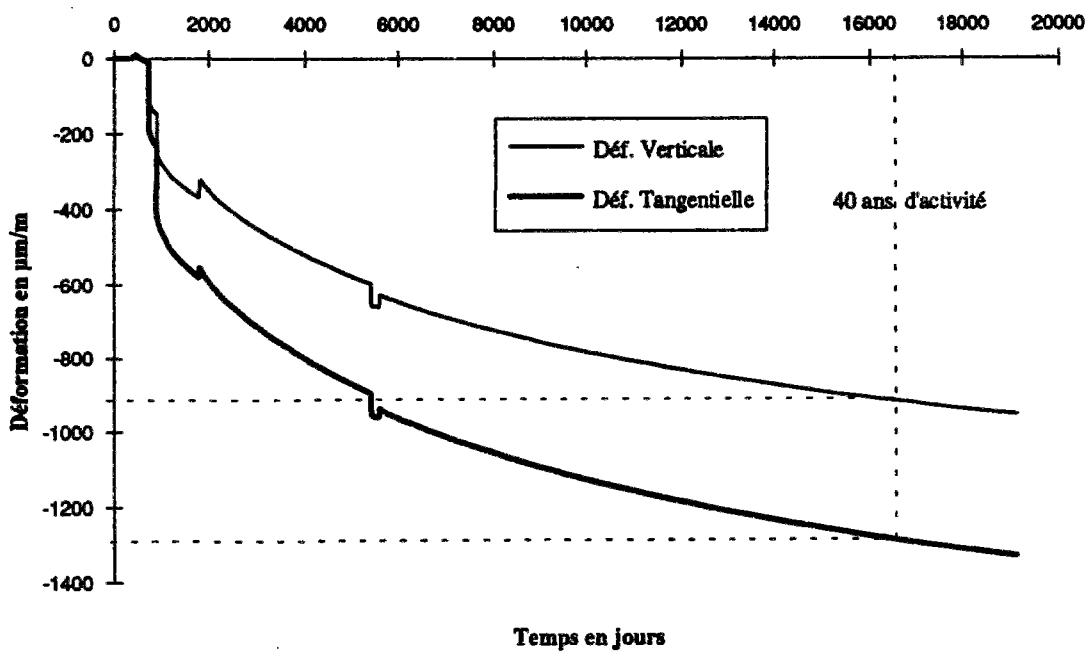


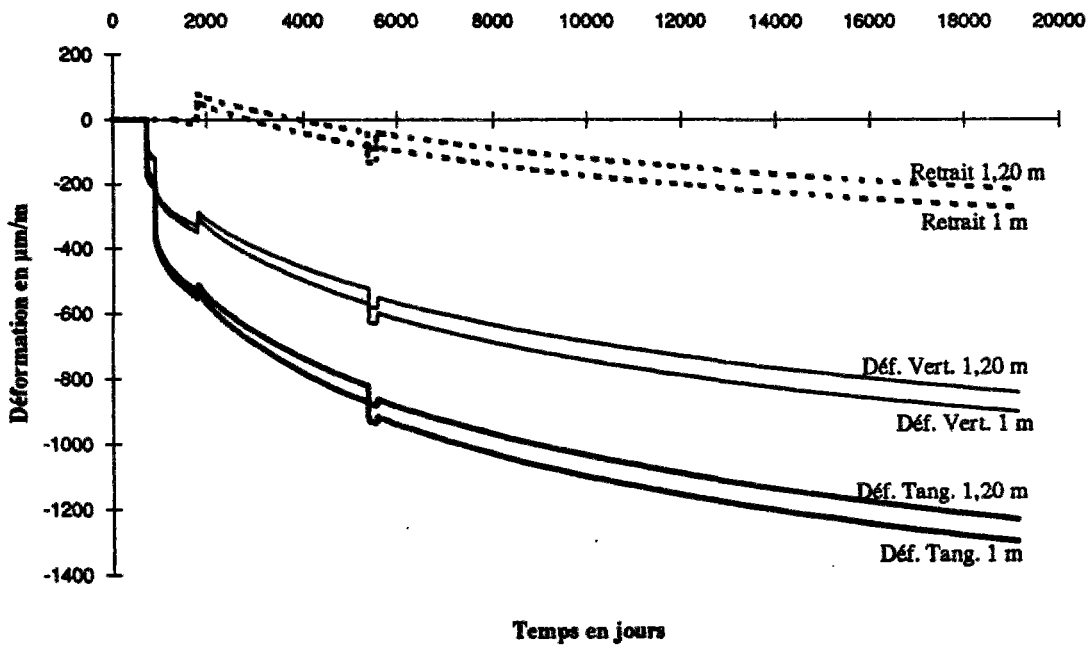
Figure 13.2 : Déformations tangentielles et verticales totales du béton de l'enceinte de Flamanville.



2.2 Autres simulations réalisées

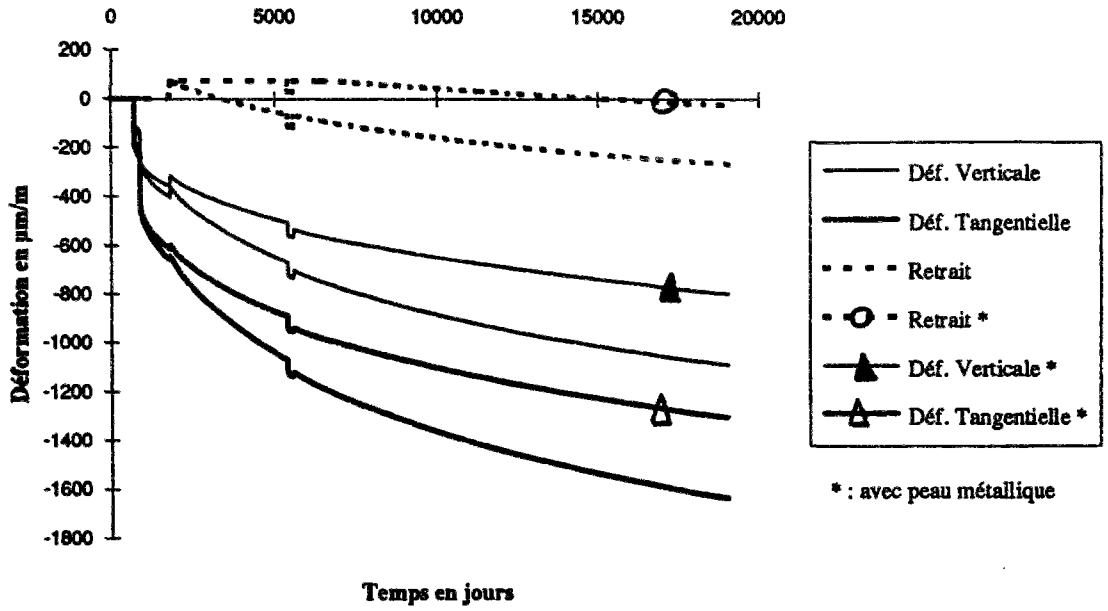
Nous présentons dans ce paragraphe deux autres simulations qu'il nous a paru intéressant de réaliser. La première a été réalisée pour le béton de Chooz en prenant une épaisseur de 1 m au lieu de 1,20 m. La **figure 14** nous permet de constater une légère différence entre les deux hypothèses. Conformément aux lois d'échelle établies dans la deuxième partie, on constate que les déformations différées sont moins importantes lorsque l'épaisseur de la pièce augmente.

Figure 14 : Comparaison entre les déformations différées du béton de Chooz pour deux épaisseurs du mur d'enceinte.



La deuxième simulation (**figure 15**) a été réalisée sur le béton de Civaux B11 en supposant qu'il existe, comme sur les tranches de 900 MWe, une peau métallique sur la face interne, peau qui empêche ainsi tout échange d'eau avec le milieu extérieur, ce qui revient, fictivement, à doubler l'épaisseur du mur (la rigidité apportée par la peau, de quelques mm d'épaisseur, est négligée). Dans ce cas de figure, la différence est beaucoup plus importante.

Figure 15 : Comparaison entre les déformations différées du béton de Civaux B11 pour deux types de conditions aux limites : avec ou sans peau métallique.



2.3 Comparaison entre les différents sites

Enfin, nous présentons dans ce paragraphe une synthèse des résultats précédents (**figure 16.1 à 16.3**) où nous comparons les différents bétons entre eux.

Figure 16.1 : Comparaison des déformations différées de retrait de dessiccation des différents bétons étudiés.

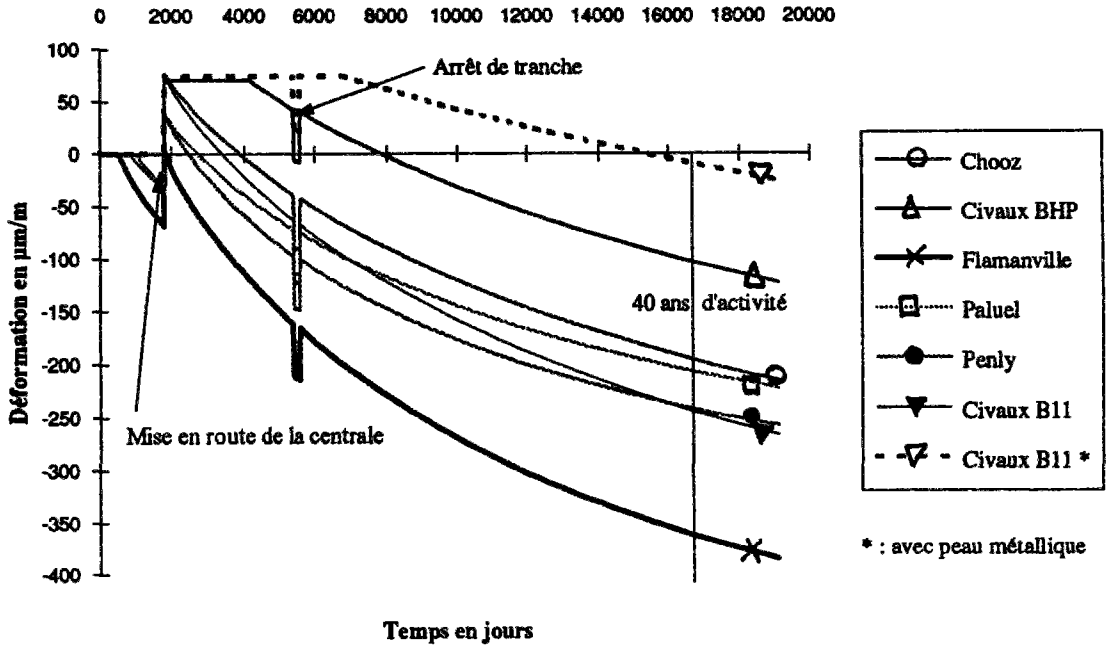


Figure 16.2 : Comparaison des déformations différées tangentielles totales des différents bétons étudiés.

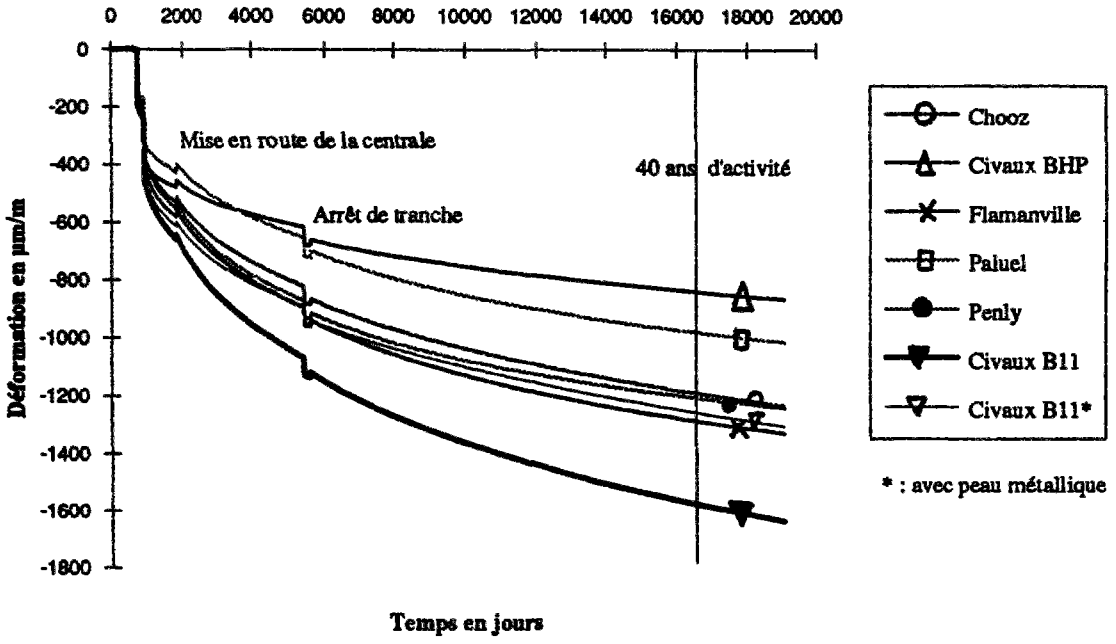
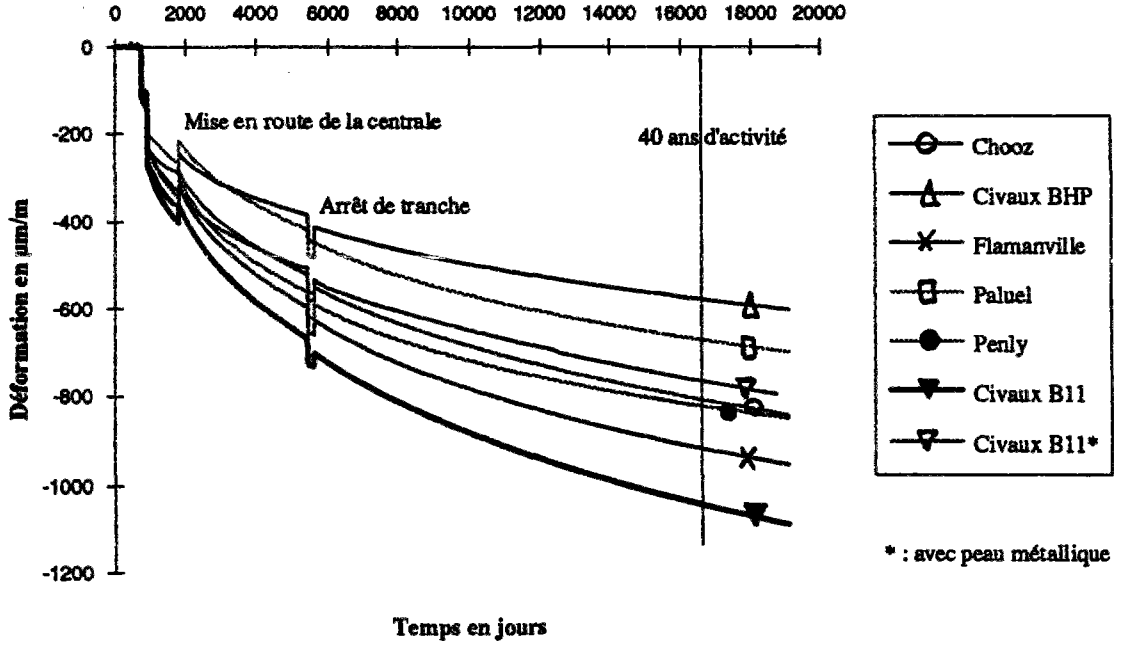


Figure 16.3 : Comparaison des déformations différées verticales totales des différents bétons étudiés.



Nous constatons ici la grande diversité des réponses obtenues sur structure pour des bétons qui avaient cependant des caractéristiques de formulation et des caractéristiques mécaniques relativement comparables.

2.4 Comparaison avec les résultats expérimentaux de fluage *in situ*

Nous présentons maintenant une confrontation de nos simulations avec quelques mesures réalisées *in situ*. Nous traitons tout d'abord le cas des bétons de Paluel et de Flamanville (**figures 17.1 à 17.2**) dont on dispose environ 10 années de suivi régulier, puis, celui des centrales de Penly et de Chooz (**tableau 3**) mais uniquement à la date du dernier point de mesure. Une comparaison analogue n'a, bien sûr, pas pu être réalisée pour les sites de Civaux B11 et de Civaux BHP qui sont encore en construction.

Compte tenu de l'incertitude sur le premier point de mesure (le suivi des déformations différées ayant débuté lors de l'essai pré-opérationel et non au début de la précontrainte), une translation verticale et horizontale de la courbe a été nécessaire. Par ailleurs, dans le cas de Flamanville, où une importante différence de comportement a été observée sur les deux tranches du site, pourtant construites avec la même formule de béton, nous avons préféré reporter les deux résultats plutôt que d'en faire la moyenne. Dans le cas de la centrale de Paluel, les 4 tranches du site présentent au contraire un comportement relativement similaire. Enfin, les mesures effectuées *in situ*, que nous avons sélectionnées sur les bétons, ont été réalisées à l'aide des extensomètres verticaux et tangentiels situés à mi fût, donc suffisamment éloignés de la ceinture torique et du radier. Elles sont corrigées des variations de température.

Figure 17.1 : Comparaison des déformations différées tangentielles totales des bétons de Flamanville et de Paluel avec les points expérimentaux mesurés *in situ*.

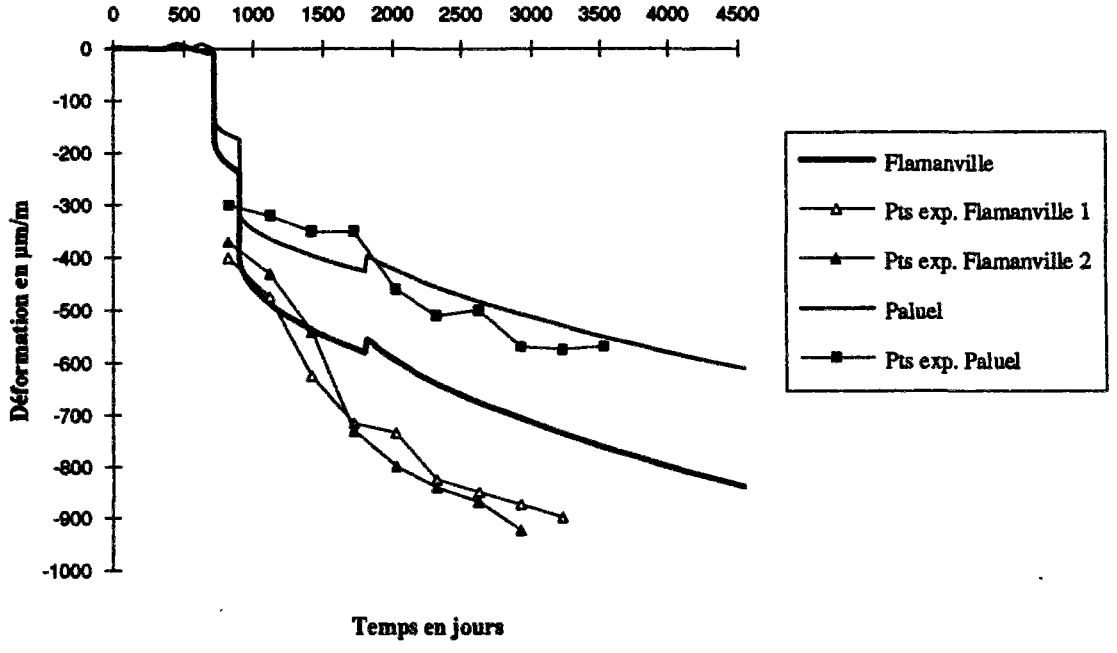


Figure 17.2 : Comparaison des déformations différées verticales totales des bétons de Flamanville et de Paluel avec les points expérimentaux mesurés *in situ*.

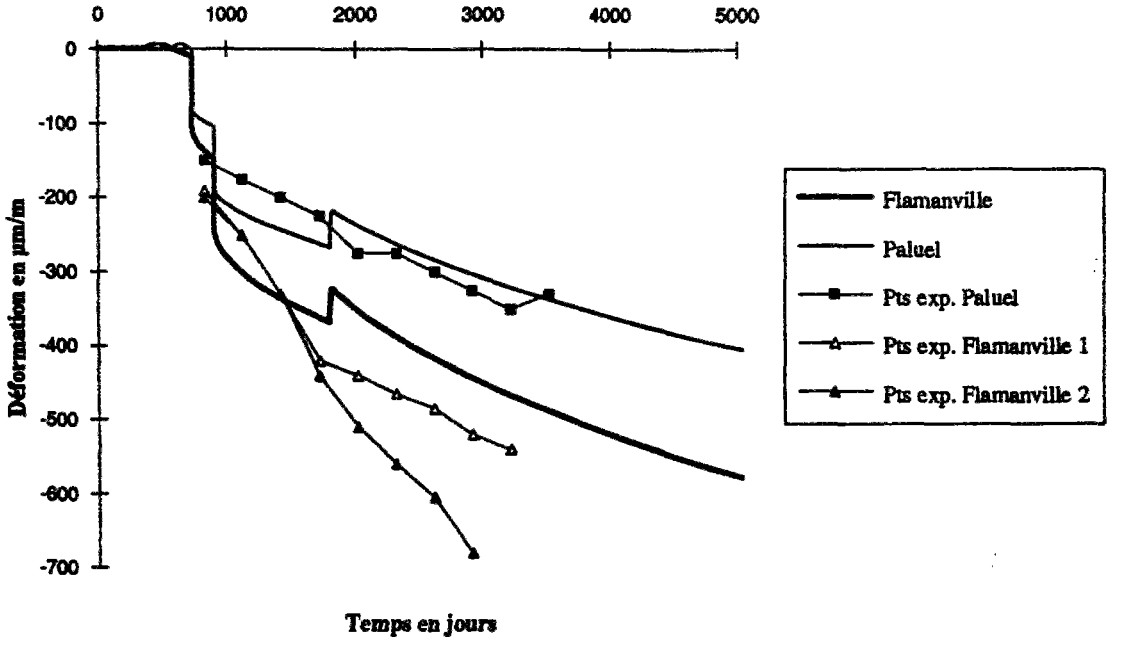


Tableau 3 : Comparaison des déformations différées totales des bétons de Chooz et de Penly avec les points expérimentaux mesurés *in situ*.

Béton	Age en mois	ε^{fl}_{zz} Calculée	ε^{fl}_{zz} exp.	ε^{fl}_{tt} Calculée	ε^{fl}_{tt} exp.
Penly 1	63	135	218	203	247
Penly 2	39	103	136	158	182
Chooz 1	47	161	223	280	243
Chooz 2	28	110	103	161	119

Le résultat des comparaisons est mitigé. Dans le cas du béton de Paluel, les simulations permettent de retrouver l'allure de la courbe expérimentale d'une façon correcte, mais ce n'est plus vraiment le cas pour les déformations du béton de Flamanville qui sont sensiblement sous-estimées. En ce qui concerne les bétons de Chooz et de Penly, les résultats sont jugés acceptables mais force est de constater que les bétons sont encore trop jeunes pour dégager une tendance. Enfin, dans le cas de ces deux derniers bétons, nous n'avions pas la totalité de la courbe (déformation *versus* temps) à notre disposition pour faire abstraction de l'aléa sur l'origine temporelle du premier point de mesure au moyen d'un re-calage. D'une manière générale, il semblerait cependant que les simulations aient tendance à sous estimer les déformations mesurés *in situ* et ce, d'une manière plus importante pour la déformation verticale que pour la déformation tangentielle.

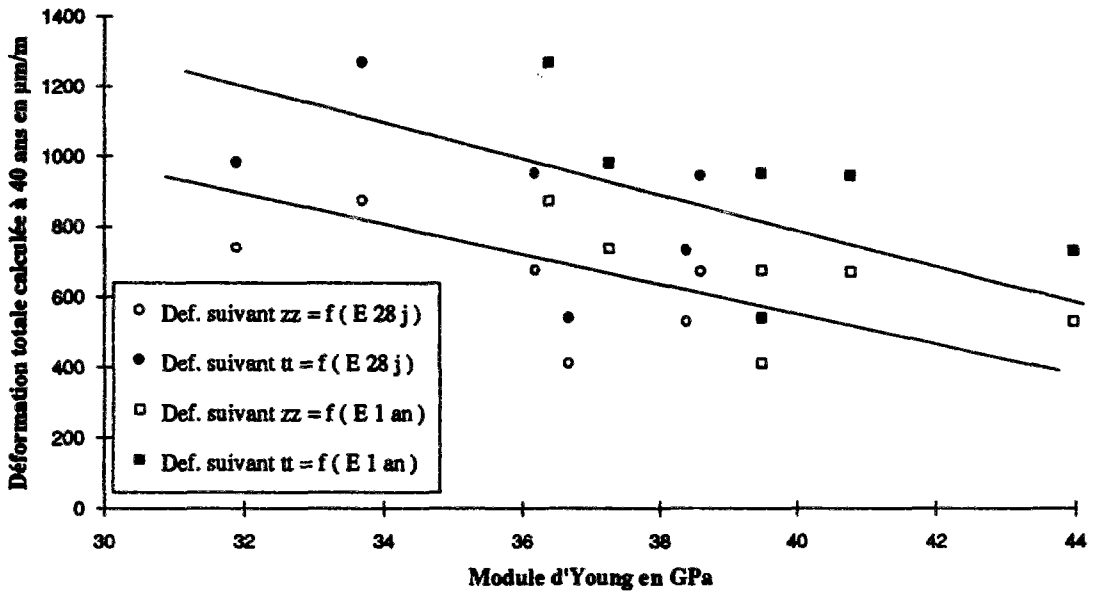
3. Comparaison avec des calculs simples d'ingénieur

3.1 Sur la relation entre fluage et module d'Young

Il est des habitudes d'ingénieur qu'il est parfois très difficile de combattre, comme celle d'exprimer et d'évaluer le fluage du béton uniquement par la donnée de son module d'Young, et ce module à partir de la seule résistance caractéristique en compression.

Nous avons porté dans le **tableau 4** les déformations différées totales de chaque béton *in situ* à 40 ans[1] en fonction de son module instantané mesuré à 28 jours et à 1 an. Le nuage de point obtenu en **figure 18** nous permet de visualiser le fait, généralement admis, que plus le module du béton est élevé, plus la déformation différée aura tendance à être faible, comme en témoigne les droites issues d'un lissage par la méthode des moindres carrés. Cependant la dispersion constatée est très importante. Il ne faut donc pas abuser de cette "règle de l'art" et lui faire dire plus qu'elle ne peut.

Figure 18 : Déformation différée du béton sur structure à 40 ans en fonction du module d'Young à 28 jours et à 1 an.



[1] Il suffit, pour cela, de retrancher, à la déformation calculée après 40 ans d'activité, la déformation élastique, et de rajouter le gonflement thermique, mesuré lors de la mise en route de la centrale. En effet, on peut considérer, en première approximation, que le coefficient de dilatation thermique des câbles de précontrainte est du même ordre de grandeur que celui du béton. Lors de la montée en température du béton, il n'y a donc pas de perte de précontrainte.

Tableau 4 : Déformation différée du béton sur structure à 40 ans en fonction du module d'Young à 28 jours et à 1 an.

Tranche	E 28 j (GPa)	E 1 an (GPa)	ε_{zz}^{dif} (40 ans) µdef	ε_{tt}^{dif} (40 ans) µdef
Chooz	38,6	40,8	716	971
Paluel	38,4	44,0	574	756
Civaux BHP	36,7	39,5	456	564
Penly	36,2	39,5	721	977
Civaux B11	33,7	36,4	918	1294
Flamanville	31,9	37,3	784	1006

Le module d'Young se révèle donc comme un critère intéressant, peut-être même le plus intéressant, mais pas toujours suffisant cependant pour prédire des déformations différées sur structure. En effet, le béton doit être considéré comme un matériau composite pâte + granulat. Le granulat à classiquement un comportement élastique et seule la pâte présente un comportement différé. Le granulat intervient donc principalement au niveau de la déformation instantanée qu'il va piloter en grande partie (**Annexe 1**) mais intervient relativement peu dans la déformation différée comme le montrent les modèles composites classiques (Granger, 1994d). Ceci est d'autant plus vrai avec les BHP : association d'un granulat courant avec une pâte haute performance. Les BHP présentent ainsi un module un peu supérieur à celui du béton ordinaire, et cependant un fluage beaucoup plus faible ! Dans notre cas, de surcroît, nous travaillons avec cinq sortes de granulats différents, ce qui est en partie la cause de la dispersion observée. Il nous semble qu'il serait plus juste de dire : " A granulat fixé, le module est un bon indicateur des déformations différées prévisibles de différents bétons ".

3.2 Présentation d'une approche simplifiée

Après avoir proposé une analyse complète par éléments finis, il peut être intéressant de réfléchir sur une approche simple, un calcul d'Ingénieur qui donnerait un ordre de grandeur rapide des déformations sur enceinte à partir des résultats de laboratoire. Nous appellerons RE(t), RD(t - t_0), FP(t - t_0), FT(t - t_c) les différentes déformations différées mesurées sur éprouvette de diamètre 16 cm (avec : t_c = âge de chargement, t_s = âge où le séchage commence). Si l'on admet que les seuls effets d'échelle qui interviennent sont ceux dus au séchage, la déformation sur enceinte sera calculée en combinant les déformations mesurées sur éprouvette de manière à prendre en compte le fait que le séchage du béton sur enceinte sera beaucoup plus lent que celui obtenu sur éprouvette dans un rapport **k** faisant intervenir le **carré** du rapport des épaisseurs. Il vient :

$$\varepsilon(t) = r(t,t_s) + \sigma J(t,t_c,t_s)H(t-700) \qquad \text{(I-8)}$$

Avec **r** et **J** les fonctions de retrait et de fluage et H la fonction de Heaviside.

$$r(t,t_s) = RE(t) + RD(k^2(t-t_s)) \qquad \text{(I-9)}$$

$$J(t,t_c,t_s)=\frac{V(t_c)}{V(28)}FP(t-t_c)$$
$$+\left[\left\{FT(k^2(t-t_s))-FP(k^2(t-t_s))\right\}-\left\{FT(k^2(t_c-t_s))-FP(k^2(t_c-t_s))\right\}\right] \quad \text{(I-10)}$$

Ici, nous supposons que la structure commence son séchage à partir de 3 semaines t_s = 21 j (date à partir de laquelle on enlève les coffrages) ; nous prenons t_c= 700 jours comme date moyenne de la précontrainte.

- pour $V(t_c)$, qui prend en compte l'effet de l'âge de chargement, on préférera, comme précédemment, la loi du CEB à celle du BPEL, mal adaptée aux chargements tardifs :

$$V(t_c)=\frac{1}{0,1+t_c^{0,2}} \quad \text{(I-11)}$$

- **k** est le rapport des "rayons de séchage". Conformément aux lois de la diffusion, il intervient par son carré dans la cinétique de séchage. Ainsi, pour une structure de 1 m de diamètre, la valeur de k serait égale à : k = 16/100 soit : k^2 = 1/40.

Or, ce faisant, la déformation obtenue s'apparente plus à celle obtenue sur un cylindre de 1 m de diamètre que sur un mur de 1 m d'épaisseur (séchage unidimensionnel) puisqu'aucune correction de forme n'a été prise en compte. Si l'on veut aller plus loin, il est possible de prendre en compte la différence de forme par le biais du rayon moyen de séchage[2] "R_S" dont on rappelle qu'il a été défini par :

$$R_s(\text{mur})=\frac{1}{L}\int_{x=0}^{L}(L-x)dx=\frac{L}{2} \quad \text{(I-12)}$$

$$R_s(\text{cylindre})=\frac{1}{\pi R^2}\iint_{r,\theta}(R-r)rdrd\theta=\frac{R}{3} \quad \text{(I-13)}$$

Le passage d'une structure cylindrique à une structure type "mur" (d'épaisseur 2L) fait donc apparaître un facteur $\frac{R_s(\text{cylindre})}{R_s(\text{mur})}=\frac{2R}{3L}$. Le "k" que nous prendrons donc vaut donc :

$$k=\frac{16}{100}\frac{2}{3}\ ;\ k^2=\frac{1}{87,9} \quad \text{(I-14)}$$

Ce facteur $(2/3)^2$=2,25 obtenu théoriquement peut être confronté aux résultats que l'on obtient lors d'une étude par éléments finis pour laquelle on retrouve, aux erreurs d'interpolation près, le facteur ci-dessus. Cela signifie que la centrale subira les mêmes déformations d'origine hydrique que l'éprouvette de laboratoire mais à un temps multiplié par 88 ! Cependant, le facteur k^2 n'est pas le même (**tableau 5**) pour toutes les tranches, puisque l'épaisseur du mur d'enceinte n'est pas constante :

Tableau 5 : Coefficient k et k^2 à prendre en compte en fonction de l'épaisseur.

Epaisseur en cm	1/k	$1/k^2$
90	8,4	71,2
100	9,4	87,9
120	11,2	126,6

[2] Déjà défini en Partie II, Chapitre 4.

