

COMPORTEMENT À LONG TERME DES ÉLÉMENTS DE STRUCTURE FORMÉS DE BÉTONS D'ÂGES DIFFÉRENTS

THÈSE N° 2283 (2000)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

Olivier BERNARD

**Ingénieur civil diplômé EPF
de nationalité suisse et originaire de Bex (VD)**

acceptée sur proposition du jury:

**Prof. E. Brühwiler, directeur de thèse
Prof. C. Huet, rapporteur
Dr J.-P. Jaccoud, rapporteur
Dr P. Mivelaz, rapporteur
Prof. F.-J. Ulm, rapporteur
Prof. F. H. Wittmann, rapporteur**

**Lausanne, EPFL
2000**

Table des matières

Version abrégée	v
Summary	vii
Zusammenfassung	ix
Préface	xi
Remerciements	xiii
Notations	xv
1 Introduction	1
1.1 Contexte de l'étude	1
1.2 Objectifs principaux	4
1.3 Démarche de l'étude	4
1.4 Délimitation du travail	6
1.5 Contenu de la thèse	7
2 Etat des connaissances	9
2.1 Introduction	9
2.2 Degré d'entrave des structures hybrides	12
2.3 La structuration du béton en cours d'hydratation	15
2.4 Mécanismes de séchage de la pâte de ciment	22
2.5 Capacité totale de déformation du béton	25
2.5.1 Le comportement quasi-statique	25
2.5.2 Influence de l'histoire des déformations imposées	28
2.5.3 Définition d'un critère de déformation	33
2.6 Comportement structural d'un élément hybride	34
2.6.1 Comportement au jeune âge	35
2.6.2 Mécanismes apparents de séchage	38
2.6.3 Effet de structure du fluage transitoire hydrique	42
2.7 Modélisation du comportement des éléments hybrides	44

3	Essais sur éléments de structure hybride	47
3.1	Objectifs des essais	47
3.2	Paramètres des éléments testés	48
3.3	Fabrication des éléments et planning des essais	49
3.4	Matériaux utilisés	51
3.5	Essais de caractérisation des bétons	51
3.6	Résultats des essais sur grandes poutres	55
3.6.1	Comportement au jeune âge	55
3.6.2	Comportement à long terme	58
3.6.3	Comportement des poutres à la rupture	63
3.7	Synthèse des résultats	64
3.8	Exploitation des résultats	66
4	Description de l'outil d'analyse	67
4.1	Conception	67
4.2	Description des modèles	69
4.2.1	Maturité du béton	69
4.2.2	Transport thermique	70
4.2.3	Transport hydrique	71
4.2.4	Retrait endogène	71
4.2.5	Evolution des caractéristiques mécaniques	72
4.2.6	Viscoélasticité propre	72
4.2.7	Viscoélasticité transitoire	73
4.2.8	Fissuration	74
4.3	Prise en compte de l'armature	75
4.4	Modélisation de l'interface	76
4.5	Détermination des paramètres	76
4.5.1	Phénomènes indépendants	77
4.5.2	Phénomènes couplés	78
4.6	Evaluation de la modélisation	80
5	Validation de l'outil d'analyse	83
5.1	Fluage, retrait et capacité totale de déformation	83
5.2	Prise en compte de l'armature	86
5.3	Comportement des poutres au jeune âge	88
5.4	Comportement des poutres à long terme	93
5.5	Comportement des poutres à la rupture	98
5.6	Bénéfices de la démarche générale	99
6	Etude du comportement des éléments hybrides	101
6.1	Objectifs et structure de l'étude	101
6.2	Hypothèses générales et paramètres de l'étude	101
6.3	Pénétration de la fissuration	104
6.3.1	Evolution de l'humidité relative	104
6.3.2	Influence du fluage et de h_{new}	105
6.3.3	Influence du système statique	109

6.3.4	Influence de la valeur finale du retrait $\epsilon_{cs,\infty}$	110
6.3.5	Influence du coefficient de diffusion du surbéton	111
6.3.6	Influence du coefficient de transfert hydrique π_h	113
6.3.7	Influence du retrait endogène	114
6.3.8	Présence de fibres métalliques dans le surbéton	114
6.3.9	Présence de l'armature dans le surbéton	116
6.3.10	Influence de la hauteur du support h_{old}	117
6.4	Contrôle de la délamination	117
6.4.1	Introduction	117
6.4.2	Comportement à la rupture	118
6.4.3	Influence du séchage et des effets d'hydratation	122
6.4.4	Délamination dans les zones de bords	124
6.5	Conclusions de l'étude paramétrique	126
7	Dimensionnement des éléments hybrides	129
7.1	Introduction	129
7.2	Sécurité structurale de l'élément hybride	130
7.3	Vérification de l'aptitude au service	132
8	Conclusion	139
8.1	Buts poursuivis	139
8.2	Démarche retenue	139
8.3	Conclusions	140
8.3.1	L'outil d'analyse numérique	140
8.3.2	Comportement à long terme des éléments hybrides	140
8.3.3	Conception des éléments hybrides	142
8.4	Suggestions pour des travaux futurs	142
	Bibliographie	144
	Annexes	157
A	Technologie des réparations en béton	159
A.1	Introduction	159
A.2	Préparation du support existant	159
A.3	Choix du nouveau béton	165
A.4	Procédés de mise en place et consistance	174
A.5	Procédés de cure	175
A.6	Influences extérieures	177
A.7	Conclusions	178
B	Utilisation du degré d'entrave	181
C	Paramètres des bétons	185
	Curriculum Vitae	189

Version abrégée

Lorsqu'un ouvrage existant en béton armé est détérioré ou qu'un changement de son affectation nécessite sa modification, la mise en place d'une couche de nouveau béton sur la structure existante est un moyen d'intervention fréquemment utilisé.

Les objectifs de ce travail sont, d'une part, d'améliorer la compréhension du comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents et, d'autre part, de fournir une démarche de dimensionnement applicable à de tels éléments hybrides.

Les déformations de la nouvelle section engendrées par les effets d'hydratation au jeune âge et par les variations des conditions climatiques à long terme sont totalement ou partiellement entravées par la présence de la structure existante. Cette entrave génère un état interne d'autocontraintes dont l'amplitude peut être suffisamment élevée pour provoquer l'apparition de fissures traversantes dans la nouvelle section ou de délaminations entre les deux couches.

Ce travail contribue au développement d'un outil d'analyse numérique capable de prédire le comportement à long terme d'un élément hybride. Pour permettre la validation de l'outil d'analyse proposé, une campagne expérimentale a été effectuée sur quatorze grands éléments formés de deux couches de bétons armés ou fibrés d'âges différents. La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques illustre l'influence importante du retrait endogène sur le comportement au jeune âge des éléments testés. Seule la prise en compte de ce phénomène permet d'expliquer l'amplitude des déformations et de la courbure mesurées à l'aide de capteurs à fibres optiques. De plus, les autocontraintes générées au jeune âge convergent à long terme vers un état permanent qui correspond à une diminution relative des autocontraintes de 50 à 70%.

Le comportement à long terme des éléments hybrides ne dépend pas seulement des propriétés physiques et mécaniques du béton, mais également de paramètres structuraux tels que le système statique, la position de la nouvelle section de béton par rapport au support et la hauteur de la nouvelle couche. En fonction de ces paramètres structuraux, il n'est pas toujours nécessaire de prendre des mesures visant à limiter les effets thermiques au jeune âge ni de se préoccuper de l'amplitude ultime de la déformation de séchage $\epsilon_{tot,\infty}$ et du rapport $k_{f/r}^*$ entre le fluage spécifique en traction et les déformations de séchage du béton. Si les paramètres structuraux favorisent l'apparition d'une fissuration traversante de la nouvelle couche, des mesures existent afin d'éviter que ce type de fissuration apparaisse. Ce travail fournit les premiers éléments qui pourront permettre à terme de dépasser le stade du contrôle a posteriori de la fissuration. Dans le cas des effets thermiques au jeune âge, l'utilisation de ciments à mouture plus grossière à des dosages moins élevés peut parfois suffire à éviter l'apparition de fissures traversantes. Si cela n'est pas le cas, des mesures constructives telles que la mise en oeuvre d'un système de refroidissement interne du béton peuvent être appliquées. Dans les cas du retrait de séchage et

du retrait endogène du béton, c'est principalement la recette du béton qui doit être optimisée afin de satisfaire aux conditions relatives aux paramètres $k_{f/r}^*$ et $\epsilon_{tot,\infty}$. Bien qu'aujourd'hui cette optimisation ne soit pas encore maîtrisée, l'utilisation de ciments à mouture plus grossière à des dosages moins élevés devrait permettre d'augmenter la valeur de $k_{f/r}^*$ et de diminuer celle de $\epsilon_{tot,\infty}$.

Ce travail démontre également que, lorsque le rapport $n = h_{new}/h_{old}$ entre la hauteur respective des deux couches est compris entre 0.40 et 0.80, une quantité raisonnable d'armature passive peut être disposée dans la nouvelle couche afin d'assurer le comportement monolithique à la rupture de l'élément hybride. Lorsque n est inférieur à 0.40, l'armature devient inutile si l'interface est préparée avec soin par hydrodémolition. Par conséquent, la présence d'une armature passive dans la nouvelle couche permet de nuancer les exigences relatives à la résistance à la traction de l'interface.

Summary

When an existing reinforced concrete structure has deteriorated, or a change in its use requires structural modification, the addition of a new layer of concrete is a commonly used intervention.

The objectives of the work presented herein are 1) to improve the understanding of the long term behaviour of structural elements composed of concretes of different ages and 2) to develop a dimensioning procedure applicable to such hybrid elements.

The deformations of the new layer of concrete, resulting from hydration of the young concrete and variations of the long term climatic conditions, are totally or partially restricted by the presence of the existing structure. This restriction generates sufficiently high internal stresses to form transversal cracks in the new layer or cause delamination between layers.

This work contributes to the development of a numerical analysis tool that predicts the long term behaviour of hybrid elements. An experimental program was conducted on fourteen large hybrid elements to validate the proposed tool. Optical fibres sensors were used to measure the deformations and curvatures. Comparison between the experimental and numeric results illustrates the important influence of endogenous shrinkage on the early age behaviour of the tested elements. This phenomena alone, allows explanation of the magnitude of the measured deformations and curvatures. In the long term the early age stresses in the hybrid elements decrease to a stable level, 50 - 70 % lower than the early age stresses.

The long term behaviour of hybrid elements depends, not only on physical and mechanical properties of the concrete, but also on structural parameters such as the static system, the position of the new layer in relation to the support and the thickness of the new layer. As a function of these structural parameters, it is not always necessary to take measures to limit the thermal effects at early age or to alter the magnitude of the ultimate drying deformations $\epsilon_{tot,\infty}$ or the relation between the specific tensile creep and the drying deformation $k_{f/r}^*$. If the structural parameters are such that the formation of a transverse crack in the new concrete layer is likely, measures exist that may prevent their formation. The types of elements that are not prone to transverse cracking are determined. In the case of thermal effects at early age, the use of more coarsely ground cements in smaller doses may prevent transverse cracking. If this is not possible, internal concrete cooling systems may be used. In the case of drying or thermal shrinkage, the concrete mixture may be optimised to satisfy conditions relative to the parameters $\epsilon_{tot,\infty}$ and $k_{f/r}^*$. The use of coarsely ground cements in small doses should allow increases in $k_{f/r}^*$ and reductions in $\epsilon_{tot,\infty}$.

This work also demonstrates that, when the ratio of heights between the two layers of the hybrid elements, $n = h_{new}/h_{old}$, is between 0.4 and 0.8, passive reinforcement can be placed in the new layer to assure monolithic behaviour at failure. When n is lower than 0.40, the reinfor-

cement is not required to assure monolithic behaviour if the interface is prepared carefully by hydrodemolition. The passive reinforcement in the new layer can serve a dual purpose, satisfying both resistance and interface tension requirements.

Zusammenfassung

Neue Betonschichten werden häufig auf bestehende Bauteile aufgebracht, wenn ein bestehendes Stahlbetonbauwerk geschädigt ist oder eine Nutzungsänderung eine Veränderung der Struktur nach sich zieht.

Diese Arbeit hat zum Ziel, das Langzeitverhalten von Bauteilen aus Betonen unterschiedlichen Alters besser zu verstehen sowie ein Verfahren zur Bemessung solcher Verbundbauteile vorzuschlagen.

Die Verformungen, die in der neuen Schicht durch Hydratationsvorgänge in jungem Alter und während der Nutzungsdauer durch klimatische Bedingungen entstehen, werden vollständig oder teilweise von der existierenden Betonschicht behindert. Diese Einspannung bewirkt einen Eigenspannungszustand, dessen Amplitude zu Trennrissen in der neuen Schicht oder Ablösungen zwischen den beiden Schichten führen kann.

Diese Arbeit trägt zur Weiterentwicklung eines numerischen Hilfsmittels bei, mit dem das Langzeitverhalten von Verbundbauteilen vorhergesagt werden kann. Um das vorgeschlagene Modell zu validieren, wurde eine Versuchskampagne an 14 grossen Probekörpern durchgeführt, die aus zwei Schichten Beton unterschiedlichen Alters bestanden. Die Bewehrung der neuen Schicht bestand dabei entweder aus schlaffem Stahl oder aus Stahlfasern. Ein Vergleich zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen zeigt die grosse Bedeutung des endogenen Schwindens auf das Verhalten in jungem Alter. Nur unter Berücksichtigung dieses Phänomens kann die Grösse der Verformungen und Krümmungen erklärt werden, die mit Hilfe von optischen Fasern gemessen wurden. Des weiteren erreichen die Eigenspannungen, die in jungem Alter entstehen, einen Dauerzustand, der einer relativen Verminderung der Eigenspannungen von 50 bis 70 % entspricht.

Das Langzeitverhalten im Hinblick auf die Bildung von Trennrissen, Ablösungen an der Grenzschicht und Verformungen von Verbundbauteilen hängt nicht alleine von den physikalischen und mechanischen Eigenschaften des Betons ab, sondern auch von konstruktiven Parametern wie dem statischen System, der Lage der Grenzschicht bezüglich der gesamten Bauteilhöhe oder dem Bewehrungsgehalt. Abhängig von diesen Parametern ist es manchmal angezeigt, spezielle Massnahmen zur Begrenzung der thermischen Einflüsse in jungem Alter zur Vermeidung der Rissbildung zu treffen. Weitere Massnahmen betreffen auch den Endwert des Trocknungsschwindens $\epsilon_{tot,\infty}$ sowie das Verhältnis $k_{f/r}^*$ zwischen dem spezifischem Kriechen unter Zug und dem Trocknungsschwinden des Betons. Die Arbeit liefert erste Erkenntnisse, mit denen die heute üblichen a posteriori Massnahmen zur Kontrolle der Rissbildung überholt werden können.

Temperatureinflüsse in jungem Alter können unter Umständen schon durch die Verwendung von Zementen mit einer geringeren Mahlfeinheit und in geringerer Dosierung ausreichend reduziert werden, um das Auftreten von Trennrissen zu vermeiden. Ist dies nicht der Fall, können

Kühlungssysteme im Inneren des Betons eingesetzt werden. Im Fall des endogenen Schwindens und des Trocknungsschwindens des Betons ist vor allem die Betonrezeptur wichtig, die optimiert werden muss, um den Anforderungen im Hinblick auf die Parameter $k_{f/r}^*$ und $\epsilon_{tot,\infty}$ zu genügen. Obwohl diese Optimierung heute noch nicht beherrscht wird, sollte die Verwendung von Zementen mit geringerer Mahlfeinheit und in geringerer Dosierung dazu führen, den Wert $k_{f/r}^*$ zu erhöhen und $\epsilon_{tot,\infty}$ zu verkleinern.

Diese Arbeit zeigt ebenfalls, dass für Verhältnisse der Schichtdicken zwischen 0.40 und 0.80 eine schlaaffe Bewehrung in der neuen Schicht notwendig ist, um ein monolithisches Tragverhalten des Verbundbauteils bis zum Bruch zu gewährleisten. Ist dieses Verhältnis kleiner als 0.40, wird die schlaaffe Bewehrung in der neuen Schicht überflüssig, falls die Fuge sorgfältig mit Hochdruckwasserstrahlen präpariert wurde. Folglich kann das Vorhandensein von schlaffer Bewehrung in der neuen Schicht die Anforderungen an die Zugfestigkeit der Fuge beeinflussen.

Préface

Des éléments de structure formés de bétons d'âges différents résultent généralement d'une intervention sur une structure existante en béton armé. Alors que le comportement structural à l'état ultime de ces éléments hybrides a déjà fait l'objet de nombreux travaux de recherche, leur comportement à long terme est encore peu connu. La prévision de la durabilité de ces éléments à l'état de service, en particulier l'apparition de fissures traversantes dans la nouvelle couche, dont les déformations sont entravées par la structure existante, est encore peu documentée.

Dans sa thèse de doctorat, M. Olivier Bernard s'est fixé comme objectif d'améliorer la compréhension du comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents en se basant sur des modèles physiques et mécaniques. L'approche choisie permet de faire le lien entre les connaissances relatives au matériau béton et le comportement structural des éléments hybrides. De plus, elle se base sur la complémentarité entre la modélisation numérique par éléments finis et les essais en laboratoire. Le défi de ce travail était de modéliser les divers phénomènes physiques retenus, d'effectuer une campagne expérimentale complexe et de mener à bien une étude paramétrique rigoureuse pour en déduire les paramètres prédominants qui serviront à établir une démarche de dimensionnement des éléments hybrides.

Cette thèse issue du MCS (Laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages) apporte une nette amélioration de la compréhension du comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents. Les nombreux résultats originaux constituent un important potentiel d'application pour la conception et le dimensionnement de tels éléments hybrides.

Olivier Bernard a fait preuve d'une grande rigueur scientifique, d'une facilité de développement de modèles physiques, d'un grand soin lors de la campagne expérimentale et d'un esprit de synthèse remarquable. Nous le remercions de son engagement et de ses compétences.

Lausanne, le 30 novembre 2000

Professeur Eugen Brühwiler

Remerciements

Ce travail de recherche a été réalisé en Suisse au laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des Ouvrages (MCS) du Département de Génie civil (DGC) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Le soutien financier de la Fondation pour la recherche scientifique et appliquée dans le domaine de la construction en béton de l'association suisse de l'industrie du ciment (Cemsuisse) a permis de le mener à bien.

En premier lieu, je désire témoigner de ma profonde reconnaissance à mon directeur de thèse, Monsieur le professeur Eugen Brühwiler, qui a su me guider tout au long de ce travail, non seulement sur le plan scientifique, mais aussi humainement. Ses conseils et son appui ont grandement contribué à la réalisation de ma thèse et sa rigueur scientifique constitue pour moi un exemple que je m'efforcerai de suivre au cours de ma future carrière. En outre, l'environnement de travail agréable et stimulant qu'il crée au sein de son laboratoire (MCS) constitue également un facteur de réussite incontestable.

Lorsque le long chemin qui mène à la publication du présent document me paraissait encore bien incertain, le soutien apporté par le Dr. Pierre Mivelaz (MCS, puis ESM-Sarrasin Ingénieurs SA) s'est révélé capital. Je tiens à lui exprimer mes plus sincères remerciements. Son expérience des essais en laboratoire, sa vision claire des apports concrets de mon travail pour les concepteurs de structures hybrides et son amitié ont su donner à cette recherche une direction intéressante et stimulante.