Nous avons donc, pour les différents bétons, des informations comparables entre elles. Cependant, nous avons avec (10) la réponse d'une structure soumise à une hygrométrie constante de 50% HR et une température de 20°C. Mais il est difficile de savoir, dans ce cas de figure, si l'on se place en sécurité par rapport à l'hygrométrie et à la température que l'on observe *in situ*. Enfin, les différents couplages : diffusion thermique / diffusion hydrique ainsi que retrait de dessiccation / fluage ne sont bien sûr pas pris en compte dans ce type de formulation globale. On se reportera en **figure 19.1 et 19.2** où l'on présente les déformations verticales et horizontales prédites avec l'équation (I-10).

Figure 19.1 : Déformations différées tangentielles prévue grâce à l'approche simplifiée (I-10).

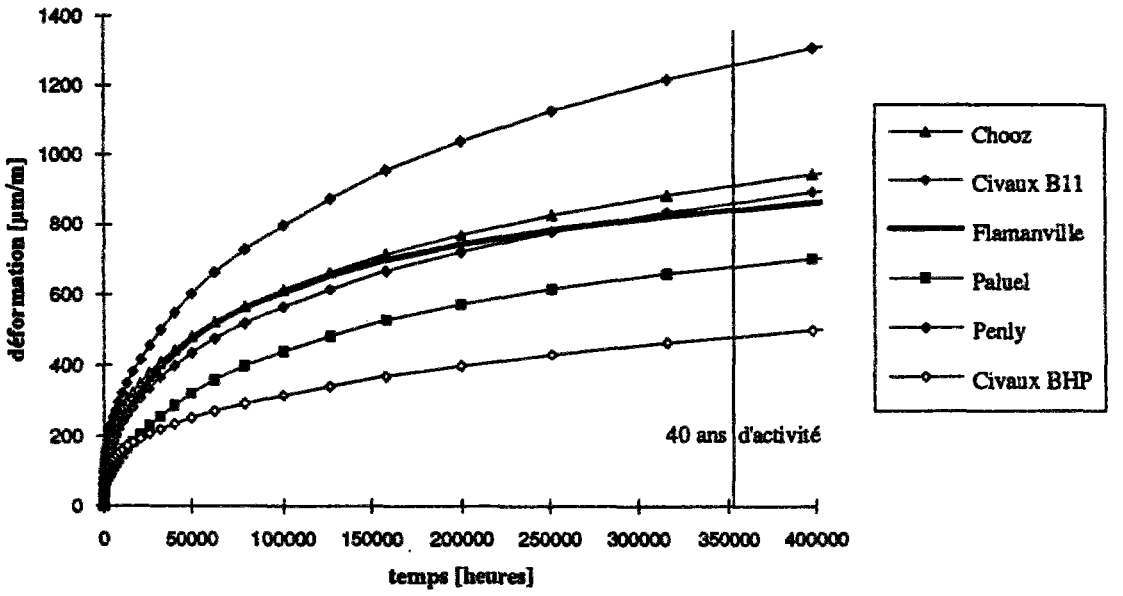
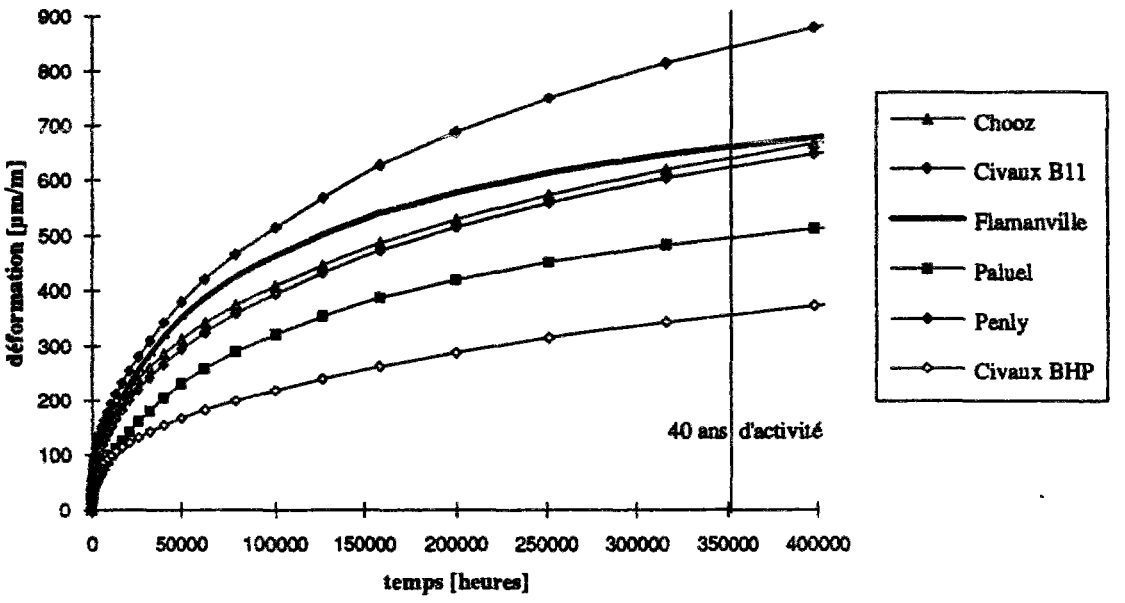


Figure 19.2 : Déformations différées verticales prévue grâce à l'approche simplifiée (I-10).



Les déformations différés de fluage prévues à 40 ans sont données dans le **tableau 6**. Une comparaison avec les résultats obtenus avec les calculs par éléments finis est présentée en **figure 20.1**. Une comparaison des deux approches est présentée en **figure 20.2.**

Figure 20.1 : Comparaison entre les calculs effectués par éléments finis et ceux issus de l'approche simplifiée.

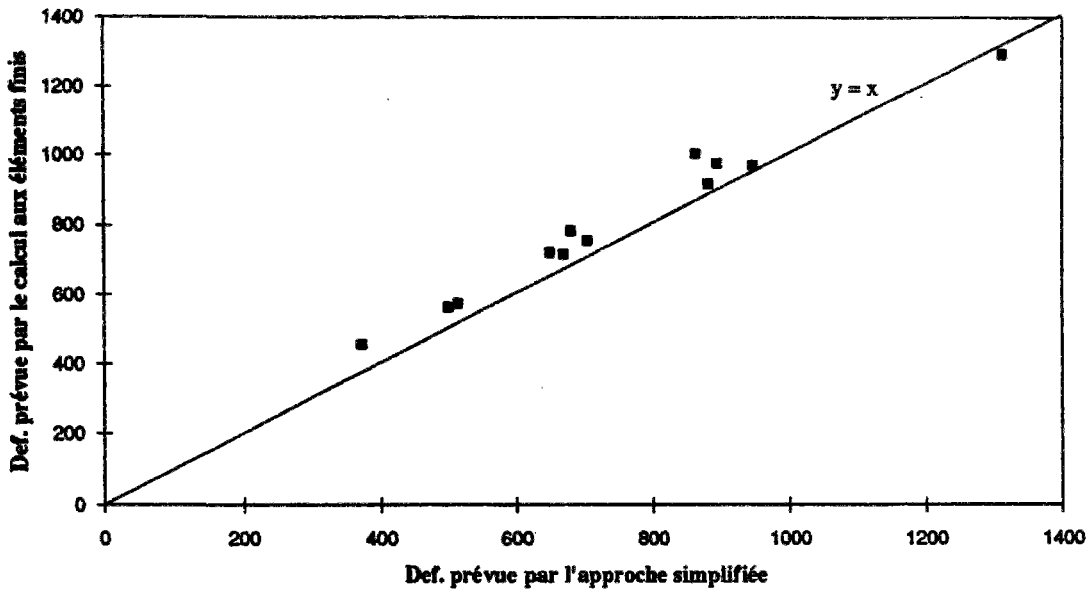


Figure 20.2 : Comparaison des cinétiques de déformation des deux méthodes.

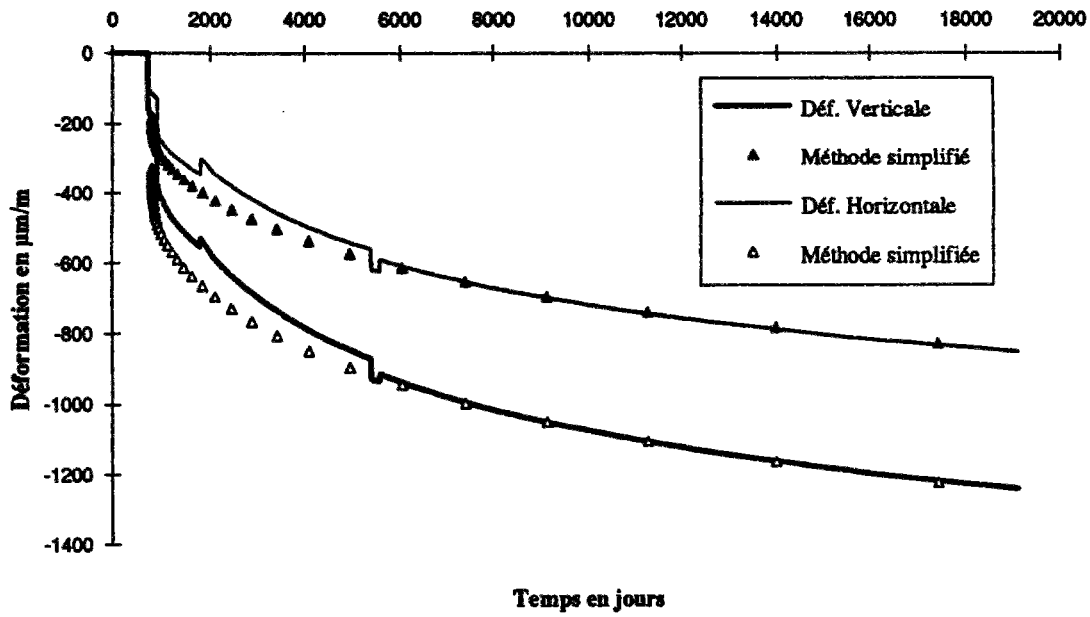


Tableau 6 : Résultats des déformations différées donnés par l'approche simplifiée.

Tranche	ε_{zz}^{dif} (40 ans) µdef	ε_{tt}^{dif} (40 ans) µdef
Chooz	667	947
Paluel	514	703
Civaux BHP	373	500
Penly	648	895
Civaux B11	882	1312
Flamanville	678	864

On constate un accord satisfaisant entre les deux méthodes, ce qui valide d'une certaine manière les résultats obtenus par éléments finis ! Cependant, en utilisant l'approche simplifiée, on a tendance à sous-estimer légèrement les déformations différées par rapport à celles calculées par éléments finis. Ceci est vraisemblablement lié au fait que les essais en laboratoire sont réalisés à une température de 20°C et une humidité de 50 % HR alors que les conditions *in situ* sont plus draconiennes.

4. Calcul des pertes de précontrainte sur structure

4.1 Présentation du problème et approche simplifiée

Remarquons maintenant que les calculs par éléments finis, présentés dans la deuxième partie ou bien lors de l'approche simplifiée proposée ci-dessus, ne permettent pas de calculer directement la perte de précontrainte de la structure. En effet, les calculs ont été réalisés en maintenant constantes les contraintes appliquées au béton au niveau de la précontrainte initiale du béton. La réponse de la structure s'identifie donc plus directement à une "fonction de fluage". Les résultats obtenus en déformation ne constituent donc qu'une première approximation qui est une borne supérieure de la déformation que l'on obtiendra réellement *in situ*. L'explication, fort simple, est la suivante. Lorsque le béton constitutif de l'enceinte se déforme sous l'effet du retrait et du fluage, il en résulte un raccourcissement des câbles de précontrainte qui vont alors se détendre. Le béton se décomprime, ce qui aura pour effet de réduire la vitesse de fluage.

La réponse réelle de l'enceinte nécessite donc, si l'on veut être rigoureux, un calcul couplé du couple acier / béton, prenant en compte, notamment, l'effet du fluage sur le déchargement de la tension des aciers.

Notons que la première idée qui vient à l'esprit consiste à négliger le couplage pour avoir une borne inférieure de la contrainte dans le béton. On fait alors l'hypothèse, classique, de continuité des déformations entre le béton et les câbles de précontrainte (I-15). En choisissant une loi de comportement élastique parfait pour les aciers (I-16), il vient :

$$\Delta\varepsilon_{zz}^{s} = \Delta\varepsilon_{zz}^{b} \; ; \; \Delta\varepsilon_{tt}^{s} = \Delta\varepsilon_{tt}^{b} \qquad \text{(I-15)}$$

$$\sigma_s = E_s\varepsilon_s \; ; \; E_s = 200 \text{ GPa} \qquad \text{(I-16)}$$

Il vient alors, en écrivant l'équilibre de la section :

$$\Delta\sigma_b = -\frac{A}{B}\Delta\sigma_s = -\frac{A}{B}E_s\Delta\varepsilon_b \qquad \text{(I-17)}$$

On obtient donc (**tableau 8**) les résultats suivants pour les différents sites (les données du calcul sont présentées sur le **tableau 7**).

Tableau 7 : Données relatives au calcul des pertes de précontrainte. Les valeurs imposées par le matériel utilisé et par les résultats de la note de dimensionnement sont en caractères normaux ; les valeurs résultats d'un calcul sont en caractères gras.

Site	Epaisseur (m)	σ^b_{zz} (initiale) (MPa)	σ^b_{tt} (initiale) (MPa)	σ^s_{zz} (initiale) (MPa)	σ^s_{tt} (initiale) (MPa)
Civaux B11 Civaux BHP	1,2	9,3	13,3	**1743**	**1237**
Penly Chooz	1,2	8,5	12	**1593**	**1116**
Flamanville Paluel	0,9	8,5	12	**1195**	**837**

Site	B_{zz} (m²)	B_{tt} (m²)	A_{zz} (m²)	A_{tt} (m²)	$\frac{A_{zz}}{B_{zz}}$	$\frac{A_{tt}}{B_{tt}}$
Civaux B11 Civaux BHP	1,2	1,2	0,0064	0,0129	0,00533	**0,01075**
Penly Chooz	1,2	1,2	0,0064	0,0129	0,00533	**0,01075**
Flamanville Paluel	0,9	0,9	0,0064	0,0129	0,00711	**0,01433**

Tableau 8 : Précontrainte dans le béton à 40 ans, calculée par une approche simplifiée (I-15), (I-16), (I-17).

Tranche	σ^b_{zz} (40 ans) (MPa)	σ^b_{tt} (40 ans) (MPa)
Chooz	7,73	9,91
Paluel	7,68	9,83
Civaux BHP	8,81	12,08
Penly	7,73	9,89
Civaux B11	8,32	10,51
Flamanville	7,38	9,11

En connaissant précisément la contrainte résiduelle qui est exigée dans le béton, il est alors possible de savoir si la précontrainte est suffisante pour remplir son rôle sur une durée de 40 ans. Dans le cas contraire, il est possible d'évaluer la durée de vie en remontant le calcul à partir de la précontrainte minimale autorisée.

4.2 Résolution du problème général couplé

4.2.1 Quelques possibilités pour la résolution du problème général couplé

Il est possible de réaliser un calcul viscoélastique rigoureux, plus satisfaisant sur le plan mécanique, pour connaître, dans notre cas de chargement biaxial, la contrainte dans le béton en fonction du temps. Les étapes du calcul sont détaillées en **annexe 1**[3] et **en annexe 2**[4]. Nous allons ici brièvement revenir sur le principe de la modélisation.

La première possibilité pour traiter la problème est numérique, par éléments finis, en modélisant explicitement les câbles de précontrainte. Cette possibilité, haut de gamme sur le plan numérique, n'est cependant pas encore possible dans la version actuelle du code de calcul par éléments finis que nous avons choisi pour le type de calcul viscoélastique que nous avons développé (en particulier lors de la modélisation du séchage). De surcroît, une telle approche, en trois dimensions pour modéliser les câbles de précontrainte dans les deux directions, n'est pas envisageable dans l'immédiat, du fait du nombre très important de noeuds qu'elle nécessiterait.

La deuxième possibilité, toujours numérique, consiste à considérer les résultats obtenus précédemment comme la loi de fluage **J** et de retrait **r** des bétons étudiés, pour la structure épaisse envisagée. On peut alors réaliser un calcul viscoélastique numériquement en considérant un comportement global de la structure. La résolution est possible, que ce soit par le principe de superposition ou par la méthode du modèle incrémental (Eymard, 1993).

La troisième solution que nous avons préférée permet de résoudre analytiquement le problème de la perte de précontrainte dans des cas simples et uniaxiaux. Dans des cas plus complexes où les calculs analytiques sont trop lourds, le problème peut se résoudre numériquement à l'aide d'une simple feuille de calcul sur un tableur (comme EXCEL). Le principe de la méthode proposée est décrit dans le paragraphe suivant, il a déjà été présenté, pour le cas du calcul du fluage propre du béton à partir du comportement de la pâte de ciment, dans la référence suivante (Le Roy, Granger, Stefani, 1994) (**Annexe 1**).

4.2.2 Présentation succincte de la méthode choisie

On étudie, dans ce paragraphe, une poutre en béton précontraint (ou un mur précontraint biaxialement) (**Annexe 2**) dont on connaît les caractéristiques géométriques (section de béton et d'acier), les caractéristiques des matériaux (lois de comportement du béton et de l'acier (modules, fonction de fluage et de retrait) et les tensions initiales dans les aciers.

Les équations de la mécanique sont les suivantes :

---

[3] Annexe 1 : Le modèle parallèle-série comme modèle composite pour la modélisation du comportement différé du béton.

[4] Annexe 2 : Le problème de la perte de précontrainte du béton précontraint : fluage / relaxation combiné du couple acier / béton.

- Lois de comportement élastique pour l'acier
- Loi de comportement viscoélastique avec retrait pour le béton
- Equilibre de la section
- Continuité des déformations (adhérence parfaite après la mise en précontrainte des aciers)

Nous obtenons donc un système intégro-différentiel très difficile à résoudre dans le cas général (Arutyunyan, 1975). Il est alors possible (Mandel, 1978 ; Salençon, 1981, 1986), dans le cas de viscoélasticité non vieillissante, de prendre la transformée de Carson de chacune des équations et de se ramener à un système analogue à celui que l'on aurait en élasticité linéaire. Dans les cas courant, la méthode n'est cependant pas toujours opérationnelle car il est très difficile de revenir à l'original. L'astuce de la méthode proposée consiste à décomposer la fonction de fluage "J" et de retrait "r" du béton en séries de Dirichlet, dont la transformée de Carson est relativement simple (I-18).

$$J_b(t) = at + J_0 + \sum_{k=1}^{n} J_k \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_k} \right) \right]$$
$$J_b^*(p) = \frac{a}{p} + J_0 + \sum_{k=1}^{n} \frac{J_k}{1 + p\tau_k} \qquad \text{(I-18)}$$

Par la suite, la résolution du système en transformées de Carson permet d'écrire les différents champs solutions du problème comme des fonctions rationnelles de la variable p. Une décomposition en éléments simples nous permet par la suite de revenir à l'originale, qui se présente alors lui aussi comme une série de Dirichlet. Notons cependant que la décomposition en éléments simples des champs solutions devient très longue dès que le nombre de terme des décompositions des fonctions de retrait et de fluage dépasse trois. Dans les cas courants que nous avons rencontrés, nous avons cependant toujours pu ajuster, avec une précision suffisante (**figure 21**), une série de Dirichlet de 3 termes (du type de celle de l'équation (I-19)) sur les fonctions de retrait et de fluage.

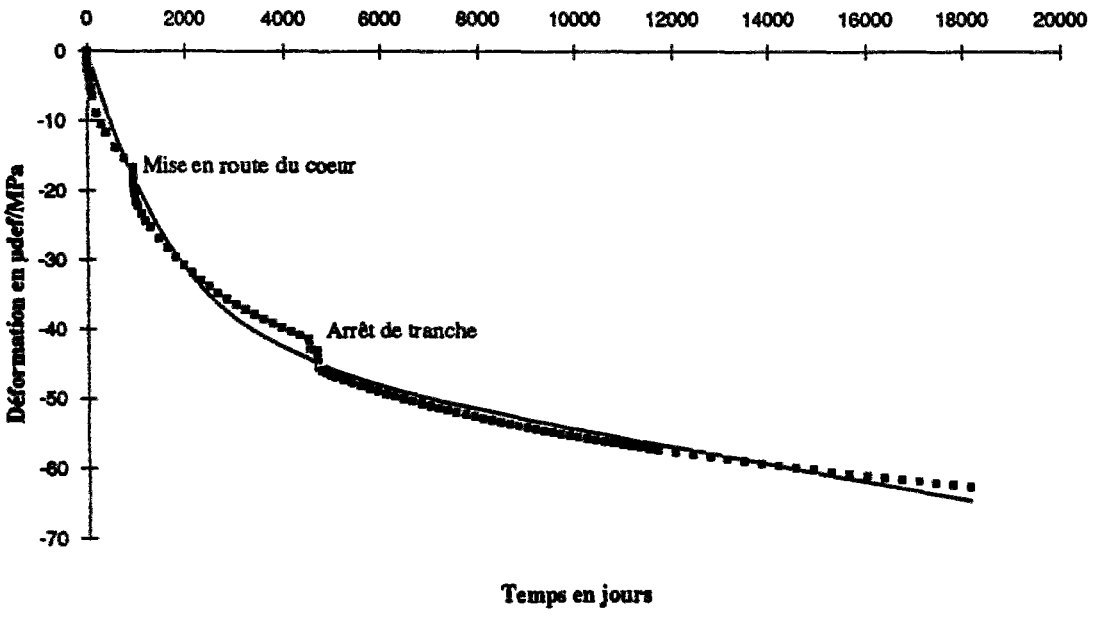
$$J_b(t) = at + J_0 + J_1 \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_1} \right) \right]$$
$$r_b(t) = bt + R_0 + R_1 \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{\eta_1} \right) \right] \qquad \text{(I-19)}$$

4.3 Résultats détaillés pour le cas de la centrale de Penly

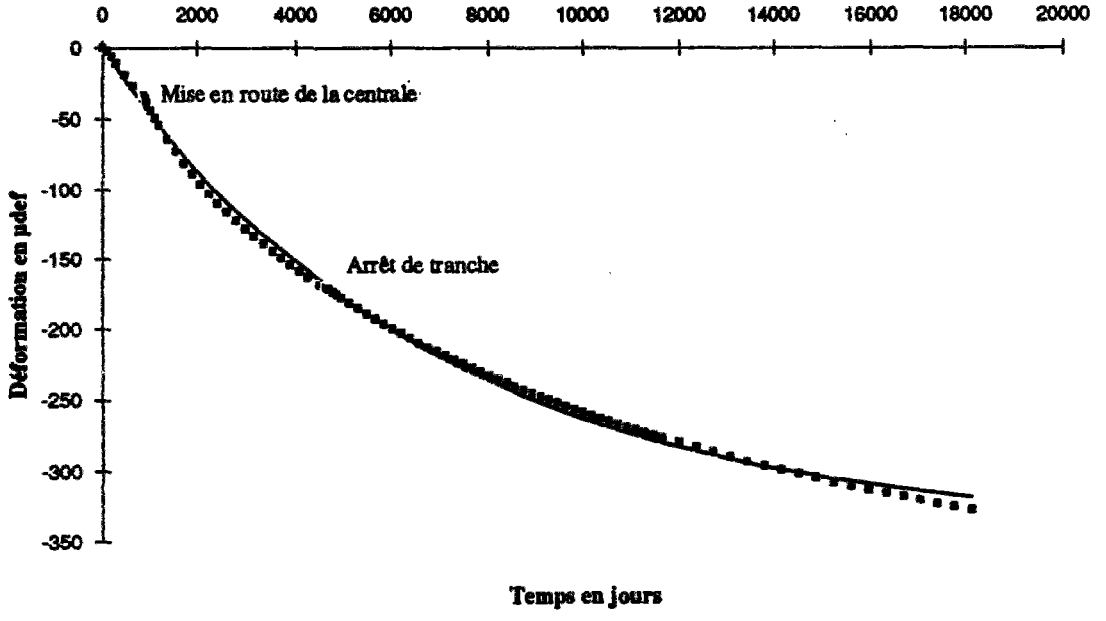
Nous allons traiter successivement le problème avec deux niveaux de difficulté, uniaxialement tout d'abord (c'est le cas si le coefficient de Poisson est nul), puis calcul complet avec une précontrainte biaxiale. Nous détaillerons les résultats pour le cas de la centrale de Penly ; nous donnerons uniquement par la suite les résultats importants pour les autres sites.

Figure 21 : Lissage d'une fonction de retrait et d'une fonction de fluage avec une série de Dirichlet de la forme de celle de l'équation (I-19).

a) Lissage de la fonction de fluage du béton *in situ.*



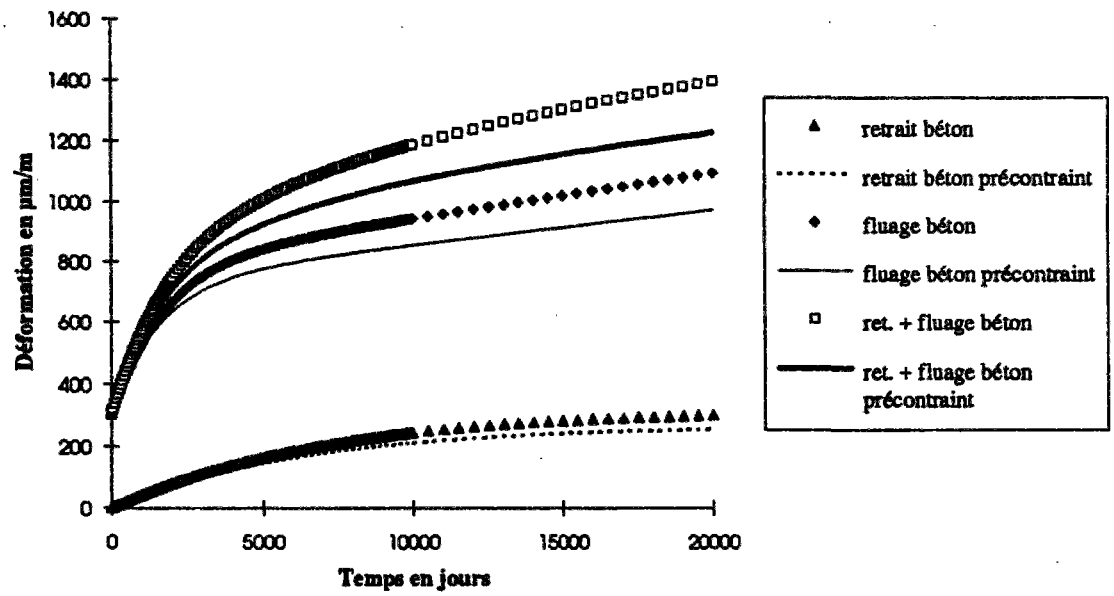
b) Lissage de la fonction de retrait du béton *in situ.*



4.3.1 Résultats dans le cas d'un calcul avec une précontrainte uniaxiale

Nous présentons ci-dessous (**figure 22**) les résultats de déformation totale, de fluage et de retrait pour une précontrainte uniaxiale de 12 MPa dans le sens tangentiel et de 8,5 MPa dans le sens vertical en ne prenant pas en compte l'aspect biaxial de la précontrainte ($\upsilon = 0$).

Figure 22 : Comparaison entre le calcul non couplé et le calcul couplé dans trois cas de figure, retrait seul, fluage seul et retrait plus fluage.



On constate, comme attendu, une légère diminution de la déformation différée dans le cas où l'on considère explicitement la perte de tension dans les aciers consécutive au retrait et au fluage du béton Les simulations présentées précédemment sont donc légèrement pessimistes puisqu'elles ne prennent pas en compte ce phénomène. Par contre, par la même occasion, la différence avec les mesures *in situ* s'aggrave quelques peu (de l'ordre de 10%) dans le cas du béton de Flamanville (**figures 17.1 et 17.2**).

On peut bien sûr remonter, à chaque instant, aux contraintes dans les aciers et dans le béton (**figure 23 et 24**). La contrainte tangentielle calculée dans le béton à 15000 jours (41 ans d'activité) est égale à 10,14 MPa, à comparer aux 9,82 MPa du calcul simplifié (en négligeant le couplage acier/béton à partir de la précontrainte initiale). Un calcul analogue, effectué pour la précontrainte horizontale, nous donne une précontrainte du béton égale à 7,71 MPa au lieu de 7,64 MPa. La différence sur la contrainte n'est pas très importante mais ne doit pas être négligée.

Figure 23 : Contrainte dans les câbles de précontrainte horizontaux en fonction du temps.

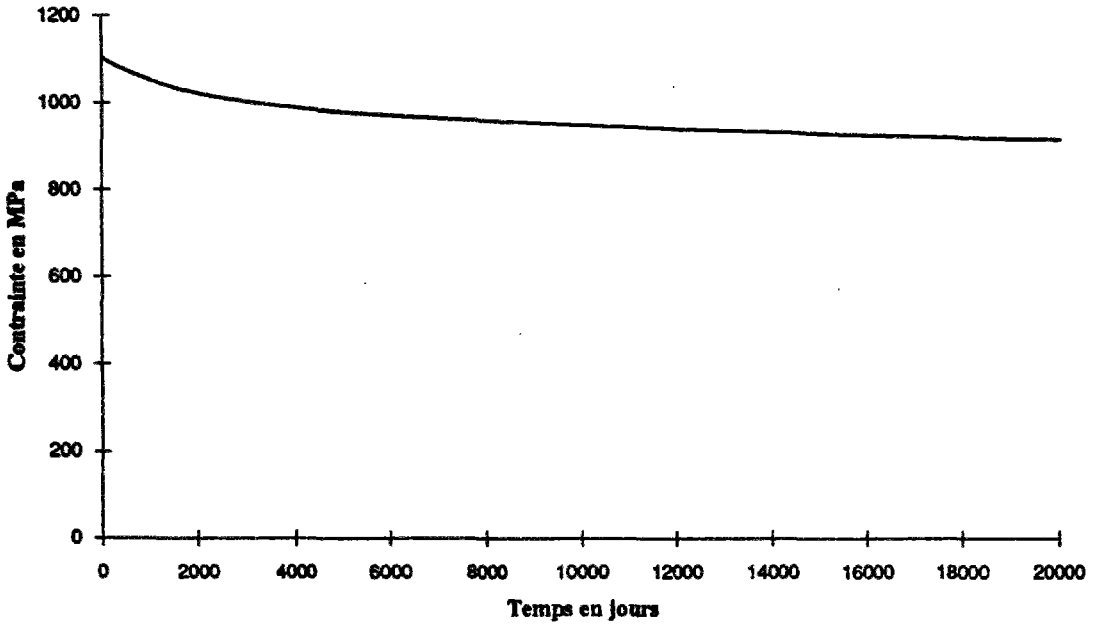
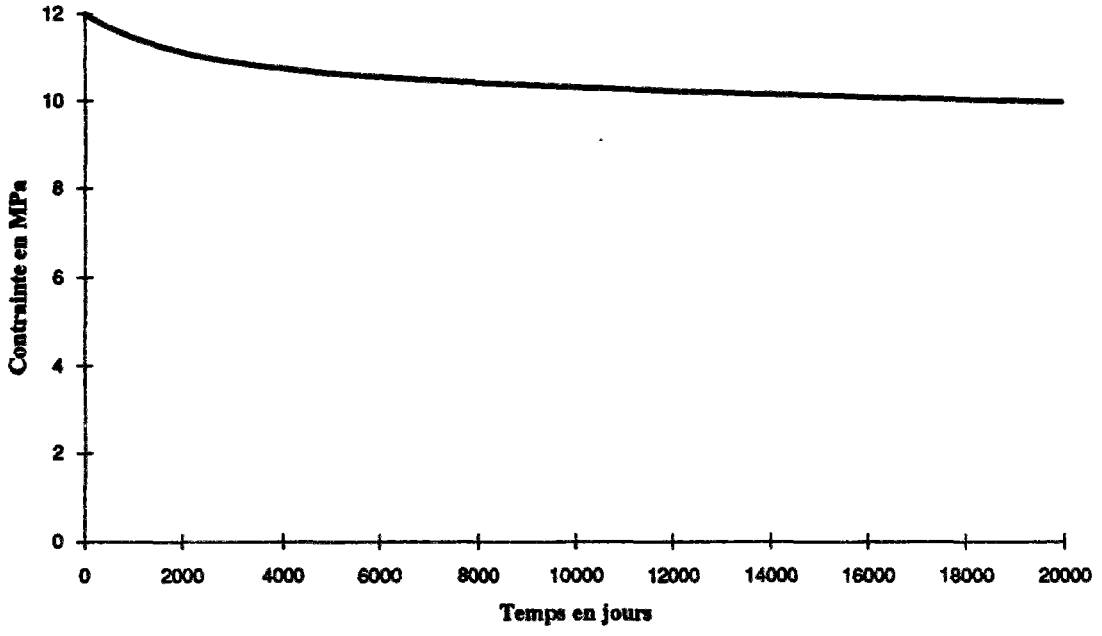


Figure 24 : Contrainte tangentielle dans le béton en fonction du temps.



4.3.2 Résultats dans le cas d'un calcul avec une précontrainte biaxiale

De même que précédemment, on se reportera en **annexe 2** si l'on souhaite avoir des précisions sur la réalisation du calcul en biaxial. La méthode est identique à celle présentée précédemment, mais le nombre d'équations est multiplié par 2 puisqu'il y a deux directions.

Les résultats en déformation et en contrainte ont la même allure que ceux présentés en **figure 22 à 24** cependant, on constate une perte de précontrainte plus faible sur le long terme comme en témoigne les **figures 25 et 26**.

Figure 25 : Comparaison des pertes de précontraintes tangentielles calculées en uniaxial et en biaxial.

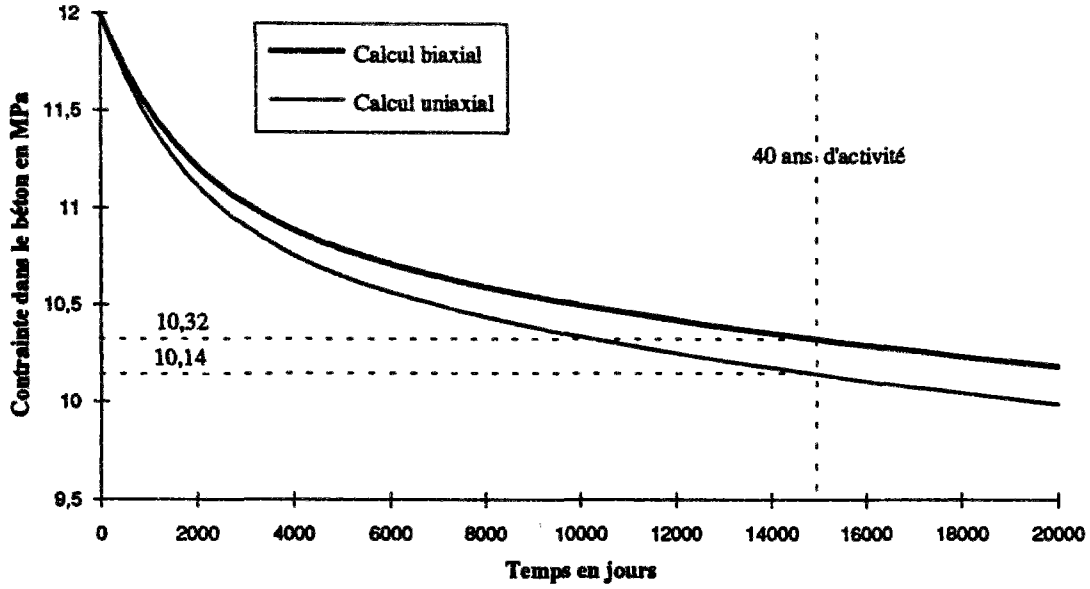
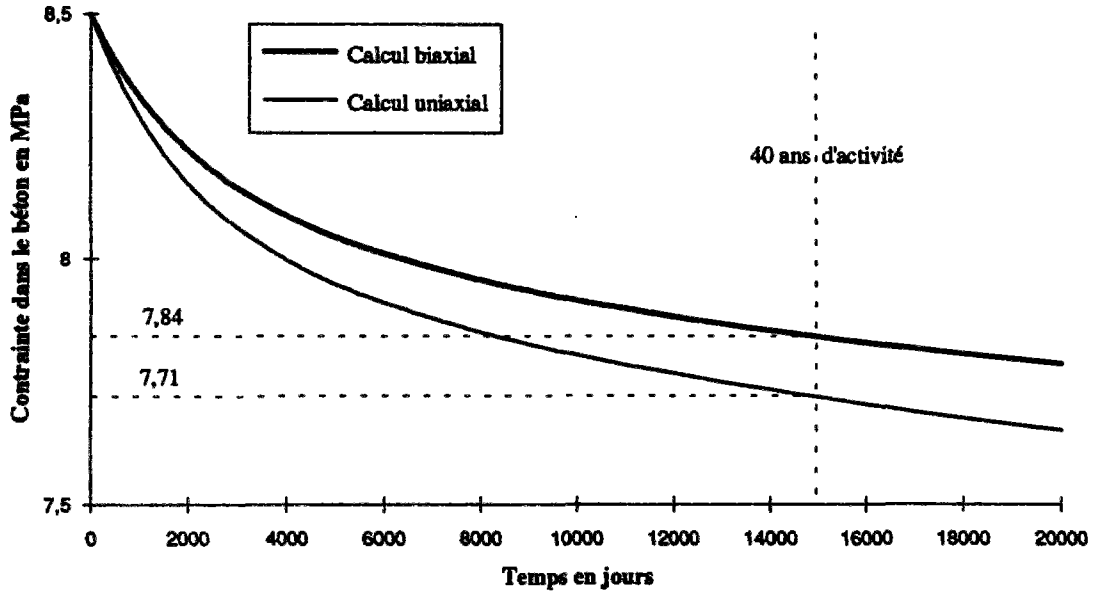


Figure 26 : Comparaison des pertes de précontraintes verticales calculées en uniaxial et en biaxial.



On peut récapituler les résultats obtenus dans le **tableau 9** ci-dessous, où l'on a regroupé les différentes hypothèses.

Tableau 9 : Récapitulatif des contraintes dans le béton de la centrale de Penly après 40 ans de fonctionnement suivant les différentes hypothèses réalisées.

Hypothèses	σ^b_{zz} finale (MPa)	σ^b_{tt} finale (MPa)
Calcul uniaxial simplifié (§ 4.3.1)	7,64	9,82
Calcul uniaxial couplé (§ 4.3.1)	7,71	10,14
Calcul biaxial couplé (§ 4.3.2)	**7,84**	**10,32**
Approche biaxiale simplifiée (§ 4.1, Tableau 8)	7,73	9,89

On constate que toutes les hypothèses donnent des résultats voisins les uns des autres. C'est le calcul biaxial couplé, celui qui est *a priori* le plus proche des conditions *in situ,* qui permet d'obtenir la plus faible baisse de contrainte à 40 ans et qui fournit donc les marges les plus importantes. Par rapport à l'approche biaxiale simplifiée, il permet de gagner 4,3 % sur la contrainte à 40 ans suivant tt et 1,4 % suivant zz. Les différences obtenues, très faibles, ne justifient cependant le calcul complet que lorsque l'on se trouve dans un cas très tangent.

4.3.3 Autres résultats intéressants

Mentionnons enfin un résultat intéressant. Dans le cas uniaxial, et pour une décomposition des fonctions de retrait et de fluage du béton en série de Dirichlet de deux termes seulement, il est possible de pousser les calculs jusqu'au bout et d'exprimer analytiquement la déformation finale. Comme en **annexe 2**, nous exprimons les fonctions J et ε_{ret} de la façon suivante :

$$J_b(t) = J_0 + J_1\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}}\right) \; ; \; \varepsilon_{ret}(t) = J_2\left(1 - e^{-\frac{t}{\eta}}\right) \qquad \text{(I-20)}$$

Pour exprimer la solution, il est intéressant de définir les constantes suivantes :

$$\begin{aligned} a &= (1-\alpha) + \alpha E_s J_0 \\ b &= (1-\alpha) + \alpha E_s (J_0 + J_1) \\ \Delta &= \tau a - \eta b \end{aligned} \qquad \text{(I-21)}$$

où $\alpha = \dfrac{A}{A+B}$ est le pourcentage d'acier par rapport à la totalité de la section. Puis nous définissons les paramètres suivants :

$$K_2 = J_2 \frac{\tau - \eta}{\Delta} \; ; \; K_3 = J_2 \frac{\tau(a-b)}{b\Delta} \qquad \lambda = \frac{a}{b} \qquad \text{(I-22)}$$

La déformation totale obtenue s'écrit alors de la façon suivante :

$$\varepsilon(t)=\sigma_b\left[\frac{1}{E_b}+(1-\alpha)\frac{J_1}{b}\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\tau}}\right)\right]+K_2(1-\alpha)\left(1-e^{-\frac{t}{\eta}}\right)+K_3(1-\alpha)\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\eta}}\right) \quad \text{(I-23)}$$

$$\varepsilon(t)=\sigma_b\left[J_{bp}(t)\right]+\varepsilon_{ret}^{bp}(t)$$

qui permet de "lire" directement les fonctions de fluage et de retrait du béton précontraint.

Il vient alors, en définissant classiquement par $\rho_s=\frac{A}{B}$, le pourcentage d'acier :

$$(1-\alpha)\frac{J_1}{b}\cong J_1\frac{1}{\rho_s E_s\left(\frac{1+K_{fl}}{E_b}\right)+1} \quad \text{(I-24)}$$

$$J_0=\frac{1}{E_b}\ ;\ J_1=\frac{K_{fl}}{E_b}$$

Puis, en développant le dénominateur, et en se souvenant que $\rho_s << 1$, il vient :

$$(1-\alpha)\frac{J_1}{b}=J_1\frac{1}{(1+15\rho_s)} \quad \text{(I-25)}$$

$$E_s=200\text{ GPa}\ ;\ E_b\ =\ 40\text{ GPa}\ ;\ K_{fl}=2$$

De la même manière, on peut mener un calcul analogue pour le retrait :

$$\varepsilon_{ret}^{bp}(\infty)=(1-\alpha)(K_2+K_3)$$

$$\varepsilon_{ret}^{bp}(\infty)=(1-\alpha)J_2\left(\frac{(\tau-\eta)}{\Delta}+\frac{\tau(a-b)}{b\Delta}\right)=(1-\alpha)J_2\left(\frac{\tau a-\eta b)}{b\Delta}\right)=(1-\alpha)\frac{J_2}{b} \quad \text{(I-26)}$$

Soit, de même que précédemment,

$$\varepsilon_{ret}^{bp}(\infty)=\frac{J_2}{1+\rho_s E_s\left(\frac{1+K_{fl}}{E_b}\right)}\approx\frac{J_2}{(1+15\rho_s)} \quad \text{(I-27)}$$

Si l'on réalise maintenant une petite application numérique, on a :

$$\rho_s=1\ \%\ ;\ \frac{1}{(1+15\rho_s)}\cong 87\ \% \quad \text{(I-28)}$$

Dans la structure considérée, le fluage et le retrait sont donc de l'ordre de 87 % du retrait et du fluage mesuré sur béton. La perte de précontrainte qui en résulte sera donc égale à :

$$\varepsilon_b(\infty)=\sigma_b\left(\frac{1}{E_b}+\frac{J_1}{1+15\rho_s}\right)+\frac{J_2}{1+15\rho_s}$$

$$\sigma_b=\rho_s\sigma_p \quad \text{(I-29)}$$

$$\varepsilon_s(\infty)-\frac{\sigma_p}{E_s}=\varepsilon_b(\infty)+\rho_s\frac{\sigma_p}{E_b}$$

$$\sigma_s(\infty)=E_s\varepsilon_s(\infty)\ ;\ \sigma_b(\infty)=-\rho_s\sigma_s(\infty)$$

Où σ_b et σ_p sont les contraintes initiales dans le béton et dans les aciers.

Avec (I-29), on peut donc calculer directement la perte de précontrainte à chaque instant connaissant les caractéristiques géométriques de la section ainsi que les fonctions de retrait et de fluage du béton. On constate enfin, avec intérêt, que l'on retrouve, à peu de chose près, et avec des hypothèses simples, le terme forfaitaire[5] proposé par le BPEL (BPEL, 1991) pour prendre en compte la réduction de fluage du béton dans une structure qui comporte un pourcentage d'armature ρ_s.

4.4 Résultats numériques pour les sites concernés

Nous présentons enfin (**tableau 10**) les résultats des calculs réalisés en fluage biaxial pour les cinq autres sites.

Tableau 10 : Résultats des contraintes dans le béton à 40 ans pour l'ensemble des sites.

Sites	σ^b_{zz} finale (MPa)	$\frac{\Delta\sigma^b_{zz}}{\sigma^b_{zz}(t_c)}$ en %	σ^b_{tt} finale (MPa)	$\frac{\Delta\sigma^b_{tt}}{\sigma^b_{tt}(t_c)}$ en %
Chooz	7,80	8,23	10,21	14,92
Paluel	7,75	8,82	10,14	15,5
Civaux BHP	8,69	6,55	12,06	9,32
Penly	7,84	7,76	10,32	14,00
Civaux B11	8,18	12,04	11,07	16,76
Flamanville	7,51	11,64	9,67	19,42

Ces résultats doivent être comparés avec ceux obtenus grâce à l'approche simplifiée (**tableau 8**) et sont relativement peu différents. Notons que les bons résultats de contrainte dans le béton du site de Civaux B11 est largement lié au niveau de précontrainte initial, qui est de l'ordre de 10 % supérieur à celui des autres sites. Le site de Flamanville se singularise des autres par une contrainte à long terme relativement faible.

5. Conclusion

Dans ce chapitre, consacré aux résultats industriels de l'étude, nous avons pu voir comment, à partir des fonctions de retrait et de fluage de la structure, obtenus par éléments finis, nous avons pu développer et mener jusqu'au bout un calcul viscoélastique prenant explicitement en compte le couplage entre la déformation de retrait et de fluage du béton et le raccourcissement des câbles de précontrainte. Nous avons proposé une méthode analytique qui permet de calculer, dans les cas courants, la déformation d'une poutre en béton précontraint (et en béton armé dans l'**Annexe 2**) ainsi que la contrainte dans le béton et dans les aciers en fonction du temps. Cette méthode permet aussi, par un calcul inverse, de

[5] Le facteur correctif est pris égal à : $\frac{1}{(1+20\rho_s)}$, il se place donc en sécurité par rapport à nos calculs.

dimensionner une structure, en se donnant des conditions sur l'ensemble des paramètres J_b, ε^b_{ret} et ρ_s. Cette méthode est aussi opérationnelle dans le cas d'une précontrainte biaxiale.

Cependant, la comparaison avec les mesures *in situ* ne s'est pas avérée entièrement satisfaisante sur la période considérée (10 ans pour Flamanville et Paluel ; 3 à 5 ans pour Chooz et Penly). Le modèle permet certes de classer correctement les différents bétons étudiés mais nous avons constatés que la modélisation avait parfois tendance à sous-estimer les déformations différées. Mentionnons cependant le fait que les points expérimentaux sont entachés d'une certaine erreur que l'on ne sait pas préciser (problème de l'origine des déformations). De plus certaines vitesses de déformation de fluage sont particulièrement surprenantes pour le béton de la centrale de Flamanville et restent inexpliquées. La différence entre le comportement de la tranche 1 et de la tranche 2 reste un mystère.

Parmi les points de la modélisation qui nous semblent le moins fondés physiquement et mécaniquement, mentionnons en particulier :
- La prise en compte de la température sur le fluage qui est faite d'une manière relativement empirique.
- La modélisation du fluage de dessiccation qui se heurte à une méconnaissance des phénomènes physico chimiques à l'origine de cette déformation différée.

La prévision des déformations différées est un problème difficile en soit ; dans notre cas, elle est rendue plus difficile encore du fait du caractère industriel du corps d'épreuve.

Enfin, pour conclure sur les bétons étudiés, on mentionnera les points suivants :

- Les calculs de pertes de précontrainte à 40 ans montrent que l'on peut dégager 3 groupes de centrales. Civaux BHP présente de très faibles pertes, Chooz, Penly et Paluel, une perte acceptable et, enfin, Flamanville et Civaux B11, une perte relativement forte. Notons cependant qu'il est difficile de comparer *stricto sensu* les résultats obtenus puisque les murs d'enceinte sont d'épaisseurs variables. Ainsi, Paluel, qui présente un fluage moins important que Chooz, présentera une perte de précontrainte plus forte.

- Civaux B11 et Flamanville présentent des déformations différées importantes. Une précontrainte additionnelle a d'ores et déjà été prévue sur Civaux B11 pour se placer plus en sécurité vis à vis des phénomènes différés. Une surveillance accrue des déformations de ces bétons s'impose donc.

Sommaire
Chapitre II

Propositions pour les règlements

1. Introduction 334

2. Evaluation du règlement français BPEL 334
   2.1 Quelques commentaires sur le BPEL 334
   2.2 Comparaison du BPEL avec nos essais de retrait 336
   2.3 Comparaison du BPEL avec nos essais de fluage 336

3. Tentatives de propositions pour les règlements 338

4. Estimation des déformations différées sur structure 341
   4.1 Calcul de la déformation totale 341
   4.2 Prise compte d'un pourcentage d'acier passif ou actif 342
   4.3 Prise en compte de la température 342

5. Conclusion 343

Chapitre II

Propositions pour les règlements

1. Introduction

A l'issue de ce travail de recherche, nous disposons d'une base de donnée très complète (composition des matériaux, essais mécaniques et essais de comportement différé) sur six bétons de structure que nous pensons largement représentatifs, par les matériaux utilisés (5 granulats, 3 ciments), des bétons d'ouvrages d'art réalisés en France dans la gamme des B40 (40 MPa de résistance à la rupture en compression). Par ailleurs, notre approche nous a permis de proposer une méthode permettant d'évaluer la déformation différée sur structure à partir des résultats de déformations différées des différents bétons mesurées en laboratoire.

Dans ce chapitre, nous allons donc essayer de tirer parti de cette expérience en présentant quelques propositions réglementaires d'ordre général sur le calcul des déformations différées du béton. Nous nous placerons, pour cela, dans le cadre du règlement français BPEL (BPEL, 1991) sur lequel nous commençons par faire quelques remarques dans le paragraphe suivant. Nous veillerons à ce que nos propositions puissent s'intégrer facilement dans le règlement actuel. Les formules resteront donc globalement inchangées dans leur forme pour ne pas bouleverser les habitudes.

2. Evaluation du règlement français BPEL

2.1 Quelques commentaires sur le BPEL

Le BPEL dans son Annexe 1 propose les expressions suivantes (II-1), (II-2), (II-3), pour le calcul des déformations différées de retrait et de fluage du béton. h est l'hygrométrie extérieure en % HR et r_m le rayon moyen de la pièce en cm. Le temps est exprimé en jours.

a) Déformation de retrait total :

$$\varepsilon^{b}_{ret}(t,t_s) = \varepsilon_0 \frac{t-t_s}{t-t_s+9r_m}$$
$$\varepsilon_0 = (100-h)\left(6+\frac{80}{10+3r_m}\right)\cdot 10^{-6} \qquad \text{(II-1)}$$

b) Déformation de fluage total :

$$J(t,t_c) = \frac{\sigma}{E_{i28}}\left(1+\left[0,4+k_c\frac{100}{100+t_c}\right]\cdot f(t-t_c)\right)$$
$$k_c = \frac{120-h}{30}+\frac{2}{3}\frac{100-h}{20+r_m} \; ; \; f(t-t_c) = \frac{\sqrt{t-t_c}}{\sqrt{t-t_c}+5\sqrt{r_m}} \qquad \text{(II-2)}$$

Enfin, dans le cas d'une structure présentant un pourcentage d'acier égal à ρ_s, le retrait et le fluage du béton armé sont réduits dans le rapport k_s suivant :

$$k_s = \frac{1}{1+20\rho_s} \qquad \text{(II-3)}$$

Cette modélisation appelle plusieurs commentaires :

1. Le BPEL ne considère que le retrait et le fluage total sans faire de distinction entre les déformations endogènes et les déformations liées à la dessiccation. Les notions de retrait endogène et de fluage propre n'existant pas, le BPEL traite globalement les effets d'échelle sur le fluage et le retrait.

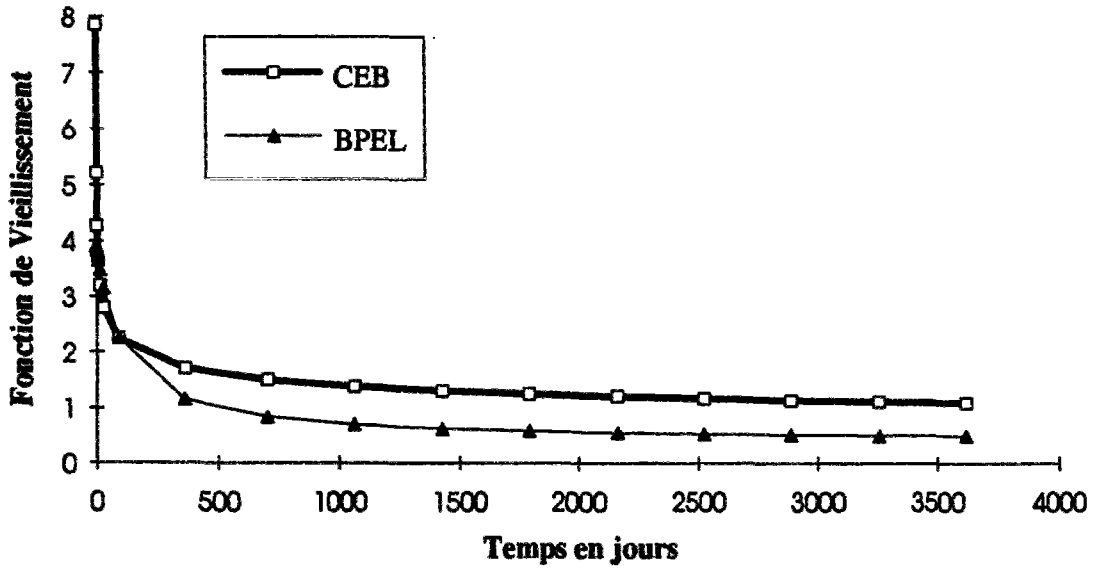
2. Le seul paramètre matériau intervenant dans la loi de fluage est le module d'Young mesuré conventionnellement à 28 jours. Comparativement à des modèles comme celui proposé par Bazant (Bazant, 1991, 1992a) qui fait intervenir la résistance, et certains paramètres de composition du béton, il est donc extrêmement dépouillé.

3. Il est surprenant de constater que le facteur d'échelle r_m intervienne directement dans la valeur finale du retrait (paramètre ε_0) et du fluage (paramètre k_c) alors que la taille de la structure devrait uniquement intervenir sur la cinétique de la déformation.

4. La fonction de vieillissement du BPEL en $0,4+k_c\frac{100}{100+t_c}$ est assez différente (**figure 1**) de celle proposée par le CEB (CEB, 1990). Elle est beaucoup moins vieillissante au très jeune âge (de 0,1 à 28 jours) et par contre l'est beaucoup plus pour des âges de chargement supérieurs à 1 an.

5. Le BPEL ne considère, comme paramètre de chargement, que l'âge du béton au moment du chargement, t_c. Il ne tient en particulier pas compte de l'age à partir duquel le séchage commence, t_s, qu'il considère comme nul dans tous les cas de figure.

Figure 1 : Comparaison des fonctions de vieillissement du BPEL et du CEB pour h=50% HR.



2.2 Comparaison du BPEL avec nos essais de retrait

Tout d'abord, il est intéressant (**figure 2**) de comparer la loi de retrait proposée par le BPEL avec les résultats expérimentaux de retrait total obtenus sur nos différents bétons. On constate ainsi que le BPEL a tendance à sous-estimer, en moyenne, la déformation finale de près de 50 %. La loi de cinétique proposée est cependant correcte pour le r_m considéré. La première modification consisterait donc à multiplier directement la fonction de retrait du BPEL par un facteur 3/2. On remarquera par ailleurs la forte dispersion des résultats obtenus pour des bétons qui se situent pourtant dans la même gamme de résistance.

2.3 Comparaison du BPEL avec nos essais de fluage

De la même manière, on se reportera en **figure 3** où nous avons comparé les résultats obtenus sur nos six bétons avec la fonction de fluage du BPEL calculée pour un béton ayant un module de 35 GPa. Pour que la comparaison soit possible, nous avons aussi multiplié la déformation mesurée sur chaque béton par le facteur $\frac{E_{i28}}{35}$. On constate là encore que le BPEL a tendance à sous-estimer, en moyenne, la déformation de fluage. A 10000 heures (400 jours) par exemple, la déformation du BPEL sous estime de près de 40 % la déformation maximale mesurée. La cinétique proposée par le BPEL semble correcte, d'autant plus que les courbes de fluage total mesuré sur nos bétons semblent, sur les tous derniers points, atteindre leur asymptote plus rapidement que ne le suggère le lissage effectué. Une première modification, pour se placer en sécurité, consisterait à multiplier la fonction de fluage par un facteur 1,4.

Là encore, la dispersion des résultats, pour des bétons dont la résistance est comprise entre 35 et 65 MPa, est frappante.

Figure 2 : Comparaison de la fonction de retrait total du BPEL avec les résultats obtenus sur les six bétons testés à 50 % HR. Le lissage des points expérimentaux, présenté en trait fin, est réalisé avec une fonction hyperbolique.

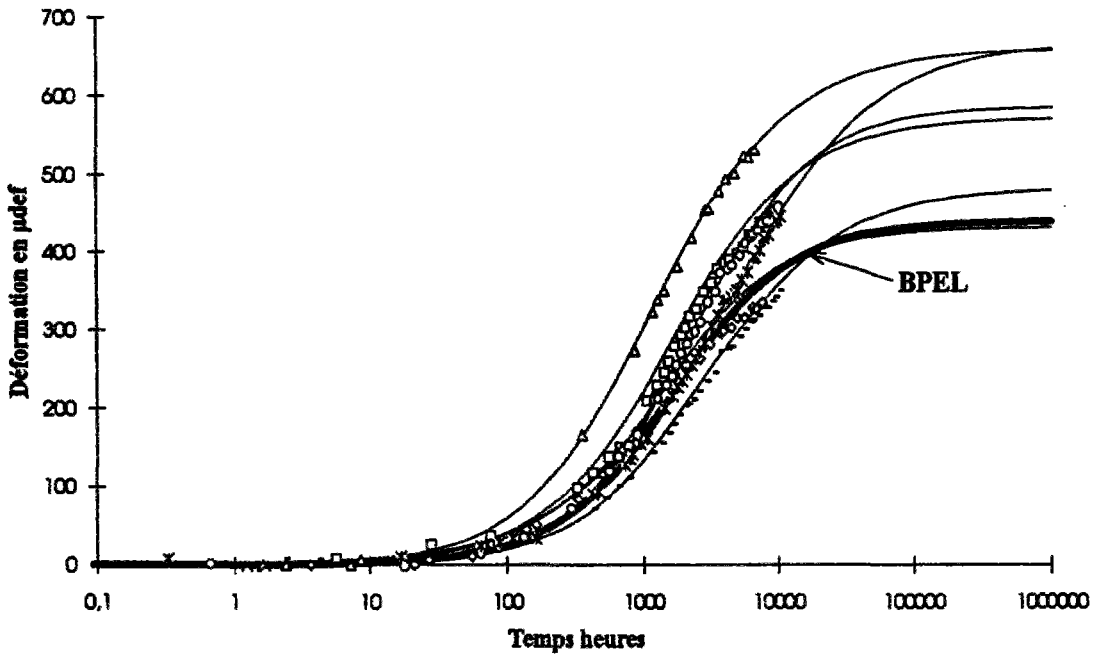
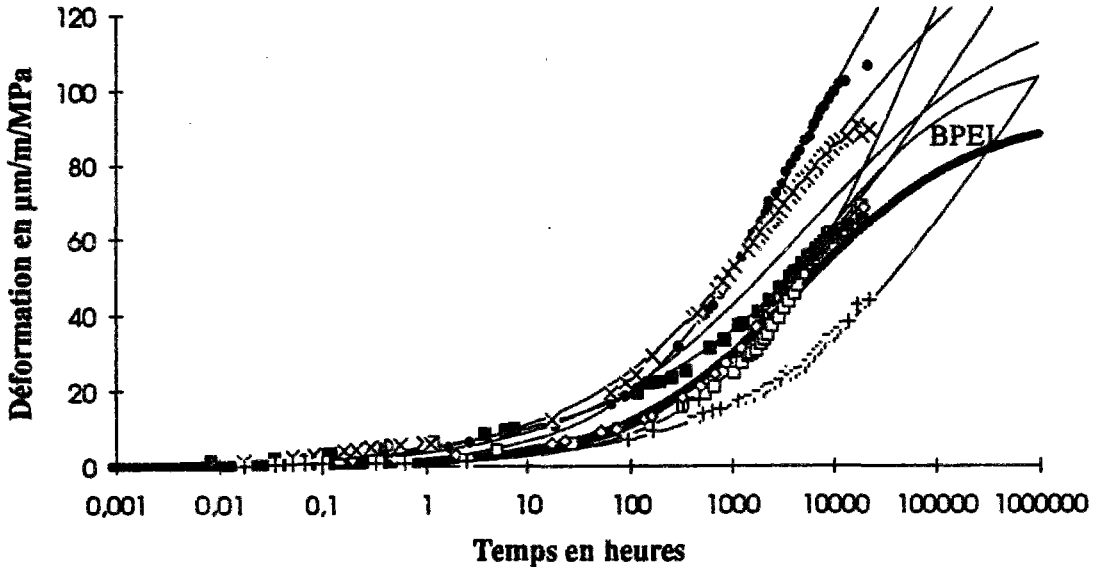


Figure 3 : Comparaison de la fonction de fluage total du BPEL avec les résultats obtenus sur les six bétons testés à 50 % HR. Le lissage des points expérimentaux, présenté en trait fin, est réalisé avec une fonction hyperbolique.



3. Tentatives de propositions pour les règlements

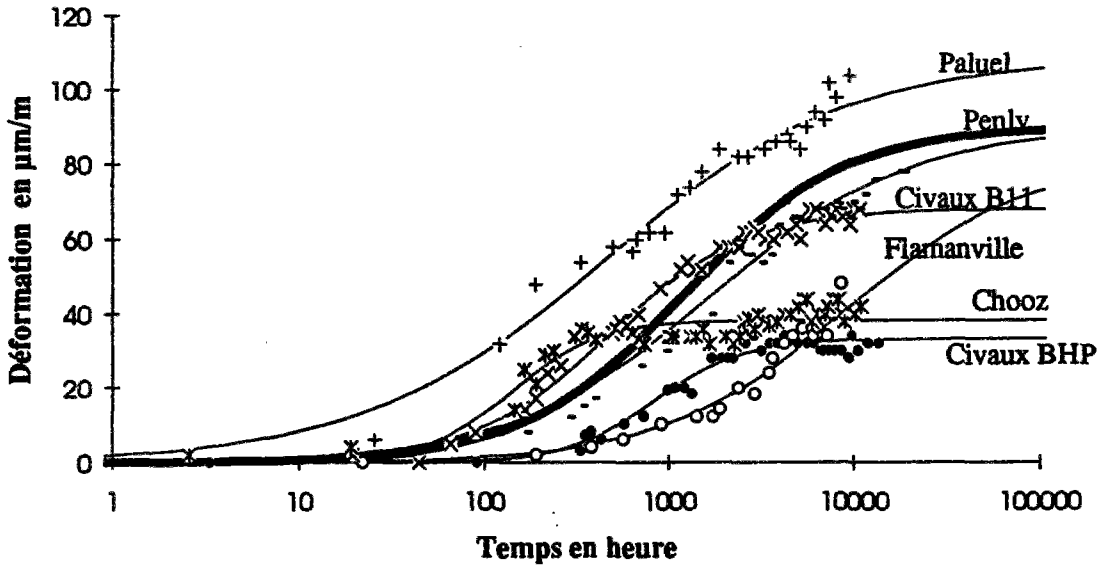
Nous avons constaté précédemment que le BPEL présentait certaines imperfections, ne se plaçant pas toujours en sécurité par rapport aux déformations de retrait et de fluage. Au vu des résultats précédents, nous proposons les modifications suivantes qui font apparaître les notions de déformation endogène (retrait endogène et fluage propre) et de dessiccation (retrait et fluage de dessiccation) à la place des seules déformations totales mentionnées dans le BPEL.

1. Le retrait endogène que nous proposons est calé sur nos essais de retrait endogène (**figure 4**) et nous gardons une fonction du type de celle proposée par le BPEL (t en jours) :

$$\varepsilon_{RE}^{b}(t) = \varepsilon_0 \frac{t}{t+50} \; ; \; \varepsilon_0 = 90 \cdot 10^{-6} \qquad \text{(II-4)}$$

Le retrait endogène étant indépendant, en première approximation, de la taille de la structure, il est logique que la notion de rayon moyen n'intervienne pas.

Figure 4 : Comparaison de la fonction de retrait endogène proposée avec les points expérimentaux de notre étude. La courbe proposée apparaît en gras.