Une de mes plus grandes satisfactions liées à la réalisation de cette thèse est d'être en mesure de proposer un outil d'analyse numérique qui prend en compte la plupart des phénomènes physiques influençant le comportement à long terme des éléments hybrides et leurs couplages. Cet apport est devenu possible grâce à la collaboration du Dr. Peter Roelfstra (Femmasse b.v.). C'est sur la base de son travail de thèse, terminé à l'EPFL en 1989, et des développements issus de longues années d'activité dans la modélisation du comportement physico-mécanique du béton que j'ai pu lui proposer de nouveaux développements. Je tiens à lui exprimer toute ma gratitude pour le travail qu'il a fourni et à le remercier de m'avoir accueilli chez lui en Hollande lorsque l'urgence le nécessitait.

La puissance de l'outil d'analyse numérique proposé repose sur de nombreux résultats expérimentaux qui ont permis sa validation. L'obtention de ces résultats expérimentaux a été rendue possible grâce au soutien hautement qualifié de Roland Gysler, technicien au DGC, qui a oeuvré à la réalisation des différentes phases d'essais. J'ai énormément apprécié sa faculté à trouver des solutions aux nombreux problèmes rencontrés et la disponibilité qu'il a toujours manifestée au cours des deux années d'essais. Je m'en voudrais de passer sous silence l'aide apportée au cours des essais par le Dr. Branko Glišić (Smartec SA) pour son travail lors des multiples campagnes de mesures à l'aide des capteurs à fibres optiques et pour son soutien pour le dépouillement des

mesures. D'autres collègues du MCS m'ont également épaulé lors du suivi nocturne du comportement au jeune âge des éléments hybrides ou au cours d'autres phases expérimentales, je pense notamment à Pierre Béguin, Aleksandar Radojicic, Sylvain Demierre, Katrin Habel, Sébastien Wolf et Bernard Gardel (EPFL-IBAP), ainsi qu'aux stagiaires hongrois de passage au MCS, Attila Péczely et Adam Csikós. Que tous sachent que je leur suis très reconnaissant pour l'aide qu'ils ont pu m'apporter.

Lors de la phase finale de mon travail de thèse, j'ai beaucoup apprécié les remarques des Drs. Emmanuel Denarié (MCS) et Milan Jirasek (EPFL-LCS) qui, par leur rigueur scientifique, ont permis d'améliorer grandement la qualité et la précision du manuscrit soumis aux experts chargés d'évaluer mon travail. Je tiens donc à les remercier vivement.

Je tiens également à adresser mes plus sincères remerciements aux membres de mon jury de thèse, à savoir, dans l'ordre alphabétique : les professeurs Eugen Brühwiler (MCS) et Christian Huet (EPFL-LMC), les Drs. Jean-Paul Jaccoud (HCB-Eclépens) et Pierre Mivelaz (ESM-Sarrasin Ingénieurs SA) et les professeurs Franz-Josef Ulm (MIT Cambridge) et Folker H. Wittmann (ETHZ-IBWK) pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, le temps passé à la lecture de ma thèse et les propositions d'amélioration qu'ils m'ont faites.

Je remercie aussi les membres de la commission d'accompagnement formée par le Dr. Fritz Hunkeler (TFB-Wildegg), le professeur Peter Marti (ETHZ-IBK) et MM. Christoph Weder (Eternit AG), Jean-Pierre Leyvraz et André Bertoncini (HCB-Eclépens) pour leurs conseils et le temps qu'ils ont consacré au suivi de mon travail.

L'évolution de mon raisonnement et surtout l'apprentissage d'un domaine scientifique par la recherche passe par de nombreuses discussions avec d'autres spécialistes. Je tiens à remercier tous ceux qui m'ont consacré un peu de leur temps. Je pense notamment au professeur Mario Fafard de l'Université Laval de Québec, qui m'a accueilli au sein de son laboratoire pendant un mois, au Dr. Benoît Bissonnette (Université Laval - Québec) dont le travail de thèse a fortement influencé le mien, à Olivier Laurence et au Dr. Mohamed Tahar Boudjelal (Université Laval - Québec) pour nos nombreuses discussions, au professeur Franz-Josef Ulm (MIT Cambridge) et aux Drs. Jean-Marc Ducret (Ducret SA), Miguel Gomès Navarro (EPFL-ICOM) et Pierre Laurencet (ESM-Sarrasin Ingénieurs SA) pour leurs conseils et, enfin, au Dr. Max Schläfli (Grob und Partner AG) pour les nombreuses et fructueuses discussions que nous avons pu avoir au cours des trois années passées en commun au sein du MCS.

Je mentionnais plus haut l'environnement de travail agréable et stimulant qui règne au MCS. Je tiens donc à remercier tous mes collègues qui ont contribué à cet environnement favorable. En plus de ceux déjà cités plus haut, je pense à Mmes Christine Benoît Roulin et Ivor Cecco, aux Drs. Simon Bailey, Claude Broquet et Rade Hadjin, à MM. Manfred Miehlbradt, Bryan Adey, Guido Roelfstra, Sacha Antille, Hannes Ludescher et Vincent Bujard.

Je terminerai en remerciant ma famille et en particulier mes parents, Jocelyne et Michel, qui m'ont soutenu durant mes études et qui m'ont toujours encouragé. Finalement, ma reconnaissance la plus sincère s'adresse à mon épouse, Marie-Christine, qui m'a toujours épaulé moralement et orthographiquement et qui a couronné avant l'heure la publication de ce document en mettant au monde un petit Guillaume, que j'embrasse au passage.

Lausanne, le 30 novembre 2000

Olivier Bernard

Notations

Majuscules latines :

A	matrice contenant les termes liés à ν
D	dimension caractéristique
D	coefficient d'endommagement
D₀	coefficient de diffusion à l'état saturé
E	module d'élasticité
F	force
F	vecteur des forces appliquées
G_F	énergie spécifique de rupture
H_{hydr}	chaleur d'hydratation
H_t	chaleur totale d'hydratation
J	complaisance
M	moment
M	maturité
N	effort normal
Q	énergie d'activation
R	constante des gaz parfaits
S	loi constitutive
T	température

Abréviations :

cdg	hauteur du centre de gravité de la section hybride
e/c	rapport eau sur ciment
FPZ	zone de processus de fissuration
pcd	pâte de ciment durcie

Minuscules latines :

a	rapport des aires entre le nouveau et le vieux béton
$a_c, a_{cr}, a_d, a_h, a_t$	paramètres
b	rapport des hauteurs entre le nouveau et le vieux béton
$b_{cr}, b_d,$	paramètres
c_T	capacité thermique
c_{cr}, c_t	paramètres
f_{ct}	résistance à la traction directe
f_{cm}	résistance à la compression
h	hauteur d'une couche
h	humidité relative
h_c	paramètre
i	rapport des inerties entre le nouveau et le vieux béton
$k_{f/r}$	rapport entre le fluage spécifique en traction et le retrait de séchage
$k_{f/r}^*$	idem $k_{f/r}$, mais défini dans des conditions précises
l	longueur
m	rapport des modules d'élasticité entre le nouveau et le vieux béton
n	rapport des hauteurs entre le nouveau et le vieux béton
p	rapport des coefficients de Poisson entre le nouveau et le vieux béton
q	flux
r_σ	paramètre
s	espacement des barres d'armature, écart-type
s_{stat}	rapport des moments statiques entre le nouveau et le vieux béton
s_w	espacement des fissures
t	temps
v	déplacement vertical
v	variabilité
w_1, w_2, α	paramètres du diagramme d'adoucissement
w_{res}	ouverture résiduelle d'une fissure fictive
w_m	ouverture de fissure visible en surface
w_{sup}	ouverture en surface d'une fissure fictive

Exposants :

$-^+$	compression
$-^-$	traction
$-^f$	dans la section fissurée

Minuscules grecques :

α	proportion des autocontraintes au jeune âge
α	rapport entre la hauteur du nouveau béton et la hauteur totale
α	coefficient de dilatation
γ	facteur de sécurité
γ_f	paramètre du modèle de fissuration (refermeture)
δ	tenseur volumique
ϵ	tenseur des déformations
$\dot{\epsilon}$	taux de déformation
η	viscosité
θ	rapport entre les moments de flexion hyperstatique et primaire
λ_T	coefficient de diffusion thermique
π	coefficient de transfert thermique ou hydrique
μ	degré d'entrave des déformations
ν	coefficient de Poisson
ρ	taux d'armature
σ	tenseur des contraintes
$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$	composantes du tenseur des contraintes
σ_I, σ_{II}	contraintes principales (I : la plus grande)
τ_μ	temps de retard
ϕ	diamètre
ξ	degré d'hydratation
ξ_0	seuil d'hydratation

Indices :

$-_{app}$	apparent
$-_{new}$	nouveau béton
$-_{old}$	vieux béton
$-_{int}$	zone d'interface
$-_c, -_s$	béton, acier
$-_c, -_t$	compression, traction
$-_N, -_M$	effet axial, effet flexionnel
$-_e$	extérieur
$-_k$	relatif aux déformations physiques
$-_p$	ultime ou relative au pic
$-_B$	essai Brésilien
$-_{cs}, -_{endo}$	séchage, endogène
$-_T, -_h$	thermique, hydrique
$-_R, -_d$	rupture, dimensionnement
$-_\infty$	valeur finale
$-_{pré}, -_{post}$	avant et après le pic
$-_{sis}$	lié au fluage transitoire
$-_{vis}$	visqueux
$-_{dél}$	délamination

Chapitre 1

Introduction

1.1 Contexte de l'étude

Dans le domaine de la maintenance des ouvrages existants, il n'est pas rare de rencontrer une structure en béton armé nécessitant la mise en place d'une nouvelle couche de béton. Les causes d'une telle intervention peuvent être de deux types :

- d'une part, des signes de détérioration ou des défauts peuvent remettre en cause le niveau de sécurité et la pérennité de la structure et impliquer sa *remise en état*. Il s'agit de rétablir la sécurité structurale et l'aptitude au service de la structure existante pour une durée déterminée. Si le but de l'intervention est de reconstituer la section initiale d'un élément de structure, un *reprofilage*¹ avec du béton est souvent effectué. Dans ce cas, la section de nouveau béton est de faibles dimensions ;
- d'autre part, un changement de l'utilisation de l'ouvrage peut engendrer sa *modification* afin de l'adapter à de nouvelles exigences. Dans ce contexte, la nouvelle section de béton est mise en place dans le but d'augmenter la section initiale d'un élément de structure. Ce nouvel élément, constitué de deux bétons d'âges différents, devient un *élément hybride*² dont le comportement se rapproche de celui des structures mixtes acier-béton ou bois-béton. Les dimensions de la nouvelle section d'un élément hybride sont plus importantes que celles d'un reprofilage et sa participation au comportement structural constitue le but de l'intervention.

L'ingénieur responsable de telles réalisations est placé devant un défi important. En effet, ces structures formées de bétons d'âges différents devront être durables et satisfaire aux mêmes exigences que celles qui seraient fixées pour un ouvrage neuf monolithique. Le concepteur doit donc disposer de connaissances et de règles qui lui permettront d'assurer la *performance au cours du temps* de telles interventions. Cette performance dépend d'une part de l'évolution de la fonction protectrice³ associée au nouveau béton et d'autre part de celle de sa fonction de

¹Dans la littérature, on trouve également les termes de *réparation superficielle* ou de *réparation mince*.

²Dans la littérature, on trouve également les termes de *réparation structurale* ou de *reconstruction partielle*.

³Lorsque le nouveau béton est mis en place pour repassiver le milieu environnant une armature existante corrodée ou pour protéger d'autres éléments existants de la structure contre diverses agressions. La fonction protectrice est principalement influencée par l'évolution de la perméabilité du nouveau béton.

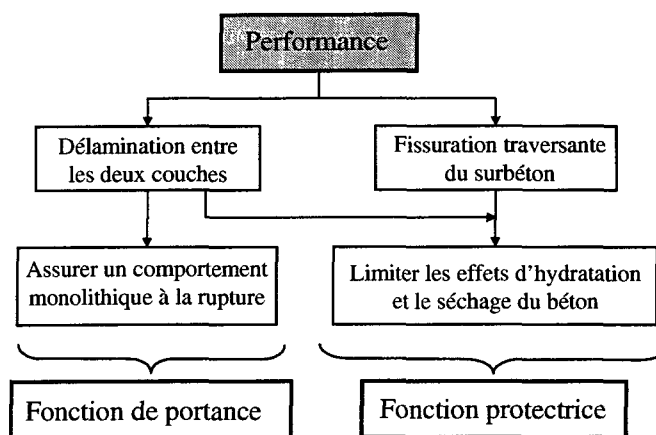


Figure 1.1: Performance des structures hybrides

portance⁴ (voir figure 1.1).

La nouvelle section de béton est mise en place sur un *support rigide* de vieux béton. Par conséquent, toute déformation du nouveau matériau est totalement ou partiellement *entravée* par la présence du support. Cette entrave génère un état interne d'*autocontraintes* pouvant conduire à l'apparition d'une fissuration traversante du nouveau béton ou d'une délamination entre les deux couches. La performance d'un élément hybride dépend donc du comportement et des caractéristiques des trois zones suivantes : *le support de béton existant, la nouvelle couche de béton et la zone d'interface*.

L'évolution de cette performance, illustrée à la figure 1.2, dépend des *actions* qui sollicitent un ouvrage en béton à l'*état de service et durant sa fabrication*. Ces actions se distinguent selon *deux temps caractéristiques* :

- tout d'abord, les actions *au jeune âge* agissent durant les premiers jours qui suivent la fabrication d'un élément hybride. Ces actions sont de nature principalement endogène et sont liées à l'hydratation du ciment. Notamment, les *effets thermiques* dus au dégagement de chaleur d'hydratation et le *retrait endogène* font partie des actions au jeune âge. Les autocontraintes provoquées au jeune âge peuvent contribuer de manière importante à diminuer la performance de ce type de structure. Cette diminution est représentée par le facteur α à la figure 1.2 ;
- ensuite, les actions *à long terme* sollicitent les éléments hybrides sur une durée beaucoup plus longue. Ces actions comprennent les *effets hydriques et thermiques* dus aux variations des conditions climatiques (humidité relative et température), aux cycles de gel-dégel, aux charges permanentes ou variables (par exemple le revêtement de chaussée ou le trafic dans le cas d'un pont), ou encore à la pénétration des agents responsables de la dépasseivation des barres d'armature et de leur corrosion (tels que les chlorures ou le CO_2).

De précédentes études ont permis de montrer que les principales actions responsables de la détérioration d'un élément hybride sont, d'une part, les *effets thermiques au jeune âge* [Bern96] et, d'autre part, le *séchage* du béton [Sauc90] [Haar91] [Emmo98].

⁴En relation avec le rôle porteur d'un élément hybride. La fonction de portance dépend principalement de la capacité des deux bétons à travailler monolithiquement au cours du temps.

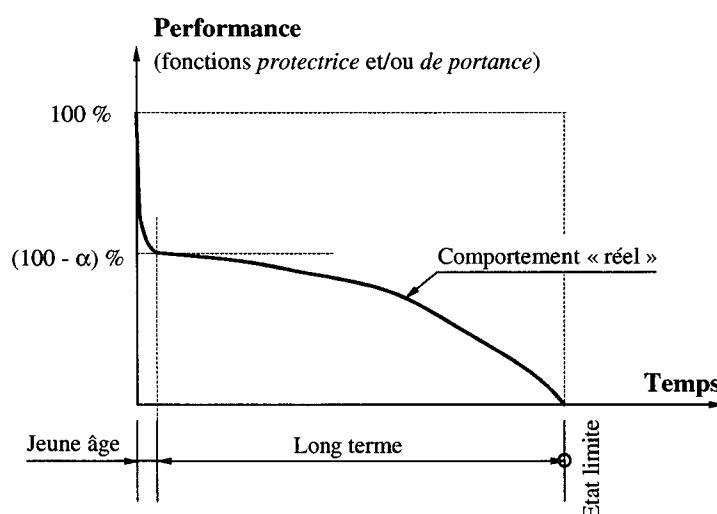


Figure 1.2: Evolution de la performance des structures hybrides

Hormis les actions précitées, la performance des structures hybrides dépend aussi d'*aspects technologiques* tels que la préparation du support (rugosité, propreté, microfissuration due à la technique de démolition employée), la recette et l'ouvrabilité du nouveau béton (mouillage sur le support, mise en place adéquate) ou encore les conditions environnementales et la qualité de la main d'oeuvre employée.

L'*état limite* est atteint lorsqu'une fonction, protectrice ou de portance, ne peut plus être remplie. L'apparition de fissures traversantes dans la nouvelle couche ou une fissuration répartie sur toute sa surface peuvent constituer l'état limite de service vis-à-vis de la fonction protectrice. De même, la délamination entre les deux couches de béton constitue l'état limite ultime vis-à-vis de la fonction de portance.

Par conséquent, le nouveau béton doit être impérativement choisi afin que ses caractéristiques, tant mécaniques que rhéologiques, garantissent la durabilité des fonctions protectrice et de portance. Il s'agit d'éviter que ces fonctions atteignent leur état limite en empêchant l'apparition de délamination entre les deux couches et d'une fissuration traversante du nouveau béton.

D'après Emmons, la réparation des structures existantes en béton a été longtemps plus un art qu'une science [Emmo94b]. En effet, les règles en vigueur étaient plutôt basées sur l'expérience des praticiens. Ceux-ci ne disposaient cependant d'aucun critère scientifique d'évaluation. Aujourd'hui, cette situation a évolué : des projets de recherche [Sauc90] [Biss96] [Emmo98] [Trau00] ont été menés dans le but d'étudier la durabilité des reprofilages de structures en béton. Pour ces faibles épaisseurs de nouveau béton h_{new} , les effets thermiques au jeune âge ont une influence négligeable sur la performance des éléments hybrides qui dépend principalement du séchage du nouveau béton. Quelques travaux de recherche ont également été réalisés dans le domaine des éléments hybrides, mais uniquement en mettant l'accent sur leur fonction de portance [Ivan89] [Menn93] [Bren95] [Rand97]. En réalité, le comportement à long terme des éléments hybrides n'a quasiment pas fait l'objet de travaux scientifiques. Il repose uniquement sur quelques conclusions applicables aux reprofilages, quelques études de cas [Paul97] et sur l'expérience des praticiens.

De manière plus générale, la réparation du béton est un sujet qui préoccupe les spécialistes de nombreux domaines du génie civil. Les constructeurs routiers sont les premiers à s'être intéressés de près à la possibilité d'assembler des bétons d'âges différents dans le cadre du resurfaçage des routes en béton [Wilk92]. Les problèmes qu'ils rencontrent sont tout à fait similaires à ceux des éléments de structure hybride. Ce type d'ouvrage a fait l'objet de nombreuses études de cas. C'est une source privilégiée d'informations au sujet du type de béton utilisé [Spri92] [Fitc98], des techniques de préparation de la surface du support, de l'influence d'un éventuel goudonnage de l'interface [Choi95] [Warn98] et de l'observation des dégâts.