2. La fonction de retrait de dessiccation que nous proposons est calées sur nos essais de retrait de dessiccation (**figure 5**). Les spécimens testés sont donc des éprouvettes de 16 cm de diamètre, conservées en ambiance contrôlée à 20°C et à 50 % HR. Nous gardons, comme précédemment, une fonction du type de celle proposée par le BPEL (t en jours) :

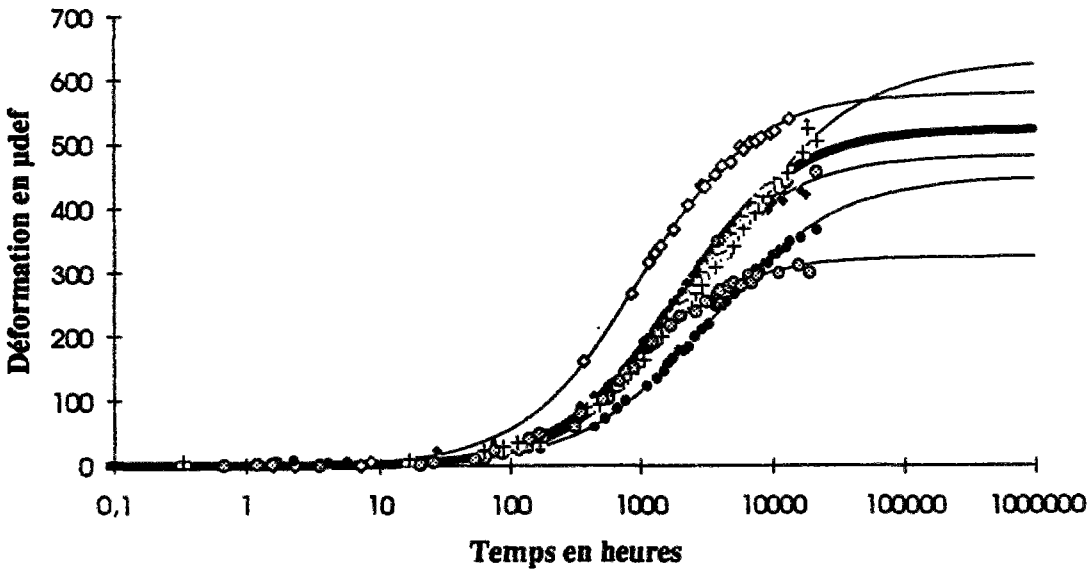
$$\varepsilon_{RD}^{b}(t-t_s) = \varepsilon_1 \frac{t-t_s}{t-t_s+\dfrac{45R_s^2(\Omega)}{4}} H(t-t_s)$$
$$\varepsilon_1 = \frac{100-h}{50} 525 \cdot 10^{-6} \qquad \text{(II-5)}$$

où H(t) est la fonction de Heaviside. R_s est le rayon de séchage de la structure (en centimètre) qui exprime la moyenne des distances $d(M,\partial\Omega)$ des points de la section Ω étudiée à la surface séchante. Il peut se calculer de la manière suivante :

$$R_s(\Omega) = \frac{1}{\Omega}\iint_{\Omega} d(M,\partial\Omega)dxdy \qquad \text{(II-6)}$$

Notons en particulier que pour un cylindre séchant radialement, $R_s(\text{cylindre}) = \frac{R}{3}$ (R = rayon du cylindre), et que pour un mur séchant unidimensionnellement, $R_s(\text{mur}) = \frac{l}{2}$ (l = demi-épaisseur du mur). On remarque en particulier qu'il intervient au carré dans l'expression (II-5), conformément aux résultats sur le retrait de dessiccation. Pour une structure qui ne sèche pas on prendra un R_s infini, ce qui correspond à une surface séchante à l'infini. Le retrait de dessiccation est alors nul.

Figure 5 : Comparaison de la fonction de retrait de dessiccation proposée avec les points expérimentaux de notre étude. La courbe proposée apparaît en gras.



3. La loi de fluage propre proposée est calée (**figure 6**) sur nos essais de fluage propre réalisés en laboratoire (sans échange d'eau avec le milieu extérieur). Là encore, nous gardons la forme générale de la loi proposée par le BPEL :

$$\varepsilon_{FP}^{b}(t-t_c,t_c) = \varepsilon_2 V(t_c)\frac{(t-t_c)^{0,35}}{(t-t_c)^{0,35}+15}H(t-t_c)$$

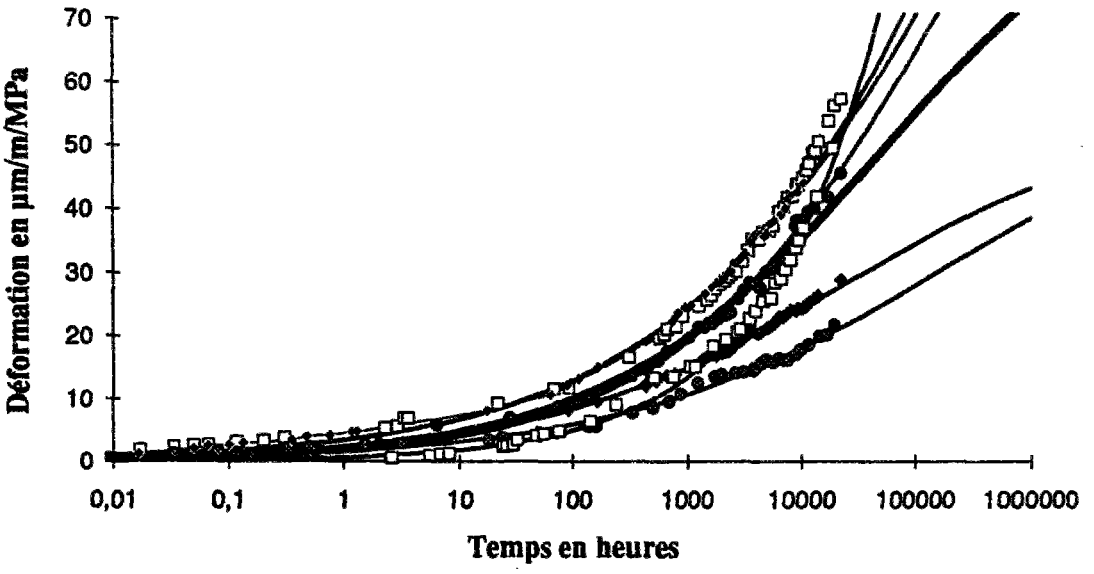
$$\varepsilon_2 = \frac{3500.10^3}{E_i(t_c)}\cdot 10^{-6} / \text{MPa} \; ; \; E_i(t_c) \text{ en MPa} \qquad \text{(II-7)}$$

$$V(t_c) = \frac{2,04}{0,1+t_c^{0,2}}$$

On remarque que la fonction de fluage propre ne dépend pas de la taille de la structure. L'exposant 0,5 de la loi de cinétique du BPEL a été remplacé par un facteur 0,35 plus

adapté à la cinétique réelle du fluage propre. La fonction de vieillissement choisie est celle du CEB (CEB, 1990).

Figure 6 : Comparaison de la fonction de fluage propre proposée avec les points expérimentaux de notre étude. La courbe proposée apparaît en gras.



4. La fonction de fluage de dessiccation que nous proposons est ajustée (**figure 7**) sur les mesures de fluage total (fluage propre + fluage de dessiccation) de notre étude. Les spécimens testés sont donc des éprouvettes de 16 cm de diamètre, conservées en ambiance contrôlée à 20°C et à 50 % HR. Nous écrivons pour cela :

$$\varepsilon^b_{FD}(t,t_c,t_s)=\frac{100-h}{50}\cdot\left(\begin{array}{l}\left\{\varepsilon^b_{FT}(t-t_s)-\varepsilon^b_{FP}\left(\frac{64}{9R_s^2}(t-t_s),t_s\right)\right\}H(t-t_s)\\ -\left\{\varepsilon^b_{FT}(t_c-t_s)-\varepsilon^b_{FP}\left(\frac{64}{9R_s^2}(t_c-t_s),t_s\right)\right\}H(t_c-t_s)\end{array}\right)H(t-t_c) \qquad \text{(II-8)}$$

où le facteur $\frac{64}{9R_s^2}$ provient du rapport $\frac{R_s^2(\text{cylindre }\phi 16)}{R_s^2}$, nécessaire pour prendre en compte l'effet d'échelle sur le fluage de dessiccation. L'expression ci-dessus suppose que les temps sont classés dans l'ordre suivant : $t \geq t_c \geq t_s$, sinon les fonctions de Heaviside assurent la cohérence de la formule (II-8).

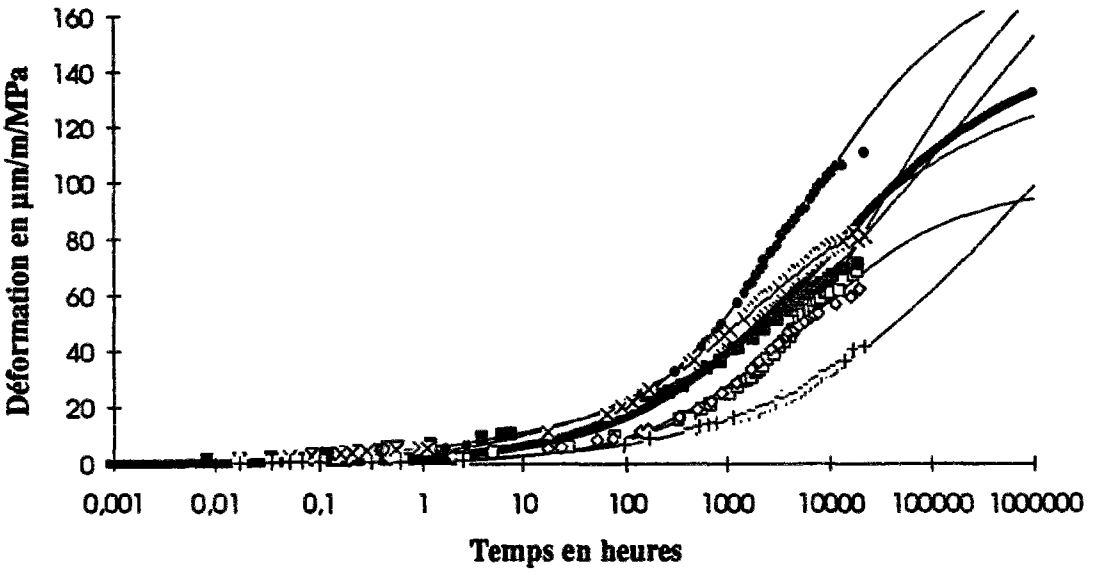
On définit enfin $\varepsilon^b_{FT}(t-t_s)$ par :

$$\varepsilon^b_{FT}(t-t_s)=\varepsilon_3\frac{(t-t_s)^{0,45}}{(t-t_s)^{0,45}+\frac{17R_s^2}{8}}H(t-t_s)$$

$$\varepsilon_3=\frac{525.10^3}{E_i(t_c)}\cdot 10^{-6}\,/\,\text{MPa}\ ;\ E_i(t_c)\text{ en MPa} \qquad \text{(II-9)}$$

Comme pour le fluage propre, nous avons gardé la loi de vieillissement du CEB (CEB, 1990) et, comme pour le retrait de dessiccation, nous avons une cinétique qui dépend du carré du rayon moyen de séchage (II-6). Le fluage de dessiccation est bien sûr vieillissant mais par rapport à la différence $t_c - t_s$ comme le montre l'expression (II-8). On notera que le fluage total $\varepsilon^b_{FT}(t-t_s)$ n'existe pas en tant que tel mais apparaît uniquement pour définir le fluage de dessiccation. Si l'on veut calculer une déformation totale, il est nécessaire de se reporter au paragraphe suivant.

Figure 7 : Comparaison de la fonction de fluage total proposée (fluage propre + fluage de dessiccation) avec les points expérimentaux de notre étude. La courbe proposée apparaît en gras.



4. Estimation des déformations différées sur structure

4.1 Calcul de la déformation totale

Lorsqu'on cherche à évaluer les déformations prévisibles sur structure, nous proposons d'utiliser l'approche simplifiée que nous avons proposée au chapitre précédent. La déformation totale s'obtient alors de la façon suivante :

$$\varepsilon^b_{total}(t) = \varepsilon^b_{élastique}(t_c) + \varepsilon^b_{retrait}(t,t_s) + \varepsilon^b_{fluage}(t,t_c,t_s) \qquad \text{(II-10)}$$

$\varepsilon^b_{élastique}(t_c)$ est la déformation élastique au temps t_c exprimée par :

$$\varepsilon^b_{élastique}(t_c) = \frac{\sigma}{E_i(t_c)} \qquad \text{(II-11)}$$

$\varepsilon^b_{retrait}(t,t_s)$ est la déformation de retrait au temps t pour un séchage qui débute au temps t_S :

$$\varepsilon^b_{retrait}(t,t_s) = \varepsilon^b_{RE}(t) + \varepsilon^b_{RD}(t-t_s) \qquad \text{(II-12)}$$

$\varepsilon^b_{fluage}(t,t_c)$ est la déformation de fluage au temps t pour un âge de chargement égal à t_c :

$$\varepsilon^b_{fluage}(t,t_c,t_s)=\sigma\left[\varepsilon^b_{FP}(t-t_c,t_c)+\varepsilon^b_{FD}(t,t_c,t_s)\right] \qquad \text{(II-13)}$$

On retrouve, sous une forme très voisine, les équations (I-8), (I-9) et (I-10) du Chapitre I de la troisième partie.

La déformation totale entre deux instants t_1 et t_2, s'obtient directement en écrivant :

$$\Delta\varepsilon^b_{total}=\varepsilon^b_{total}(t_2)-\varepsilon^b_{total}(t_1) \qquad \text{(II-14)}$$

4.2 Prise compte d'un pourcentage d'acier passif ou actif

Dans le cas d'un pourcentage d'armatures actives égal à ρ^a_s, la déformation totale est multipliée par le facteur k^a_s défini par :

$$k^a_s=\frac{1}{1+16\rho^a_s} \qquad \text{(II-15)}$$

Dans le cas d'un pourcentage d'armatures passives égal à ρ^p_s, la déformation de retrait est multipliée par le facteur k^p_{ret} défini par :

$$k^p_{ret}=\frac{1}{1+16\rho^p_s} \qquad \text{(II-16)}$$

La déformation de fluage est multipliée par le facteur k^p_σ défini par :

$$k^p_\sigma=\frac{1}{1+20\rho^p_s} \qquad \text{(II-17)}$$

Ainsi, dans le cas d'une structure en béton armé et précontraint, l'équation (II-10) devient :

$$\varepsilon^b_{total}(t)=k^a_s\left(k^p_\sigma\varepsilon^b_{élastique}(t_c)+k^p_{ret}\varepsilon^b_{retrait}(t-t_s,t_s)+k^p_\sigma\varepsilon^b_{fluage}(t,t_c,t_s)\right) \qquad \text{(II-18)}$$

4.3 Prise en compte de la température

Dans le cas où le retrait et le fluage ont lieu à une température T(t) différente de la température de référence $T_0=20°C$, nous proposons de supposer que les différentes composantes du comportement - le vieillissement, le séchage et le fluage propre - respectent indépendamment la loi d'Arrhénius. Indépendamment signifiant que l'on prendra une énergie d'activation pour l'hydratation du ciment (indice v, comme vieillissement), une autre pour le fluage (indice c, comme creep) et une dernière pour le séchage (indice s comme séchage), qui permettent de définir des maturités (notée avec la lettre μ) et qui prennent en compte l'histoire de la température de la manière suivante :

$$\mu_x(u-\tau)=\int_{s=\tau}^{u}\exp\left(-\frac{U_x}{R}\left(\frac{1}{T(s)}-\frac{1}{T_0}\right)\right)ds \qquad \text{(II-19)}$$

avec U_x une énergie d'activation liée au processus chimique impliqué dans le phénomène étudié.

Il est alors possible de remplacer, dans les équations précédentes, les variables temps par les maturités correspondantes. Ainsi, on réalise, dans les formules précédentes, les changements suivants :

La durée de chargement devient :

$$t - t_c \rightarrow \mu_c(t - t_c) = \int_{s=t_c}^{t} \exp\left(-\frac{U_c}{R}\left(\frac{1}{T(s)} - \frac{1}{T_0}\right)\right) ds \qquad \text{(II-20)}$$

$$\frac{U_c}{R} = 4000 \text{ K}$$

La durée de séchage est remplacée par :

$$t - t_s \rightarrow \mu_s(t - t_s) = \int_{s=t_s}^{t} \exp\left(-\frac{U_s}{R}\left(\frac{1}{T(s)} - \frac{1}{T_0}\right)\right) ds \qquad \text{(II-21)}$$

$$\frac{U_s}{R} = 5000 \text{ K}$$

l'âge du béton au moment du chargement et celui au moment du séchage doivent aussi être modifiés pour faire intervenir la vieillissement causé par la poursuite de l'hydratation :

$$t_c \rightarrow \mu_v(t_c) = \int_{s=t_0}^{t_c} \exp\left(-\frac{U_v}{R}\left(\frac{1}{T(s)} - \frac{1}{T_0}\right)\right) ds$$

$$t_s \rightarrow \mu_v(t_s) = \int_{s=t_0}^{t_s} \exp\left(-\frac{U_v}{R}\left(\frac{1}{T(s)} - \frac{1}{T_0}\right)\right) ds \qquad \text{(II-22)}$$

$$\frac{U_v}{R} = 2700 \text{ K}$$

En pratique, il est souvent suffisant de n'utiliser que le μ_c.

5. Conclusion

Nous avons proposé dans les paragraphes précédents quelques propositions de formules de type réglementaires fondée sur le retour d'expérience de la campagne d'essais réalisée sur six bétons d'enceinte de centrale nucléaire. Ce faisant, nous nous sommes largement inspiré du règlement français BPEL dont nous avons essayé de garder la simplicité. Nous avons cependant pensé qu'il était nécessaire d'y intégrer les points suivants qui nous semblent importants pour des applications de plus en plus complètes :

1. Séparation de la déformation totale en 5 composantes dont 3 composantes endogènes : la déformation élastique, la déformation de retrait endogène et la déformation de fluage propre, et 2 composantes de dessiccation : le retrait et le fluage de dessiccation. Cette façon de faire nous semble être la seule possible si l'on veut revenir aux causes physico-chimiques des différentes composantes de la déformation différée et obtenir ainsi une

meilleure extrapolation sur le long terme, en particulier pour des structures dont le rayon de séchage est très différent de celui des éprouvettes de diamètre 16 cm utilisées en laboratoire lors des essais.

2. La prise en compte d'un âge de début de séchage non nul, respectant l'âge de décoffrage.

3. Une modification de la loi de vieillissement du BPEL, jugée trop vieillissante sur le long terme et ne permettant pas de prendre en compte des chargements au très jeune âge.

4. La prise en compte d'une température différente de 20°C, que ce soit avant ou après l'age de chargement ou l'âge de début de séchage.

5. La prise en compte du pourcentage d'armature avec la distinction armature passive et armature active, et en distinguant aussi la déformation de retrait de celle du fluage.

Notons cependant que les propositions que nous avons faites sont principalement destinées aux bétons d'ouvrage d'art dans la gamme des B40. En particulier, citons le travail de Le Roy (Le Roy, 1994) concernant les bétons à hautes performances.

Conclusion générale

Ce mémoire fournit des éléments de réponses précis aux questions posées par EDF sur le comportement différé des bétons d'enceinte et sur les pertes de précontraintes attendues à 40 ans. Pour cela, nous avons pris le parti d'une approche matériau fondée sur l'étude et la compréhension des phénomènes physico-chimiques qui sont à l'origine des déformations différées. C'est cette approche qui nous a permis de proposer une modélisation, que nous avons implémentée dans un programme de calcul aux éléments finis. Enfin, les paramètres du modèles ont été déterminés à partir des données de notre programme expérimental.

Nous avons constaté des disparités assez fortes entre les six bétons étudiés, tant sur les résultats de retrait que sur les résultats de fluage. Ces dispersions sont plus importantes que ne le laissent croire les règles classiques de dimensionnement et ne sont pas encore totalement expliquée par notre travail, en particulier pour la centrale de Flamanville. De plus, il apparaît difficile d'expliquer les différences entre les bétons étudiés au vu de leur seule composition et de leurs propriétés mécaniques. Le problème des déformations différées du béton est un problème complexe que l'on ne maîtrise pas encore complètement, même si l'on en connaît déjà les principaux paramètres, volume de pâte, rapport e/c, qualité intrinsèque du liant, compacité du squelette granulaire, etc...

Apport personnel

Ce que nous considérons comme notre apport personnel dans cette thèse, sur le plan scientifique, peut être présenté dans les principaux points suivants :

1. Une étude expérimentale complète sur six bétons a été réalisée. Elle comprend des essais sur bétons frais, des essais mécaniques, des essais de comportement différés ainsi qu'une caractérisation de la microstructure. Cette étude fournit donc une base de donnée récente sur une gamme de bétons de structure de résistances à 28 jours comprises entre 35 et 65 MPa.

2. Une étude détaillée des problèmes consécutifs à l'hydratation du béton dans les structures épaisses (retrait endogène et retrait thermique) a été réalisée et validée *in situ* sur le chantier de Civaux.

3. Une approche du type "milieu poreux" avec changement de phase a été utilisée pour justifier le caractère non linéaire du coefficient de diffusion hydrique $D(C^{fl})$ et pour

préciser les hypothèses de calcul de la teneur en eau dans le béton avec l'équation de diffusion suivante :

$$\frac{\partial C^{fl}}{\partial t} = \mathrm{div}\left(D(C^{fl}) \cdot \mathrm{grad}(C^{fl})\right)$$

$$D(C^{fl}) = \left[\frac{k^{l}(\rho^{l})^{2} RT}{M^{v} g^{-1}(C^{fl})} + k^{v}\rho^{v}\right] \cdot \left(g^{-1}\right)'(C^{fl})$$

Les calculs réalisés ont par ailleurs été validés par des mesures de teneur en eau réalisées à Civaux par le CEBTP.

4. La même approche a été utilisée pour justifier l'écriture de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de l'humidité :

$$\mathrm{tr}(\varepsilon_{rd}) = \phi^{l} \frac{\rho^{l} RT}{M^{v}(1-\phi)K^{s}} \ln(h)$$

On a montré, de plus, que le terme $\phi^{l} \ln(h)$ est pratiquement linéaire par rapport à l'humidité h. Puis, avec un certain degré d'approximation, on montre que l'on peut exprimer le retrait de dessiccation en fonction de la teneur en eau de la manière suivante :

$$\mathrm{tr}(\varepsilon_{rd}) = \kappa_{béton}(C_0 - C)$$

Enfin, le retrait de la structure s'exprime alors simplement en fonction de la perte en poids :

$$\varepsilon_{rd} = K \frac{\Delta P}{P}$$

5. Nous avons établi les lois qui régissent les effets d'échelle dans les phénomènes de séchage, tant sur la teneur en eau et sur la perte en poids, que sur les contraintes et la déformation de retrait (pour différentes lois de comportement, élastique, élastique fragile ou parfaitement plastique).

$$C_{\alpha^3}(X,T) = C\left(\frac{X}{\alpha}, \frac{T}{\alpha^2}\right)$$

$$\Delta p_{\alpha^2 S}(T) = \alpha^2 \cdot \Delta p\left(\frac{T}{\alpha^2}\right)$$

$$\sigma_{\alpha^3}(X,T) = \sigma\left(\frac{X}{\alpha}, \frac{T}{\alpha^2}\right)$$

$$\varepsilon_{\alpha^3}(T) = \varepsilon\left(\frac{T}{\alpha^2}\right)$$

6. Une analyse thermodynamique des corps viscoélastiques, fondée sur une approche par des variables internes, a été proposée. Elle nous a permis d'analyser le modèle de Bazant et d'en cerner plus directement les hypothèses et les limites. En particulier, la formulation viscoélastique vieillissante classiques résulte d'une hypothèse de découplage entre le vieillissement d'une part et le fluage d'autre part. Enfin, cette démarche nous a permis de clarifier les notions de maturité liée à l'hydratation et de maturité liée au processus de fluage.

7. Nous avons montré que l'étude classique des déformations différées des BHP concluait, parfois rapidement à notre sens, sur la nullité du fluage de dessiccation de ces matériaux. Une étude plus approfondie du fluage propre à humidité non constante montre, selon nous, que ce fluage, même s'il est faible, n'est pas nul.

8. La difficulté de la prévision à long terme des déformations différées sur ouvrage, à partir d'essais de fluage en laboratoire, réside pour beaucoup dans la modélisation du fluage de dessiccation, qui reste la principale zone d'ombre de l'étude des déformations différées. Notre travail montre que, dans le cas des structures épaisses précontraintes biaxialement, le fluage de dessiccation résulte de deux phénomènes complémentaires, un fluage intrinsèque, proportionnel à la contrainte, et un effet de structure de plus faible importance. Une réflexion de fond a été engagée sur la quantification de l'effet de structure. Les différentes causes répertoriées sont au nombre de trois, fissuration par retrait empêché liée aux gradients de la teneur en eau au sein de la section, fissuration par retrait empêché à l'échelle du granulat, et non homogénéité de la composition du béton au sein de l'éprouvette (paramètres g et g*). Enfin, une méthode expérimentale de détermination du fluage de dessiccation structurel, mettant à profit les courbes de retrait en fonction de la perte en poids, a été proposée.

9. Deux modules du programme de calcul par élément finis **CESAR-LCPC** ont été développés, le couplage du calcul de la teneur en eau avec la température (module HEXO) et un module de calcul des déformations différées (VISC), dans lequel la modélisation physique proposée a pu être implémentée.

10. Un modèle d'homogénéisation, variante du modèle parallèle / série et faisant intervenir la compacité maximale du squelette granulaire, a été proposé. Une méthode de résolution des problèmes viscoélastiques dans les modèles composites, fondée sur la décomposition en série de Dirichlet de la fonction de fluage et l'utilisation des transformées de Carson, a été proposée et validée. La méthode précédente à pu être adapté au problème de la perte de précontrainte d'un modèle composite acier / béton (poutre armée ou précontrainte uniaxialement ou biaxialement). Cette méthode a par ailleurs permis de retrouver la valeur empirique du facteur k_s du règlement français BPEL.

Questions en suspens...

Les perspectives immédiates de notre travail portent sur les points suivants :

1. Au cours de notre travail, nous avons fait l'hypothèse classique que le rapport de Poisson était constant au cours d'un essai de fluage, ce qui permet de définir un coefficient de Poisson, υ, égal à celui mesuré en élasticité. Il n'existe cependant que très peu d'auteurs qui se sont intéressés et qui ont mis au point des expériences de fluage biaxial ou, plus simplement, qui ont mesuré les déformations transversales lors d'un essai de fluage sous contrainte uniaxiale. De tels essais nous semblent une priorité pour l'approfondissement de nos recherches et devraient intéresser EDF dans un futur proche.

2. Une réflexion sur les origines physiques et la quantification du fluage de dessiccation structurel a été lancée. Il est cependant nécessaire d'aller plus loin pour quantifier ces déformations notamment par des essais de fluage de dessiccation sous des niveaux croissants de contrainte ou des essais de fluage avec excentrement de la charge. Enfin, dans la Partie II, Chapitre 5, certains types de calculs on été proposés, qu'il serait intéressant de réaliser, notamment sur la quantification du fluage de dessiccation structurel lié à la non homogénéité des paramètres de composition, g, g* au sein du béton.

3. Nous avons proposé une méthode permettant d'apprécier le fluage de dessiccation structurel grâce à l'exploitation des essais de retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids. Nous n'avons cependant pas eu le temps de mettre au point une mesure en continu du retrait et de la perte en poids sur la même éprouvette avec les corrections thermiques qui s'imposent. Un tel essai, qui ne pose pas de problèmes expérimentaux particuliers, permettrait de valider plus parfaitement la démarche proposée.

4. Dans le module VISC de **CESAR-LCPC**, que nous avons développé, nous n'avons pas pris en compte explicitement la fissuration de peau du matériau. Il nous semble que la programmation d'une loi d'endommagement comme celle proposée par (Mazars, 1984) permettrait d'éviter les petits désagréments mentionnés dans le chapitre 5 sur du fluage de dessiccation et permettrait une meilleure prise en compte du retrait de dessiccation.

5. L'étape suivante de développement du modèle de fluage pourrait consister à implémenter directement les aciers et câbles de précontrainte dans le modèle en les définissant explicitement dans le maillage. Ceci permettrait de connaître plus précisément la répartition des contraintes dans la structure et en particulier en peau pour les problèmes de fissuration.

6. Pour valider entièrement nos calculs, une comparaison plus complètes de nos prévisions avec les mesures sur enceinte s'impose, et ce, sur une durée plus longue, notemment pour les centrales de Civaux où nous avons travaillé en aveugle. Il est cependant nécessaire de disposer d'une durée suffisante d'au minimum une dizaine d'années.

7. A plus court terme, il semble nécessaire, pour avoir des valeurs plus réalistes des contraintes d'origine thermique au jeune âge en intégrant une loi de fluage dans le code de calcul MEXO de **CESAR-LCPC**.

Enfin, sur le long terme, il nous semble indispensable de lancer une réflexion de fond sur les origines physico chimiques du fluage propre du béton et du fluage de dessiccation intrinsèque au matériau. Sans cette connaissance de base, il sera difficile de progresser dans la modélisation.

Tirer la sonnette d'alarme !

Dans les calculs de structure, le comportement différé du béton est appréhendé via des règlements qui donnent une réponse moyenne du matériau à une sollicitation donnée. Gardons cependant en mémoire que, pour une même gamme de résistance, les déformations

différées d'un béton particulier peuvent s'éloigner sensiblement de la tendance réglementaire qui ne se place donc plus en sécurité par rapport aux déformations et aux pertes de précontraintes prévisibles. Pour des applications industrielles sensibles, il est donc recommandé de lancer, dès la construction de l'ouvrage, une étude expérimentale sur le comportement différé du béton qui sera mis en oeuvre. Dans le cas des enceintes nucléaires, les résultats de retrait et de fluage obtenus en laboratoire sur éprouvettes de béton permettront d'apprécier plus justement, sur les enceintes dont la construction est en cours et avant que ne débute la précontrainte, les pertes différées prévisibles. Il est alors possible, comme dans le cas de Civaux B11, de renforcer préventivement la précontrainte.

Notons cependant que les phénomènes de déformations différées ne peuvent être appréciés que par un essai très long (environ 1 an), donc dans un délai bien souvent incompatible avec le planning d'un chantier. Si l'on souhaite donc se prémunir de l'influence difficilement maîtrisable des constituants (agrégats, liant), c'est d'ailleurs la stratégie adoptée par EDF depuis l'enceinte de Civaux II, l'utilisation d'un béton à hautes performances (compatible avec les critères de conception de l'ouvrage), particulièrement performant vis-à-vis des phénomènes de retrait et de fluage, permet de réduire considérablement les risques liés aux pertes de précontrainte.

Construire et concevoir en béton à hautes performances : un pas vers la solution

Nous savons depuis quelques années (de Larrard, 1988a) qu'il est possible d'améliorer intrinsèquement les propriétés du béton par optimisation du squelette granulaire, d'une part, et par adjonction de produits nouveaux : super plastifiants, fillers et fumée de silice, d'autre part. On parle alors de bétons à hautes résistances. Cependant, ce n'est pas la haute résistance qui intéresse ici EDF au premier chef (la précontrainte de l'enceinte ne nécessite que 36 MPa). Dans une centrale nucléaire, où l'on cherche principalement à maximiser l'étanchéité globale de la structure, et donc à minimiser les risques de fissuration, les qualités intrinsèques au matériau que l'on privilégie seront :

- la stabilité à l'état frais, la pompabilité (1)
- la bonne résistance en traction pour minimiser les risques de fissuration (2)
- le faible retrait endogène (3)
- la faible exothermie pour minimiser le retrait thermique important inhérent à la massivité de la structure (4)
- la faible perméabilité à l'eau et à l'air (5)
- l'excellente durabilité (6)
- les déformations différées faibles.(7)

Ce cahier des charges peut, dans un cadre très précis, être celui d'un béton à hautes performances (Ithurralde, 1992) puisque l'on sait que les qualités (1), (2), (5), (6) et (7) vont habituellement de pair avec la résistance. Cependant, de manière à réduire l'exothermie, on prendra garde de remplacer une partie du ciment par un filler (compacité) et par de la fumée de silice (compacité + gain de résistance). On imposera un volume de pâte modéré ayant un rapport e/c relativement fort de manière à se mettre à l'abri du retrait endogène. Le fluage

propre est alors grandement diminué par la compacité du squelette et le faible volume de pâte, ainsi que par les qualités intrinsèques de cette pâte. Finalement, la teneur en eau relativement faible assure un retrait de dessiccation modéré et un fluage de dessiccation très faible.

Construire en bétons à hautes performances n'est cependant qu'une première étape. La deuxième consiste à concevoir en bétons à hautes performances en adaptant la structure à la richesse du matériau. Ainsi, les réacteurs futurs utiliseront au mieux la marge de résistance pour diminuer au maximum l'épaisseur de la structure, éliminer les sur épaisseurs au niveau desquelles la fissuration d'origine thermique se fait le plus sentir. Il est aussi possible d'utiliser cette marge sur la résistance et sur le fluage pour précontraindre davantage la structure (dimensionnée alors pour résister à une pression interne de 0,7 MPa relatif) et améliorer ainsi sensiblement la sûreté des installations.

Bibliographie

Nota : Seules les références qui nous ont semblées les plus utiles, pour cette étude, apparaissent en caractère gras

Abdunur C. (1986) "Mesures directes des contraintes sur la pile n° 5 du Viaduc du charmaix", Rapport interne LCPC.

Abiar G. (1986) "Contribution à l'étude des déformations différées du béton en tenant compte de l'hygrométrie interne : un modèle de séchage pour le béton", Thèse de doctorat de l'ENPC.

Acker P., Boulay C., Rossi P. (1987) "On the importance of initial stresses in concrete and of the resulting mechanical effects", Cement and Concrete Research, Vol. 17, pp. 788-764.

Acker P. (1988) "Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique", rapport de recherche LPC n° 152.

Acker P., Eymard R. (1992) "Fluage du béton : un modèle plus performant et plus simple à introduire dans les calculs de structures", Annales de l'ITBTP, n° 507, série : Béton 295, Octobre.

Acker P. (1993a) "Retraits et fissurations du béton", Documents scientifiques et techniques AFPC, ISSN n°0150-6900.

Acker P. (1993b) "Modéliser le comportement mécanique du béton : Pourquoi et comment ?" Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 182, nov.-dec., pp. 97-104.

Aggoun F. (1992) "Etude du comportement du béton coffré non armé vis-à-vis de la fissuration. Application au revêtement de tunnels", Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon.

Arutyunyan N. (1975) "Some problems in the theory of creep", Pergamon press, London.

Atlassi E. (1991) "Influence of cement type on the desorption isotherm of mortar", Nordic Concrete Research, Vol. 10.

BAEL (1991) "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites", fascicule 62 du CCTG, Règlement français.

Baroghel B. V. (1989) "Etude de la sorption de l'eau dans le béton durci", Mémoire de D.E.A. de l'ENPC, option : Mécanique appliquée à la construction.

Baroghel Bouny V. (1994) "Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et bétons ordinaire et à hautes performances", Thèse de doctorat de l'ENPC.

Baron J., Sauterey R. (1982) "Le béton Hydraulique, connaissance et pratique", Presses de l'ENPC.

Bazant Z. P., Najjar L. J. (1972a) "Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete", Matériaux et constructions, Vol. 5, n° 25, pp 3-20.

Bazant Z. P. (1972b) "Prediction of concrete creep effects using age-agjusted effective modulus method", J. Amer. Conc. Inst. Vol. 69, pp. 212-217.

Bazant Z. P., Asce M., Wu S. T. (1973) "Dirichlet series creep function for aging concrete", Journal of the engineering mechanics division, proceedings of the American Society of civil Engineers, Vol. 95, n° EM2.

Bazant Z. P., Carreira D. J., Walser A. (1975) "Creep and shrinkage in reactor containment shells", J. of the structural division, pp 2117-2131.

Bazant Z. P., Wittmann F. H. Editors (1982) "Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete", J. Wiley & Sons Ltd, New York.

Bazant Z. P., Chern J. C. (1985a) "Concrete creep at variable humudity : constitutive law and mechanism", Matériaux et constructions, Vol. 18, n° 103, pp 1-20.

Bazant Z. P., Chern J. C. (1985b) "Log double power law for concrete creep", Am. Concr. Inst. J., 82,1985,665-675.

Bazant Z. P., Wittman F. H., Kim J. K., Alou F. (1985c) "Statistical extrapollation of shrinkage data - Part 1 : Regression and Part 2 : Bayesian Updating", ACI Materials journal, n° 84-M4.

Bazant Z. P., Sener S., Kim J. K. (1986a) "Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete", ACI Materials journal, n° 84-M35, pp 351-357.

Bazant Z. P. Editor (1986b) "Creep and shrinkage of concrete : Mathematical modeling", Fourth Rilem int. Symposium, Evanston, USA.

Bazant Z. P., Chern J. C. (1987) "Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete". J. Stru. Mech. Vol. 113, n° 10.

Bazant Z. P., Prasannan S. (1989) "Solidification theory for concrete creep. I : Formulation, II : Verification and application", J. Eng. Mech., Vol. 115, pp 1691-1725.

Bazant Z. P., Kim J. K. (1991) "Consequences of diffusion theory for shrinkage of concrete", Materials and structures, 24, 323-326.

Bazant Z. P., Kim J. K. (1992a) "Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete : Part 1 to 6", Materials and structures, 25, 219-223.

Bazant Z. P., Kristek V., Vitek J. L. (1992b) "Drying and cracking effects in box girder bridge segment", J. Stru. Mech., Vol. 118, n°1, pp 305-321.

Bazant Z. P. (1993) "Current status and advances in the theory of creep and interaction with fracture", Proceedings of the Fourth Int. Rilem Symp. on **Creep and Shinkage of Concrete**, Barcelonna, Edited by Z. P. Bazant and I. Carol, E & FN Spon.

Bazant Z. P., Xi Y. (1994) "Drying creep of concrete : constitutive model and new experiments separating its mechanisms", Materials and structures, 27, pp. 3-14.

Bostvironnois J. L. , de Larrard F. (1991) "Les bétons à hautes performances aux fumées de silice perdent-ils de la résistance à long terme ? ", Annales de l'ITBTP, n° 491, Série : Béton 277, Février.

Boulay C., Paties C. (1993) "Mesure des déformations du béton au jeune âge", Materials and structures, 26, 307-311.

Boulay C., Colson A. (1981) "Un extensomètre à béton éliminant l'influence des déformations transversales sur la mesure des déformations longitudinales", Matériaux et Constructions, n° 79, Vol. 14.

BPEL (1991) "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites", fascicule 62 du CCTG, Règlement français.

Brooks J. J. , Neville A. M. (1977) "A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression", Magazine of concrete research, Vol. 29, n° 100, september.

Buil M. (1979) "Contribution à l'étude du retrait de la pâte de ciment durcissante", Thèse de doctorat de l'ENPC.

Buil M. (1990) "Etude numérique simplifiée de l'influence de l'effet de fissuration superficielle du béton dans des essais de fluage de dessiccation récents", Materials and Structures, Vol. 23, pp. 341-351.

Byfors J. (1980) "Plain Concrete at early ages", Swedish Cement and Concrete inst., Stockolm.

CEB FIP model (1990) General task group n° 9, Evaluation of the time behavior of concrete.

Costaz J. L. (1990) "Construire en BHP dans les centrales nucléaires", in Les bétons à hautes performances, du matériau à l'ouvrage, sous la direction de Y. Malier, Presses de L'ENPC, fev., pp. 325-347.

Coussy O. (1991) "Mécanique des milieux poreux", Technip, Paris.
Coussy O. (1994) "Mechanics of Porous continua", J. Willey & Sons.

Deloye F. X. (1993) "Hydraulicité et pouzzolanicité", Bull. liaison Labo. P. et Ch., 184, mar.-avr., pp. 94-95.

Diruy M. (1993) "Variations du coefficeint de dilatation et du retrait de dessiccation des bétons en place dans les ouvrages", Bull. liaison Labo. P. et Ch., 186, juil-août, Réf. 3737.

Dvorak G. J. (1991) "Plasticity theories for fibrous composite materials", Metal Matrix Composites : Mechanisms and properties, Academic press, Boston.

Elouard A., Ulm F. J. (1994) "TEXO / HEXO - PROB, notice d'utilisation" Document CESAR-LCPC.

Escadeillas G., Ollivier J. P., Ringot E. (1988) "Etude des irréversibilités et de la microfissuration dans le béton en cours de chargement", Actes du colloque du groupe français de rhéologie, Bordeaux.

Eymard R. (1993) "Prise en compte du fluage du béton dans un calcul de structure par éléments finis", Annales de l'ITBTP, n° 514, pp. 9-23.

EDF et l'énergie en France. Des Questions ? Des Réponses ! (1993) Brochure de la Direction de la communication d'EDF, 104 pages.

Félix B. (1983) "La méthode des éléments finis en visco-élasticité et en visco-plasticité", Rapport de recherche LPC n ° 123, Août.

Freyssinet E. (1993) "Un amour sans limite", Edition du Linteau, Paris.

Garboczi E. J. (1990) "Perméabilité, diffusivité, et paramètres microstructuraux : revue critique", Cement and Concrete Research, vol. 20, pp. 691-601.

Granger L., Torrenti J. M., Ithurralde G. (1993a) "Delayed behavior of concrete in nuclear power plant containements : analysis and modeling", Proceedings of the Fourth Int. Rilem Symp. on Creep and Shinkage of Concrete, Barcelonna, Edited by Z. P. Bazant and I. Carol, E & FN Spon, pp. 751-756.

Granger L., Torrenti J. M., Ithurralde G. (1993b) "Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : démarche d'analyse et modélisation", Bull. liaison Labo. P. et Ch., 188, nov.-déc., Ref. 3780, pp. 23-31.

Granger L. (1994a) "Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : le passage éprouvette structure", 12èmes journées universitaires de génie civil, tome 1, Prix René Houpert, Toulouse, 23-24 mars, pp. 99-106.

Granger L., Torrenti J. M., Diruy M. (1994b) "Simulation numérique du retrait du béton sous hygrométrie variable", Bull. liaison Labo. P. et Ch., 190, mars-avr., pp. 57-64.

Granger L. Bazant Z. P. (1994c) "Effect of composition on basic creep of concrete and cement paste", J. of Mech. Eng. ASCE, à paraître.

Granger L., Acker P., Torrenti J. M. (1994d) "Discussion of "Drying creep of concrete : constitutive model and new experiments separating its mechanisms" by Z. P. Bazant and Y. Xi", Materials and Structures, à paraître.

Granger R., Le Roy R., Stéfani C. (1994e) "Le problème des déformations différées du béton précontraint et du béton armé : fluage combiné du couple acier béton", Bull. liaison Labo. P. et Ch., à paraître.

Granju J. L., Grandet J. (1989) "Relation between the hydration state and the compressive strength of hardened portland cement pastes", Cement and Concrete research, Vol. 19, pp. 579-585.

Guénot I. (1994) "Stresses in early age concrete : comparison of different creep models", Proc. of Thermal Cracking in Early Age Concrete, Oct., Munich.

Hansen T. C. (1960) "Creep of concrete. The influence of variations in the humidity of the ambiant atmosphere", 6th Congress of the IABSE, Stockholm, pp. 57-65.

Hashin Z. (1962) "The elastic moduli of heterogeneous materials", ASME J. Appl. Mech., 29, 143-150.

Hashin Z., Shtrikman S. (1963) "A variationnal approach to the theory of the elastic behaviour of multiphase materials", J. Mech. Phys. Solids, Vol 11, pp 127-140.

Hua C. (1992) "Analyse et modélisation du retrait d'autodessiccation de la pâte de ciment durcissante", Thèse de doctorat de l'ENPC.

Humbert P. (1989) "CESAR-LCPC : un code de calcul aux éléments finis", Bulletin de Liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n° 160, Mars-Avril, pp. 112-115.

Ithurralde G. (1992) "La perméabilité vue du maître d'ouvrage", in Les bétons à hautes performances, du matériau à l'ouvrage, sous la direction de Y. Malier, Presses de L'ENPC, fev., pp. 241-262.

Ithurralde G., de Larrard F., Nectoux J. (1992) "Bétons à hautes performances pour l'étanchéité des structures en béton. Expérimentation", Annales de l'ITBTP, n°502, Série béton 287.

Kennedy T. (1975) "An evaluation of a study of the long-term multiaxial creep behavior of concrete", Research report Number 3899-2, Oak Ridge National Laboratory.

Laplante P. (1992) "Propriétés mécaniques des bétons durcissants : analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances", Thèse de doctorat de l'ENPC.

Laplante P., Boulay C. (1994) "Evolution du coeficient de dilatation thermique du béton en fonction de sa maturité au tous premiers âges", Materials and structures, 174, à paraître.

de Larrard F. (1988a) "Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances", Rapport de recherche LPC n°149.

de Larrard F., Torrenti J.-M., Rossi P. (1988b) "Le flambement à deux échelles dans la rupture du béton en compression", Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées n° 154, mai-juin, référence 3270.

de Larrard F., Puch C. (1989a) "Formulation des bétons à hautes performances : la méthode des coulis". Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, 161, mai-juin 1989, référence 3394, pp. 75-84.

de Larrard F., Malier Y. (1989b) " Propriétés constructives des bétons à très hautes performances", Annales de l'ITBTP, n° 479, série : béton 268, décembre.

de Larrard F., Acker P. (1990a) "Un exemple d'ingénierie du matériau : Amélioration de l'étanchéité à l'air des enceintes internes de centrales nucléaires. Intérêt de l'emploi d'un béton à hautes performances de formulation spéciale", Rapports des laboratoires LPC, Série ouvrages d'art, OA-7.

de Larrard F., Ithurralde G., Acker P., and Chauvel D. (1990b) "High-Performance Concrete for a Nuclear Containment", 2nd International conference on the "Utilization .F HSC", Berkeley, ACI SP 121-27.

de Larrard F., Le Roy R. (1992) "Relation entre formulation et quelques propriétés mécaniques des bétons à hautes performances", Materials and Structures, Vol. 25, pp. 464-475.

de Larrard F., Granger L., Guerrier F., Rossi P. (1993b) "Evaluation du pourcentage minimum de non-fragilité dans les aeroréfrigérants de centrales nucléaires : cas des bétons classiques et des BHP", Rapport du contrat EDF SEPTEN ND 1361 - GC.

Lassabatère T., Coussy O. (1993) "Retrait de dessiccation et fluage induit dans les milieux poreux", Actes du Congrès Français de Mécanique, Lille.

Lassabatère T. (1994) "Approche thermo-poro-hydromécanique en milieu poreux non saturé, application au retrait de dessiccation du béton", Thèse de doctorat de l'ENPC.

Lecerf Y., Parker E. (1987) "L'affaire Tchernobyl : la guerre des rumeurs", Presses Universitaires de France.

Lemaitre J., Chaboche J. (1985) "Mécanique des matériaux solides", Dernod, Paris.

Le Roy R., de Larrard F. (1994a) "A dicussion on the paper "Concrete : a three phase material" by A. U. Nilsen and P. J. M. Monteiro", Cement and concrete research, Vol. 24, pp. 189-193.

Le Roy R., Granger L., Stefany C. (1994b) "Calcul des déformations instantannées et de fluage propre du béton à partir de celles de la pâte de ciment", Materials ans structures, à paraître.

Le Roy R. (1995), "Prévision des déformations des bétons à hautes performances", Thèse de Doctorat de l'ENPC, en cours.

Lesage R. (1974) "Etude expérimentale de la mise en place du béton frais", Rapport de recherche n° 37.

Lewiner C. (1988) "Les Centrales nucléaires", Collection Que sais-je ?, Presses Universitaires de France, n° 1037.

Mandel J. (1978) "Propriétés mécaniques des matériaux", Eyrolles, Paris.

Mazars J. (1984) "Application de la mécanique de l'endomagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure", Thèse de doctorat d'Etat, Univ. Paris VI.

Mensi R., Acker P., Attolou A. (1988) "Séchage du béton : analyse et modélisation", Materials and structures, Vol. 21, pp. 3-10.

Mestat P. (1993) "Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis", Rapport de recherche des LPC, GT 52.

Morlier P. (1966) "Le fluage des roches", Annales de l'ITBTP, janv., n° 217, Série Questions générales.

Müller H. S., Pristl M. (1993) "Creep and shrinkage of concreteat variable ambient conditions", Proceedings of the Fourth Int. Rilem Symp. on Creep and Shinkage of Concrete, Barcelonna, Edited by Z. P. Bazant and I. Carol, E & FN Spon, pp. 15-26.

Naus D. J., Oland C. B., Arndt E. G. (1991) "Ageing management of safety-related concrete structures to provide improved bases for continuing the service of nuclear power plants", Materials and Structures, Vol. 24, pp. 308-316.

Neville A.M. (1981a) "Properties of concrete", Pitman int., Third Edition.
Neville A.M., Dilger W. H., Brooks J. J. (1981b) "Creep of plain and structural concrete", Construction press, Longman Group Ltd, England.

Nilsen A. U., Monteiro P. J. M. (1993) "Concrete : a three phase material", Cement and Concrete Research, vol. 23, pp. 147-151.

Ollivier J. P. (1985) "A non destructive procedure to observe the microcracks of concrete by SEM", Cement and Concrete Research, vol. 15, pp. 1055-1060.
Ollivier J. P., Yssorche M. P. (1989) "Microstructure et perméabilité aux gaz des bétons de hautes performances", ENPC, stage "Connaissances générales du béton".

Patel R. G., Parrott L. J., Martin J. A. and Killoh D. C. (1985) "Gradients of Microstructure and Diffusion Properties in Cement Paste caused by Drying", Cement and Concrete Research, Vol. 15, pp. 343-356.

Perraton D., de Larrard F., Aïtcin P.C. (1994) "Additional data on strength retrogression of some air-cured silica fume concretes", Durability of concrete, Nice 1994.

Piau J.M. (1991) "Les modules de diffusion non-linéaire dans CESAR-LCPC", Rapport interne LCPC.

Pihlajavaara S. E. (1982) "Estimation of Drying of Concrete at Different Relative Humidities and Temperatures of Ambient Air with Special Discussion about Fundamental Features of Drying and Shrinkage", Creep and Shrinkage in Concrete Structures, Edited by Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, John wiley & sons Ltd, New-York.

Poupart M. (1993a) "Instrumentation et reconnaissance du comportement des ouvrages en service", Formation continue ENPC de décembre 1993, thème : Instrumentation, auscultation et surveillance des ouvrages en construction et en service : barrages, ouvrages d'art, grands soutènements et tunnels, Paris.
Poupart M. (1993b) "Principes et pratiques de la surveillance des grands ouvrages de génie civil", Formation continue ENPC de décembre 1993, thème : Instrumentation, auscultation et surveillance des ouvrages en construction et en service : barrages, ouvrages d'art, grands soutènements et tunnels, Paris.

Powers T. C. (1961) "Some physical aspects of the hydration of Portland cement", Research and Development Laboratories of the PCA Research Dpt., Bulletin n°125.

RCC-G (1980) "Règles de Conception et de Construction du Génie-civil des îlots nucléaires REP", documentation interne EDF.

Richard P., Cheyrezy M. H. (1994) "Reactive Powder Concrete with high ductility and 200-800 MPa compressive strength", ACI Spring Convention, San Francisco.

Rosenberg A., Grace W. R., Hansson C. M. (1989) "Mechanisms of corrosion of steel in concrete", Materials Science of Concrete, Edited by J. P. Stalny.

Rossi P. (1988) "Fragilité et ductilité des matériaux et des structures composites du génie civil, quelques remarques", Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 153, Jan.-Dec., pp. 65-72.

Rossi P., Boulay C. (1990a) "Influence of free water in concrete on the cracking process", Magazine of Concrete Research 42, n° 152, Septembre, pp. 143-146.

Rossi P., Robert J. L., Gervais J. P., Bruhat D. (1990b) "The use of acoustic emission in fracture mechanics applied to concrete", Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, n° 4/5, pp. 751-763.

Rossi P., X. Wu, F. Le Maou, A. Belloc (1993a) "Effet d'échelle sur le comportement du béton en traction", Bull. Labo. P. et C., n°186.

Rossi P., Wu X. (1993b) "A probabilistic model for material behaviour analysis and appraisal of the structure of concrete", Procceeding of the 1st Bolomey workshop on numerical models in fracture mechanics of concrete, F. H. Wittmann Editors, Zürich, July 1992, Balkema.

Rossi P., Godart N., Robert J. L., Gervais J. P., Bruhat D. (1993c) "Utilisation de la technique d'auscultation par émission accoustique pour étudier le fluage propre du béton", Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 186, Juil.-Août, pp. 88-91.

Rossi P., Ulm F. J., Hachi F. (1994) "Compressive behaviour of concrete : physical mechanisms and modelling", Proposé pour publication à l'ASCE.

Rousselle H. (1993) "L'auscultation des enceintes de confinement des centrales nucléaires d'EDF", Formation continue ENPC de décembre 1993, thème : Instrumentation, auscultation et surveillance des ouvrages en construction et en service : barrages, ouvrages d'art, grands soutènements et tunnels, Paris.

Rudnicki J. (1993) "Fracture mechanics : Fundamentals and Applications", Cours de PhD de Northwestern University, Evanston, IL, USA.

Salençon J. (1986) "Méchanique des milieux continus Tome I et II", Ellipses.

Salençon J. (1981) "Viscoélasticité", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Sanchez-Sanchez H. A. (1989) "Effets mécaniques dus au séchage naturel du matériau béton. Simuylation numérique et analyse de paramètres d'influence", stage de DEA de l'ENPC.

Sicard V., François R., Ringot E., Pons G. (1992) "Influence of creep and shrinkage on cracking in high-strength concrete", Cement and Concrete Research, Vol. 22, pp. 159-168.

Thelandersson S., Martensson A., Dahlblom O. (1988) "Tension softening and cracking in drying concrete", Materials and Structures, Vol. 21, pp. 416-424.

Torrenti J. M. (1991) "Etude du béton d'enceintes de Flamanville", Rapport du contrat EDF/REC.

Torrenti J.-M., Paties C., Piau J.-M., Acker P., de Larrard F. (1992) "La simulation numérique des effets de l'hydratation du béton", colloque Stru Co Me, Paris.

Torrenti J. M. (1987) "Comportement multiaxial du béton : aspects expérimentaux et modélisation", Thèse de doctorat de l'ENPC.

Torrenti J.-M., de Larrard F., Acker P. (1992) "BHP et ponts mixtes", Ouvrages d'art, n° 16, nov. pp. 31-32.

Toutlemonde F., Granger L. (1994) "Maitriser la rupture du béton : améliorations du matériau, progrès de la modélisation, exemples industriels", Revue de la métalurgie, à paraître.

Toutlemonde F., Granger L. (1994) "Maîtriser la rupture du béton : améliorations du matériau, progrès de la modélisation, exemples industriels", Bull. liaison Labo. P. et Ch., à paraître.

Verbeck G. J., Helmuth R. H. (1968) "Structures and physical properties of cement paste", Proc. 5th Int. Symp. on the Chemistry of cement, Tokyo, Japan.

Vernet C., Cadoret G. (1991) "Suivi en continue de l'évolution chimique et mécanique des bétons à hautes performances pendant les premiers jours", Colloque BHP de l'ENS de Cachan.

Vernet C. (1992) "Petit menento de la chimie des ciments", La durabilité des bétons, édité par J. P. Ollivier et J. Baron, Presses de l'ENPC.

Volterra V. (1930) "La théorie des fonctionnelles appliquées phénomènes héréditaires", Revue générale des sciences pures et appliquées, n°41, pp. 197-206.

Waller V. (1993) "Modélisation de l'élévation de température d'un béton au cours de sa prise en conditions adiabatiques en fonction de sa formulation", Rapport de DEA de l'ENS Cachan.

Ward M. A., Neville A. M., Singh S. P. (1969) "Creep of air entrained concrete", Magazine concrete reasearch, Vol. 21, n°69, 205-210.

Wittmann F. H. (1982) "Creep and Shrinkage Mechanisms", Creep and Shrinkage in Concrete Structures, Edited by Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, John Wiley & sons Ltd, New-York.

Wittmann F. H. (1993) "On the influence of stress on shrinkage of concrete", Proceedings of the Fourth Int. Rilem Symp. on Creep and Shinkage of Concrete, Barcelonna, Edited by Z. P. Bazant and I. Carol, E & FN Spon, pp. 151-157.

Wu X. (1991) "Modélisation numérique de la fissuration du béton à partir d'une approche probabiliste", Thèse de doctorat de l'ENPC.

Young J. F. (1982) "The microstructure of Hardened Portland Cement Paste", Creep and Shrinkage in Concrete Structures, Edited by Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, John Wiley & sons Ltd, New-York.

Rapports d'avancement

Carde C., Escadeillas G., Granger L. (1992) "Caractérisation pétrographique et mécanique des granulats d'enceinte", Rapport d'essai du LMDC.

Galluzer F. (1993) "Modélisation du retrait endogène du béton à partir de la pâte", Rapport de TFE de l'ENTPE.

Granger L., Escadeillas G., Pons G. (1992a) "Essais de comportement différé sur carotte de béton", Rapport d'essai du LMDC.

Granger L., (1992b) "Essais mécaniques et caractérisation des granulats", Rapport d'essai du LCPC.

Granger L., Torrenti J. M. (1992c) "Essais mécaniques sur bétons d'enceinte", Rapport d'essai du LCPC.

Granger L., Torrenti J. M. (1993a) "Essais de comportement différé sur bétons d'enceinte de centrale nucléaire", Rapport d'essai du LCPC.

Granger L., Torrenti J. M., Acker P. (1993b) "Comportement différé des bétons d'enceinte de Civaux : résultats de laboratoire et simulation du comportement de la structure - premiers résultats", Note d'étude SEPTEN, Réf. GC 94-03 A.

Granger L. (1994) "Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : le passage éprouvette structure", Note d'étude SEPTEN, à paraître.

Lafiton R. (1994) "Comportement différé des enceintes nucléaires : conception d'un modèle de structure", Note d'étude SEPTEN, à paraître.

Mathonat F. (1994) "Prise en compte du vieillissement dans le fluage propre du béton pour des structures chargées tardivement", Rapport de TFE de l'ENTPE.

ANNEXES

Annexe 1 : Le modèle parallèle-série comme modèle composite pour la modélisation du comportement différé du béton 362
1. Notations : 362
2. Principe de la démarche et résolution 362
3. Exemples d'application 365

Annexe 2 : Le problème des déformations différées du béton précontraint et du béton armé : fluage combiné du couple acier béton 368
Notations : 368
1. Introduction 368
2. Hypothèses et résolution 369
3. Résolution analytique dans un cas simple 370
4. Cas du béton armé en compression simple 373
5. Résolution numérique dans des cas plus difficiles 374
4. Le cas d'une structure biaxialement précontrainte 377
6. Conclusion 380

Annexe 3 : Généralités sur le massif de Flamanville 382
1. Présentation 382
2. Généralités sur le faciès granodiorite 383
3. Conclusion 383

Annexe 4 : Caractérisation des roches et éléments de mécanique des roches 385
1. Généralités 385
2. Les discontinuités des roches 385
3. Comportement en compression des roches fissurées 386
4. L'eau dans les roches 388
5. Altérabilité des roches 388
6. Module dynamique et vitesse du son 388
7. Complément bibliographique sur le fluage des roches 389

Annexe 5 : Essais sur répliques 392
1. Présentation de la méthode 392
2. Quelques résultats 394

Annexe 1

Annexe 1 : Le modèle parallèle-série comme modèle composite pour la modélisation du comportement différé du béton

1. Notations :

g	concentration du granulat : $g = \alpha\beta$
g^*	concentration maximale du granulat donné par exemple par la formule de Caquot : $g^* = 1 - 0,47(\frac{d}{D})^{0,2}$
d	diamètre du plus petit granulat
D	diamètre du plus gros granulat
E_b	module du béton
E_g	module du granulat
E_p	module de la pâte
J_p	fonction de fluage de la pâte
J_b	fonction de fluage du béton
ε_p	retrait de la pâte
ε_b	retrait du béton

2. Principe de la démarche et résolution

Nous allons ici modéliser le béton comme un matériau composite à deux phases :

1. Le granulat de concentration $g \approx 0,7$ présente un comportement élastique parfait de module E_g.

2. La pâte de ciment (ou bien la matrice : ciment + eau + fillers) en concentration (1-g) présente un comportement viscoélastique et un retrait. Au sein du milieu composite, cette pâte de ciment est disposée selon la **figure A1.1**.

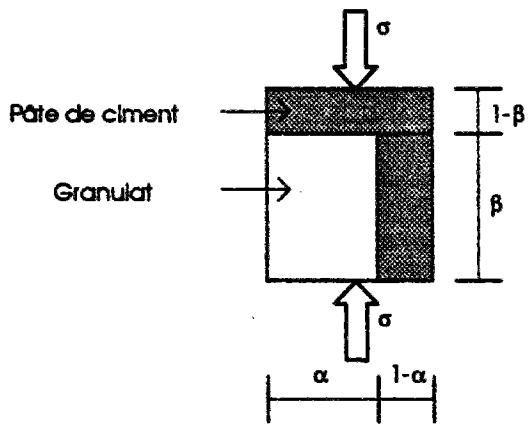
La loi de comportement de la pâte est donc la suivante :

$$\varepsilon_p(t\,;t_c,t_s) = \int_{\tau=t_c}^{t} J_p(t,\tau)\dot{\sigma}(\tau)d\tau + \varepsilon_p^{ret}(t-t_s) \qquad (1)$$

Celle du granulat est la suivante :

$$\varepsilon_g = \frac{\sigma_g}{E_g} \tag{2}$$

Figure A1.1 : Schéma de principe du modèle parallèle série. Une partie de la pâte de ciment ou de la matrice (en concentration $(1-\alpha)\beta$) se trouve en parallèle avec le granulat de concentration $\alpha\beta = g$. L'autre partie qui correspond à une concentration $1-\beta$, apparaît en série. Pour obtenir une valeur réaliste des coefficients α et β, on peut choisir (Granger, 1994) les valeurs suivantes : $\alpha = g^* \approx 1 - 0{,}47\left(\frac{d}{D}\right)^{0,2}$ où g^* est la concentration maximale du squelette, évaluée à l'aide de la formule de Caquot, où d et D sont respectivement le diamètre du plus petit et du plus gros granulat (de Larrard, 1992).



Par la suite, nous appliquons une contrainte $\sigma_c H(t-t_c)$ au modèle de la **figure A1.1**. La déformation de la pâte de ciment en série (exposant s) se calcule très facilement par (1) car la contrainte est constante dans le temps :

$$\varepsilon_p^s(t\,;t_c,t_s) = \sigma_c J_p(t,t_c) + \varepsilon_p^{ret}(t-t_s) \tag{3}$$

En ce qui concerne la déformation de la pâte en parallèle (exposant //) avec le granulat, la contrainte dans la pâte de ciment n'est plus constante dans le temps. Les équations en sus de (1) et (2) sont les suivantes :

Equilibre de la section :

$$\alpha\sigma_g + (1-\alpha)\sigma_p = \sigma_c \tag{4}$$

Compatibilité des déformations :

$$\varepsilon^{//} = \varepsilon_p = \varepsilon_g \tag{5}$$

Ce système d'équation n'est pas évident à résoudre analytiquement dans le cas général et conduit (Arutyunyan, 1975) à des expressions intégrales pour lesquelles il n'est pas possible de trouver de primitives. Lorsque l'on peut faire l'hypothèse que le comportement de la pâte de ciment est viscoélastique non vieillissant, il est possible d'utiliser l'arsenal des transformées de Laplace-Carson (Salençon, 1981) définies par :

$$f^*(p) = p\int_0^{+\infty} f(t)e^{-pt}dt \tag{6}$$

Le système devient alors :

$$\varepsilon^{//*} = \sigma_p{}^* J_p{}^* + \varepsilon_p^{ret*}$$
$$\varepsilon^{//*} = \frac{\sigma_g{}^*}{E_g} \tag{7}$$
$$\alpha\sigma_g{}^* + (1-\alpha)\sigma_p{}^* = \sigma_c{}^*$$

Soit :

$$\varepsilon_p^{//*} = \frac{\sigma_c{}^* J_p{}^*}{(1-\alpha)+\alpha E_g J_p{}^*} + \frac{(1-\alpha)\varepsilon_p^{ret*}}{(1-\alpha)+\alpha E_g J_p{}^*} \tag{8}$$

On remarque ici que les deux cas de chargement agissent indépendemment l'un de l'autre. Ceci n'est rien d'autre que le principe de superposition.

Dans le cas général, le retour à l'original est relativement difficile, voire impossible !
Par contre, dans le cas où J_p et ε_p^{ret} représentent des modèles de Zener[1], il vient :

$$J_p(t) = J_0 + J_1\left(1-e^{-\frac{t}{\tau}}\right) \Rightarrow J_p{}^*(p) = J_0 + \frac{J_1}{1+p\tau} \tag{9}$$

$$\varepsilon_p^{ret}(t) = J_2\left(1-e^{-\frac{t}{\eta}}\right) \Rightarrow \varepsilon_p^{ret*}(p) = \frac{J_2}{1+p\eta} \tag{10}$$

Pour le retour à l'original posons :

$$A = (1-\alpha)+\alpha E_g J_0$$
$$B = (1-\alpha)+\alpha E_g (J_0 + J_1) \tag{11}$$
$$\Delta = \tau A - \eta B$$

Puis nous définissons les paramètres suivants :

$$K_1 = \frac{J_1}{AB}$$
$$K_2 = J_2 \frac{\tau-\eta}{\Delta} \tag{12}$$
$$K_3 = J_2 \frac{\tau(A-B)}{B\Delta}$$
$$\lambda = \frac{A}{B}$$

La déformation obtenue s'écrit alors de la façon suivante :

---

[1] Le modèle de Zener est un cas particulier d'une série de Dirichlet du type : $at + J_0 + \sum_{i=1}^{n} J_i\left(1-e^{-\frac{t}{\tau_i}}\right)$ qui conduit après avoir pris la transformée de Laplace-Carson à une fonction rationnelle en p que l'on peut toujours inverser en la décomposant en éléments simples (au moyen d'un calcul relativement lourd dès que l'on prend plus de 3 termes dans la série). Nous nous limitons donc ici à un modèle de Zener à une seule chaine de Kelvin.

$$\varepsilon''(t)=\frac{\sigma_c}{E''}+\sigma_c(1-\alpha)K_1\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\tau}}\right)+K_2(1-\alpha)\left(1-e^{-\frac{t}{\eta}}\right)+K_3(1-\alpha)\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\eta}}\right) \quad (13)$$

$$E''=\alpha E_g+(1-\alpha)E_p$$

La déformation totale du composite s'écrit alors :

$$\varepsilon_b(t)=(1-\beta)\varepsilon_p^s(t)+\beta\varepsilon''(t) \quad (14)$$

La fonction de fluage du béton s'exprime alors de la manière suivante :

$$J_b(t)=\frac{1}{E_b}+(1-\beta)J_1\left(1-e^{-\frac{t}{\tau}}\right)+\beta(1-\alpha)K_1\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\tau}}\right)$$

$$\frac{1}{E_b}=\frac{(1-\beta)}{E_p}+\frac{\beta}{\alpha E_g+(1-\alpha)E_p} \quad (15)$$

La fonction de retrait est donnée par :

$$\varepsilon_b^{ret}(t)=(1-\beta)J_2\left(1-e^{-\frac{t}{\eta}}\right)+\beta(1-\alpha)\left(K_2\left(1-e^{-\frac{t}{\eta}}\right)+K_3\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\eta}}\right)\right) \quad (16)$$

Au premier ordre, les équations ci-dessus se simplifient de la façon suivante :

$$J_b(t)\approx\frac{1}{E_b}+(1-\beta)\phi_p(t)$$

$$\varepsilon_b^{ret}(t)=(1-\beta)\varepsilon_p^{ret}(t) \quad (17)$$

Où $\phi_p=J_p-\frac{1}{E_p}$. On remarque que les déformations différées du béton sont principalement proportionnelles à celles de la pâte de ciment.