Dans le domaine des ouvrages d'art, une problématique équivalente se pose pour les constructions mixtes. En général, une dalle de roulement en béton armé est mise en place sur un tablier existant en acier ou en béton préfabriqué. A l'exception de ces dernières années, il faut reconnaître que les spécialistes des structures mixtes se sont plutôt intéressés à la capacité portante de leur ouvrage plutôt qu'à leur comportement en service et à leur durabilité. Toutefois, de nombreuses observations faites sur ces dalles de roulement permettent de tirer des enseignements intéressants applicables aux éléments hybrides [Krau96] [Ducr97]. Dans le cas de la connexion entre une poutre préfabriquée en béton armé et un béton coulé en place, de nombreuses recherches ont été effectuées dans le but d'améliorer la connaissance des propriétés de l'interface béton - béton et d'évaluer la participation de celle-ci à la résistance à la flexion et au cisaillement de l'élément mixte [Dasc86] [Scha96].

1.2 Objectifs principaux

L'objectif principal de cette recherche comporte deux aspects majeurs.

- 1) Le premier est d'améliorer la compréhension du *comportement à long terme des éléments de structure hybride*. Cette amélioration passe par l'identification des différents phénomènes qui influencent les fonctions protectrice et de portance d'un élément hybride. Dans ce contexte, l'étude tente de donner des réponses aux questions suivantes :
 - Pour quelle épaisseur de nouveau béton et dans quelles conditions les effets d'hydratation ont-ils une influence importante sur la durabilité des éléments hybrides ?
 - Comment évoluent les autocontraintes dues aux effets d'hydratation ? Disparaissent-elles ou convergent-elles vers un état permanent ?
 - Dans quelles conditions le séchage du nouveau béton constitue-t-il une cause de détérioration des éléments hybrides ?
 - En fonction de l'épaisseur de la nouvelle couche, quel est le rôle joué par la présence, dans cette même couche, d'une armature passive ou de fibres métalliques sur la performance d'un élément hybride ?
- 2) Le second aspect est de *fournir des moyens pour prédire le comportement à long terme des éléments hybrides* et de les utiliser afin de *développer une démarche de dimensionnement* applicable à ce type d'éléments de structure.

1.3 Démarche de l'étude

Une étude purement expérimentale relative au comportement à long terme des éléments hybrides bute contre la difficulté de réaliser des essais dont la durée est suffisamment longue

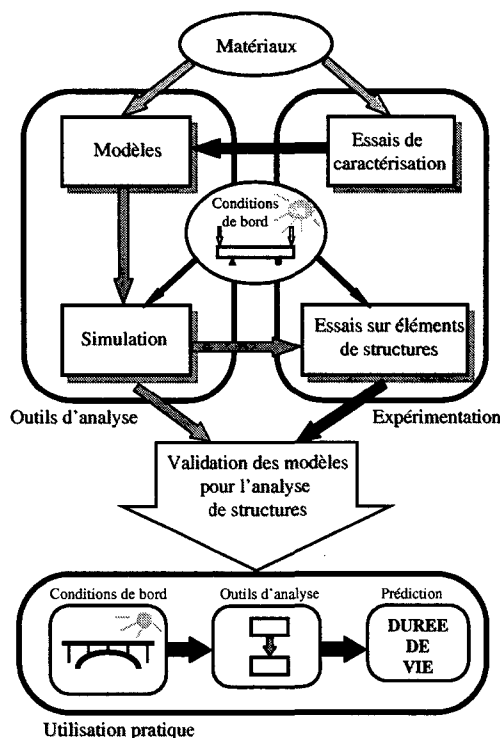


Figure 1.3: Démarche générale de l'étude

pour être représentative des phénomènes étudiés tout en restant raisonnable. Afin de contourner au mieux cette difficulté, la démarche choisie dans le cadre général de cette recherche privilégie la voie de la simulation numérique. Cette démarche est présentée à la figure 1.3.

Sur la base d'un outil existant [Roel89], cette étude contribue au développement d'un *outil d'analyse* numérique capable de modéliser le comportement à long terme de tous types d'éléments hybrides. Chaque phénomène physique, dont l'influence est jugée importante, est représenté à l'aide d'un modèle. La détermination des paramètres de chaque modèle est effectuée à l'aide d'essais de caractérisation des matériaux ou de valeurs tirées de la littérature. L'effort majeur de modélisation fourni au cours de cette thèse s'est concentré sur les couplages entre le comportement viscoélastique du béton, son comportement hygro-thermique et sa fissuration.

Pour permettre la *validation* de l'outil d'analyse, une campagne d'essais est réalisée sur des grands éléments de structure hybride. Les résultats de cette campagne sont ensuite comparés à ceux issus d'une simulation réalisée indépendamment à l'aide de l'outil d'analyse. Si la concordance des résultats est jugée bonne, l'outil d'analyse peut alors être appliqué pour *prédire la durée de vie* de n'importe quelle autre structure hybride. Dans le cadre de ce travail, une étude paramétrique sera réalisée à l'aide de l'outil d'analyse dans le but d'améliorer la compréhension du comportement à long terme des éléments hybrides et de développer une démarche de dimensionnement.

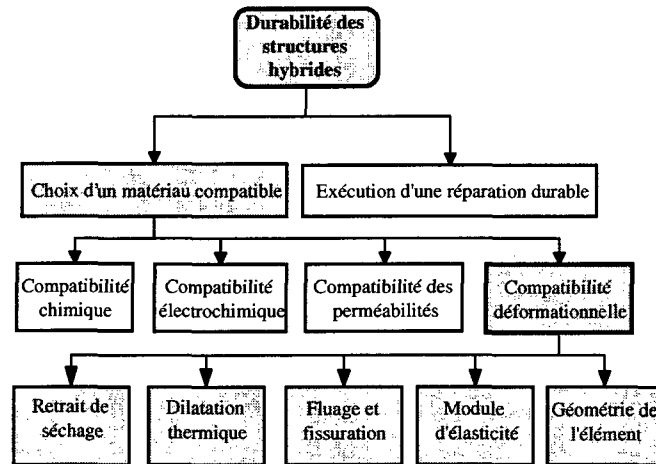


Figure 1.4: Facteurs affectant la durabilité des structures hybrides, d'après Emmons [Emmo93]

1.4 Délimitation du travail

Le domaine étudié étant vaste, ce travail se limite à l'étude du comportement à long terme des *structures hybrides en béton armé non précontraintes*. Dans ce cadre, le concept de durabilité développé par Emmons [Emmo93] est utilisé pour préciser les limites dans lesquelles s'insère cette thèse (voir figure 1.4). La durabilité des structures hybrides dépend, d'une part, du choix d'un nouveau matériau *compatible* et, d'autre part, de son *utilisation dans des conditions adéquates d'exécution*.

La *compatibilité au sens large* entre le nouveau matériau et son support dépend à la fois de leurs caractéristiques chimiques, électrochimiques et déformationnelles et de leur perméabilité. Les notions utilisées et développées au cours du présent travail se limitent à l'étude de la *compatibilité déformationnelle* d'un élément hybride. Les importantes notions liées aux compatibilités des perméabilités, chimique et électrochimique, ne seront pas développées ici.

L'étude des conditions d'exécution d'une structure hybride est abordée en annexe de cette thèse. Les importantes conclusions qui ressortent de cette partie technologique nous ont conduit à limiter le volet expérimental de cette recherche à des éléments hybrides isostatiques dont l'interface est préparée par hydrodémolition et qui ne comportent pas de goujons ni de couche de liaison entre les deux bétons. En effet, notre approche a consisté à admettre que, pour tout élément hybride, les conditions d'exécution doivent satisfaire à un niveau de qualité approprié représentatif de la pratique actuelle.

Pour finir, une importante remarque doit être effectuée afin de mieux cerner l'apport de cette thèse au niveau de la modélisation numérique du comportement à long terme des éléments hybrides. En effet, notre approche ne consiste pas à développer de nouveaux modèles pour chaque phénomène physique pris en compte, mais plutôt d'utiliser, dans la mesure du possible, des modèles existants fiables et de les améliorer s'il y a lieu. L'apport original de ce travail réside dans le nombre important de phénomènes et de couplages que l'outil d'analyse proposé permet de prendre en compte.

1.5 Contenu de la thèse

Les connaissances nécessaires à l'étude du comportement à long terme des structures hybrides sont développées au *chapitre 2*. Celui-ci débute en faisant l'inventaire des connaissances nécessaires et en décrivant le cheminement adopté pour les acquérir. La première notion abordée est celle du degré d'entrave des déformations de la nouvelle couche. Une expression générale de ce degré d'entrave est fournie au paragraphe 2.2 en tenant compte du système statique de la structure hybride. Ensuite, la structuration du béton en cours d'hydratation et les mécanismes de séchage sont respectivement décrits à l'échelle du matériau aux paragraphes 2.3 et 2.4. Puis, la capacité totale de déformation du béton en traction est décrite au paragraphe 2.5. A partir du comportement quasi-statique, l'influence du taux de déformation sur le comportement du béton en traction est discutée. Tous ces enseignements relatifs au matériau sont ensuite transposés au niveau d'une structure hybride au paragraphe 2.6. Il s'agit d'étudier les implications structurales relatives aux effets d'hydratation au jeune âge et aux mécanismes de séchage. La fin de ce chapitre est consacrée à la synthèse des connaissances dans le domaine de la modélisation du comportement des éléments hybrides.

La partie expérimentale de la recherche est décrite succinctement au *chapitre 3*. Il s'agit d'un condensé des principaux résultats obtenus lors de la campagne de mesures sur les éléments de structure hybride isostatique. Les essais sont réalisés en trois étapes. Tout d'abord, des mesures de température et de déformations au jeune âge sont effectuées sur chaque élément. Ensuite, un essai de fluage flexionnel est entrepris durant une période de six mois. Finalement, un essai statique de rupture est réalisé sur chaque poutre. Tous les résultats de la campagne d'essais peuvent être consultés en détail dans le rapport d'essais correspondant [Bern00].

La modélisation du comportement des structures hybrides est décrite au *chapitre 4*. Tous les modèles sont introduits dans le logiciel *HEAT 6.0* de la société FEMMASSE b.v. Ce chapitre présente également la procédure permettant de déterminer les paramètres des différents modèles.

Au *chapitre 5*, l'outil d'analyse est utilisé pour simuler les essais réalisés sur les éléments hybrides dans le but de procéder à sa validation. Cette étape du travail permet de mettre en évidence l'influence du retrait endogène sur l'évolution au jeune âge des déformations. De plus, on montre que l'armature contenue dans le surbéton entrave ses déformations de séchage et augmente l'endommagement du béton d'enrobage.

A l'aide de l'outil d'analyse, le comportement à long terme des éléments hybrides est étudié au *chapitre 6*. Cette étude paramétrique a comme premier objectif de déterminer dans quelles conditions le séchage du nouveau béton et ses effets d'hydratation engendrent une fissuration qui atteint l'interface. Ensuite, il s'agit d'étudier les conditions dans lesquelles le comportement à la rupture d'un élément hybride est monolithique ou non.

Les résultats de l'étude paramétrique sont synthétisés au *chapitre 7*, afin de développer une démarche de dimensionnement applicable aux éléments hybrides.

Le *chapitre 8* apporte les conclusions générales du travail et propose quelques directions à suivre pour de futurs travaux de recherche dans le domaine étudié.

Pour finir, rappelons que l'étude des conditions d'exécution d'une structure hybride est présentée à l'*annexe A* de cette thèse. De plus, des compléments à la notion de degré d'entrave et deux exemples de calcul sont donnés à l'*annexe B*. Enfin, les paramètres des bétons utilisés lors de la campagne expérimentale sont regroupés à l'*annexe C*.

Chapitre 2

Etat des connaissances

2.1 Introduction

La nouvelle couche de béton est mise en place sur un *support rigide* de vieux béton. Par conséquent, toute déformation du nouveau matériau est partiellement ou totalement *entravée* par la présence de ce support. Cette entrave génère un état interne d'*autocontraintes* ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$) illustrées, dans le cas d'un retrait empêché du nouveau béton, à la figure 2.1 a), tirée de [Haar91]. En fonction de l'intensité des autocontraintes et de la résistance de chaque zone, on peut assister soit à des *délaminations* s'initiant dans les zones de bords (cas 1 de la figure 2.1 b), soit à une *fissuration traversante du nouveau matériau* (cas 2).

En fonction des conditions d'exécution d'une structure hybride, la délamination peut avoir lieu dans la zone d'interface (cas 1i : pour une interface de faible résistance à la suite d'une mauvaise préparation) ou dans le béton de support (cas 1ii : pour une interface de bonne qualité et un support endommagé par la technique de démolition). Les fissures traversantes qui atteignent l'interface peuvent soit continuer leur progression dans le vieux béton (cas 2i : comportement monolithique), soit provoquer l'apparition de délamination (cas 2ii). Ce dernier cas a été mis en évidence par Granju [Gran96].

Les modes de détérioration d'un élément hybride dépendent fortement de ces conditions d'exécution. Une revue bibliographique relative à ces conditions d'exécution peut être consultée à l'annexe A. Sa lecture peut s'avérer utile en phase d'avant-projet.

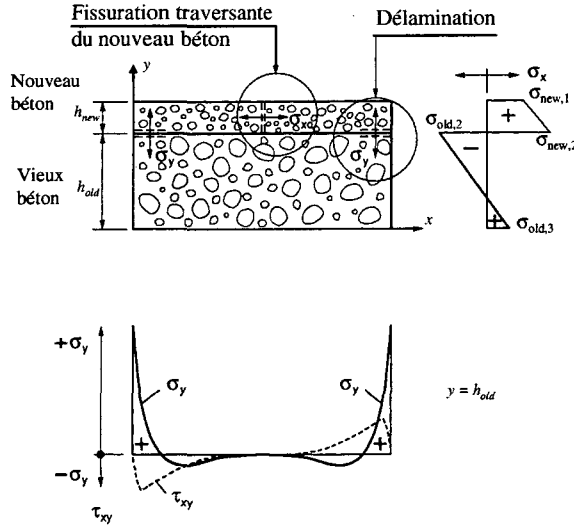
Dans le but de faire l'*inventaire des principaux phénomènes* qui influencent le comportement à long terme des éléments hybrides, utilisons la formule simplifiée 2.1 qui permet d'estimer la valeur de la contrainte $\sigma_{new,2}$ de traction dans la nouvelle couche. Cette formule fait intervenir la notion de degré d'entrave μ des déformations de la nouvelle couche, le module d'élasticité effectif du nouveau béton E_{new} et la déformation imposée moyenne $\bar{\epsilon}_{libre}$ qui pourrait être mesurée sur la hauteur de la nouvelle couche si le support n'était pas présent.

$$\sigma_{new,2} = \mu E_{new} \bar{\epsilon}_{libre} \quad (2.1)$$

Le *degré d'entrave* μ des déformations de la nouvelle couche dépend de paramètres liés à :

- la *géométrie des sections*, tels que le rapport des hauteurs $n = h_{new}/h_{old}$, le rapport des

a) Etat d'autocontraintes



b) Modes de détérioration associés

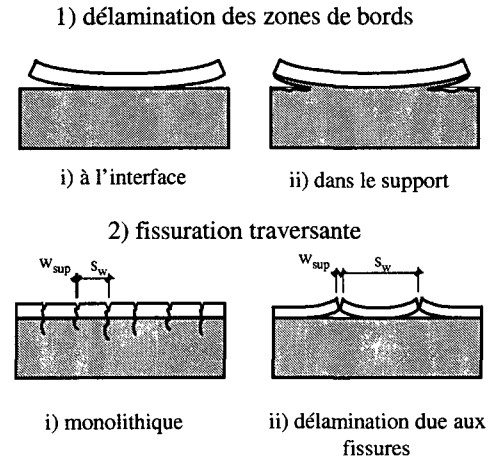


Figure 2.1: a) Etat interne d'autocontraintes dans un élément hybride selon [Haar91] et b) modes de détérioration associés

aires $a = A_{new}/A_{old}$, le rapport des moments statiques $s_{stat} = S_{new}/S_{old}$ et le rapport des moments d'inertie $i = I_{new}/I_{old}$,

- la *nature des matériaux*, tels que le rapport des modules d'élasticité $m = E_{new}/E_{old}$ et le rapport des coefficients de Poisson $p = \nu_{new}/\nu_{old}$,
- et au *système statique* de la structure hybride considérée.

La détermination du degré d'entrave μ et l'importance des différents paramètres précédents sont développées au paragraphe 2.2.

Etant donné que les sollicitations qui nous intéressent agissent au jeune âge et à long terme, il est nécessaire de tenir compte de l'âge du nouveau béton afin de connaître l'évolution de la valeur de son module d'élasticité effectif E_{new} . Il est donc indispensable de s'intéresser à la *structuration du béton en cours d'hydratation*. Cette notion est abordée au paragraphe 2.3. Cette étape nous permet de nous pencher sur deux causes de déformations ϵ_{libre} du béton au jeune âge, à savoir les *effets thermiques* et le *retrait endogène*. La dernière sollicitation ϵ_{libre} , analysée au paragraphe 2.4, est le *séchage du béton*. Dans le but de faire apparaître les *mécanismes physiques* à l'origine des trois sollicitations retenues, leur étude est effectuée, dans un premier temps, au niveau du comportement du matériau.

Afin de mieux comprendre et de modéliser les différents modes de rupture d'un élément hybride, la *fissuration du béton* en traction est un phénomène qui doit être pris en compte. Les notions utiles sont présentées au paragraphe 2.5.1 sans tenir compte des effets du temps.

En réalité, les sollicitations retenues ϵ_{libre} évoluent en fonction du temps et leurs cinétiques sont fortement variables. Cette influence du temps sur le comportement en traction du béton doit impérativement être considérée pour permettre une estimation réaliste des autocontraintes générées dans un élément hybride. En effet, lorsque le *taux de déformation imposée* $\dot{\epsilon}_{libre}$ diminue, la relaxation des autocontraintes due aux effets visqueux augmente. L'influence du taux de

déformation imposée ϵ_{libre} sur le comportement en traction du béton est abordée au paragraphe 2.5.2. A ce stade, les *couplages* entre le comportement viscoélastique et la fissuration du béton sont traités.

Dans la formule simplifiée 2.1 et à la figure 2.1 a), les contraintes sont obtenues en admettant une déformation imposée ϵ_{libre} constante sur toute la hauteur de la nouvelle couche. Dans un élément de structure hybride, les effets d'hydratation et surtout le séchage induisent des gradients de déformation sur la hauteur de la nouvelle couche. Il est donc indispensable de *transposer les connaissances* acquises au niveau du comportement du matériau à celui d'une structure hybride. Ce pas est effectué au paragraphe 2.6 qui débute par la discussion des implications structurales relatives aux effets d'hydratation (paragraphe 2.6.1) et au séchage du béton (paragraphe 2.6.2). Ce pas permet enfin d'aborder le couplage entre le séchage et le comportement viscoélastique d'un élément de structure hybride (paragraphe 2.6.3).

Après avoir acquis les connaissances nécessaires à la compréhension du comportement à long terme des éléments hybrides, il est utile d'étudier les approches choisies par d'autres chercheurs pour utiliser ces connaissances dans le cadre de la modélisation. Sans entrer dans le détail de chaque approche, la fin de ce chapitre est consacrée à la synthèse des connaissances dans le domaine de la modélisation du comportement des éléments hybrides (paragraphe 2.7).

Approche des phénomènes physiques

Avant d'aborder la notion du degré d'entrave d'une structure hybride, il semble judicieux de définir les différents niveaux auxquels nous allons faire référence pour étudier les phénomènes physiques retenus.

Dans le cas du béton, une approche multi-niveaux [Witt87a] est souvent admise. Cette approche définit trois niveaux d'observation, à savoir les niveaux *micro-*, *méso-* et *macroscopique*.

Au niveau macroscopique, une structure peut être divisée en éléments structuraux dont la dimension de référence est de l'ordre du mètre. Le béton est considéré ici homogène. Les caractéristiques des matériaux utilisées à ce niveau sont tirées d'essais de caractérisation réalisés sur des éprouvettes. Ce passage de l'éprouvette à la structure peut néanmoins poser quelques problèmes suivant le phénomène étudié. En effet, la dimension de référence d'une éprouvette se situant plutôt aux alentours du décimètre, des effets de structure modifient l'amplitude ou la cinétique de la réponse d'un élément dont les dimensions sont plus importantes.

Lorsque l'intérêt est porté sur la nature composite du béton, le niveau mésoscopique est atteint. La dimension de référence devient le centimètre. Le béton est vu comme un assemblage d'inclusions (les granulats) dans une matrice (la pâte de ciment).

Certains mécanismes physiques relatifs à la pâte de ciment nécessitent de descendre encore plus bas dans l'échelle d'analyse. Au niveau microscopique, la porosité et les détails de la composition de la pâte de ciment sont pris en compte. La dimension de référence est de l'ordre du nanomètre, voire de celle de l'atome.

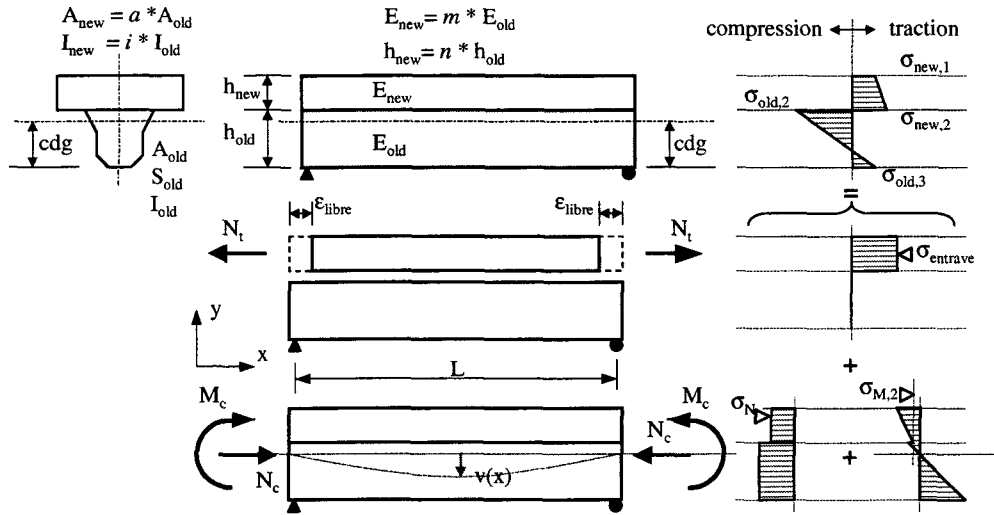


Figure 2.2: Calcul élastique des contraintes longitudinales dans une poutre simple hybride

2.2 Degré d'entrave des structures hybrides

Le but de ce paragraphe est d'utiliser les notions connues de mécanique des structures pour développer un moyen de calculer le degré d'entrave μ d'un grand nombre de structures hybrides dont la nouvelle couche est soumise à un retrait ϵ_{libre} constant sur sa hauteur.

Hypothèses et principe de calcul : les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- le comportement mécanique des deux matériaux est admis linéaire-élastique,
- le coefficient de Poisson des deux matériaux sont admis nuls,
- la nouvelle section est rectangulaire, celle du support peut être quelconque,
- les sections planes restent planes (hypothèse de Bernoulli),
- l'adhérence entre les deux bétons est admise parfaite.

Le principe de calcul consiste à imposer sur la structure non liée une force N_t de traction au centre de gravité de la nouvelle couche pour annuler la déformation ϵ_{libre} . Ensuite, afin de garantir l'équilibre, une force N_c , égale, de signe et de direction opposés à N_t , doit être imposée sur la structure liée. Pour faciliter le calcul des contraintes, la force N_c placée au centre de gravité de la nouvelle couche est remplacée par une force N_c et un moment de flexion M_c agissant au centre de gravité de la section liée (cdg).

Expression générale pour une poutre simple isostatique : le degré d'entrave μ est défini de la manière suivante (voir figure 2.2) :

$$\mu = \frac{\sigma_{new,2}}{\sigma_{entrave}} = \frac{\sigma_{entrave} + \sigma_N + \sigma_{M,2}}{\sigma_{entrave}} = 1 + \mu_N + \mu_M \quad (2.2)$$

Le coefficient μ_N caractérise la diminution du degré d'entrave liée au fait que l'effet axial N_c est libre. De même, le coefficient μ_M exprime la diminution de μ liée au fait que l'effet flexionnel M_c est libre. Après calcul, ces coefficients prennent les valeurs suivantes :

$$\mu_N = \frac{-m a}{m a + 1} \quad (2.3)$$

$$\mu_M = \frac{-m a A_{old} (h_{old} (1 + \frac{n}{2}) - cdg) (h_{old} - cdg)}{I_{old} (m i + 1) + A_{old} \left(cdg - \frac{S_{old}}{A_{old}} \right)^2 + m a A_{old} (h_{old} (1 + \frac{n}{2}) - cdg)^2} \quad (2.4)$$

$$\text{avec } cdg = \frac{S_{old} + m a h_{old} A_{old} (1 + \frac{n}{2})}{A_{old} (m a + 1)}$$

Les expressions générales 2.2 à 2.4 sont utilisées à l'annexe B pour calculer le degré d'entrave de deux ouvrages concrets, un pont hybride béton-béton et un pont mixte acier-béton.

Les expressions 2.2 à 2.4 auraient également pu être établies à l'aide de la théorie élémentaire des systèmes multilames présentée dans [Sies65] pour le cas élastique. Cette théorie analytique offre l'avantage d'avoir été étendue au cas des matériaux viscoélastiques vieillissants par Huet [Huet69] [Huet74] en ramenant les opérateurs intègro-différentiels du cas viscoélastique à des équations algébriques de même forme que celles représentant le problème élastique selon la méthode développée par Mandel [Mand58] ou également par Huet [Huet80] en adaptant l'algorithme proposé par Bazant [Baza72c] qui permet de ramener un problème quelconque de viscoélasticité avec vieillissement à une suite de problèmes élastiques avec déformations libres. Dans le cadre de la présente recherche, la prise en compte de manière analytique de la viscoélasticité vieillissante dans les expressions 2.2 à 2.4 n'offre pas un intérêt majeur. En effet, la viscoélasticité vieillissante sera intégrée, ainsi que d'autres comportements physico-mécaniques du béton dans un outil d'analyse numérique existant basé sur la méthode des éléments finis (voir chapitre 4).

Expression pour des sections rectangulaires : lorsque les sections de vieux et de nouveau béton sont rectangulaires, de largeurs respectives b_{old} et b_{new} ($b = b_{new}/b_{old}$), les expressions 2.2, 2.3 et 2.4 du degré d'entrave se simplifient de la manière suivante :

$$\mu = \frac{(4 m n^3 b + 3 m n^2 b + 1)}{(m^2 n^4 b^2 + 4 m n^3 b + 6 m n^2 b + 4 m n b + 1)} \quad (2.5)$$

Dans l'expression 2.5, le degré d'entrave ne dépend plus que des rapports m , n et b .

Pour une dalle hybride ($b = 1$), l'expression 2.5 devient identique à celle établie par Silfwerbrand dans [Silf96]. Pour de telles structures, la figure 2.3 a) donne un abaque permettant de déterminer le degré d'entrave μ en fonction de m et n . L'abscisse α de l'abaque correspond à la proportion de la hauteur du nouveau béton par rapport à la hauteur totale ($\alpha = n/(n+1)$). Pour des rapports n usuels ($1/3 < n < 1.50$ ou $0.25 < \alpha < 0.60$) et une valeur de m relativement proche de 1, le degré d'entrave μ de la nouvelle couche est compris entre 0.4 et 0.6. En exploitant les résultats de Silfwerbrand [Silf96], les contraintes $\sigma_{new,1}$, $\sigma_{old,2}$ et $\sigma_{old,3}$ (voir figure 2.2) peuvent être calculées en fonction de $\sigma_{new,2}$. Ces résultats sont donnés à l'annexe B.

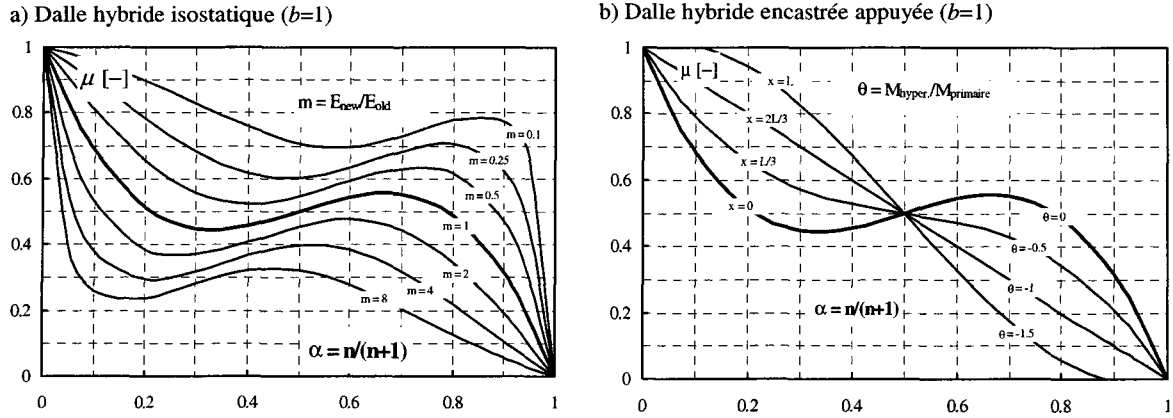


Figure 2.3: Abaques pour le calcul du degré d'entrave μ en fonction de m et n pour a) une dalle hybride isostatique [Silf96] et b) une dalle hybride encastree-appuyee

Degré d'entrave des systèmes hyperstatiques : lors du calcul des contraintes, l'effet des forces N_c et M_c dépend du système statique de la structure. Comme l'ont montré Yuan et al. [Yuan91], le degré d'entrave μ peut être augmenté dans une structure hyperstatique à cause de la redistribution du moment M_c . Prenons deux exemples pour illustrer cet effet. Tout d'abord, celui de la poutre encastree-appuyee de la figure 2.4. Dans ce cas, l'effet de la force axiale N_c est inchangé par rapport au cas de la poutre simple. Par contre, le moment n'est plus constant sur la longueur de la poutre, il s'inverse près de l'encastrement. Par conséquent, les contraintes de traction vont augmenter dans la nouvelle couche à cet endroit. Le degré d'entrave varie donc le long de la poutre pour atteindre une valeur maximale à l'encastrement. Dans le cas où m et $b = 1$, le degré d'entrave μ de la poutre encastree-appuyee est donné par l'expression 2.6 en fonction du rapport θ entre le moment hyperstatique (M_{hyper}) et le moment primaire ($M_{primaire} = M_c$). L'abaque de la figure 2.3 b) permet de déterminer le degré d'entrave μ en fonction de n , θ ou la position x le long de la poutre encastree-appuyee. Dans certaines conditions, le degré d'entrave peut être doublé à l'encastrement par l'effet hyperstatique.

$$\mu = \frac{(3 \theta n^2 + 4 n^2 - n + 3 \theta n + 1)}{(n^3 + 3 n^2 + 3 n + 1)} \text{ avec } \theta = \frac{M_{hyper}}{M_{primaire}} \quad (2.6)$$

Ensuite, analysons le cas de la poutre hybride bi-encastree de la figure 2.4. Dans ce cas, les forces N_c et M_c sont bloquées dans les appuis et ne sollicitent pas la poutre. Par conséquent, les coefficients μ_N et μ_M de l'équation 2.2 valent zéro et le degré d'entrave vaut 1 dans toute la nouvelle couche. En définitive, lorsque l'entrave des déformations d'une nouvelle couche est totale ($\mu = 1$), la contrainte en tout point de cette couche ne dépend que de la valeur de ϵ_{libre} en ce point. De plus, les contraintes dans le support restent nulles dans ce cas.

Ces considérations nous sont utiles dans le but d'anticiper la fissuration que pourrait présenter une structure hybride. Prenons le cas de la mise en place d'un surbêton sur une dalle de roulement de pont. Le système statique longitudinal est souvent celui d'une poutre continue à plusieurs travées. Dans une telle structure, l'effet de M_c disparaît après les premières travées. Le degré d'entrave des travées centrales peut donc s'exprimer par $\mu = 1 + \mu_N = 1/(ma + 1)$. Transversalement, le système statique est fréquemment isostatique. Le degré d'entrave des travées

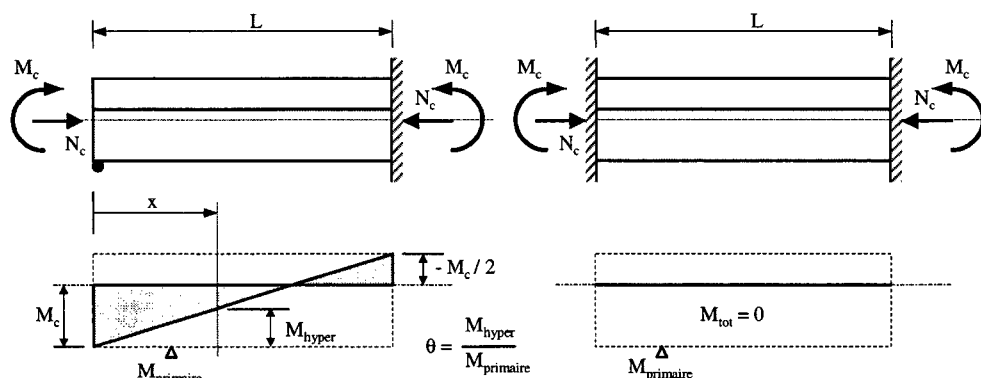


Figure 2.4: Redistribution des moments dans des structures hyperstatiques

centrales de la dalle de roulement est donc plus important longitudinalement que transversalement. En conclusion, une éventuelle fissuration traversante de la nouvelle couche a de fortes chances d'être présente transversalement et non pas longitudinalement.

2.3 La structuration du béton en cours d'hydratation

Les phénomènes

Le mélange des granulats, du ciment et d'une certaine quantité d'eau permet d'obtenir une pâte plastique (ou fluide) pouvant être travaillée et mise en place aisément. Durant l'hydratation du ciment, trois phases importantes peuvent être distinguées (voir figure 2.5) :

- Tout d'abord, la *période dormante* durant laquelle la réaction d'hydratation commence sans que des conséquences au niveau de la température et de la rigidité du matériau soient significatives. Cette période peut durer entre deux et cinq heures suivant le type de ciment utilisé et la température du béton frais.
- Lorsque le développement des hydrates à la surface des grains de ciment anhydre est suffisant pour que ces grains établissent des contacts, un passage entre un état de suspension dense de particules plus ou moins dispersées et un état solide continu s'amorce. Cet instant marque le début de la *prise*. A partir de ce moment, le béton ne peut plus être remanié sans présenter des dommages. Le béton *acquiert* donc une résistance et un module d'élasticité initiaux durant cette phase. Bien que pas véritablement définie, la fin de la prise d'un béton ordinaire a lieu environ dix à quinze heures après l'addition de l'eau au ciment.
- Après la prise, le béton *développe* sa résistance et son module d'élasticité au cours de la phase de *durcissement*. Durant cette période, le squelette constitué par les hydrates se consolide et la teneur en eau de la pâte de ciment hydratée diminue.

Certains chercheurs [Breu91] [Schut96] ont déterminé expérimentalement le seuil d'hydratation ξ_0 qui correspond au début du développement d'une quelconque résistance ou d'un module d'élasticité. Ils ont obtenu en moyenne des valeurs variant entre 0.15 et 0.30 en fonction du type de béton. Dans le cadre de cette recherche, on admet que ce degré d'hydratation ξ_0 correspond au début de la phase de prise. De par l'épaisseur croissante de la couche d'hydrates recouvrant

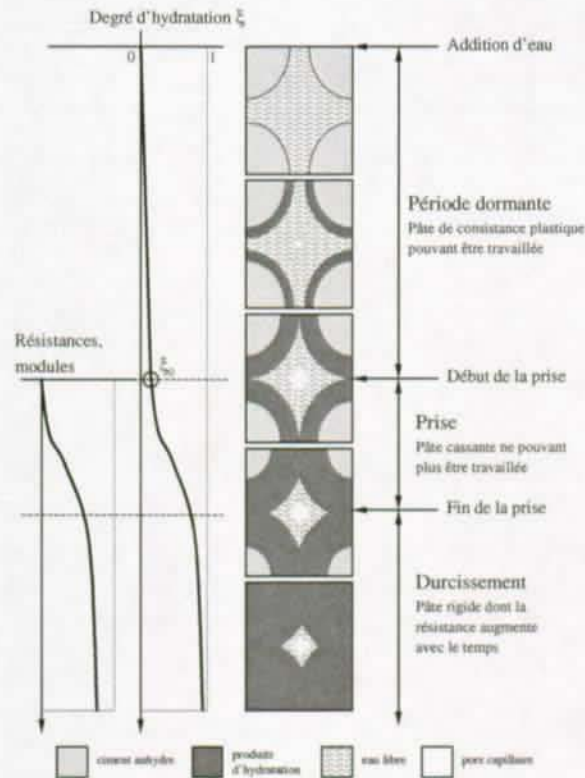


Figure 2.5: Description schématique de la structuration de la pâte de ciment, adaptée d'après [Soro93]

les grains de ciment anhydre, il est difficile de dire si la réaction d'hydratation s'arrête ou si elle devient si lente qu'elle n'est plus perceptible. D'après Acker [Acke88], le durcissement est quasiment illimité pour des bétons ordinaires. En outre, une trop faible quantité d'eau contenue dans le béton peut entraîner l'arrêt de la réaction d'hydratation (pour une cure humide, lorsque le rapport e/c est inférieur à 0.38 [Nevi95]).

Hydratation du ciment, dégagement de chaleur et retrait endogène

La chimie qui se cache derrière la réaction d'hydratation d'un ciment Portland n'est pas encore totalement connue. Le but de ce paragraphe n'est pas d'entrer dans tous les détails de cette chimie, mais plutôt de donner, au niveau microscopique, quelques notions utiles pour comprendre l'influence des effets d'hydratation sur le comportement au jeune âge d'une structure hybride. Cette influence sera décrite au paragraphe 2.6.

Le ciment Portland est composé de clinker moulu auquel est ajouté une quantité de gypse (CaSO_4) destinée à réguler la prise. Les principaux constituants anhydres du ciment Portland sont le silicate tricalcique C_3S (ou alite), le silicate bicalcique C_2S (ou bélite), l'aluminat tricalcique C_3A et l'aluminoferrite tétracalcique C_4AF (ou célite)¹. Dans la plupart des cas, les C_3S

¹La notation utilisée ici est celle des cimentiers, c'est-à-dire : C pour CaO , S pour SiO_2 , A pour Al_2O_3 , F pour Fe_2O_3 et H pour H_2O .