3. Exemples d'application

Pour être réaliste sur le choix des caractéristiques du modèle, nous choisissons de prendre (Granger, 1994) les valeurs suivantes : $\alpha=g^*$; $\beta=\frac{g}{g^*}$; $\alpha\beta=g$. Où g^* est la compacité maximale du squelette granulaire (de Larrard, 1992) évalué par exemple grâce à la formule de Caquot.
Remarquons que le choix judicieux de $\alpha=g^*$ impose pour β une valeur unité lorsque $g=g^*$, géomètrie dans laquelle les granulats sont en contact les uns avec les autres et pour laquelle, ce qui est logique, le modèle prédira le minimum de fluage.

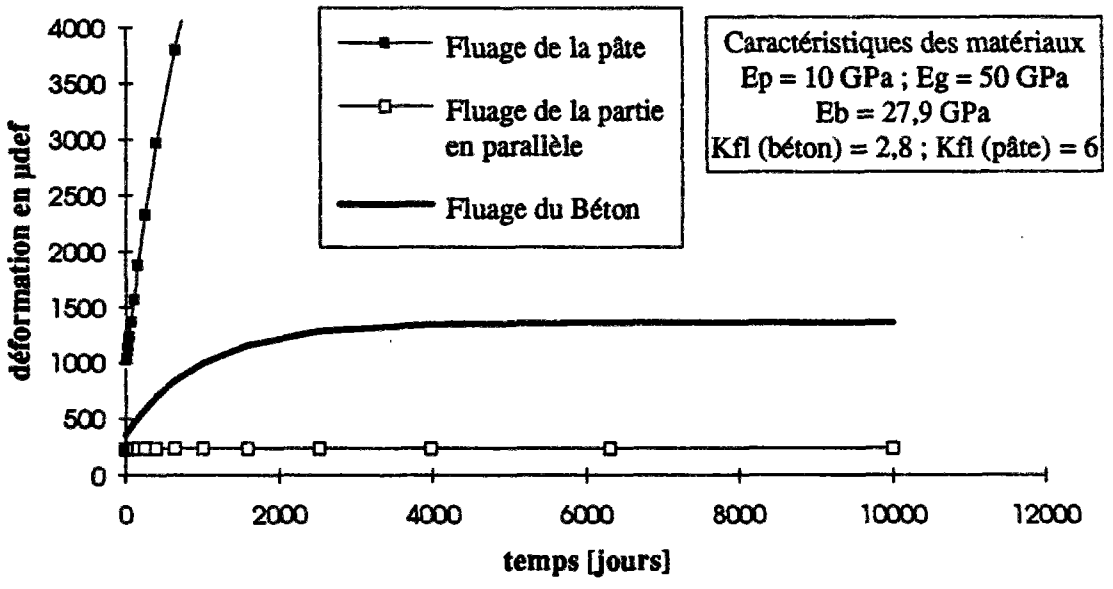
Dans le cas où les caractéristiques des matériaux sont les suivantes :

$$\alpha = 0{,}84 \; ; \; \beta = 0{,}8333 \; ; \; g = 0{,}7$$
$$E_g = 50 \text{ MPa} \; ; \; E_p = 10 \text{ MPa}$$
$$J_1 = \frac{6}{E_p} \; ; \; J_2 = 2000 \tag{18}$$
$$\tau = 1000 \; ; \; \eta = 500$$

Ces caractéristiques correspondent à des simplifications très fortes sur la cinétique des phénomènes de retrait et de fluage tout en conservant l'ordre de grandeur des temps caractéristiques (en jours) ainsi que l'amplitude des deux phénomènes.

On présente tout d'abord en **figure A1.2** la déformation différée de fluage d'un béton chargé à 10 MPa. On remarque en particulier le très faible apport de la partie en parallèle qui intervient à hauteur de 0,5 % de la fonction de fluage total.

Figure A1.2 : Déformation différée du béton calculée avec la fonction de fluage de la pâte choisie. La contrainte est égale à 10 MPa.



En **figure A1.3**, on présente le calcul de la contrainte dans la pâte en parallèle avec le granulat en fonction du temps pour trois cas de chargement : fluage à 10 MPa, retrait seul et retrait + fluage à 10 MPa. Dans chacun des cas, on réalise un calcul vicoélastique qui ne prend pas en compte la fissuration du béton. On constate dans notre exemple que si la résistance à la traction dans la pâte de ciment est de 4 MPa, il y fissuration et le retrait de la partie en parallèle s'annulle.

Par la suite, nous pouvons calculer le retrait du composite (**figure A1.4**) en tenant compte de la fissuration, ce qui revient à prendre un retrait nul pour la pâte en parallèle avec le granulat. Là encore, on constate que la partie en parallèle n'intervient que très peu (de l'ordre de 3,2 %) sur le retrait global du composite.

Figure A1.3 : Contrainte dans la pâte de ciment qui est en parallèle avec le granulat, pour différents cas de charges.

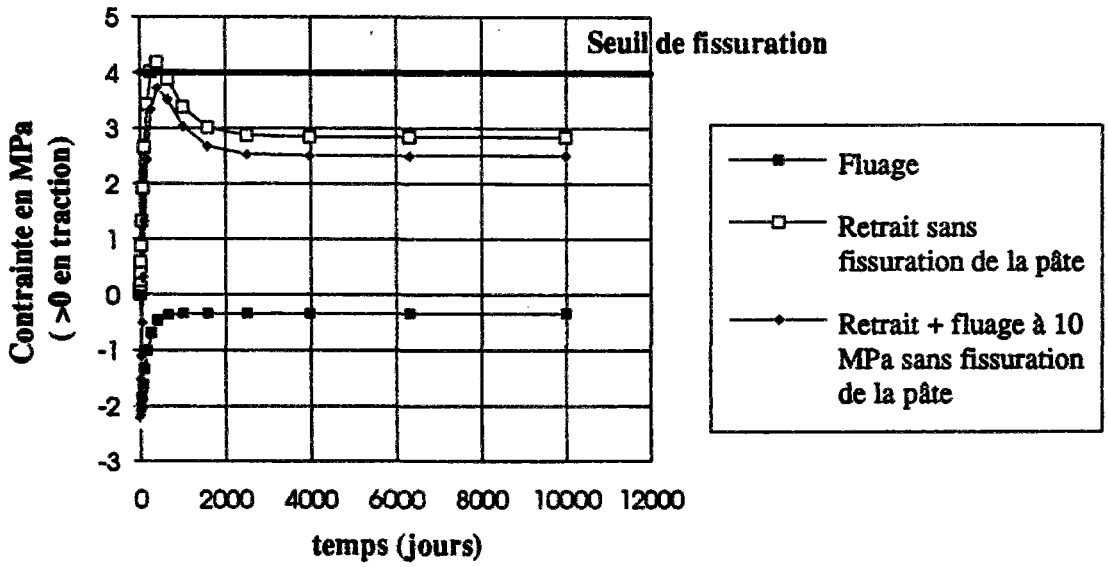
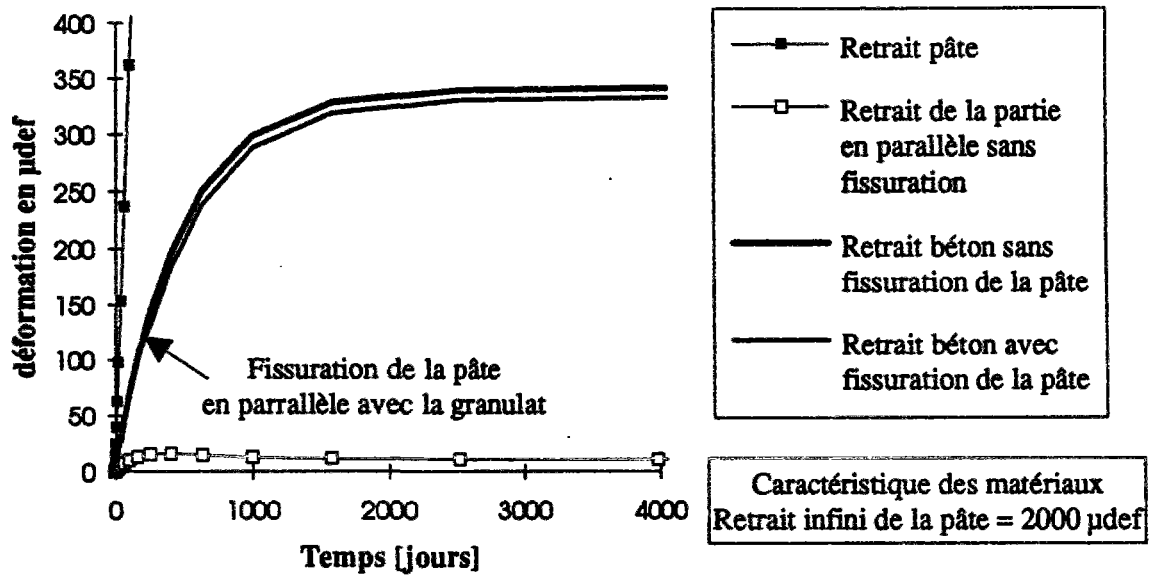


Figure A1.4 : Retrait du composite en fonction du retrait de la pâte de ciment.



Annexe 2

Annexe 2 : Le problème des déformations différées du béton précontraint et du béton armé : fluage combiné du couple acier béton

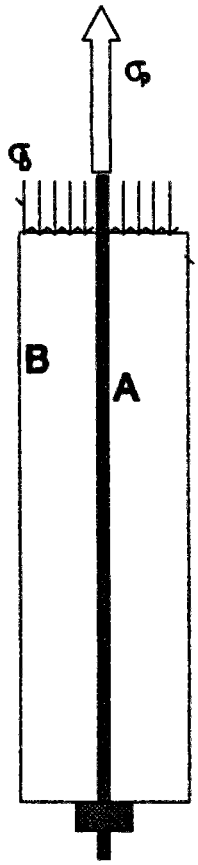
Notations :

t	temps actuel
t_c	âge de chargement
X_b	quantité se rapportant au béton
X_s	quantité se rapportant à l'acier
X_{bp}, X_{ba}	quantité se rapportant au béton précontraint, au béton armé
A	section d'acier
B	section de béton
ρ_s	$= A/B$ (voisin de 1%)
E_b	module instantané du béton = 40 GPa
E_s	module de l'acier = 200 GPa
J_b	fonction de fluage du béton
ε_b^{ret}	fonction de retrait du béton
σ_p	tension initiale des aciers de précontrainte

1. Introduction

Nous considérons une poutre classique en béton précontraint du type de celle présentée en **figure A2-1**. Les sections de béton et d'acier sont respectivement notées B et A et la tension initiale des aciers vaut $\sigma_p \geq 0$. Nous nous proposons de décrire les déformations ainsi que la perte de précontrainte de la poutre en fonction du temps connaissant la fonction de fluage, J_b, et de retrait, ε_b^{ret}, du béton. Nous adoptons par la suite les conventions de signe de la mécanique des milieux continus, les tractions sont de signe positif et les compressions de signe négatif.

Figure A2-1 : Schéma de principe de la poutre en béton précontraint étudiée.



2. Hypothèses et résolution

Les hypothèses que nous prenons sur les lois de comportement des deux matériaux, acier et béton, sont les suivantes :

1. Les aciers seront supposés parfaitement élastiques linéaires, ce qui revient à négliger la perte de tension dans les aciers due à la relaxation propre des câbles par rapport à celle due aux déformations différées du béton. Cette hypothèse est tout à fait raisonnable lorsque les torons portent la mention TBR (Très Basse Relaxation). Nous écrivons donc :

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \tag{1}$$

2. Le béton est considéré comme un matériau viscoélastique linéaire <u>non vieillissant</u> avec retrait. Sa loi de comportement s'écrit donc :

$$\varepsilon_b(t\,;t_c) = \int_{\tau=t_c}^{t} J_b(t-\tau)\dot{\sigma}_b(\tau)d\tau + \varepsilon_b^{ret}(t-t_c) \tag{2}$$

Les équations complémentaires que nous pouvons écrire sont les suivantes :

Nullité de l'effort normal sur une section droite :

$$A\sigma_s + B\sigma_b = 0 \tag{3}$$

Condition de liaison acier / béton

Remarquons que, juste après la mise en tension des aciers, il n'y a pas égalité des déformations du béton et de l'acier (béton comprimé, acier tendu). Cette remarque explique que l'on soit obligé de retrancher la déformation initiale du béton et de l'acier dans (4) :

$$\begin{gathered} \varepsilon_b - \varepsilon_b(t_c) = \varepsilon_s - \varepsilon_s(t_c) \\ \varepsilon_b + \frac{A\sigma_p}{BE_b} = \varepsilon_s - \frac{\sigma_p}{E_s} \end{gathered} \tag{4}$$

Les équations (1), (3) et (4) fournissent la valeur suivante de σ_b :

$$\sigma_b = -\frac{AE_s}{B}\left(\frac{\sigma_p}{E_s} + \varepsilon_b + \frac{A\sigma_p}{BE_b}\right) \tag{5}$$

En prenant la transformée de Carson de (2) et (5), nous obtenons le système suivant :

$$\begin{gathered} \sigma_b^* = -\frac{AE_s}{B}\left(\frac{\sigma_p}{E_s} + \varepsilon_b^* + \frac{A\sigma_p}{BE_b}\right) \\ \varepsilon_b^* = \sigma_b^* J_b^* + \varepsilon_b^{ret*} \end{gathered} \tag{6}$$

Qui nous permet d'exprimer la déformation du béton de la façon suivante :

$$\begin{gathered} \varepsilon_b^* = -\frac{A}{B}\cdot\frac{\sigma_p J_b^*}{AE_s J_b^* + B}\cdot\frac{(A+B)E''}{E_b} + \frac{B\varepsilon_b^{ret*}}{AE_s J_b^* + B} \\ E'' = \frac{A}{A+B}E_s + \frac{B}{A+B}E_b \end{gathered} \tag{7}$$

En définissant $\alpha = \dfrac{A}{A+B}$, il vient alors :

$$\varepsilon_b^* = \left(\frac{E''}{E_b}\sigma_{b0}\right)\cdot\frac{J_b^*}{\alpha E_s J_b^* + (1-\alpha)} + \frac{(1-\alpha)\varepsilon_b^{ret*}}{\alpha E_s J_b^* + (1-\alpha)} \tag{8}$$

avec : $E'' = \alpha E_s + (1-\alpha)E_b$ et $\sigma_{b0} = -\dfrac{A}{B}\sigma_p$.

3. Résolution analytique dans un cas simple

D'une manière générale, le retour à l'originale de l'équation (8) est très délicat voire impossible analytiquement. Par contre, il est toujours possible dans le cas où l'on décompose la fonction de fluage et la fonction de retrait du béton en série de Dirichlet comme en (9) (Le Roy, 1994). Le second membre de l'équation (8) s'exprime alors comme une fraction rationnelle en "p" qu'il est toujours possible de décomposer en éléments simples. Le retour à l'originale est alors possible et le champ solution s'exprimera alors, lui aussi, comme une

fonction de Dirichlet. Nous commençons par décomposer la fonction de retrait et de fluage en une série de Dirichlet à deux termes.

$$J_b(t) = J_0 + J_1\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_1}}\right) \Rightarrow J_b^*(p) = J_0 + \frac{J_1}{1 + p\tau_1}$$
$$\varepsilon_b^{ret}(t) = J_2\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_2}}\right) \Rightarrow \varepsilon_{ret}^*(p) = \frac{J_2}{1 + p\tau_2} \tag{9}$$

avec $J_0 = \frac{1}{E_b}$. Notons que les conventions de signes imposent $J_2 \leq 0$.

Pour le retour à l'originale, nous définissons les termes suivants :

$$a = (1-\alpha) + \alpha E_s J_0 = \frac{E''}{E_b}$$
$$b = (1-\alpha) + \alpha E_s (J_0 + J_1) \tag{10}$$
$$\Delta = \tau_1 a - \tau_2 b$$

qui nous permettent de former alors les expressions suivantes :

$$K_1 = \frac{J_1}{ab}$$
$$K_2 = J_2 \frac{\tau_1 - \tau_2}{\Delta} \tag{11}$$
$$K_3 = J_2 \frac{\tau_1 (a-b)}{b\Delta}$$
$$\lambda = \frac{a}{b} \leq 1$$

La déformation obtenue après décomposition en éléments simples et retour à l'originale s'écrit alors de la façon suivante :

$$\varepsilon_b(t) = \frac{E''}{E_b}\sigma_{b0}\left(\frac{1}{E''} + (1-\alpha)K_1\left(1 - e^{-\frac{t}{\lambda\tau_1}}\right)\right) + (1-\alpha)\left[K_2\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_2}}\right) + K_3\left(1 - e^{-\frac{t}{\lambda\tau_1}}\right)\right] \tag{12}$$

que l'on peut simplifier de la façon suivante pour faire apparaître la fonction de fluage et de retrait du béton précontraint :

$$\varepsilon_b(t) = \sigma_{b0}\left[\frac{1}{E_b} + (1-\alpha)\frac{J_1}{b}\left(1 - e^{-\frac{t}{\lambda\tau_1}}\right)\right] + (1-\alpha)\left[K_2\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_2}}\right) + K_3\left(1 - e^{-\frac{t}{\lambda\tau_1}}\right)\right] \tag{13}$$

La déformation de fluage du béton lorsqu'il est précontraint s'exprime alors de la manière suivante :

$$J_{bp}(t) = \frac{1}{E_b} + (1-\alpha)\frac{J_1}{b}\left(1 - e^{-\frac{t}{\lambda\tau_1}}\right) \tag{14}$$

La déformation de retrait du béton lorsqu'il est précontraint est donnée par :

$$\varepsilon_{bp}^{ret}(t)=(1-\alpha)\left[K_2\left(1-e^{-\frac{t}{\tau_2}}\right)+K_3\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\tau_1}}\right)\right] \tag{15}$$

En définissant le pourcentage d'armature active $\rho_s^a=\frac{A}{B}=\frac{\alpha}{1-\alpha}$, et en posant, $J_1=K_fJ_0$, il vient, dans (14) :

$$(1-\alpha)\frac{J_1}{b}=\frac{J_1}{\rho_s^aE_s\left(\frac{1+K_f}{E_b}\right)+1} \tag{16}$$

Le facteur $k_s=\frac{1}{1+20\rho_s^a}$ du réglement BPEL a donc comme expression analytique[2], pour la déformation de fluage du béton précontraint :

$$k_s^a=\frac{1}{1+E_s\left(\frac{1+K_f}{E_b}\right)\rho_s^a} \tag{17}$$

De la même manière, on peut mener un calcul analogue pour le retrait à partir de (15) :

$$\varepsilon_{ret}^{bp}(\infty)=(1-\alpha)(K_2+K_3)$$

$$\varepsilon_{ret}^{bp}(\infty)\approx(1-\alpha)J_2\left(\frac{(\tau_1-\tau_2)}{\Delta}+\frac{\tau_1(a-b)}{b\Delta}\right)=(1-\alpha)J_2\left(\frac{\tau_1a-\tau_2b}{b\Delta}\right)=(1-\alpha)\frac{J_2}{b} \tag{18}$$

Soit, de même qu'en (16), on obtient :

$$(1-\alpha)\frac{J_2}{b}=\frac{J_2}{1+\rho_s^aE_s\left(\frac{1+K_f}{E_b}\right)} \tag{19}$$

et l'on retouve, pour le retrait, le même facteur k_s^a que pour le fluage.
Si l'on réalise maintenant une petite application numérique (**tableau A2-1**), à partir des données suivantes (20), on obtient :

$$E_s=200\text{ GPa}\,;\,E_b\;=\;40\text{ GPa} \tag{20}$$

Tableau A2-1 : Valeur de k_s^a en fonction du type de béton étudié (Le Roy, 1995).

Type de béton	K_f	$k_s^{a^{-1}}$	$k_s^a(\rho_s^a=1\%)$
B 20	3	$1+20\rho_s^a$	0,83
B 40	2	$1+15\rho_s^a$	0,87
B 60	1,5	$1+12,5\rho_s^a$	0,89
B 80[3]	0,7	$1+8,5\rho_s^a$	0,92

Pour les bétons ordinaires, le fluage et le retrait dans la structure précontrainte considérée sont donc de l'ordre de 85 % du retrait et du fluage mesuré sur béton. La perte de précontrainte qui en résulte à l'infini peut être calculée de la manière suivante :

[2] L'exposant a de ρ_s^a est utilisé pour signifier que les armatures sont actives.

[3] Avec fumée de silice.

$$\varepsilon_b(\infty)=\sigma_{b0}\left(\frac{1}{E_b}+k_s^*J_1\right)+k_s^*J_2$$

$$\varepsilon_s(\infty)-\frac{\sigma_p}{E_s}=\varepsilon_b(\infty)-\frac{\sigma_{b0}}{E_b} \tag{21}$$

$$\sigma_s(\infty)=E_s\varepsilon_s(\infty)\ ;\ \sigma_b(\infty)=-\rho_s^*\sigma_s(\infty)$$

La précontrainte des aciers et du béton à l'infini est donc donnée par :

$$\begin{aligned}\sigma_s(\infty)&=\sigma_p+k_s^*E_s(\sigma_{b0}J_1+J_2)\\ \sigma_b(\infty)&=\sigma_{b0}-\rho_s^*k_s^*E_s(\sigma_{b0}J_1+J_2)\end{aligned} \tag{22}$$

4. Cas du béton armé en compression simple

Dans le cas du béton armé, les armatures sont passives, le calcul à mener est donc légèrement différent et se traduit par une substitution, aux équations (3) et (4), des équations (23) et (24) :

$$\varepsilon_b=\varepsilon_s \tag{23}$$

$$A\sigma_s+B\sigma_b=(A+B)\sigma_{ba} \tag{24}$$

L'équation (8) devient alors ;

$$\varepsilon_b^*=\sigma_{ba}\frac{J_b^*}{\alpha E_s J_b^*+(1-\alpha)}+\frac{(1-\alpha)\varepsilon_b^{rct*}}{\alpha E_s J_b^*+(1-\alpha)} \tag{25}$$

Par analogie avec (8), la déformation du béton sous charge s'écrit alors :

$$\varepsilon(t)=\sigma_{ba}\left[\frac{1}{E^{//}}+(1-\alpha)K_1\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\tau_1}}\right)\right]+(1-\alpha)\left[K_2\left(1-e^{-\frac{t}{\tau_2}}\right)+K_3\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\tau_1}}\right)\right] \tag{26}$$

La fonction de retrait du béton armé est la même que celle du béton précontraint (car le retrait ne commence qu'après le chargement et ne voit donc pas la mise en précontrainte) et la fonction de fluage du béton armé s'exprime de la suivante :

$$\begin{aligned}J_{ba}(t)&=\frac{1}{E^{//}}+(1-\alpha)K_1\left(1-e^{-\frac{t}{\lambda\tau_1}}\right)\\ E^{//}&=\left(\alpha\frac{E_s}{E_b}+(1-\alpha)\right)E_b=\frac{E_b}{1+\rho_s^p}\left(\rho_s^p\frac{E_s}{E_b}+1\right)\end{aligned} \tag{27}$$

De même que précédemment, ρ_s^p jouant maintenant le rôle d'un pourcentage d'armature passive, il vient donc :

$$(1-\alpha)K_1=\frac{(1+\rho_s^p)J_1}{\left(\rho_s^pE_s\left(\frac{1+K_{fl}}{E_b}\right)+1\right)\left(\rho_s^p\frac{E_s}{E_b}+1\right)}\cong\frac{J_1}{\left(1+\rho_s^p\left[\frac{E_s}{E_b}(2+K_{fl})-1\right]\right)} \tag{28}$$

Le facteur $k_s = \frac{1}{1+20\rho_s^p}$ du règlement BPEL a donc comme expression analytique, pour la déformation de fluage du béton armé :

$$k_s^{p,\,fluage} = \frac{1}{\left(1+\rho_s^p\left[\frac{E_s}{E_b}(2+K_{fl})-1\right]\right)} \tag{29}$$

Une application numérique, faite avec les mêmes valeurs que précédemment (20) est disponible dans le **tableau A2-2**.

Tableau A2-2 : Valeur de $k_s^{p,\,fluage}$ en fonction du type de béton étudié (Le Roy, 1995).

Type de béton	K_{fl}	$k_s^{p,\,fluage^{-1}}$	$k_s^{p,\,fluage^{-1}}(\rho_s^p = 1\%)$
B 20	3	$1+24\rho_s^p$	0,81
B 40	2	$1+19\rho_s^p$	0,84
B 60	1,5	$1+16,5\rho_s^p$	0,86
B 80[4]	0,7	$1+12,5\rho_s^p$	0,89

On voit ici que l'on retrouve, avec des hypothèses simples, une valeur très proche du terme correcteur forfaitaire proposé par le BPEL pour prendre en compte la réduction de fluage du béton armé dans une structure comportant un pourcentage d'armature passives ρ_s^p. En ce qui concerne le retrait, on définit de même un deuxième facteur :

$$k_s^{p,retrait} = \frac{1}{1+\rho_s^p\frac{E_s}{E_b}(1+K_{fl})} \tag{30}$$

Notons cependant que le règlement BPEL ne propose qu'une seule expression pour le facteur k_S alors que nos calculs montrent qu'il est nécessaire de distinguer le cas du béton armé et du béton précontraint.

5. Résolution numérique dans des cas plus difficiles

Dans les cas réels, l'approximation (9), faite pour les fonctions de retrait et de fluage du béton, est parfois jugée insuffisante lorsqu'elle est confrontée avec des points expérimentaux. Si l'on veut lisser avec plus de précision les courbes classiques de retrait et de fluage, il est alors nécessaire, soit de compléter la série de Dirichlet avec d'autres termes en $J_k\left(1-e^{-\frac{t}{\tau_k}}\right)$, soit de choisir une autre fonction de lissage. Cependant, si l'on veut continuer à pouvoir utiliser la puissance des transformées de Carson, le nombre de fonctions dont on dispose est relativement restreint et il faut veiller à ce que le retour à l'originale soit toujours possible manuellement.

[4] Avec fumée de silice.

En particulier, on montre facilement que l'on peut lisser les points expérimentaux, avec une précision suffisante, par des fonctions du type[5] :

$$J_b(t) = J_0 + at + J_1\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_1}}\right) \; ; \; \varepsilon_b^{ret}(t) = bt + J_2\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_2}}\right) \tag{31}$$

La transformée de Carson de $f(t) = at$ étant égale à $f^*(p) = \frac{a}{p}$, on obtient alors :

$$J_b^*(p) = J_0 + \frac{a}{p} + \frac{J_1}{1+p\tau_1} \; ; \; \varepsilon_b^{ret*}(p) = \frac{b}{p} + \frac{J_2}{1+p\tau_2} \tag{32}$$

Dans ce cas là, le retour à l'originale, même s'il est quelque peu plus délicat, est toujours possible puisqu'on se ramène là encore à une fonction rationnelle en p. A partir de (8) on obtient alors facilement les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} J_{bp}^*(p) &= \frac{1}{E_b} + \frac{E''}{E_b}\frac{(1-\alpha)(a(1+p\tau_1)+J_1p)}{(1-\alpha+\alpha E_s J_0)D(p)} \\ J_{bp}^*(p) &= \frac{1}{E_b} + \frac{(1-\alpha)(a(1+p\tau_1)+J_1p)}{D(p)} \end{aligned} \tag{33}$$

Où $D(p) = (1-\alpha)p(1+p\tau_1) + \alpha E_s(J_0p(1+p\tau_1) + a(1+p\tau_1) + J_1p)$ est un polynôme du deuxième degré en p dont les deux racines sont réelles et négatives. La décomposition en éléments simples suivant les pôles que constituent les racines de D(p) et l'inversion de la transformée de Carson ne pose pas de problème mathématique particulier. Cependant, le calcul est relativement lourd et nous ne détaillerons pas ici les calculs.

Pour la fonction de retrait, on obtient l'expression suivante :

$$\varepsilon_{ret}^{bp*}(p) = (1-\alpha)\frac{1+p\tau_1}{1+p\tau_2} \cdot \frac{b(1+p\tau_2)+J_2p}{D(p)} \tag{34}$$

que l'on traite de la même manière mais l'on obtiendra trois termes du type $\frac{X}{1+p\gamma}$ que l'on inverse alors facilement en $X\left(1 - \exp\left(-\frac{t}{\gamma}\right)\right)$.

Les résultats que nous avons obtenus sont présentés sur les **figures A2-2 et A2-3**. Les données numériques nous avons utilisées sont les suivantes :

$$\begin{gathered} \sigma_p = 1000 \text{ MPa} \; ; \; \sigma_b^0 = -10 \text{ MPa} \; ; \; \rho_s^* = 0{,}01 \\ E_b = 37 \text{ GPa} \; ; \; a = 1{,}25.10^{-3} \text{GPa}^{-1}\text{j}^{-1} \; ; \; J_1 = 41 \text{ GPa}^{-1} \; ; \; \tau_1 = 1758 \text{ j} \\ b = 5{,}84.10^{-4}\text{j}^{-1} \; ; \; J_2 = -320 \; ; \; \tau_2 = 6835 \text{ j} \end{gathered} \tag{35}$$

[5] Remarquons que pour ce type d'expression, la fonction de fluage et de retrait n'est plus bornée.

Figure A2-2 : Déformations différées d'une poutre en béton précontraint et comparaison avec les fonctions de retrait et de fluage du béton seul.