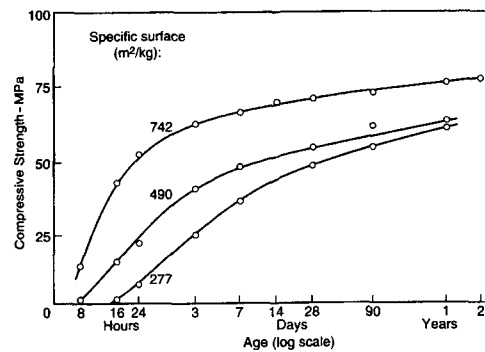


Figure 2.6: Influence de la mouture sur l'évolution de la résistance à la compression, tirée de [Nevi95]

et les C_2S constituent plus de 70 % du volume du ciment Portland. A ces constituants anhydres viennent s'ajouter de l'eau de gâchage, parfois des adjuvants, des fumées de silice ou des cendres volantes.

Au contact de l'eau, chaque constituant anhydre s'hydrate selon des réactions chimiques différentes. Les C_3S font prise et durcissent rapidement. Ils sont principalement responsables de la résistance à court terme du béton. Les C_2S réagissent plus lentement et contribuent surtout à la résistance à long terme du ciment. La prise du C_3A est rapide et serait même instantanée sans l'ajout de gypse. De plus, ces aluminates ne participent pratiquement pas à la résistance du ciment. Les C_3S et C_2S forment, en s'hydratant, divers silicates de calcium hydratés CSH appelés *tobermorite* formant un gel composé de fines aiguilles à la surface des grains de ciment. Cette réaction produit également des cristaux de *Portlandite* $Ca(OH)_2$ en forme de plaquettes hexagonales. Les C_3A et les C_4AF forment en s'hydratant de l'*ettringite* qui cristallise sous forme d'aiguilles caractéristiques.

Ces réactions chimiques sont toutes *exothermiques* et chaque constituant dégage de la chaleur en fonction de l'état d'avancement de son hydratation. Pour une réaction complète, le C_3S dégage 500 Joules par gramme, le C_2S 260 J/g, le C_3A 860 J/g et le C_4AF 420 J/g. Pour des ciments traditionnels, Acker [Acke88] a mesuré leur *chaleur totale d'hydratation* à l'aide de l'essai "à la bouteille de Langavant" et a obtenu des valeurs variant entre 250 et 350 J/g.

La cinétique de l'hydratation dépend non seulement de la composition du ciment, mais également de la *finesse de sa mouture et de la température* à laquelle a lieu la réaction chimique. En effet, plus cette mouture est fine, plus la surface spécifique totale des grains de ciment en contact avec l'eau augmente. Par conséquent, l'hydratation est accélérée. La figure 2.6, tirée de [Nevi95] d'après [Benn69], illustre l'influence de la surface spécifique sur le développement de la résistance à la compression pour un béton dont le rapport eau/ciment vaut 0,4.

La cinétique de l'hydratation est un phénomène thermoactivé. En effet, plus la température est élevée, plus la réaction est accélérée. Par conséquent, les propriétés du béton qui résultent de l'hydratation du ciment dépendent de l'histoire des températures au cours de la réaction. Cette dépendance est principalement importante au jeune âge. Selon certaines études [Bent77], la température influence également la morphologie et la microstructure des produits de la réaction d'hydratation. Ces effets peuvent entraîner une diminution de la résistance à long terme du béton lorsque la température de mûrissement augmente [Verb68].

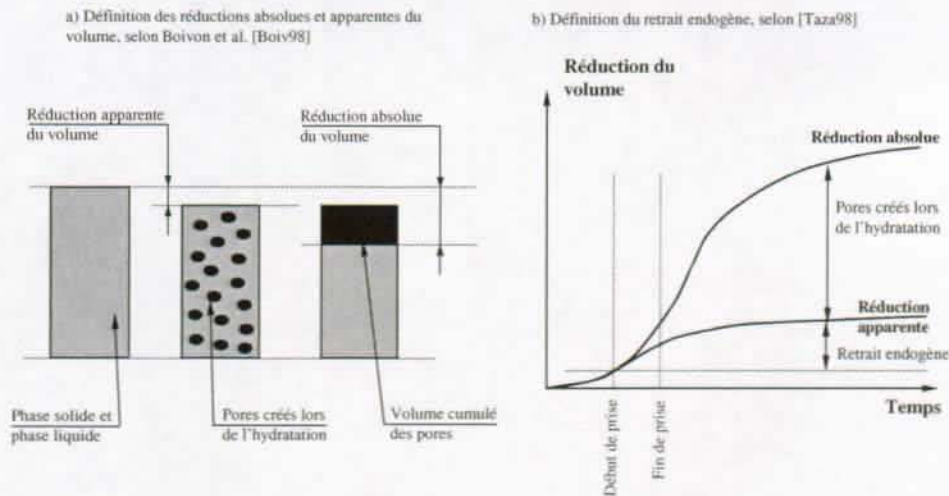


Figure 2.7: a) Définition des réductions de volume absolues et apparentes au cours de l'hydratation du ciment [Boiv98] et b) définition du retrait endogène [Taza98]

Le volume molaire total des produits d'hydratation du ciment est inférieur de l'ordre de 8 à 12 % [LeCha1900] [Buil90] à celui des composants initiaux (ciment non hydraté et eau de gâchage). Cette réduction absolue du volume survenant au cours de l'hydratation est connue sous le nom de *contraction Le Châtelier* [LeCha1900] et ne dépend pas du rapport e/c .

Avant le début de la prise (voir figure 2.7 b), tirée de [Taza98]), le volume de ciment frais est une suspension dense dont la forme extérieure s'adapte aux variations absolues de volume des constituants. A ce stade, la contraction Le Châtelier n'est donc pas entravée et les réductions absolues et apparentes du volume sont identiques et proportionnelles au degré d'hydratation du ciment. A partir du début de la prise, la contraction Le Châtelier est progressivement entravée par la formation d'un squelette minéral de CSH. De plus, l'hydratation, consommatrice de molécules d'eau, provoque une diminution de la teneur en eau liquide dans un espace entravé qui, par conséquent, devient poreux (voir figure 2.7 a), tirée de [Boiv98]). De ce point de vue, la réduction apparente du volume de la pâte de ciment est donc inférieure à la réduction absolue de volume prévue par la contraction Le Châtelier [Acke88]. Signalons encore qu'étant donné que l'eau ne peut plus occuper tout le volume qui lui est offert, une phase gazeuse apparaît dans les pores, ainsi que des ménisques aux interfaces liquide-gaz. Des tensions capillaires dues à la présence des ménisques provoquent une mise en compression du squelette minéral rigide qui contribue aux réductions absolues et apparentes du volume au cours de l'hydratation. Cette réduction de volume supplémentaire est appelée le *retrait d'autodessiccation* de la pâte de ciment [Buil90] [Hua92] [Baro94]. De plus, il est observable lorsque l'éprouvette n'est pas en contact avec une source d'eau extérieure. D'après Buil [Buil90], la contraction Le Châtelier ne peut pas être dissociée du retrait d'autodessiccation. En fait, elle en constitue même le moteur [Hua92].

Si les déformations d'un élément de béton sont entravées au cours de l'hydratation, c'est principalement la réduction apparente du volume qui provoque l'apparition de contraintes de traction pouvant conduire à la fissuration de l'élément. Par conséquent, cette réduction apparente de volume, comptée à partir du début de la prise, est définie comme étant le *retrait endogène* du béton [Taza98] [Gagn99].

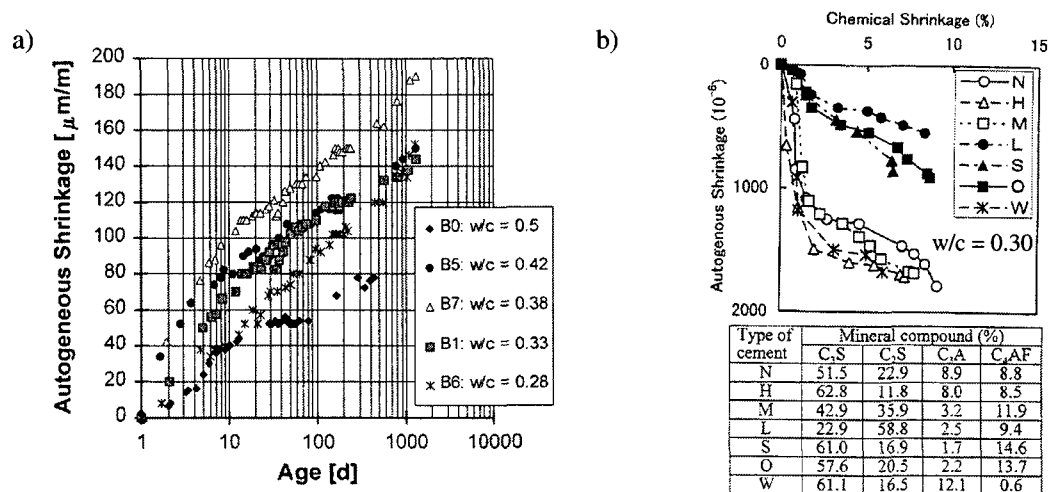


Figure 2.8: a) Retrait endogène à long terme, d'après [LeRo96] et tiré de [Ulm99] et b) influence des constituants du clinker sur l'amplitude finale du retrait endogène, d'après [Taza98]

Les phénomènes physiques à l'origine du retrait endogène sont donc, à court terme, la contraction Le Châtelier [Acke88] et l'autodessiccation de la pâte de ciment [Hua92]. Les travaux de Hua [Hua92] mettent en évidence l'existence d'un retrait endogène à long terme de la pâte de ciment. Ce phénomène est attribué à un fluage de la pâte de ciment provoqué par la mise en compression du squelette minéral par les tensions capillaires. Les mesures de Le Roy [LeRo96], illustrées à la figure 2.8 a), mettent en évidence que la contribution de ces trois phénomènes physiques engendre un retrait endogène dont l'évolution n'est pas encore terminée lorsque l'âge du béton a atteint mille jours. Il est intéressant de noter que les mesures de Le Roy illustrent que l'amplitude du retrait endogène n'augmente pas forcément avec la diminution du rapport e/c. En effet, le retrait endogène mesuré pour le béton B6 (e/c = 0.28) est plus faible que celui des bétons B5 et B7 (e/c = 0.42 et e/c = 0.38 respectivement). Ceci peut en partie s'expliquer par les résultats illustrés à la figure 2.8 b), tirée de [Taza98]. En effet, la proportion des différents composants du clinker moulu influence de manière importante l'amplitude du retrait endogène d'une pâte de ciment pour un rapport e/c donné. Les résultats de la figure 2.8 b) démontrent qu'un clinker qui contient une plus faible proportion d'aluminates (C₃A et C₄AF) et une plus grande proportion de bélite (C₂S) conduira à l'obtention d'une pâte de ciment présentant un retrait endogène plus faible. Ajoutons encore que les tensions capillaires qui provoquent le retrait endogène étant plus grandes lorsque le diamètre moyen des pores diminue, l'ajout d'ultrafines provoque une augmentation de l'amplitude de ce retrait [Taza98].

Pour un béton de ciment Portland traditionnel sans ajouts d'ultrafines, les résultats illustrés à la figure 2.8 a) (béton B5, e/c = 0.42) montrent que l'amplitude du retrait endogène peut atteindre 150 $\mu\text{m/m}$. Il faut ajouter que les mesures de Le Roy ont débuté lorsque le béton a atteint un âge de vingt-quatre heures. D'autres travaux [Lap194] [Char99] [Glis00] permettent d'estimer que, pour un même type de béton, le retrait endogène peut atteindre une valeur de 100 $\mu\text{m/m}$ à vingt-quatre heures et que cette valeur ne représente que 40 à 50 % du retrait endogène total à long terme.

Pour des informations plus détaillées sur l'hydratation du ciment Portland, le lecteur intéressé peut se référer à [Breu91] [Baro94] [Taza98] [Baro00].

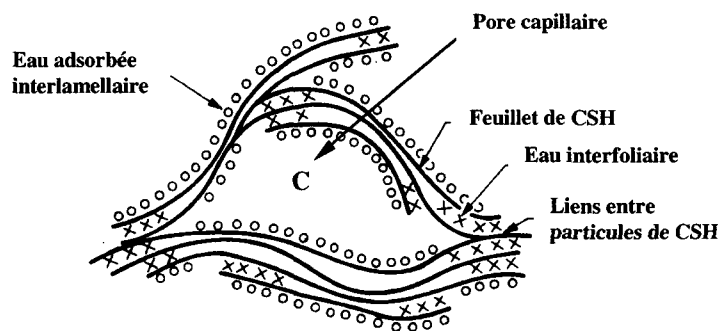


Figure 2.9: Représentation schématique de la structure de la pcd selon Feldman et Sereda [Feld68]

Structure interne de la pâte de ciment durcie (pcd)

Comme nous le verrons par la suite, la connaissance de la structure interne de la pcd et ses différentes échelles de porosité sont essentielles afin d'être en mesure d'identifier les phénomènes physiques à l'origine du retrait de séchage du béton, de son comportement visqueux et de sa microfissuration.

La microstructure de la pâte de ciment durcie (pcd) est constituée d'un *solide poreux* et de *phases liquide et gazeuse* présentes dans les pores. L'état de nos connaissances ne nous permet pas de connaître avec certitude la composition exacte de la pcd. De ce fait, une représentation approchée, telle que celle proposée par Feldman et Sereda [Feld68] à la figure 2.9, est suffisante pour décrire la microstructure de la pcd. La phase solide poreuse est constituée principalement par des *feuillets de CSH* et des cristaux plus grossiers de *Portlandite* qui ne sont pas représentés à la figure 2.9. Si la pâte de ciment n'est pas complètement hydratée, des grains de ciment anhydre peuvent également être présents. La figure 2.10, tirée de [Hans86], illustre l'influence du rapport e/c , du degré d'hydratation et du traitement de cure sur la formation de la structure interne de la pcd. De plus, ces résultats montrent que la porosité diminue lorsque le rapport e/c diminue.

Différentes échelles de porosité existent à l'intérieur de la pcd. Elles sont décrites à la figure 2.11 tirée de [Breu91] et adaptée par [Guen97]. Les *pores capillaires* sont les espaces intergranulaires initialement occupés par l'eau de gâchage et qui n'ont pas été comblés par les CSH. Ce sont les pores les plus grossiers (mésopores, macropores). Les *pores des hydrates* sont des espaces interfoliaires pouvant être qualifiés de nanopores. Leur rayon caractéristique (environ 17 Å) est indépendant de la formulation du béton et de l'avancement de l'hydratation [Baro94].

L'amplitude du retrait de séchage du béton dépend de la liaison entre l'eau et la microstructure de la pcd. En effet, différents types d'eau sont présents dans la pcd. Tout d'abord, l'*eau chimiquement liée*. Cette eau est combinée aux CSH et en fait partie intégrante. De plus, elle n'est plus considérée comme faisant partie de la phase liquide du matériau. Ensuite, l'*eau adsorbée* est constituée par les premières couches de molécules d'eau soumises aux champs de forces électriques des CSH. En fonction de l'énergie de liaison, deux types d'eau adsorbée peuvent être distingués : l'*eau adsorbée interfoliaire*, intervenant dans la cohésion intrinsèque des lamelles de CSH, et l'*eau adsorbée interlamellaire*, soumise aux champs de forces créés par les lamelles. Finalement, l'*eau libre*, qui échappe aux forces superficielles des particules solides. Cette eau, en excès par rapport à l'eau nécessaire à l'hydratation, occupe les pores capillaires.

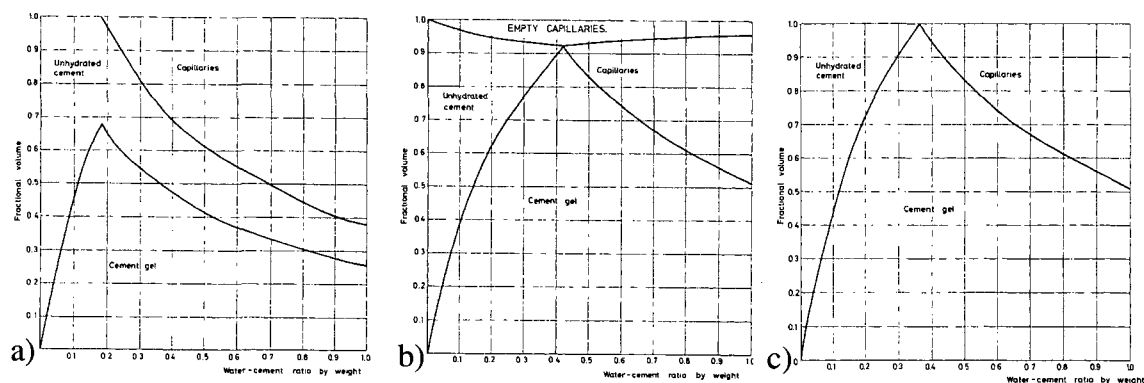


Figure 2.10: Répartition volumique d'une pcd en fonction du degré d'hydratation et du traitement de cure selon Hansen [Hans86] ; a) pcd hydratée à 50 % et très mauvaises conditions de cure ; b) pcd protégée du séchage jusqu'à hydratation complète ; c) pcd faisant sa cure dans l'eau et hydratée à 100 %

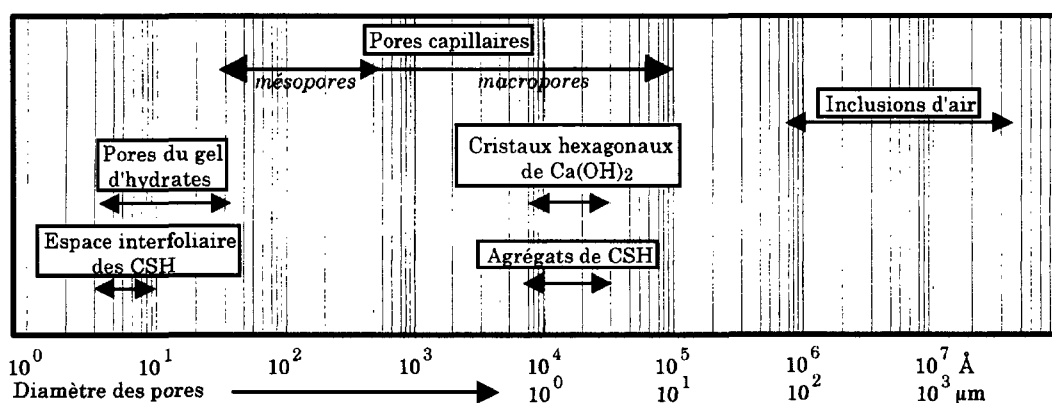


Figure 2.11: Différents ordres de grandeur impliqués dans la pcd (d'après [Breu91] et adapté par [Guen97])

Interfaces inclusions et pâte de ciment

Le comportement mécanique d'un béton traditionnel étant fortement influencé par sa nature composite [Wang94], il paraît judicieux de décrire la structure de la zone d'interface entre les inclusions et la pâte de ciment.

La structure de la pcd à proximité des inclusions diffère quelque peu de la structure en son coeur. Etant donné la taille des grains de ciment, il est impossible pour ces derniers de venir se plaquer contre les granulats relativement plus gros sans augmenter localement la densité d'espaces vides (effet de paroi). Par conséquent, cette zone d'interface, appelée également *auréole de transition*, comporte une porosité deux à trois fois plus élevée que celle d'une pâte sans granulat [Scri88] sur une épaisseur de l'ordre de $20\ \mu\text{m}$. D'après Jennings [Jenn92], l'auréole de transition présente une couche de 2 à $3\ \mu\text{m}$, en contact avec le granulat, plus riche en cristaux de Portlandite et d'ettringite que le coeur de la pâte de ciment. En cours d'hydratation, l'eau de gâchage, remplissant les espaces vides entre les grains de ciment, se sature progressivement en Portlandite. Il s'ensuit une précipitation de cette dernière dans les pores de l'auréole de transition. Les cristaux de Portlandite ont tendance à s'empiler contre la paroi du granulat.

De par sa plus grande porosité et la présence des gros cristaux de Portlandite, cette zone est mécaniquement plus faible que la pcd et le granulat qu'elle sépare.

D'après Saucier [Sauc90], l'ajout de fumées de silice est reconnu pour faire disparaître l'auréole de transition. Ceci s'explique par l'effet de remplissage (effet de filler) joué par les fumées de silice, lesquelles empêchent la précipitation des cristaux de Portlandite au droit de l'interface et favorisent la croissance simultanée de tous les produits d'hydratation.

D'après Carles-Gibergues et al. [Carl93], de fortes similitudes sont mises en avant expérimentalement entre la nature chimique de l'auréole de transition (granulat-pâte de ciment) et celle de l'interface entre deux bétons d'âges différents. Les mêmes empilements de cristaux de Portlandite ont été mis en évidence, ainsi qu'une augmentation locale de la porosité.

2.4 Mécanismes de séchage de la pâte de ciment

La consommation de l'eau par la réaction d'hydratation provoque une diminution de l'humidité relative des pores qui peut atteindre 5 à 10 % pour un béton ordinaire [Grang96] et 30 à 40 % [Baro94] [Taza98] pour un béton dont le rapport e/c a été diminué à l'aide de superfluidifiants et d'ultrafines. Lorsque l'humidité relative du milieu ambiant dans lequel se trouve ensuite un élément de béton est inférieure à l'humidité relative de ses pores, l'éventuel excès d'eau contenu dans la pcd se vaporise. Dans ce cas, l'élément subit un séchage qui engendre des *déformations de retrait*.

Les mécanismes à l'origine du retrait de séchage ont été classés par Wittmann [Witt82] en deux catégories : à savoir les *mécanismes réels* et les *mécanismes apparents*. Les mécanismes réels, traités ci-dessous au niveau microscopique, sont associés à la pcd et peuvent être considérés comme des propriétés du matériau indépendantes de la taille et de la forme de l'éprouvette. Lorsque les mécanismes réels sont pris en compte aux niveaux mésoscopique et macroscopique, des phénomènes apparents modifient les déformations dues au séchage. Deux mécanismes apparents, indissociables du retrait de séchage d'un élément de structure, seront développés au paragraphe 2.6, à savoir l'*effet de la taille de l'éprouvette* et l'*effet de structure* lié à la microfissuration de la peau [Acke88] d'un élément.

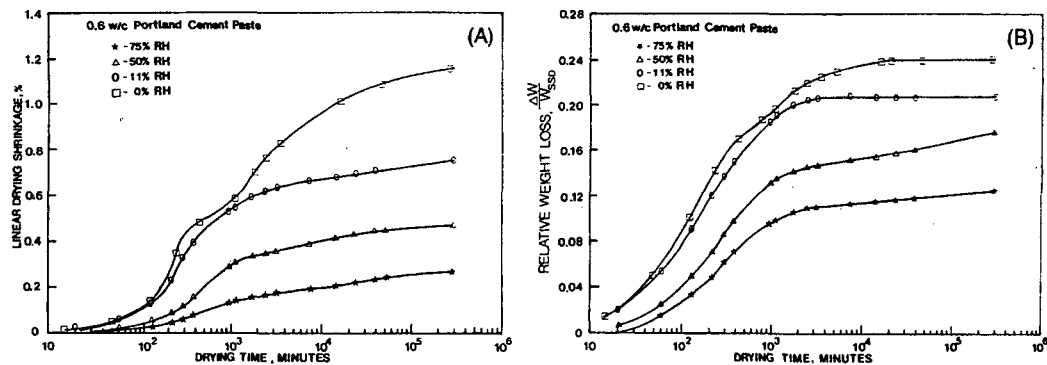


Figure 2.12: Retrait de séchage et pertes en eau d'une pâte de ciment (rapport $e/c = 0.6$) en fonction du temps, tiré de [Hans87]

Mécanismes réels

Les mécanismes réels à l'origine du retrait de séchage sont en relation avec l'eau qui se trouve en interaction avec le squelette rigide de la pcd. Hansen [Hans87] a mesuré le retrait de très petites éprouvettes de pcd². Les figures 2.12 a) et b) présentent respectivement le retrait de séchage et la perte en eau d'éprouvettes de pcd ($e/c = 0.6$) en fonction du temps et de l'humidité relative ambiante. Il est intéressant de noter que, durant les cent premières minutes, la perte en eau est déjà importante alors que la déformation produite reste très faible. Ceci s'explique par le fait que c'est l'eau libre contenue dans les macropores qui s'échappe en premier.

De manière similaire aux processus liés au retrait d'autodessiccation, une phase gazeuse apparaît lors de la vaporisation de l'eau, ainsi que des ménisques aux interfaces liquide-gaz. L'amplitude des tensions capillaires dues à la présence des ménisques dépend de la dimension des pores. Plus cette dimension est faible, plus les tensions capillaires sont élevées. L'équilibre de la pcd étant garanti par une mise en compression de son squelette, l'amplitude du retrait est fonction de celle des tensions capillaires. Ce mécanisme, appelé *retrait capillaire* de la pcd, est surtout effectif pour des humidités relatives ambiantes supérieures à 40 %. D'après Young [Youn88], l'effet du retrait capillaire devient important lorsque les pores capillaires, de diamètre inférieur à 35 nm (mésopores), se vident. Les figures 2.13 a) et b) présentent l'influence du rapport e/c de la pcd sur la relation entre la perte en eau et le retrait de séchage. Pour une pcd peu poreuse (à faible rapport e/c), la relation entre la perte en eau et le retrait de séchage est quasiment linéaire. Pour une pcd présentant plus de macropores (rapport e/c plus élevé), la relation ne devient linéaire qu'une fois que les "gros" pores se sont vidés. Avant cela, la valeur du retrait de séchage est faible.

A ce stade, il est plus aisé de comprendre l'influence de l'âge à partir duquel commence le séchage sur l'amplitude de la déformation induite. En effet, plus cet âge est élevé, plus la mise en compression du squelette entraîne de faibles déformations étant donné la plus grande rigidité de la phase solide de la pcd. De plus, avec l'avancement de la réaction d'hydratation, la quantité d'eau évaporable diminue. Par contre, le diamètre moyen des pores capillaires diminue avec

²Les éprouvettes sont des lamelles de 2.3 mm de largeur et de 76 mm de longueur. Avec de telles dimensions, on peut supposer que les déformations dues au séchage sont libres de se produire et que l'on a bien accès aux mécanismes réels à l'origine du retrait de séchage.

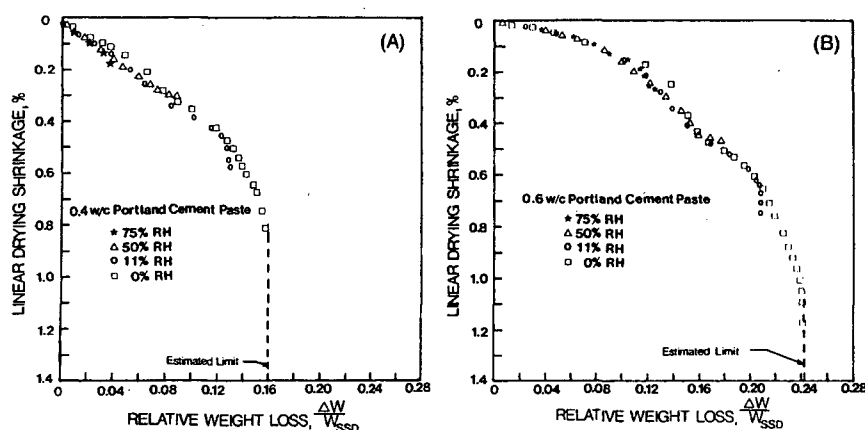


Figure 2.13: Relation entre la perte en eau et le retrait de séchage pour des pâtes de ciment de rapport $e/c = 0.4$ (A) et $= 0.6$ (B), tiré de [Hans87]

cet avancement, ce qui induit une augmentation importante des tensions capillaires et donc du retrait. Des essais réalisés par Alvaredo [Alva94] ont montré que le retrait de séchage augmente d'environ 40 % lorsque l'âge de mise en séchage passe de 3 à 7 jours. Ensuite, le retrait mesuré sur une éprouvette dont le séchage débute à 28 jours est quasiment équivalent à celui mesuré à partir de 7 jours.

Une fois que l'eau libre contenue dans les pores capillaires s'est évaporée, c'est au tour de l'eau adsorbée interlamellaire d'être vaporisée et de quitter la pcd. D'après Bazant [Baza72a], l'eau interlamellaire est présente dans deux zones distinctes présentées à la figure 2.14. Tout d'abord, les zones d'*adsorption libre* où l'eau est en contact avec la surface hydrophile de la phase solide de la pcd. Ensuite, les zones d'*adsorption gênée* qui correspondent aux espaces confinés entre deux lamelles de CSH. La mise en compression de la phase solide de la pcd par les effets capillaires provoque une augmentation de la pression de l'eau dans les zones d'adsorption gênée. Afin de retrouver un état d'équilibre thermodynamique, une migration de l'eau des zones d'adsorption gênée vers les zones d'adsorption libre se produit. Dans le même temps, on peut admettre que l'épaisseur du film d'eau dans la zone d'adsorption libre n'augmente pas, car l'apport d'eau dû à la migration est compensé par une vaporisation due au déséquilibre hydrique des pores capillaires. Ferraris et Wittmann [Ferr87] ont mis en évidence les différentes forces qui agissent entre deux particules solides séparées par un film d'eau. En plus d'une force attractive de type "Van der Waals", une force répulsive est présente à partir d'une humidité relative des pores de 40 %. L'intensité de cette force répulsive augmente avec l'humidité relative. Par conséquent, lorsque l'eau migre des zones d'adsorption gênée vers les zones d'adsorption libre, l'épaisseur du film d'eau diminue et l'intensité de la force répulsive également. Les variations dimensionnelles relatives à ce mécanisme réel constituent le *retrait par variation de la pression de disjonction* [Derj33].

Pour des humidités relatives inférieures à 40 %, le retrait est dû essentiellement à la *variation de la tension de surface* de la phase solide de la pcd. A ce stade, c'est la désorption surfacique³ qui est prédominante. Les tensions de surface de la phase solide de la pcd, fortement hydrophile,

³De l'eau interlamellaire dans les zones d'adsorption libre, puis de l'eau interfoliaire pour une humidité relative inférieure à 11 %.

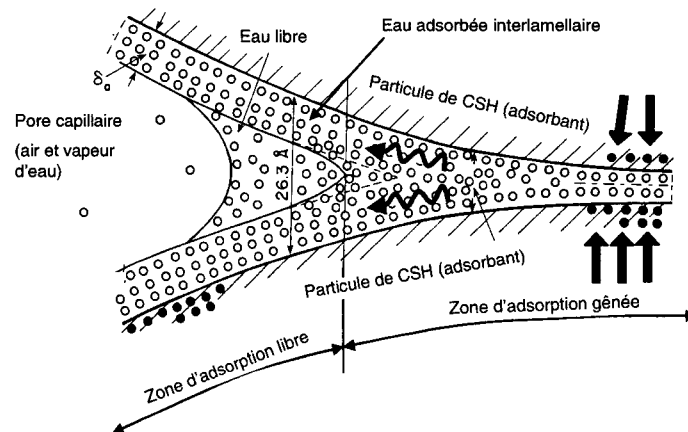


Figure 2.14: Eau adsorbée interlamellaire dans les zones d'adsorption libre et gênée, adapté d'après [Youn88]

augmentent lorsque l'épaisseur du film d'eau adsorbée et l'humidité relative des pores diminuent. Une augmentation des tensions de surface du solide provoque son raccourcissement et donc, au niveau macroscopique, un retrait de la pcd.

2.5 Capacité totale de déformation du béton

Après avoir étudié la nature des principales sollicitations qui influencent le comportement à long terme des éléments hybrides, il est nécessaire de s'intéresser à la réponse du béton à ces déformations imposées. Etant donné que ces dernières sont principalement des retraits empêchés, la suite de ce paragraphe traite du comportement en traction du béton et du phénomène de propagation de la fissuration. L'objectif est de mettre en évidence la capacité de déformation du béton en traction tout d'abord pour une sollicitation quasi-statique, puis en tenant compte de l'histoire des déformations imposées.

Dans cette thèse, le découpage des chapitres laisse penser que le comportement mécanique en traction, et notamment la fissuration, n'influence pas les phénomènes physiques à l'origine des sollicitations retenues. On peut toutefois noter que Bazant et al. [Baza86] ont démontré que l'augmentation du coefficient de diffusion hydrique du béton est fonction du cube de l'ouverture des fissures et de l'inverse de leur espacement. Dans le cas du retrait de séchage, Granger [Grang96] a établi que cette influence est quasiment négligeable et que la prise en compte de ce couplage n'est pas primordiale. L'influence physique de la microfissuration sur les phénomènes de transport thermique et hydrique du béton ne sera pas abordée dans ce travail.

2.5.1 Le comportement quasi-statique

Le comportement *quasi-statique* du béton correspond à sa réponse à des sollicitations dont la vitesse est suffisamment lente pour que les effets dynamiques soient négligeables et suffisamment rapide pour que les effets visqueux le soient également. Ce comportement est observé pour des taux de déformation $\dot{\epsilon}$ proches de 10^{-6} s^{-1} .

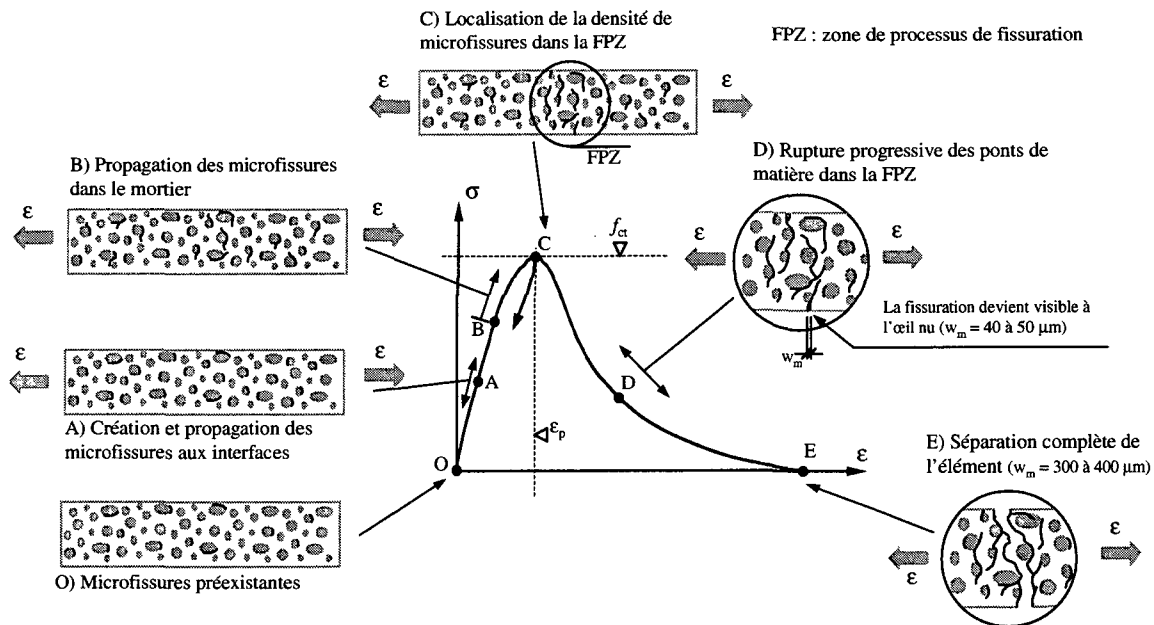


Figure 2.15: Représentation schématique du comportement quasi-statique du béton en traction et de la progression de la fissuration

Description du comportement :

Une revue bibliographique détaillée relative à la mise en évidence expérimentale de la propagation de la fissuration dans un matériau granulaire à matrice cimentaire peut être consultée dans la thèse de Denarié [Dena00]. Dans ce qui suit, seuls les principaux phénomènes seront rappelés.

Comme point de départ, il faut admettre que le béton est un matériau granulaire qui présente des microfissures initiales aux interfaces entre les inclusions les plus grossières et le mortier. Ces microfissures initiales sont dues au fait que le retrait endogène de la pâte de ciment est entravé au jeune âge par la présence des inclusions et aux effets de ressuyage lors de la mise en place du béton. Précisons que d'après Sunderland et al. [Sund95], la densité de ces microfissures est faible pour un béton de structure.

Lorsque un élément de béton est soumis à une augmentation de la déformation moyenne ϵ imposée axialement, la capacité du béton à transmettre des efforts est activée. Ce comportement macroscopique est décrit à la figure 2.15 par la loi $\sigma - \epsilon$, pour une valeur de σ qui correspond à la contrainte moyenne agissant sur chaque section de l'élément. Lorsque la déformation axiale imposée ϵ augmente, trois mécanismes distincts du développement de la fissuration [Hsu63] accompagnent l'augmentation de la contrainte σ :

- le premier mécanisme est lié à la *création et à la propagation de microfissures aux interfaces* entre les inclusions les plus grossières et le mortier. Ce mécanisme s'active aux alentours du point A qui correspond à un niveau valant entre 20 et 40 % de la contrainte maximale f_{ct} que l'élément peut transmettre [Alku75]. Dans le cas de la traction directe, f_{ct} correspond à la résistance à la traction du béton ;

Type	Ouverture	Nature	Réf.
Submicrofissures	$w_m \ll \mu m$	au coeur de la pcd	[Atti87]
Microfissures	$1 \mu m < w_m < 40 \text{ à } 50 \mu m$	aux interfaces mortier - inclusions	[Maso67]
Macrofissures	$w_m > 40 \text{ à } 50 \mu m$	propagation dans le mortier	[Hill83]

Tableau 2.1: Classification des différents types de fissures

- le second a été mis en évidence par Attiogbe et Darwin [Atti87]. Il s'agit de la *création de submicrofissures au coeur même de la pâte de ciment durcie* (pcd). Ces fissures sont beaucoup plus petites que les microfissures et représenteraient entre 20 et 90 % de la déformation non-linéaire pré-pic de la pcd ;
- le troisième mécanisme est la *propagation de la microfissuration intergranulaire* dans le mortier enrobant les grains les plus grossiers. Il devient prépondérant à partir du point B qui correspond à un niveau valant entre 70 et 90 % de la contrainte maximale f_{ct} [Hsu63].

Au pic (point C), ces trois mécanismes aboutissent à la création d'un *réseau de microfissures interconnectées qui se localisent dans la zone de processus de fissuration* (FPZ). L'étendue de la FPZ dépend de la taille des inclusions [Brüh88] et des conditions aux limites du système étudié [Dena00].