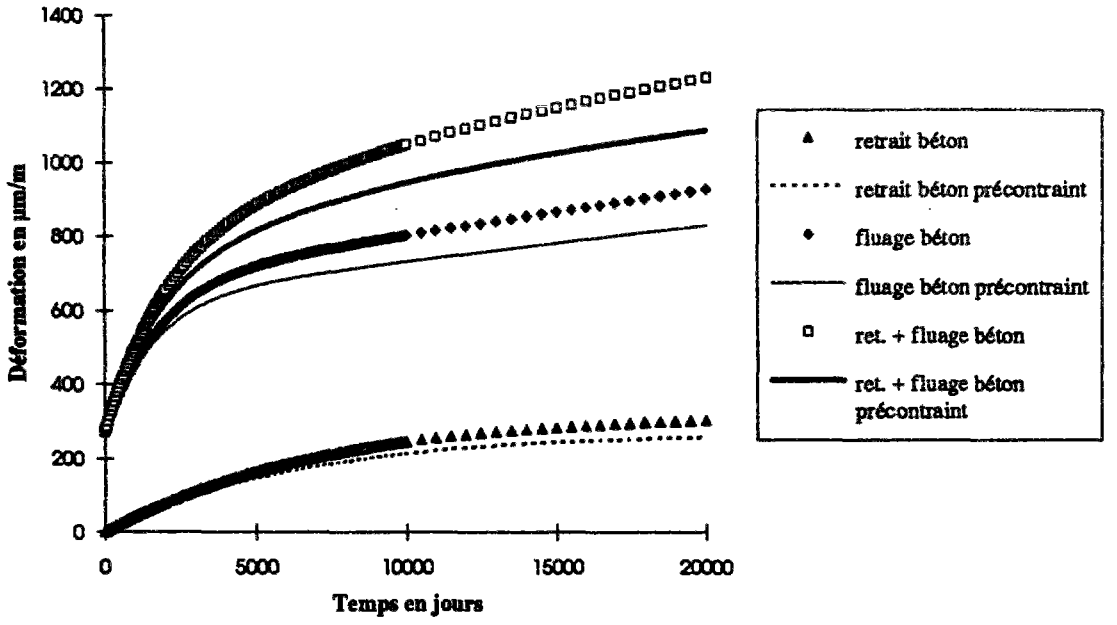
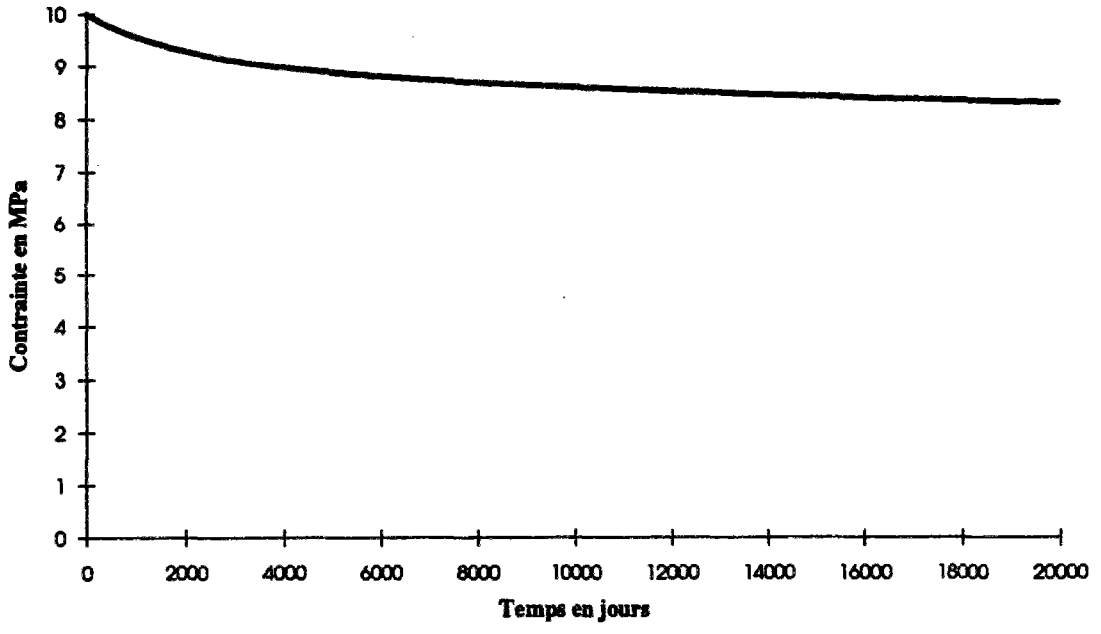


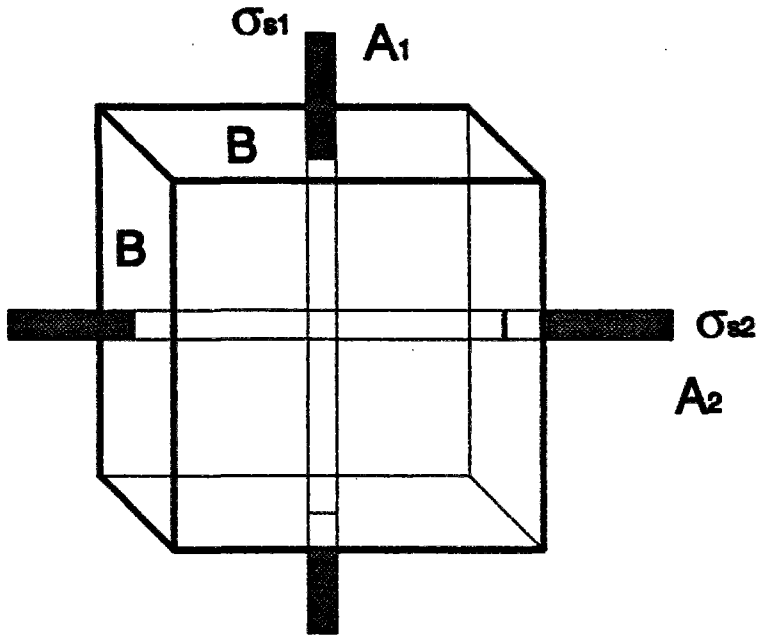
Figure A2-3 : Perte de précontrainte dans le béton en fonction du temps.



4. Le cas d'une structure biaxialement précontrainte

Lorsqu'on est dans le cas d'une structure biaxialement précontrainte comme par exemple le batiment réacteur d'une centrale nucléaire, le problème est encore plus complexe. Pour les développement qui vont suivre, nous nous placerons dans le cas de la **figure A2-4**.

Figure A2-4 : Schéma de principe d'une structure biaxialement précontrainte. Nous supposerons que la section de béton en vertical et en horizontale est la même.



Les équations dont nous disposons sont les suivantes :

1. Equilibre de la section :

$$\begin{aligned} A_1\sigma_{s1} + B\sigma_{b1} &= 0 \\ A_2\sigma_{s2} + B\sigma_{b2} &= 0 \end{aligned} \qquad (36)$$

2. Loi de comportement de l'acier :

$$\begin{aligned} \sigma_{s1} &= E_s\varepsilon_{s1} \\ \sigma_{s2} &= E_s\varepsilon_{s2} \end{aligned} \qquad (37)$$

3. Loi de comportement du béton (nous nous plaçons directement dans le cas non vieillissant[6]) :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{b1} &= \int_{\tau=t_0}^{t} J_b(t-\tau)\left(\dot{\sigma}_{b1}(\tau) - \nu\dot{\sigma}_{b2}(\tau)\right)d\tau + \varepsilon_{ret} \\ \varepsilon_{b2} &= \int_{\tau=t_0}^{t} J_b(t-\tau)\left(\dot{\sigma}_{b2}(\tau) - \nu\dot{\sigma}_{b1}(\tau)\right)d\tau + \varepsilon_{ret} \end{aligned} \qquad (32)$$

[6] Cette hypothèse se justifie aisément pour la perte de précontrainte car les déchargement que subit le béton conduisent *in fine* à une perte de précontrainte de l'ordre de 10 %. Il n'est donc pas nécéssaire d'avoir un modèle vieillissant puisque 90 % de la contrainte que subit le béton est pratiquement appliquée à un seul âge de chargement !

4. Compatibilité des déformations :

$$\varepsilon_{b1}+\frac{A_1\sigma_{p1}}{BE_b}-\upsilon\frac{A_2\sigma_{p2}}{BE_b}=\varepsilon_{s1}-\frac{\sigma_{p1}}{E_s}$$
$$\varepsilon_{b2}+\frac{A_2\sigma_{p2}}{BE_b}-\upsilon\frac{A_1\sigma_{p1}}{BE_b}=\varepsilon_{s2}-\frac{\sigma_{p2}}{E_s} \tag{38}$$

Que l'on écrira plus simplement sous la forme :

$$\varepsilon_{b1}+\lambda_1=\varepsilon_{s1}$$
$$\varepsilon_{b2}+\lambda_2=\varepsilon_{s2} \tag{39}$$

Dans l'espace des transformées de Carson, le système devient :

$$A_1\sigma_{s1}{}^*+B\sigma_{b1}{}^*=0$$
$$A_2\sigma_{s2}{}^*+B\sigma_{b2}{}^*=0 \tag{40.1}$$

$$\sigma_{s1}{}^*=E_s\varepsilon_{s1}{}^*$$
$$\sigma_{s2}{}^*=E_s\varepsilon_{s2}{}^* \tag{40.2}$$

$$\varepsilon_{b1}{}^*=J_b{}^*\left(\sigma_{b1}{}^*-\nu\sigma_{b2}{}^*\right)+\varepsilon_{ret}{}^*$$
$$\varepsilon_{b2}{}^*=J_b{}^*\left(\sigma_{b2}{}^*-\nu\sigma_{b1}{}^*\right)+\varepsilon_{ret}{}^* \tag{40.3}$$

$$\varepsilon_{b1}{}^*+\lambda_1=\varepsilon_{s1}{}^*$$
$$\varepsilon_{b2}{}^*+\lambda_2=\varepsilon_{s2}{}^* \tag{40.4}$$

Pour la résolution, il est nécessaire de procéder très méthodiquement. En reportant (40.3) dans (40.4) il vient :

$$\varepsilon_{s1}{}^*-\lambda_1=J_b{}^*\left(\sigma_{b1}{}^*-\nu\sigma_{b2}{}^*\right)+\varepsilon_{ret}{}^*$$
$$\varepsilon_{s2}{}^*-\lambda_2=J_b{}^*\left(\sigma_{b2}{}^*-\nu\sigma_{b1}{}^*\right)+\varepsilon_{ret}{}^* \tag{41}$$

Puis en remplaçant $\varepsilon_{s1,2}$ par leur expression donnée par (40.2) et en écriant tout en fonction des contraintes dans le béton grâce à (40.1), on obtient finalement :

$$\begin{pmatrix}\frac{B}{E_sA_1}+J_b{}^* & -\upsilon J_b{}^*\\ -\upsilon J_b{}^* & \frac{B}{E_sA_2}+J_b{}^*\end{pmatrix}\begin{pmatrix}\sigma_{b1}{}^*\\ \sigma_{b2}{}^*\end{pmatrix}=\begin{pmatrix}-\lambda_1-\varepsilon_{ret}{}^*\\ -\lambda_2-\varepsilon_{ret}{}^*\end{pmatrix} \tag{42}$$

Pour inverser (42) on procède de la manière suivante, en faisant l'approximation $\upsilon^2=0{,}04<<1$, soit :

$$\Delta=\left(\frac{B}{E_sA_1}+J_b{}^*\right)\left(\frac{B}{E_sA_2}+J_b{}^*\right)-\upsilon^2J_b^2{}^*$$
$$\Delta\approx\left(\frac{B}{E_sA_1}+J_b{}^*\right)\left(\frac{B}{E_sA_2}+J_b{}^*\right) \tag{43}$$

Il vient alors :

$$\sigma_{b1}^* = \frac{-\lambda_1 - \varepsilon_{ret}^*}{\frac{B}{E_s A_1} + J_b^*} - \upsilon J_b^* \frac{\lambda_2 + \varepsilon_{ret}^*}{\Delta}$$
$$\sigma_{b2}^* = \frac{-\lambda_2 - \varepsilon_{ret}^*}{\frac{B}{E_s A_2} + J_b^*} - \upsilon J_b^* \frac{\lambda_1 + \varepsilon_{ret}^*}{\Delta} \tag{44}$$

Cette expression peut être encore simplifiée de la manière suivante en notant : $\frac{A_i}{A_i + B} = \alpha_i \; i \in \{1;2\}$.

$$\Delta \approx \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2 E_s^2}(1 - \alpha_1 + \alpha_1 E_s J_b^*)(1 - \alpha_2 + \alpha_2 E_s J_b^*)$$
$$\Delta \approx \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2 E_s^2}(1 - (\alpha_1 + \alpha_2) + (\alpha_1 + \alpha_2) E_s J_b^*) \tag{45}$$

Enfin, en reportant dans (44) on obtient :

$$\sigma_{b1}^* = -\alpha_1 E_s \left[\frac{(\lambda_1 + \varepsilon_{ret}^*)}{(1 - \alpha_1) + \alpha_1 E_s J_b^*} + \upsilon \frac{\alpha_2 E_s (\lambda_2 + \varepsilon_{ret}^*) J_b^*}{(1 - (\alpha_1 + \alpha_2) + E_s J_b^* (\alpha_1 + \alpha_2))} \right]$$
$$\sigma_{b2}^* = -\alpha_2 E_s \left[\frac{(\lambda_2 + \varepsilon_{ret}^*)}{(1 - \alpha_2) + \alpha_2 E_s J_b^*} + \upsilon \frac{\alpha_1 E_s (\lambda_1 + \varepsilon_{ret}^*) J_b^*}{(1 - (\alpha_1 + \alpha_2) + E_s J_b^* (\alpha_1 + \alpha_2))} \right] \tag{46}$$

On retrouve dans la première partie de l'expression (46) les équations établies pour la poutre précontrainte longitudinalement et qui correspondent donc à $\upsilon = 0$. La deuxième partie de l'expression, plus petite (puisque $\upsilon \alpha_i E_s J_b^*$ est toujours très petit devant 1) fait apparaître un effet biaxial directement lié au coefficient de Poisson (remarquons cependant λ_i dépend aussi de υ). Enfin , on remarque que le premier terme de (46) est décroissant dans le temps, alors que le deuxième terme est lui au contraire croissant.

Le retour à l'original à partir de (46) ne pose pas de problème particulier et peut être réalisé avec la même technique que précédemment. La première partie résulte du calcul réalisé sur la poutre précontrainte longitudinalement en faisant le remplacement : $\lambda_{uniaxial} \rightarrow \lambda_{biaxial}$. A cette première partie, on rajoute la variation de contrainte liée à l'effet biaxial et qui est donnée dans l'équation ci-dessous :

$$\Delta_\upsilon \sigma_{b1}^* = -\upsilon \alpha_1 \alpha_2 E_s^2 \left[\frac{\lambda_2 J_b^*}{R(p)} + \frac{\varepsilon_{ret}^* J_b^*}{R(p)} \right]$$
$$\Delta_\upsilon \sigma_{b2}^* = -\upsilon \alpha_1 \alpha_2 E_s^2 \left[\frac{\lambda_1 J_b^*}{R(p)} + \frac{\varepsilon_{ret}^* J_b^*}{R(p)} \right] \tag{47}$$
$$R(p) = 1 - (\alpha_1 + \alpha_2) + E_s J_b^* (\alpha_1 + \alpha_2)$$

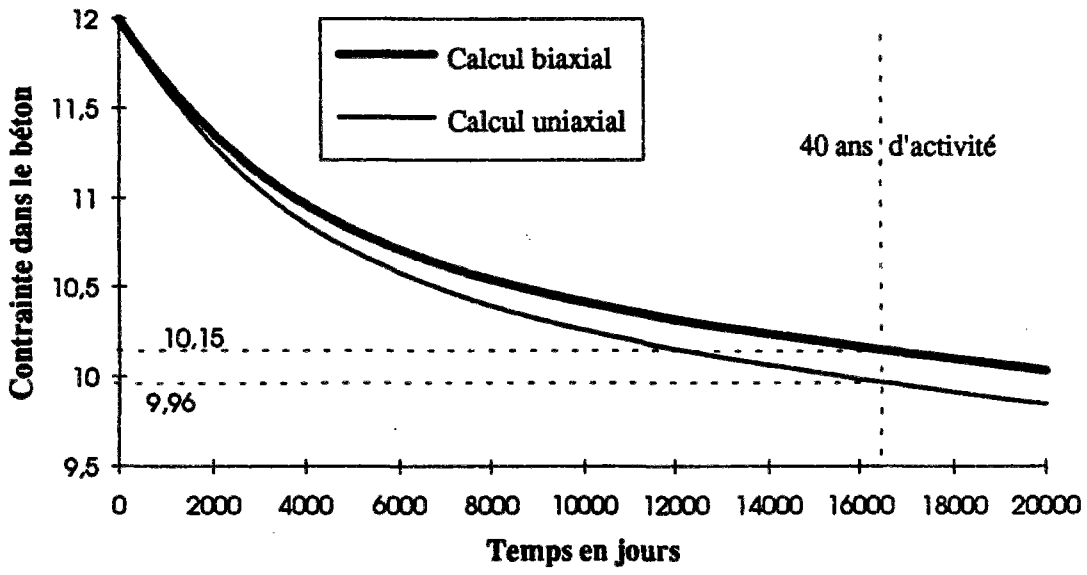
Le calcul est alors réalisé séparément pour les deux sous-parties. Mais cette fois ci, on est obligé, pour ne pas tomber sur une équation du troisième degré en p (dûe au produit $J^* \varepsilon_{ret}^*$ et qui serait difficile à résoudre), de simplifier l'écriture de la fonction de retrait du béton sous la forme :

$$\varepsilon_{rat}(p) = J_2\left(1 - \exp\left(-\frac{t}{\eta}\right)\right) \; ; \; \varepsilon^{\bullet}_{rat}(p) = \frac{J_2}{1 + p\eta} \qquad (48)$$

Là encore le lissage obtenu est largement satisfaisant. Les calculs étant relativement lourds et n'offrant pas d'intêret particulier, nous ne les présenterons pas ici.

Par contre, les résultats montrent, dans le cas biaxial, que la perte de précontrainte obtenue à 40 ans est legèrement inférieure à celle calculée dans un cas uniaxial comme le montrent les **figures A2-5 et A2-6**. L'effet Poisson est donc bénéfique pour la tenue mécanique de l'enceinte. C'est ce type de calcul que nous mènerons pour évaluer la précontrainte résiduelle pour les différentes tranches.

Figure A2-5 : Calcul de la perte de précontrainte dans un cas uniaxial $\sigma = 12$ MPaet dans un cas biaxial $\sigma_{tt} = 12$ MPa ; $\sigma_{zz} = 8{,}5$ MPa.

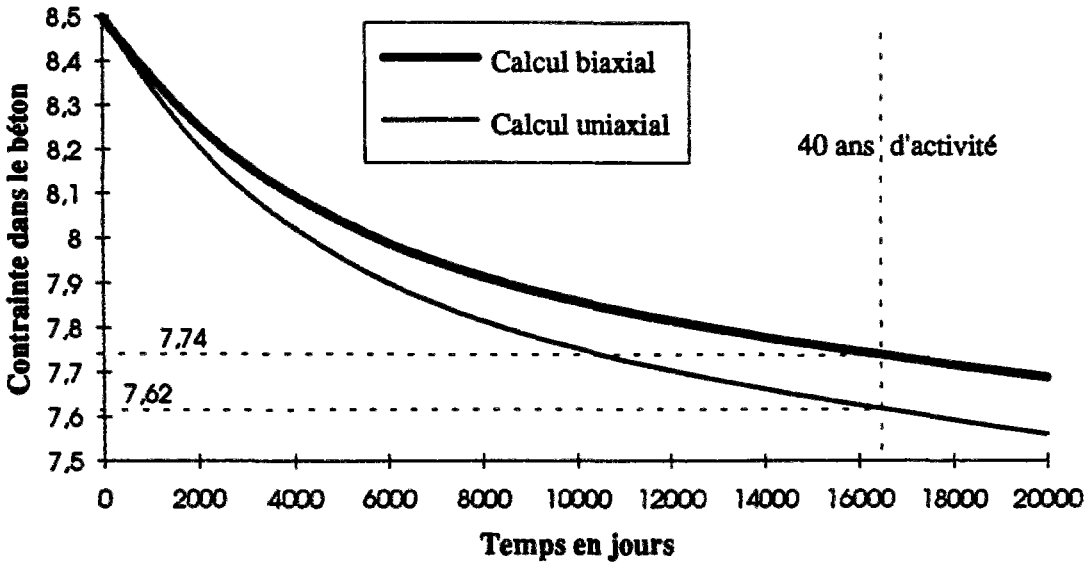


6. Conclusion

Nous avons proposé une méthode de calcul analytique de la fonction de retrait et de fluage du béton armé et du béton précontraint en compression simple. Cette démarche nous a permis de comparer, entre autres, les résultats obtenus avec les fonctions empiriques proposées par le règlement BPEL. Ce dernier, en proposant le même facteur de réduction pour le retrait et pour le fluage, $k_s = \frac{1}{1 + 20\rho_s}$, ne se place pas toujours en sécurité puisque le nombre "20" adopté dans le BPEL résulte d'une moyenne de nombres qui varient entre 24 et 8,5.

La méthode proposée, par sa richesse et sa simplicité, devrait permettre de donner des réponses précises à un grand nombre de questions théoriques et de problèmes pratiques.

Figure A2-6 : Calcul de la perte de précontrainte dans un cas uniaxial $\sigma = 8{,}5$ MPa et dans un cas biaxial $\sigma_{tt} = 12$ MPa ; $\sigma_{zz} = 8{,}5$ MPa.



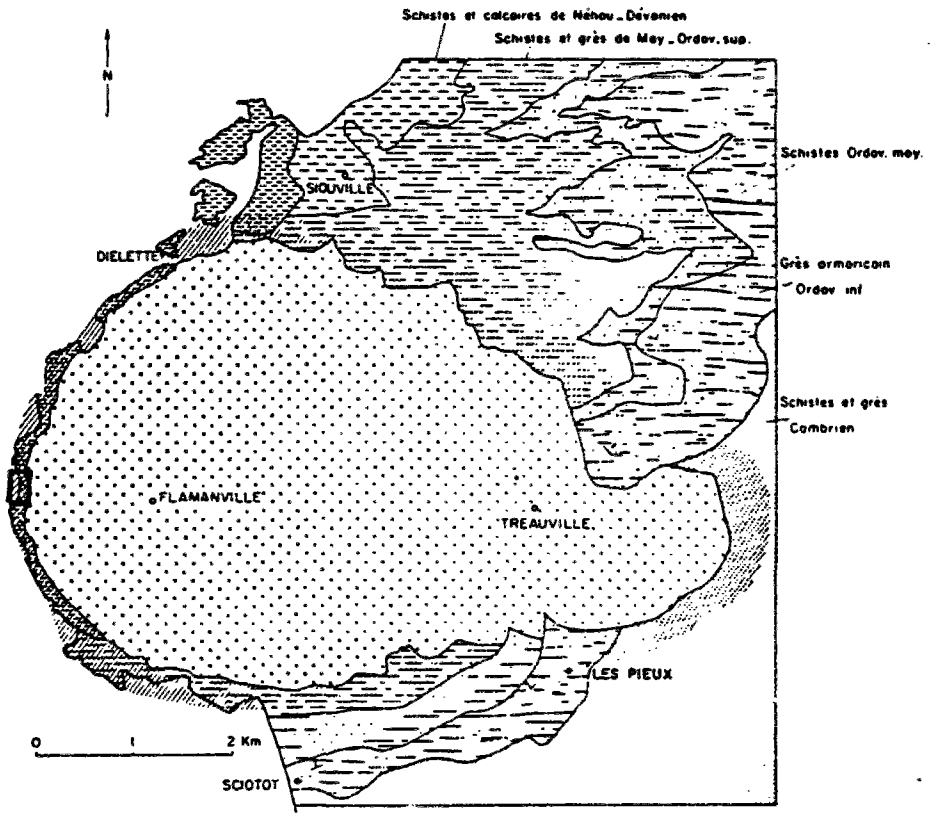
Annexe 3

Annexe 3 : Généralités sur le massif de Flamanville

1. Présentation

Le massif de Flamanville (**figure A3-1**), de forme ovoïde (4x7 km), est composé d'une roche de la famille des "granites", c'est plus exactement une granodiorite d'environ 400 millions d'années.

Figure A3-1 : Schéma du massif de Flamanville (l'emplacement de la centrale est délimité par un rectangle).



Outre une auréole métamorphique classique qui a rendu célèbre ce site géologique, ce pluton "granitique" est caractérisé par un faciès de bordure altéré, fracturé, recoupé par des filons radiaires de micro granite et d'aplite visibles dans une carrière au sud de Dielette.

Un échantillonnage a été fait dans la zone du site de construction de la centrale suivant un front de taille orienté parallèlement à la mer (Nord-Sud) d'une longueur d'environ 400 mètres. L'échantillonnage ne regroupe pas forcément tous les faciès de l'ensemble du massif, mais se veut représentatif des granulats qui ont pu être utilisés lors de la construction. Parmi les blocs stockés sur l'aire de concassage nous avons par ailleurs retrouvé, chacun des faciès prélevés sur la falaise. Quatre échantillons ont été prélevés (50x30 cm environ) pour réaliser les essais mécaniques et déterminer la pétrographie des différents faciès.

2. Généralités sur le faciès granodiorite

Cette roche de couleur gris bleuté, dans son faciès sain, plus rosé dans son faciès altéré, possède une texture grenue, présentant des feldspaths parfois centimétriques. La minéralogie est la suivante :

- Quartz xénomorphe (24 %),
- Feldspaths alcalins du type orthose (23 %),
- Feldspaths plagioclase du type oligoclase (15 à 20 % d'anorthite) (40 %)
- Micas du type biotite (6 %),
- Amphibole (3 %).

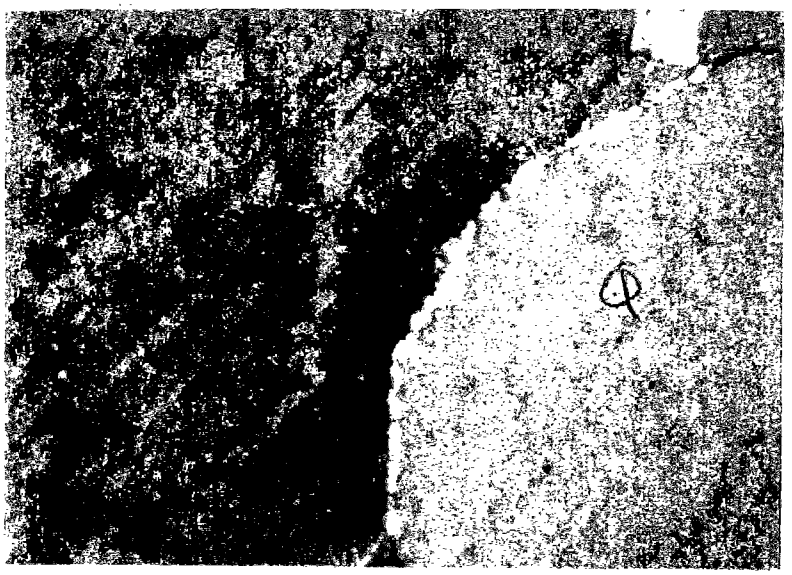
La roche présente des degrés variables d'altération, visibles en fonction de l'abondance relative de certains de ces constituants tels la chlorite (4 %) qui correspond à une modification minéralogique de la biotite et dans une moindre importance de l'amphibole. Cette altération se repère à l'oeil nu par l'apparition de lentilles millimétriques colorées en vert **(figure A3-2.1 à A3-2.3)**.

Cette falaise étant artificielle, les faciès observés ont subi une altération plus rapide que les faciès du coeur, il n'est donc pas rare de trouver certains blocs entièrement désagrégés (arénisés). Dans cet état, la "roche" voit ses proportions en chlorite augmenter fortement.

3. Conclusion

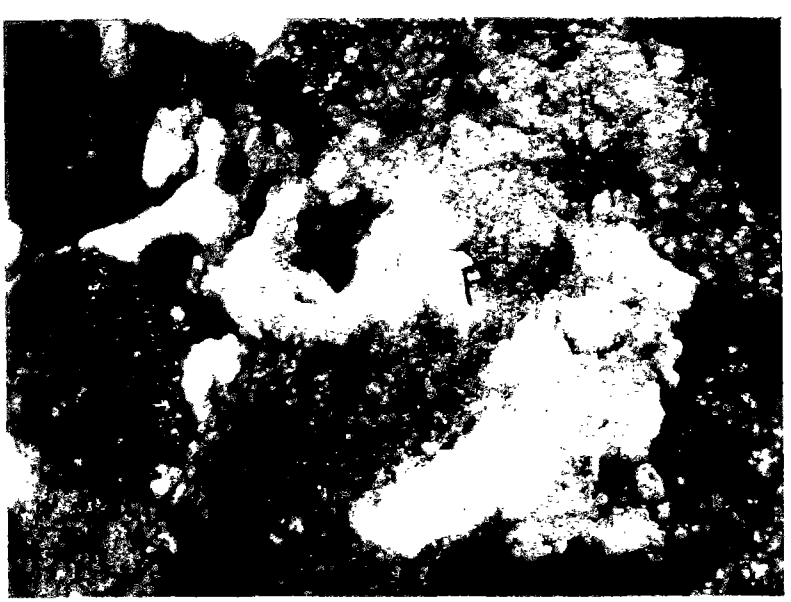
Sur une longueur de 400 m environ qui correspond au site de la centrale, il est relativement facile de repérer 4 faciès de "granite" présentant des degrés d'altération très distincts allant du granite sain au granite très altéré.

figure A3-2.1 et A3-2.3 : Observation de l'altération du granite de Flamanville à partir de lames minces.



- Texture grenue
- Echarpe de chlorite s'intercalant entre les grains de Quartz
- Espace intergranulaire large
- Grain de quartz fracturé

- Injection de matériel argileux ou micacé entre 2 grains dans l'espace intergranulaire



- Feldspaths sericilisé envahi de paillettes de mica blanc du type muscovite

Annexe 4

Annexe 4 : Caractérisation des roches et éléments de mécanique des roches

1. Généralités

Les roches sont des solides particulièrement complexes du fait de l'hétérogénéité des constituants et des défauts de structure :

1. Les roches sont des milieux polycristallins hétérogènes composés de grains appartenant à des espèces minérales diverses et qui sont de formes variées ;

2. Les roches sont des milieux discontinus ; l'assemblage des grains d'une roche n'est jamais parfait, il y subsiste des vides : les pores ; il y a en outre de nombreux défauts inter- et intra-cristallins : les fissures.

3. Les cristaux ont une anisotropie qui leur est propre ; l'isotropie apparente d'une roche ne peut donc résulter que d'une distribution aléatoire des orientations des différents cristaux. L'anisotropie la plus importante du point de vue mécanique résulte de la fissuration. Du fait de l'anisotropie des cristaux à l'échelle du grain, la distribution des contraintes et des déformations à l'échelle microscopique est extrêmement complexe ; on raisonne donc le plus souvent sur un volume élémentaire suffisamment grand pour être représentatif du matériau en faisant alors appel aux techniques classiques de l'homogénéisation.

L'observation de lames minces au microscope optique permet de déterminer la composition minéralogique, l'état d'altération, la structure (taille et arrangement spatial des grains) de la roche et permet d'ores et déjà de préciser certaines caractéristiques mécaniques de la roche comme son degré d'anisotropie par exemple (Cardes, 1993).

2. Les discontinuités des roches

a) Fissuration des roches

L'examen de lames minces au microscope optique montre en général un réseau important de fissures discontinues ; elles correspondent soit à des craquelures intercristallines (joints de macles) soit à des fissures intergranulaires correspondant à des joints de grains de faible

cohésion. Sur le plan mécanique, la présence d'une importante fissuration pourra être détectée par une baisse significative de la résistance en traction.

L'origine de cette fissuration doit être recherchée principalement dans l'hétérogénéité du comportement des cristaux. En effet, lorsqu'une roche polyminérale est soumise à une sollicitation mécanique, les différents cristaux se déforment suivant leur loi de comportement propre ; il se crée alors des concentrations de contraintes aux interfaces qui se libèreront soit par des déformations plastiques soit par fissuration des joints de grains de faible cohésion. Ainsi, lors de leur génèse, l'anisotropie de dilatation thermique des cristaux sera responsable d'une abondante fissuration. C'est le cas des granites où cristaux de quartz et de feldspath réagissent d'une façon très différente.

b) Porosité / fissuration

Les déformations et la rupture des roches sont étroitement liées à la présence et au développement des discontinuités. Il faut cependant distinguer deux types de discontinuités : les pores et les fissures. En effet, un volume de vide, de type fissure, de l'ordre de 2 % entraine une baisse de 50 % de la résistance d'un granite alors que la même perte de résistance est obtenue avec 20 % de volume de pores pour une roche sédimentaire. Ce ci est principalement du aux concentrations de contraintes qui apparaissent en fond de fissure. Si n est la porosité totale de la roche définie par :

$$n = \frac{V_{vide}}{V_{total}} \qquad (1)$$

on a coutume de séparer la porosité due aux pores : n_p, de celle due aux fissures : n_f :

$$n = n_p + n_f \qquad (2)$$

Cependant, les lèvres de la fissure étant le plus souvent très rapprochées (le rapport entre la longueur et l'ouverture des fissures est de l'ordre de 10^3 à 10^4), la plupart du temps, la porosité des fissures est négligeable par rapport à la porosité due aux pores. On fait alors l'approximation courante (justifiée dès que n > 0,01 %) :

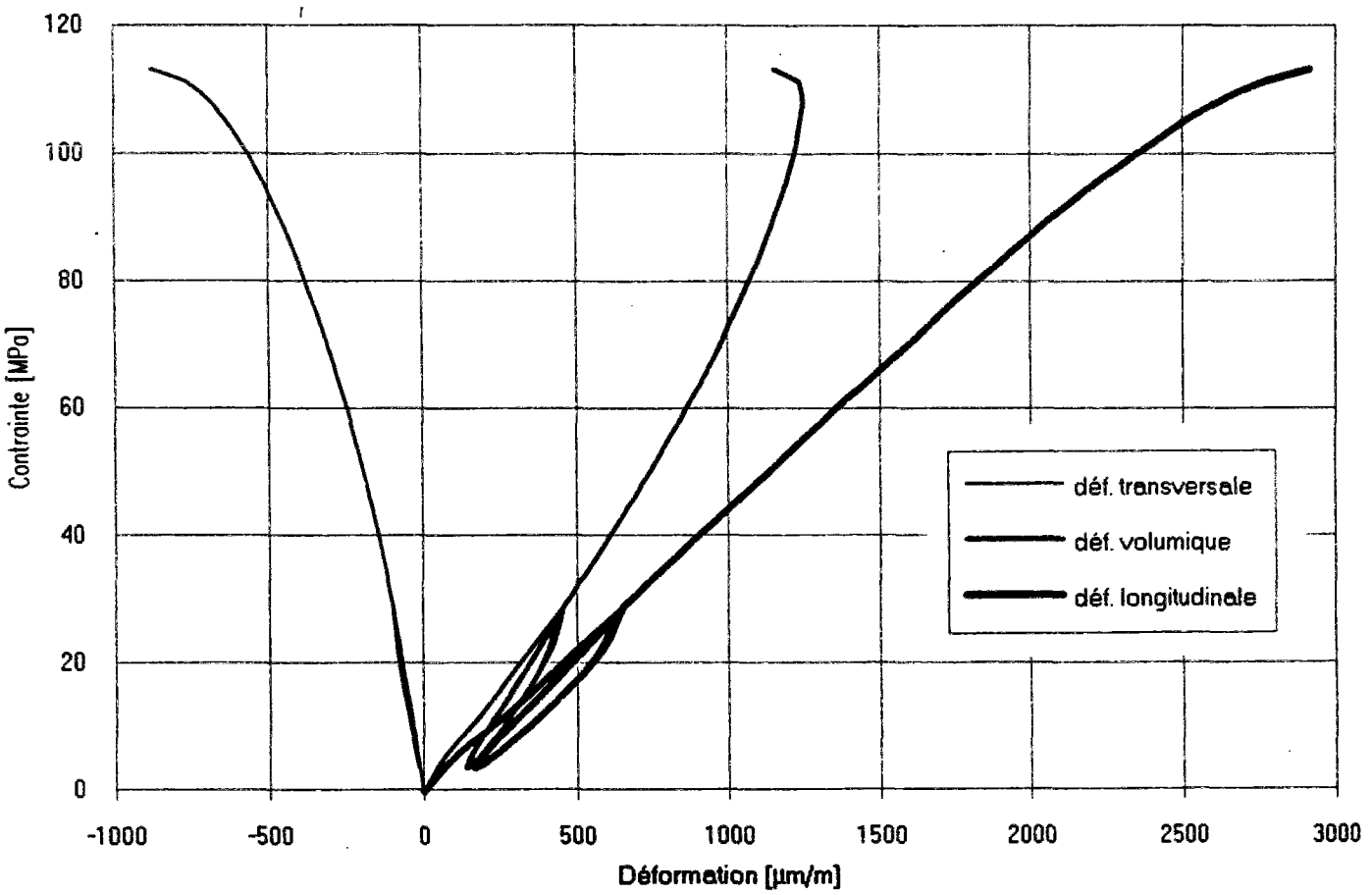
$$n = n_p \qquad (3)$$

Notons cependant que cette porosité est le plus souvent mesurée par des méthodes de saturation ou d'intrusion pour lesquelles on ne peut prendre en compte que la porosité connectée (voir les remarques sur les éssais de porosimétrie au mercure). Ainsi, les roches sédimentaires ont une porosité qui varie de quelques % à 40 %, alors que le volume des fissures est pratiquement inférieur à 1 %.