Si, au point C, la limite de la capacité portante f_{ct} de l'élément de béton est atteinte, sa capacité de déformation ne l'est pas. En effet, l'élément peut encore s'adapter à des déformations supplémentaires en présentant les deux comportements suivants :

- les déformations supplémentaires se localisent dans la FPZ. Cette zone transmet des efforts par l'intermédiaire des *ponts de matière* situés entre les microfissures [VanM91]. Avec la rupture progressive de ces ponts de matière, la contrainte macroscopique σ diminue dans tout l'élément ;
- comme conséquence directe de la localisation de la microfissuration, la déformation du béton diminue en dehors de la FPZ.

Au point D, nous admettons que la progression de la fissuration dans la FPZ est telle qu'une fissure continue en surface devient visible à l'oeil nu. L'oeil humain perçoit une fissure lorsque son ouverture est de l'ordre de 40 à 50 μm . Après la rupture de tous les ponts de matière (point E), aucune contrainte ne peut plus être transmise par l'élément, qui peut alors être séparé en deux morceaux. Pour un béton de structure, ce stade est atteint lorsque l'ouverture de la fissure visible en surface dépasse 300 à 400 μm .

Classification des fissures :

Sur la base des mécanismes de croissance de la fissuration identifiés ci-dessus, trois types de fissures sont distingués au tableau 2.1 : *les submicrofissures, les microfissures et les macrofissures*. D'après Maso [Maso67], l'ouverture des microfissures est faible par rapport aux diamètres des plus grandes inclusions et importante par rapport aux dimensions des lamelles de CSH. Pour un béton de structure, leur longueur est de l'ordre du *mm* ou du *cm*. On parlera de macrofissures lorsque les fissures deviennent visibles à l'oeil nu. La longueur des macrofissures est de l'ordre du *dm* ou du *m*.

Amélioration du comportement à l'aide d'ajouts :

Les fumées de silice ou les cendres volantes : comme nous l'avons vu au paragraphe 2.3, ces ajouts ont tendance à améliorer les propriétés mécaniques des interfaces entre les inclusions et la pâte de ciment. Si les interfaces deviennent suffisamment résistantes, des fissures intragranulaires peuvent être observées. A ce titre, ces ajouts contribuent à diminuer l'influence du premier mécanisme de propagation de la fissuration et à augmenter la limite de la capacité portante f_{ct} d'un élément de béton.

Les fibres : leur présence dans le mortier crée de nouvelles interfaces qui peuvent contribuer à favoriser le premier mécanisme de propagation de la fissuration. A ce titre, l'ajout de fibres peut donc augmenter la part de ϵ_p attribuable à la microfissuration.

Par la suite, l'intervention des fibres lors des différentes étapes du processus de fissuration dépend de leur *échelle d'action* [Ross87] :

- Un dosage élevé (> 2.0 % en volume) en fibres métalliques courtes de petit diamètre contrôle la propagation de la microfissuration due au troisième mécanisme (à partir du point B). Ce type de fibres permet de coudre les microfissures intergranulaires. On observe une augmentation de la contrainte f_{ct} et de la déformation ϵ_p atteintes au pic [Ross98] (voir figure 2.16). Un effet similaire est observé pour des fibres non métalliques dont l'adhérence au mortier est élevée. Des bétons à forts dosages (> 1.5 % en volume) en fibres de fonte amorphe [Grand93] ou en fibres de polyéthylène [Li95] font partie de cette catégorie.
- Un dosage plus faible (entre 0.5 et 1.5 % en volume) de fibres métalliques longues contrôle la propagation des macrofissures dans la FPZ. Comme l'illustre la figure 2.16, l'action de ce type de fibres est plus tardive (au delà du point C) et n'influence quasiment pas la contrainte maximale f_{ct} . On observe une augmentation de la capacité portante résiduelle qui dépend du dosage en fibres et une déformabilité plus grande après le pic [Ross98]. Une longueur suffisamment grande ou des crochets aux extrémités des fibres permettent d'assurer leur ancrage correct dans le mortier. A l'extrême, la mise en oeuvre de barres d'armature dans le béton modifie le comportement d'un élément tendu de la même manière qu'un dosage important en fibres métalliques longues.

Une description plus détaillée de l'action des fibres métalliques sur le comportement mécanique du béton peut être consultée dans [Ross98].

2.5.2 Influence de l'histoire des déformations imposées

Comportement sous l'effet de sollicitations lentes :

Comme l'indique la figure 2.17, les taux de déformation correspondant aux effets d'hydratation et au séchage du béton varient entre 10^{-8} et $10^{-12} s^{-1}$, soit environ deux à six ordres de grandeur plus lents que la vitesse quasi-statique. Pour de tels taux de déformation, on peut supposer que les effets visqueux permettent d'augmenter de manière significative la capacité de déformation en traction du béton. La figure 2.17 tente de schématiser l'influence du taux de déformation sur le comportement mécanique en traction du béton.

En traction directe, l'influence du taux de déformation a surtout été étudiée pour des taux plus élevés que $10^{-6} s^{-1}$ [Körm86] [Curb87] [Brüh90] [Rein90]. Tous les résultats de ces essais

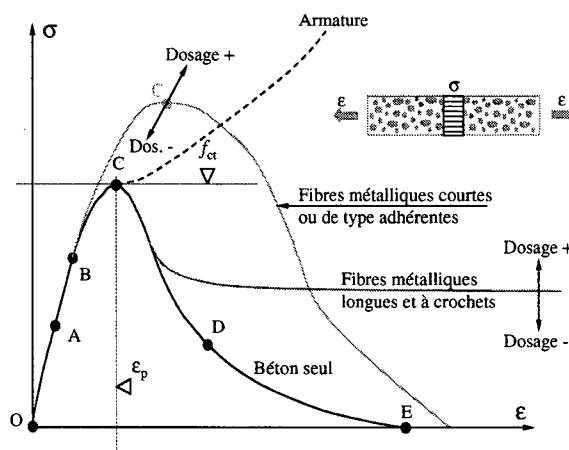


Figure 2.16: Amélioration du comportement à la traction du béton à l'aide de fibres

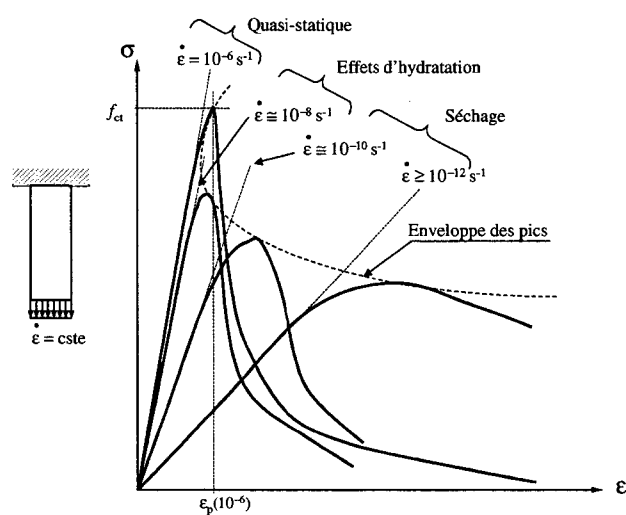


Figure 2.17: Représentation schématique de l'influence du taux de déformation sur le comportement mécanique en traction du béton

s'accordent pour démontrer que la contrainte maximale f_{ct} et la déformation ϵ_p atteintes au pic diminuent lorsque le taux de déformation devient plus lent. Il en est de même pour l'énergie spécifique G_F qu'il faut fournir pour rompre l'éprouvette.

A l'aide d'essais de flexion réalisés à des taux de déformation de $1,6 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$, Wittmann et al. [Witt87b] ont montré que, comparativement à la valeur quasi-statique, la contrainte maximale atteinte au pic diminue d'environ 20 % et que le module d'élasticité diminue de 12 %. Avec la décroissance du taux de déformation, les auteurs ont mis en évidence que l'énergie de rupture G_F passe par un minimum, puis augmente à nouveau. Par rapport à la valeur minimale de G_F , ils ont observé une augmentation de 10 % pour les taux de déformation les plus lents. Notons encore que cette augmentation dépend du type d'essais réalisés. Ce résultat a été confirmé par Hansen [Hans91] et par Bazant et Gettu [Baza92] pour des taux de déformation diminuant de 10^{-4} à $5,3 \cdot 10^{-10} \text{ s}^{-1}$. On prendra garde que la notion de G_F englobe à la fois l'énergie dissipée par la propagation de la fissuration et celle par viscosité volumique. Cette dernière contribution peut expliquer l'augmentation de G_F observée pour les taux de déformation les plus lents.

Saucier [Sauc90] a réalisé des essais de traction lente en imposant une augmentation constante de la force imposée. Les taux de déformation correspondants varient entre $4,6 \cdot 10^{-7}$ à $3,9 \cdot 10^{-9} \text{ s}^{-1}$. En moyenne, les essais les plus lents ont mis en évidence une augmentation de 40 % de la déformation au pic ϵ_p .

En conclusion, il semble que la contribution des effets visqueux ne soit pas suffisante pour augmenter de manière significative la capacité de déformation en traction du béton lorsque le taux de déformation imposé est supérieur ou égal à $5 \cdot 10^{-10} \text{ s}^{-1}$. A la connaissance de l'auteur, aucun résultat expérimental n'est disponible pour des taux de déformation inférieurs à $5 \cdot 10^{-10} \text{ s}^{-1}$ qui correspondent aux valeurs attendues lorsque les déformations sont dues au séchage.

Description du comportement viscoélastique :

Définitions : On parle du *fluage* du béton lorsqu'une contrainte moyenne constante est imposée sur un élément de béton afin de mesurer l'évolution de ses déformations. Si ce même comportement est étudié en imposant un état constant de déformation et en suivant l'évolution des contraintes induites dans l'élément, on parle de *relaxation* du béton.

Lorsque des essais de fluage ou de relaxation ont lieu alors que les échanges d'humidité et de température entre le béton et son environnement sont empêchés, on parle de fluage ou de relaxation *propres*. Dans le cas où les échanges hydriques sont possibles, Pickett [Pick42] (pour le séchage) et Gamble et Parrott [Gamb78] (pour le mouillage) ont montré que le fluage mesuré en compression est augmenté d'une nouvelle composante : le *fluage transitoire hydrique*. Domone [Domo74] et Bissonnette [Biss96] ont mis en évidence un phénomène identique en traction. Le fluage transitoire hydrique sera discuté au niveau d'un élément de structure au paragraphe 2.6. Lorsque les échanges thermiques sont possibles, Parrott [Parr79] a mis en évidence l'existence d'un phénomène similaire : le *fluage transitoire thermique*. La combinaison des fluages ou relaxations propres et transitoires constitue le *fluage total* ou la *relaxation totale* du béton.

Sur la base de la cinétique des déformations mesurées au cours d'un essai de fluage, trois phases sont souvent distinguées. Tout d'abord, le *fluage primaire* ou fluage à court terme durant lequel le taux de déformation diminue. Ensuite, le *fluage secondaire* ou fluage à long terme durant lequel le taux de déformation est quasiment constant. Si la sollicitation est suffisamment élevée, une troisième phase se manifeste, le *fluage tertiaire*, durant laquelle le taux de déformation augmente fortement jusqu'à la rupture.

Les phénomènes responsables du fluage propre : Ward [Ward69] a identifié des phénomènes purement visqueux qui affectent aussi bien le fluage propre en compression que le fluage propre en traction. Les explications les plus récentes de ces phénomènes sont données par Ulm et Acker [Ulm97]. Tout d'abord, le fluage propre primaire est attribué à la *microdiffusion de l'eau dans les pores capillaires*. Le temps caractéristique de ce phénomène est de quelques jours. Ensuite, le fluage propre secondaire est dû à un *mécanisme de glissement de type dislocation* dans les nanopores des hydrates du ciment.

Une synthèse bibliographique relative au comportement viscoélastique en traction du béton peut être consultée dans [Nevi83] [Biss96]. La plupart des facteurs, tels que l'âge du béton, le rapport e/c, la température ou l'humidité, ont une influence similaire, que le fluage propre soit considéré en compression ou en traction [Ills65]. Une *exception importante* a été mise en évidence par Ward [Ward69] et Bissonnette [Biss96] relative à la proportion de la pâte de ciment dans le béton. En compression, plus le volume de pâte est faible, plus l'amplitude des déformations viscoélastiques diminue [Nevi95]. En traction, le phénomène inverse se produit. Cela s'explique en partie par le fait qu'avec la diminution du volume de pâte, la surface spécifique des interfaces entre les granulats et la pâte de ciment augmente. Il semble donc que ces interfaces soient la cause d'un fluage en traction plus élevé. Ce résultat confirme l'hypothèse de Ward [Ward69] qui stipule que la *microfissuration* participe de manière non négligeable au fluage propre en traction du béton. Pour des bas niveaux de sollicitation, la contribution de ces microfissures, localisées au niveau des interfaces entre les inclusions les plus grossières et le mortier, reste faible. Lorsque l'on se rapproche de la contrainte maximale f_{ct} atteinte au pic, les phénomènes purement visqueux perdent de leur influence et l'augmentation des déformations, observées au cours du fluage tertiaire, est principalement due à la progression des microfissures dans le mortier [Dena00].

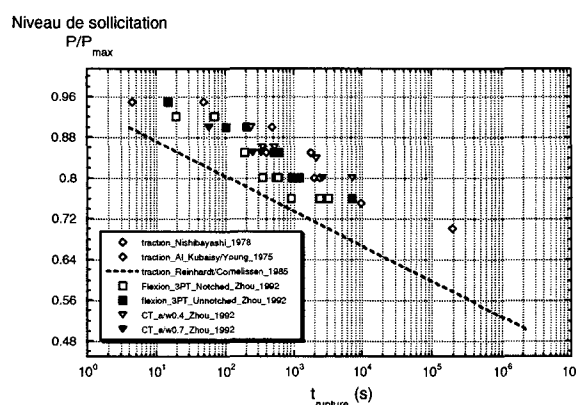


Figure 2.18: Temps de rupture en fonction du niveau de sollicitation soutenue et du type d'essais réalisés, tirée de [Dena00]

Rupture différée du béton : si le niveau de la sollicitation imposée au cours d'un essai de fluage est suffisamment élevé, la rupture différée d'un élément de béton peut être observée. La figure 2.18, tirée de [Dena00], illustre le temps de rupture en fonction du niveau de la sollicitation sur la base des résultats de Al-Kubaisy et Young [Alku75], Nishibayashi [Nish78], Reinhardt et Cornelissen [Rein85] et Zhou [Zhou92]. Ces résultats semblent indiquer qu'il existe une limite inférieure en dessous de laquelle la rupture ne peut plus être observée, même pour un temps

infiniment long. Selon les auteurs, cette limite varie entre 60 et 76 % de la contrainte maximale f_{ct} .

Carpinteri et al. [Carp97] ont réalisé des essais de fluage sur des éprouvettes partiellement endommagées. Pour un même niveau relatif de contrainte, le temps pour atteindre la rupture diminue avec l'augmentation de l'endommagement initial. Ils considèrent également que la loi $\sigma - \epsilon$, observée pour un taux de déformation quasi-statique, constitue la courbe enveloppe des ruptures en fluage.

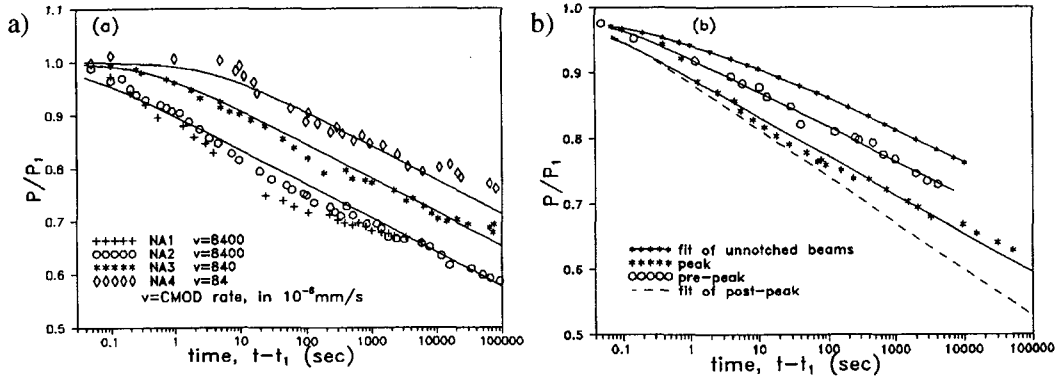


Figure 2.19: Relaxation relative du béton en fonction a) du taux de déformation initial pour un même niveau de sollicitation et b) du niveau du palier de relaxation (pré et post-pic) pour un même taux de déformation initial, d'après [Baza92]

Relation entre la relaxation et la microfissuration : Bazant et Gettu [Baza92] ont effectué des essais de relaxation avec différents programmes de sollicitation, le long de la courbe enveloppe de rupture, sur des éprouvettes de bétons entaillées soumises à de la flexion trois points. Les résultats de Bazant et Gettu [Baza92], illustrés à la figure 2.19 a), montrent que le taux initial de déformation, utilisé pour monter jusqu'au niveau voulu de relaxation, influence la relaxation mesurée. La relaxation relative est plus faible si le taux de déformation qui la précède est plus lent, et vice-versa. Pour un taux initial de déformation donné, les résultats de la figure 2.19 b) démontrent que l'amplitude de la relaxation relative dépend du niveau auquel elle est déclenchée. La relaxation relative pré-pic est plus grande lorsque le niveau auquel elle est initiée augmente. Son amplitude devient la plus grande lorsque le pic est atteint. La relaxation relative post-pic est plus importante qu'avant le pic. Les auteurs attribuent cette différence au comportement différé de la zone de processus de fissuration (FPZ). De plus, ce comportement post-pic ne semble plus dépendre du niveau auquel la relaxation est initiée.

A l'aide d'essais de fendage par coin, Denarié [Dena00] a réalisé des paliers de relaxation successifs déclenchés à différents niveaux sur la courbe enveloppe de rupture. En examinant les paliers successifs pré-pic de la figure 2.20 a), on remarque que les deux premiers respectent le comportement viscoélastique linéaire du béton, qui prédit que la relaxation du second palier est plus faible que celle du premier. On distingue ensuite un seuil de non-linéarité du comportement viscoélastique probablement dû à la propagation de la microfissuration. Ce seuil correspond à un niveau situé entre 48 et 60 % de la force maximale que l'éprouvette est capable de transmettre. La figure 2.20 a) illustre les relaxations relatives au voisinage immédiat du pic et après le pic. Ces résultats conduisent aux mêmes conclusions que celles obtenues par Bazant et Gettu. Bien que

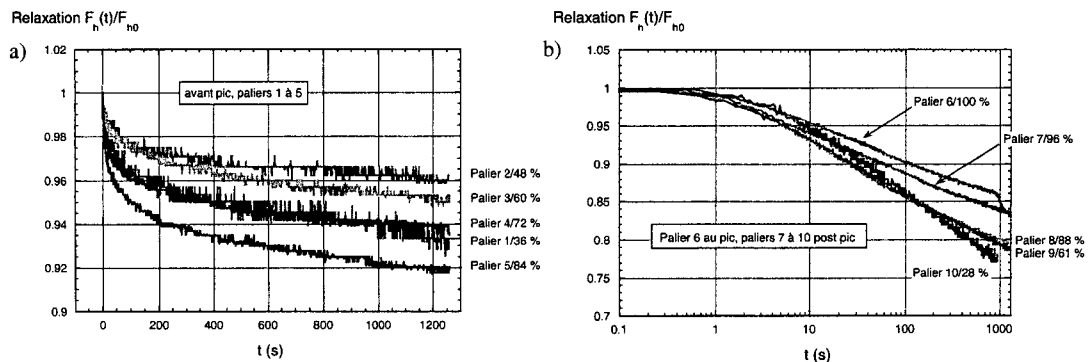


Figure 2.20: Relaxation relative du béton en fonction de l'histoire des paliers de relaxation, d'après [Dena00]

les relaxations relatives post-pic ne semblent pas dépendre significativement du niveau auquel elles sont initiées, Denarié a montré expérimentalement que, si ces relaxations relatives sont initiées en dessous de la courbe enveloppe, leur amplitude est fortement diminuée.