3. Comportement en compression des roches fissurées

Les essais de compression sont les plus courants en mécanique des roches ; en effet, les contraintes auxquelles sont soumises les roches dans leur milieu naturel, ou bien induites par les ouvrages, sont généralement des compressions. Par la suite nous commenterons principalement l'essai de compression simple c'est à dire avec une contrainte latérale nulle. On peut séparer le déroulement de l'essai en quatre phases (**figure A4-1**) :

Figure A4-1 : Comportement en compression des roches fissurées.



1. La première phase est une phase de serrage; pendant laquelle on a : $\sigma < \sigma_s$. On assiste d'abord à la fermeture des fissures orientées plus ou moins perpendiculairement à la direction de la contrainte. La courbe ($\varepsilon_{longitudinal}$; σ) tourne sa concavité vers le haut. Notons que ceci n'est pas observé en **figure A4-1**.

2. Pour $\sigma > \sigma_s$, les courbes contrainte-déformation deviennent linéaires mais ne correspondent pas rigoureusement à un comportement élastique puisqu'un déchargement montre que les déformations ne sont pas entièrement réversibles. Ce cycle d'hystérésis correspond à des frottements qui apparaissent entre les lèvres des fissures.

3. A partir d'une valeur σ_f de la contrainte, la fissuration pré-existante commence à se développer. Ce seuil n'apparaît généralement pas sur la déformation longitudinale ; par contre la déformation volumique cesse d'être linéaire. Le rapport σ_f/σ_{rupt} est d'autant plus grand qu'il n'existe pas de possibilité de fissuration facile. A partir ce cet instant là, on assiste à un foisonnement des fissures.

4. La propagation des fissures devient instable jusqu'à la rupture.

Il est important de noter que les résultats de résistance sur les roches sont le plus souvent très dispersés (ce qui n'est pas le cas du module d'Young). Par ailleurs, la valeur moyenne des résultats décroit avec la taille des éprouvettes. Evidemment, dispersions et effets d'échelle sont d'autant plus marqués que l'hétérogénéité de la roche est importante.

4. L'eau dans les roches

Les caractéristiques physiques et mécaniques des roches sont sensiblement modifiées par la présence d'eau (eau capillaire et eau adsorbée). La perméabilité de la roche est souvent très faible ; mais elle croit sensiblement avec la fissuration et le degré d'altération. Si la fissuration est anisotrope, il en sera de même pour la perméabilité. Enfin, lorsqu'on augmente l'humidité relative, on observe à la fois un gonflement de la roche et une baisse de résistance.

5. Altérabilité des roches

Dès leur formation, les roches sont soumises aux actions plus ou moins agressives des milieux qui les entourent ; ainsi, toute roche présente un certain état d'altération. Il s'agit d'une très longue histoire à l'échelle des temps géologiques. Les principales modifications qui peuvent survenir et dont les actions sont les plus prépondérantes concernant l'altération de la roche sont les suivantes :

1. Les modifications thermiques : gel, cycles de réchauffement ;

2. Les modifications de l'état de contrainte qui résultent de la disparition du confinement mécanique (carrière, extraction) ;

3. Les modifications concernant les fluides : circulation d'eau, modification de la composition chimique ou de la pression, présence ou non de fluides agressifs vis à vis de la roche ; dessiccation de la roche.

Ces modifications du milieu naturel de la roche auront pour conséquences premières des gonflements ou des retraits différentiels qui engendrent alors une fissuration ; dans un stade plus avancé, on observe alors un délitage de la roche, des processus de dissolution ou de lessivage des zones altérées les plus sensibles.

6. Module dynamique et vitesse du son

Les propriétés élastiques des roches sont déterminées d'une part par l'élasticité des minéraux qui les composent, et d'autre part par l'importance et la morphologie des discontinuités. En particulier, la vitesse de propagation des ondes longitudinales dépend des modules des minéraux et varie fortement avec la présence de discontinuitées de type fissure. Ainsi, utilise-t' on la décroissance de la vitesse de propagation des ondes pour détecter et quantifier la présence de discontinuités. Pour cela on rapporte la vitesse mesurée V_l à la valeur V_l*

maximale de la vitesse pour une porosité nulle. Cette vitesse est calculée de la façon suivante :

$$\frac{1}{V_l^*} = \sum_{i=1}^{n} \frac{C_i}{V_l^i} \qquad (4)$$

où C_i est la teneur en élément i caractérisé par la vitesse V_l^i. On a par exemple :

Granite : $5500 < V_l* < 6500$ m/s
Calcaires : $6000 < V_l* < 7000$ m/s

Enfin, il existe entre les vitesses de propagation des ondes et les caractéristiques élastiques, la relation suivante :

$$V_l^2 = \frac{E}{\rho} \cdot \frac{1-\upsilon}{(1+\upsilon)\cdot(1-2\upsilon)} \qquad (5)$$

avec : E : module dynamique du matériau
υ : coefficient de Poisson
ρ : masse volumique

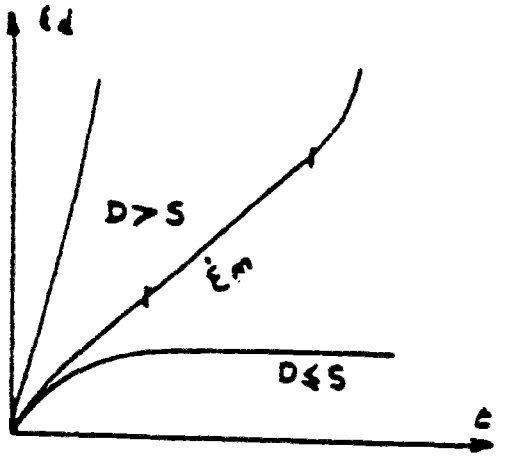
7. Complément bibliographique sur le fluage des roches

Pour de plus amples détails, on se reportera à l'article suivant (Morlier, 1978), qui donne une admirable synthèse des connaissances sur le comportement différé des roches. Cette partie reprend les principaux résultats de l'auteur en les appliquant à notre étude. L'auteur propose une classification des roches selon leur comportement rhéologiques en prenant en compte le comportement instantané (essai de quelques minutes) auquel on peut faire correspondre un comportement différé (essai de quelques années).

Les essais de fluage correspondent soit à des essais de compression simple soit à des essais de compression triaxiale ($\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} < 100$ MPa). La **figure A4-2** représente les courbes de déformation différées en fonction du temps (pour des échantillons de même roche, partis du même état initial), mais chargées avec des contraintes σ_{zz} croissantes.

- Lorsque σ_{zz} est inférieur à une contrainte S (résistance ultime), le fluage se stabilise avec le temps (fluage asymptotique) et sa valeur finale sera notée ε_{asym}. Dans ce cas, on retrouve alors le fait que, pour de faibles contraintes, la déformation différée est proportionnelle à la contrainte.

Figure A4-2 : Déformation différée des roches en fonction de la contrainte appliquée.



- Lorsque σ_{zz} est supérieur à S, le fluage comporte trois phases:
  . une phase décélérée ;
  . une phase à vitesse constante ε_m (phase stationnaire) ;
  . une phase accélérée conduisant à la rupture. On note alors T la durée de vie de l'échantillon.

L'étude complète d'une roche revient donc à tracer un réseau complet de courbes pour différentes contraintes, permettant ainsi de préciser les valeurs de S, de $\varepsilon_{asym}(\sigma_{zz})$ pour $\sigma_{zz} <$ S et de $\varepsilon_m(\sigma_{zz})$ ainsi que $T(\sigma_{zz})$ pour $\sigma_{zz} >$ S. Morlier fait cependant remarquer que les durées de fluage étudiées dans la littérature sont en général trop courtes (< 1 an); ceci rend alors difficile l'extrapolation des lois de fluage à l'échelle du géologue ou du mineur exploitant un site.

Tout comme pour le cas du béton, les mécanismes physiques à l'origine du fluage sont relativement peu connus; on sait simplement que la fissuration y joue un rôle important et que le mode de conservation de l'échantillon (température et teneur en eau principalement) influence grandement la cinétique et la valeur finale du fluage. De toute façon, il est encore très difficile de rattacher un mécanisme de déformation à une phase du fluage.

Il est possible de définir trois types de roches:

- les roches élastiques fragiles;
- les roches viscoélastiques;
- les roches viscoplastiques pour lesquelles les phénomènes de rupture différée sont prépondérants.

L'étude d'un grand nombre de roches a pu montrer une dépendance très forte entre le comportement instantané et le comportement différé ; là réside l'intérêt de la modélisation

précédente. Par la suite, nous nous bornerons à donner quelques informations sur les roches élastiques fragiles puisqu'elles représentaient la totalité des roches que nous avons étudiées.

La courbe contrainte déformation de ce type de roche se caractérise par une grande linéarité et par des caractéristiques mécaniques élevées (E et R_c). Elles présentent donc le plus souvent une faible porosité ainsi qu'une faible perméabilité. Il s'agit principalement des roches magmatiques (granite de Flamanville), des calcaires durs (Chooz), des gneiss non altérés et des grès fortement cimentés.

Pour ces roches, le fluage reste asymptotique jusqu'à 80% de la résistance à la rupture (S = 80% R_c); La déformation différée est faible (toujours inférieure à 10% de la déformation instantanée). La déformation instantanée et la résistance étant entachées d'incertitudes de l'ordre de grandeur de ce que l'on souhaite mesurer, on est donc tenté de dire que le fluage est inexistant pour ce type de roche. Ce comportement est conservé lors d'essais triaxiaux pour des pressions latérales allant jusqu'à 100 MPa.

L'étude de la durée de vie (T) de ce type de roche est particulièrement délicat car elle demande une immobilisation longue du matériel d'essai. D'autre part, on est amené à employer des charges comprises entre la résistance instantanée (R_c) et la résistance ultime (S), c'est à dire dans un intervalle assez restreint, dont les bornes sont définies avec une précision de l'ordre de grandeur de l'intervalle (20% de R_c).

Annexe 5

Annexe 5 : Essais sur répliques

1. Présentation de la méthode

La technique de la simple réplique, mise au point au LMDC (Escadeillas, 1988 ; Ollivier, 1985, 1989), est une méthode non destructive de préparation et d'observation, au microscope électronique à balayage (MEB), de l'état de surface d'une éprouvette en béton. Elle présente la particularité de ne pas engendrer d'altération du matériau lors de la phase de préparation puisqu'aucune phase de dessiccation préalable n'est nécessaire (qui conduirait à une microfissuration du béton).

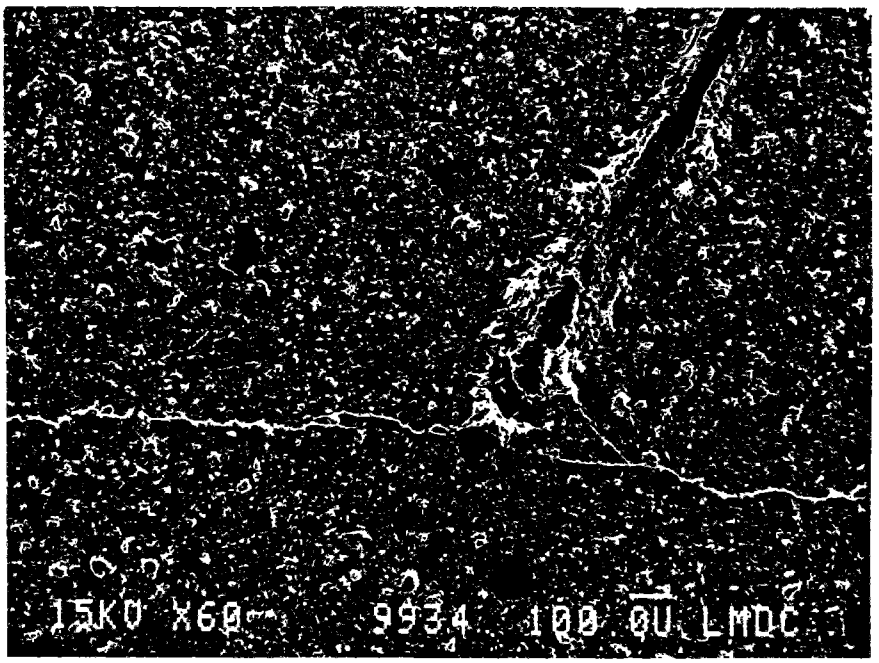
La surface de éprouvette, que l'on souhaite observer, est tout d'abord polies, sous eau, avec des papiers abrasifs de grains de plus en plus fins. Si l'on travaille avec des éprouvettes cylindriques, on réalise tout d'abord un méplat pour obtenir une surface suffisamment plane pour permettre le polissage. Enfin, les essais de validation de la méthode ont montrés qu'aucune microfissuration n'apparaissait lors de cette préparation.

Quand on souhaite obtenir des informations sur le niveau d'altération de l'éprouvette, on pulvérise délicatement la zone polie d'une solution de méthyle acétate. On vient alors rapidement plaquer, sur cette zone, un film d'acétyle de cellulose d'une dizaine de cm^2 et de 0,034 mm d'épaisseur, qui a la propriété de se dissoudre superficiellement au contact de la solution de méthyle acétate et donc de pénétrer les différentes aspérités de surfaces du béton. Une fois le solvant complètement évaporé (2 minutes), on enlève délicatement le film de résine qui garde alors la trace de l'état de surface du béton. On vient alors recouvrir l'échantillon, sous vide, d'un dépôt de carbone et de chrome. La réplique ainsi constituée peut alors être observée au MEB.

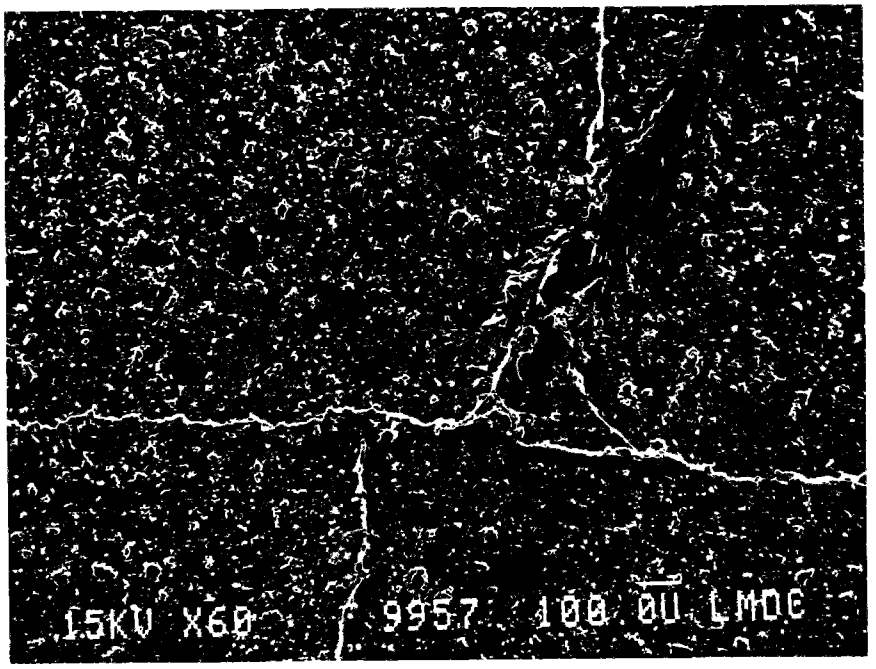
La méthode de la simple réplique est une observation indirecte de la surface du béton et peut donc être reproduite à différents âges sans altération du support. L'intérêt est alors de pouvoir suivre au cours du temps, la dégradation de la même zone de l'éprouvette (**figure A5-1**), et en particulier, les fissures jusqu'à une épaisseur de 0,1 µm. Le réseau de fissure peut être analysé grâce au logiciel d'analyse d'images, Minda, en traçant des rosaces représentant la densité de micro fissures obtenue par projection sur une droite perpendiculaire à l'angle d'inclinaison étudié. Ainsi, une fissuration verticale aura une rosace représentée par un ∞ (**figure A5-2**).

Figure A5-1 : Suivi en continue de la fissuration d'une éprouvette de matrice cimentaire (centrale de Flamanville) étudiée en retrait de dessiccation.

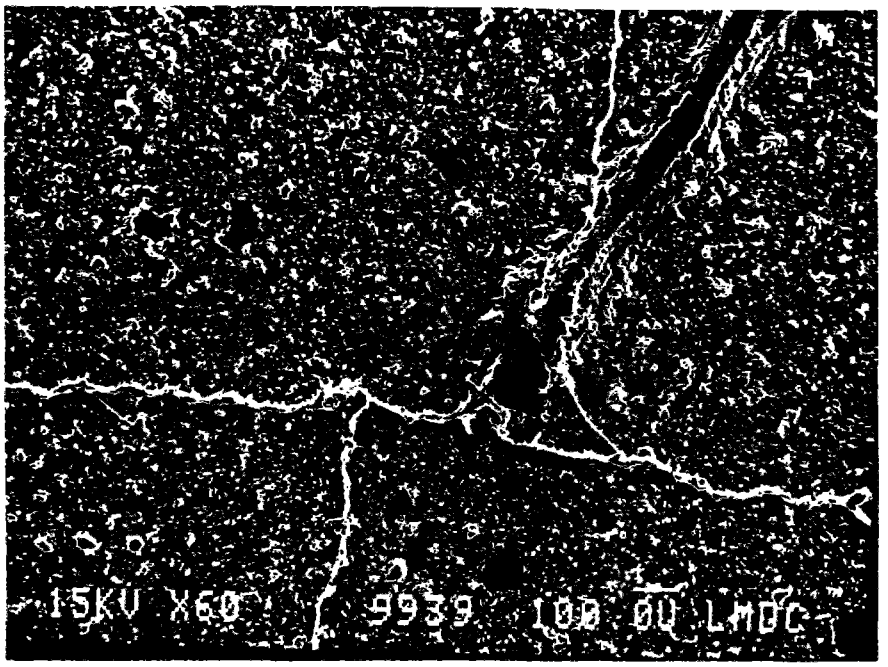
Phase 1



Phase 2



Phase 3



Phase 4

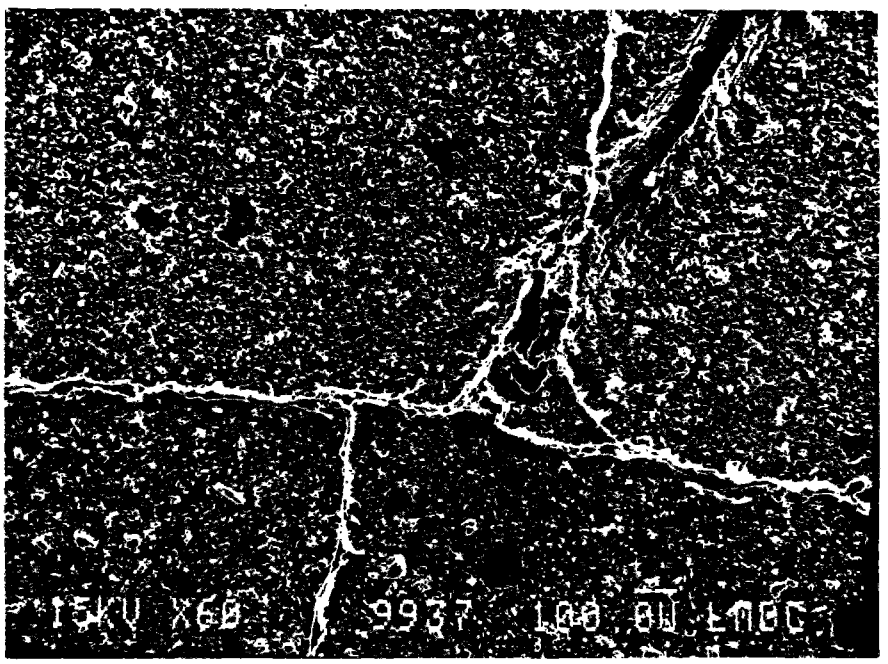
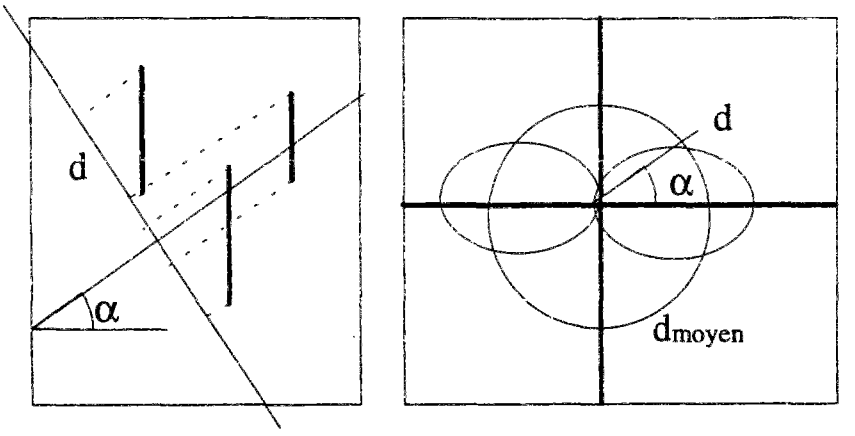


Figure A5-2 : Schéma de principe de la constitution de la rosace.



Cependant, la méthode de la simple réplique présente certaines limitations :

1. C'est une méthode surfacique qui ne permet pas d'avoir d'informations sur la densité volumique de fissure.

2. Elle ne permet pas de mesurer l'ouverture des fissures et donc de savoir si les fissures sont ouvertes, ou bien si elles se referment.

3. Du fait de la durée de l'essai, l'observation des micro fissures n'est possible que sur une petite surface par rapport à la taille de l'éprouvette, que l'on suppose être représentative de l'état de surface de l'éprouvette. C'est selon nous l'hypothèse la plus forte.

2. Quelques résultats

Nous présentons sur le **tableau A5-1** (**figure A5-3**), l'évolution de la densité de fissure observée grâce à la méthode de la simple réplique sur les cinq carrottes de bétons testés en fluage total. On constate tout d'abord que les carrottes ne sont pas fissurées au moment du chargement. Enfin, la fissuration se développe très rapidement pour les bétons de Flamanville et de Penly comparativement aux bétons de Civaux et de Chooz et, de plus, cette fissuration ne présente pas d'orientation préférentielle très marquée (**figure A5-4**) alors qu'on aurait pu s'attendre à une fissuration orientée verticalement.

Par ailleurs, une analyse de la microstructure à donné les informations suivantes pour les bétons de Flamanville et de Penly :

- **Flamanville** : Interfaces pâte-granulat poreuses avec parfois de fines aiguilles d'éttringite et des cristaux de portlandite. L'épaisseur de cette interface semble assez forte puisqu'elle est de l'ordre de 10 µm ; il y a donc risque de déchaussement des granulats. La pâte de ciment apparaît relativement poreuse.

- **Penly** : Pâte très compacte avec des interfaces très compactes. Quelques granulats très poreux (coquillages).

Il est donc relativement difficile de faire un parallèle entre ces deux bétons !

Tableau A5-1 : Micro fissuration des carottes de bétons testés en fluage au LMDC.

Bétons	Age en jours	Longueur moyenne de fissuration en 10-6μm/μm^2
Civaux B11	0	37
	27	75
	195	111
	315	146
Civaux BHP	0	0
	22	4
	190	57
	310	66
Chooz	0	0
	26	17
	194	29
	314	140
Flamanville	0	58
	41	695
	209	837
	329	1014
Penly	0	49
	40	198
	208	387
	328	540

Figure A5-3 : Micro fissuration des carottes de bétons testés en fluage au LMDC.

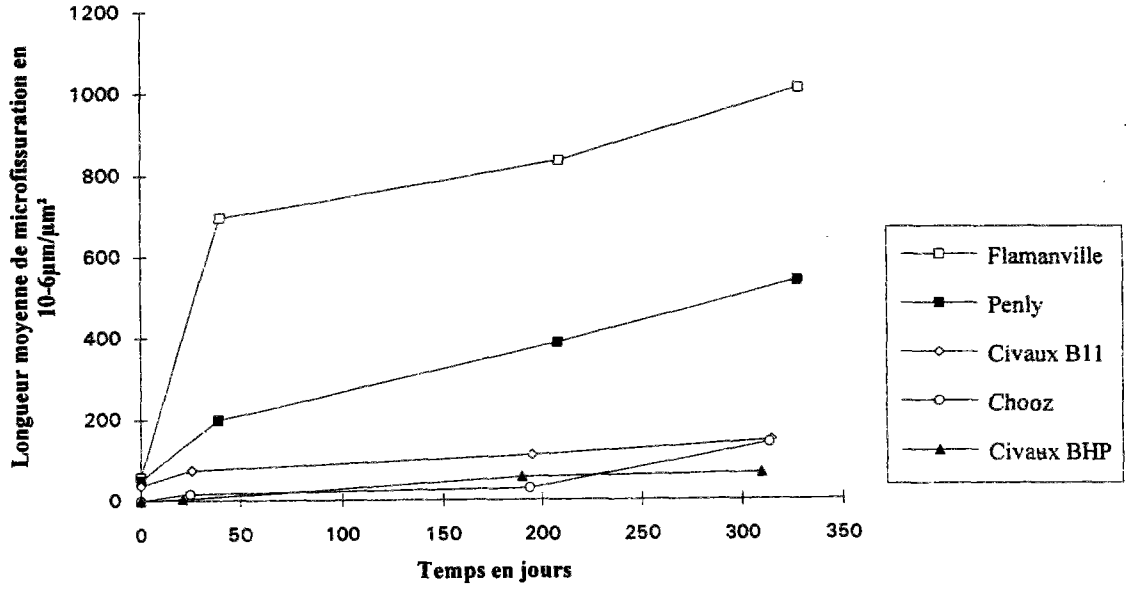
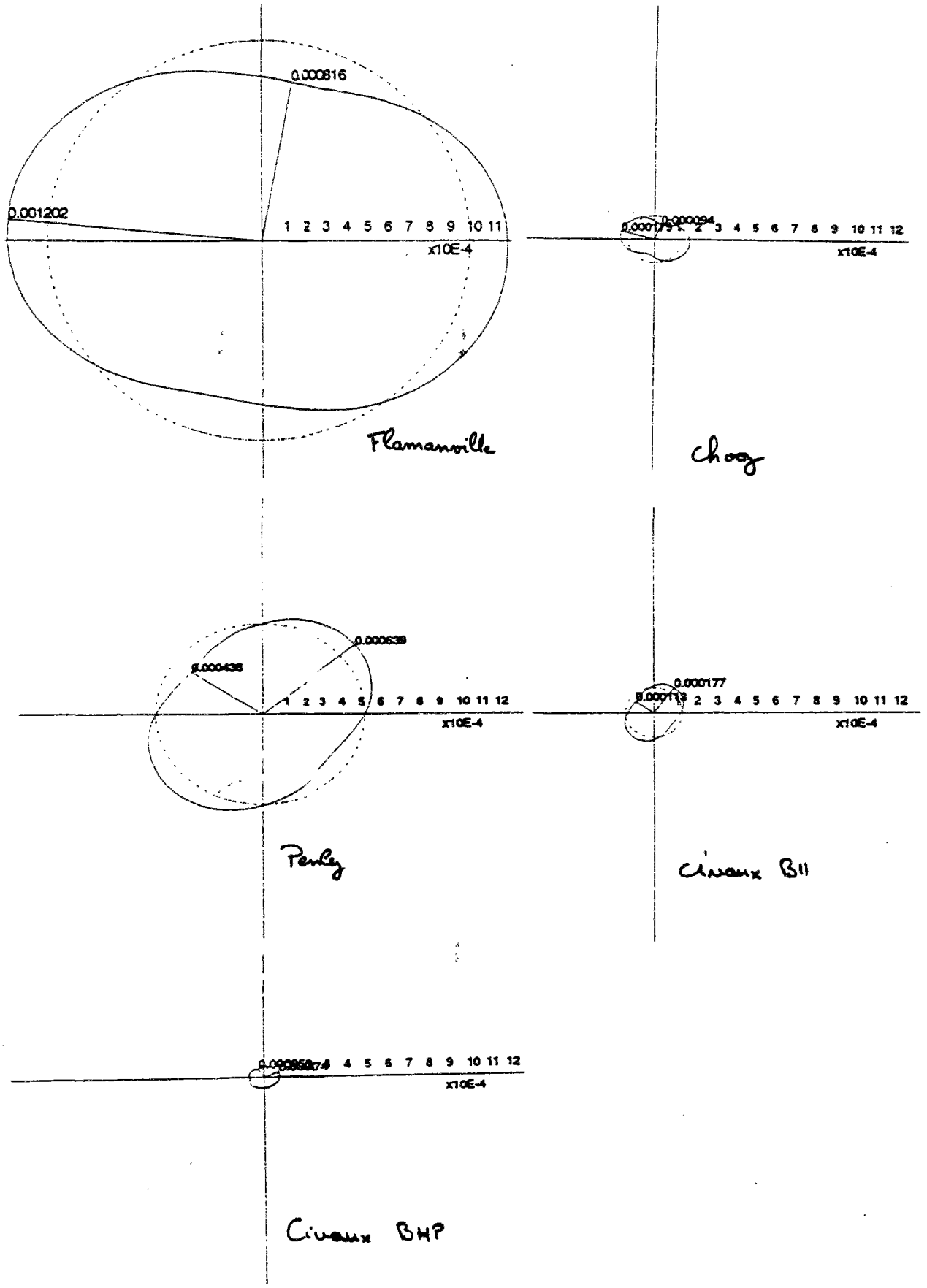


Figure A5-4 : Orientation de la fissuration pour les différents bétons à environ 315 jours.



Enfin, lors du déchargement des carottes de béton, un essai de résistance en compression a pu être réalisé. Les résultats sont présentés sur le **tableau A5-2**. On constate que l'on obtient des résistances très fortes, après quelques années, ce qui nous rassurent sur l'état mécanique des carottes sur lesquelles nous avons réalisé les essais de fluage. Enfin, on constate, à la dispersion de l'essai près, que l'on ne peut ici, bien sûr, pas évaluer, compte tenu du nombre très faible d'éprouvettes dont nous disposons, que l'éprouvette séchante a une résistance nettement inférieure à celle qui a été chargée en fluage propre. Ceci met donc en évidence les phénomènes de fissuration de peau et de gradients de contrainte induits par les gradients de teneur en eau (Bostvironnois, 1991).

Tableau A5-2 : Résistance en compression (MPa) des carottes testées en fluage propre et en fluage total au LMDC.

Béton	Résistance à 1 an	Eprouvette de Fluage propre	Eprouvette de Fluage total
Chooz	47,9	71,6	64,3
Civaux BHP	75,7	62,1	54,0
Civaux B11	49	51,9	41,1
Flamanville	61,2	55,5	52,7
Penly	40,6	67,4	51,9