2.5.3 Définition d'un critère de déformation

Le choix d'un critère pour définir la capacité admissible de déformation ϵ_{lim} du béton en traction n'est pas évident. En effet, nous pourrions admettre intuitivement que cette caractéristique correspond à la déformation moyenne ϵ_p atteinte au pic (point C de la figure 2.15). Toutefois, étant donné que les sollicitations qui nous intéressent sont des déformations imposées, rien ne nous oblige à nous arrêter à un tel critère lié au phénomène de localisation. Une option pessimiste consisterait à admettre que la fissuration doit rester confinée aux interfaces entre les inclusions et le mortier, auquel cas $\epsilon_{lim} = \epsilon_B$. Une autre, plus optimiste, pourrait tolérer les microfissures tant qu'elles ne sont pas visibles à l'œil nu, auquel cas $\epsilon_{lim} = \epsilon_D$.

Le choix d'un critère judicieux doit être en rapport avec la fonction protectrice assignée à la nouvelle couche d'un élément hybride.

Facteurs influençant la fonction protectrice : cette fonction est assurée si la nouvelle couche peut être considérée comme étanche et si les barres d'armature présentes dans le support et dans la nouvelle couche sont protégées contre la corrosion. Mivelaz [Mive96] a montré expérimentalement que l'*étanchéité à l'eau* d'un élément de béton n'est pas influencée par la présence de fissures traversantes tant que leur ouverture⁴ reste inférieure à une valeur moyenne de $50 \mu m$. L'influence de la fissuration sur la protection des barres d'armature contre la *corrosion* reste aujourd'hui encore un *sujet controversé* [Fran99]. La plupart des réglementations actuellement en vigueur considèrent que le phénomène de corrosion des barres d'armature dépend de l'ou-

⁴Cette ouverture a été déterminée à l'aide de mesures locales de déplacements, relevées sur une distance qui correspond environ à la largeur de la zone de processus de fissuration. Au sens du modèle de Hillerborg [Hill83], ce type d'ouverture de fissure correspond à l'ouverture de la fissure fictive w_{sup} et non pas à l'ouverture d'une fissure visible en surface w_m . Les résultats de Jaccoud et al. [Jacc85] et de Mivelaz [Mive96] permettent d'estimer que l'ouverture de la fissure principale visible en surface w_m est environ 10 à 20 % inférieure à celle de la fissure fictive, telle qu'elle est définie plus haut.

verture de la fissure visible en surface w_m . La plupart de ces normes recommandent des valeurs maximales tolérées de w_m qui varient entre 100 et 300 μm selon l'exposition de l'ouvrage. Dans le même temps, de nombreux travaux de recherche, énumérés dans [Laur99] et [Fran99], permettent d'affirmer que l'ouverture de la fissure n'est pas un paramètre important tant que w_m est inférieur à 500 μm . En effet, les résultats de Francois et Arliguie [Fran99] démontrent que c'est l'*existence des fissures et non pas leur ouverture* qui influence le processus d'amorçage de la corrosion d'une barre d'armature. Ensuite, les produits de corrosion, encore pas assez volumineux pour faire éclater le béton d'enrobage, colmatent le fond de la fissure et les zones de décohésion entre l'armature et le béton. Ce colmatage freine considérablement le développement de la corrosion à cet endroit. La durée de cette phase dormante est en relation avec le temps que mettent les agents agressifs pour pénétrer au travers de la structure poreuse du béton d'enrobage. En fait, tout se passe comme si le béton ne présentait pas de fissures localisées et que la *densité des microfissures présentes dans tout le volume du béton d'enrobage* était le paramètre déterminant. Dans le cas d'un élément hybride, ce résultat est plutôt préoccupant. En effet, la présence du support favorise la répartition de la fissuration dans toute la nouvelle couche. Les éventuelles fissures sont plus nombreuses et moins ouvertes. De plus, comme nous le verrons au paragraphe 2.6.2, le séchage induit une microfissuration isotrope difficilement évitable sur toute la surface de la nouvelle couche. Hearn [Hear99] a montré que l'influence de cette microfissuration isotrope sur la perméabilité du béton d'enrobage est significativement plus marquée que celle d'une fissuration induite par des sollicitations mécaniques de service.

Critère retenu : sur la base des facteurs précédents et au vu du manque de critères clairs, nous admettons que la capacité admissible de déformation en traction de la nouvelle couche d'un élément hybride est atteinte lorsqu'elle est traversée de part et d'autre par une zone de processus de fissuration (FPZ) dont la somme de l'ouverture de toutes les microfissures que cette zone présente en surface est supérieure à 10 μm . Ce critère sévère a pour but de garantir une protection efficace contre la corrosion des barres d'armature présentes dans la nouvelle couche et dans le support. Ce critère n'a pas réellement une valeur quantitative. Il se justifie par son aspect qualitatif dont le but est de définir si une fissure traversante est présente ou non dans la nouvelle couche. De plus, ce critère permet de tenir compte d'une partie de la capacité de déformation par microfissuration du béton tendu. En outre, il fixe le domaine sur lequel des améliorations du comportement du béton en traction peuvent être intéressantes.

Par la suite, ce critère sera utilisé dans le cadre des simulations numériques réalisées à l'aide de l'outil d'analyse. Dans ce contexte, la somme de l'ouverture de toutes les microfissures présentes dans la FPZ est associée à l'ouverture de la fissure fictive au sens du modèle de fissuration décrit au paragraphe 4.2.8.

2.6 Comportement structural d'un élément hybride

Jusqu'ici, nous avons fait état des connaissances relatives aux principales sollicitations qui influencent le comportement à long terme des éléments hybrides et décrit la réponse du matériau à ces sollicitations. A ce stade, il devient nécessaire de transposer ces connaissances au niveau d'un élément de structure hybride. Il s'agit de faire apparaître les implications structurales relatives aux effets d'hydratation (paragraphe 2.6.1) et au séchage du béton (paragraphe 2.6.2). Ce pas permet également d'aborder les couplages entre le séchage et le comportement viscoélastique d'un élément de structure hybride (paragraphe 2.6.3).

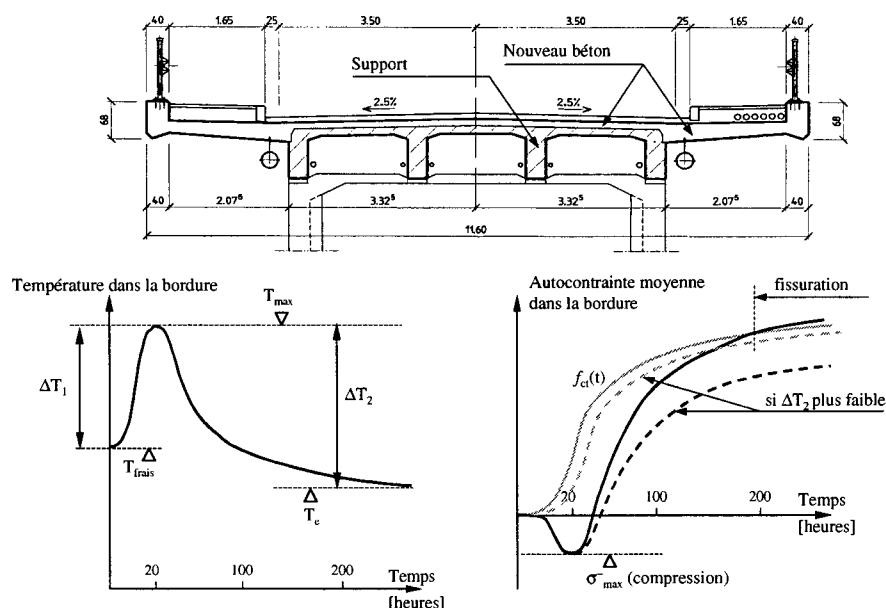


Figure 2.21: Effets thermiques au jeune âge lors de l'élargissement du tablier du pont du Javroz (canton de Fribourg, Suisse)

2.6.1 Comportement au jeune âge

Effets thermiques :

A titre d'exemple, la figure 2.21 illustre la coupe-type adoptée pour l'élargissement du tablier du pont du Javroz situé entre Bulle et Charmey dans le canton de Fribourg, en Suisse. Cet ouvrage appartient au réseau des routes cantonales et a fait l'objet d'une intervention entre 1998 et 2000. Le béton frais est mis en place sur le support existant à une température T_{frais} généralement dépendante des impératifs du fournisseur de béton et variant peu selon les saisons. Durant l'hydratation du nouveau béton, ce dernier atteint une température T_{max} qui dépend de la recette du béton, de la température initiale T_{frais} , de la température ambiante T_e , des dimensions de la nouvelle section et des conditions de cure. En effet, les moyens de cure mis en oeuvre peuvent avoir tendance à isoler thermiquement l'ouvrage. Lorsque l'hydratation se ralentit, le nouveau béton se refroidit pour atteindre une température d'équilibre T_e avec l'ambiance dans laquelle se trouve l'ouvrage.

Durant la *phase d'échauffement*, le gonflement du nouveau béton est entravé par le support par l'intermédiaire de l'interface entre les deux bétons. L'autocontrainte moyenne de compression σ_{max}^- atteinte au pic de température reste modérée étant donné la faible valeur du module d'élasticité à cet âge. Durant la *phase de refroidissement*, le retrait de la nouvelle couche est également entravé, ce qui provoque une inversion du signe de l'autocontrainte moyenne dans le nouveau béton. Le module d'élasticité étant plus grand durant le phase de refroidissement, les autocontraintes engendrées sont plus importantes que celles induites durant l'échauffement. Par conséquent, à la fin du cycle thermique, le nouveau béton est sollicité par un état interne d'*autocontraintes* de traction (voir figure 2.21).

L'amplitude de ces *autocontraintes* de traction dépend de l'évolution de la différence de température entre le vieux et le nouveau béton et du degré d'entrave des déformations de la nouvelle section.

Pour un degré d'entrave donné et en admettant que le support ne subit aucune variation de température, l'amplitude de l'*autocontrainte moyenne* de traction, calculée en négligeant l'effet du fluage au jeune âge, est fonction de :

$$\sigma_{\sim 300 \text{ heures}}^+ = f(\Delta T_2 = T_{\text{frais}} + \Delta T_1 - T_e) \quad (2.7)$$

Dans le cas d'un bétonnage hivernal où la température du béton frais T_{frais} vaut 15°C , la température ambiante $T_e = 5^\circ\text{C}$ et l'échauffement du béton ΔT_1 environ 20°C , l'autocontrainte théorique à la fin du refroidissement vaut 7.5 N/mm^2 en admettant un module d'élasticité moyen durant le refroidissement de 25000 N/mm^2 et un coefficient de dilatation de $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. Dans de telles conditions, une fissuration traversante de la nouvelle couche semble inévitable. Ce type de fissures est fréquemment rencontré in-situ [Krau96] [Paul97] [Ducr97].

Dans le but de maîtriser les effets thermiques, on peut tenter d'influencer les trois températures suivantes :

- La température du béton frais T_{frais} en utilisant de l'eau de gâchage froide ou en remplaçant une partie de celle-ci par de la glace. Une autre technique consiste à refroidir le béton frais dans le malaxeur à l'aide d'azote liquide [Ducr97]. Cette dernière technique est toutefois limitée par son applicabilité sur un chantier et par son influence sur la consistance du béton frais qui a tendance à devenir trop raide.
- L'échauffement du béton ΔT_1 peut être diminué selon deux démarches. La première consiste à influencer la technologie du béton afin de diminuer sa quantité totale de chaleur d'hydratation et la vitesse à laquelle la chaleur est dégagée. Une mouture du ciment plus grossière et le remplacement d'une quantité de ciment par des ajouts telles que les cendres volantes peuvent s'avérer des mesures intéressantes. La deuxième démarche consiste à réduire les différences de température au cours de l'hydratation entre le vieux et le nouveau béton à l'aide de mesures constructives indépendantes de la technologie du béton. Ces mesures consistent soit à modifier au cours de l'hydratation du béton le pouvoir isolant des procédés de cure employés, soit à étudier le phasage des étapes de bétonnage de manière à réduire le degré d'entrave des nouvelles sections ou soit à intervenir au coeur de l'élément hybride à l'aide de conduits de refroidissement [Mive00]. Cette dernière technique est assimilable à un traitement de cure interne du béton et a déjà fait ses preuves à plusieurs reprises [Wolf99].
- Il s'agit de prendre garde aux périodes de bétonnage au cours desquelles la température ambiante T_e est trop basse par rapport à la température du béton frais T_{frais} . En effet, bien qu'une faible température ambiante permette de diminuer la vitesse du dégagement de chaleur durant l'hydratation, des effets thermiques mal maîtrisés peuvent provoquer plus de dommages en hiver qu'en été.

Retrait endogène :

Durant la phase d'échauffement, le *retrait endogène* diminue l'amplitude du gonflement du béton. Cette influence se répercute sur une diminution de l'autocontrainte moyenne de compression σ_{max}^- atteinte au pic de température. La cinétique du retrait endogène étant partiellement

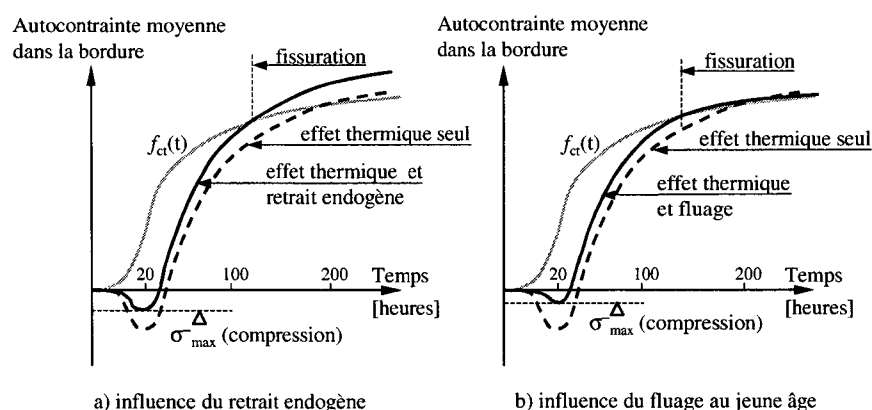


Figure 2.22: Influences a) du retrait endogène et b) du fluage au jeune âge sur l'évolution de l'autocontrainte moyenne

liée à celle du dégagement thermique, son influence diminue lors de la phase de refroidissement. Par conséquent, le retrait endogène a pour effet de décaler vers le haut la courbe d'évolution de l'autocontrainte moyenne dans la nouvelle couche donnée à la figure 2.21. Cet effet, illustré à la figure 2.22 a), favorise l'apparition au jeune âge de fissures traversantes dans la nouvelle couche.

Fluage au jeune âge :

Plus le matériau est jeune, plus son *fluage* est important. Par conséquent, l'autocontrainte moyenne de compression σ_{max}^- , due aux effets thermiques et au retrait endogène, diminue si l'on tient compte du fluage au jeune âge du béton. Durant la phase de refroidissement, le fluage en traction contribue également à diminuer les autocontraintes, mais son influence est plus faible. La figure 2.22 b) illustre l'évolution de l'autocontrainte moyenne dans la nouvelle couche en tenant compte du fluage. On remarque que ce dernier peut contribuer à favoriser l'apparition de fissures traversantes dans la nouvelle couche. A plus long terme, et si la fissuration au jeune âge a été évitée, le fluage en traction du béton doit permettre de relaxer les autocontraintes dues aux effets d'hydratation. Ducret [Ducr97] a montré expérimentalement que ces autocontraintes sont encore présentes après vingt-huit jours de mûrissement. A la connaissance de l'auteur, aucune information n'est disponible sur l'évolution de ces autocontraintes pour des âges plus avancés et sur leurs influences au niveau du comportement à long terme des ouvrages hybrides.

Il est important de signaler que l'évolution des contraintes dues à des déformations entravées dépend de la concurrence entre la cinétique des déformations imposées et celle des déformations visqueuses. Par exemple, il est connu que l'ajout de fumées de silice augmente l'amplitude du retrait endogène [LeRo96] et diminue l'amplitude finale des déformations visqueuses du béton [Lapl93]. A ce titre, l'ajout de telles ultrafines ne semble pas judicieux dans un élément dont les déformations sont entravées. Il est par contre moins connu que ces mêmes fumées de silice augmentent l'amplitude et la cinétique des déformations visqueuses au jeune âge [Lapl93] [Biss96], c'est-à-dire au moment au cours duquel une grosse proportion du retrait endogène se développe. Les résultats expérimentaux de Igarashi et al. [Igar99] mettent en évidence que la contrainte de traction induite dans un élément totalement entravé peut être plus faible bien que l'amplitude du retrait endogène libre du béton utilisé soit plus grande.

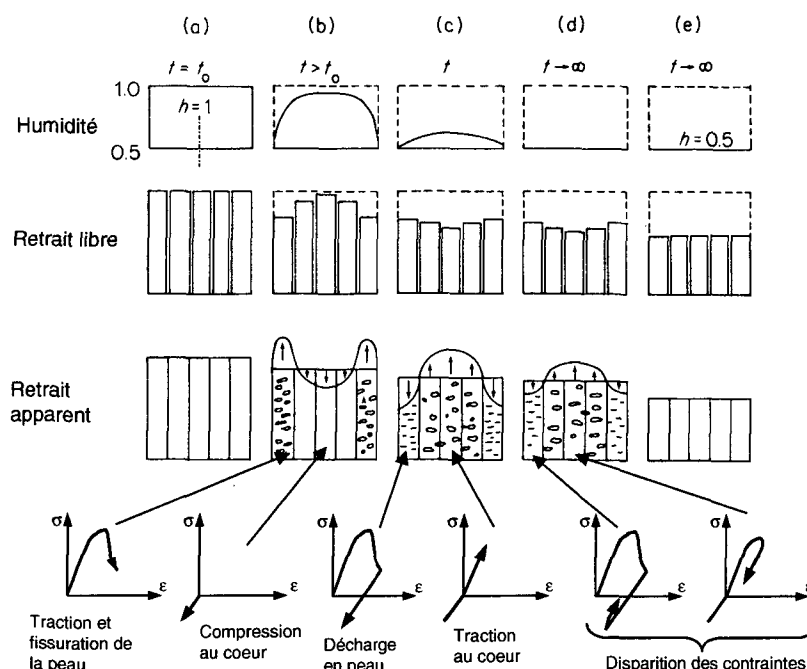


Figure 2.23: Evolution de l'état hydrique, des déformations et des contraintes dans un élément de structure soumis au séchage, adapté de [Baza88]

En plus de l'influence de l'âge du béton sur l'amplitude du fluage, il faut également tenir compte du fait que les autocontraintes évoluent alors que le béton subit des variations importantes de température. Dans ces conditions, le *fluage transitoire thermique* contribue à relaxer les autocontraintes présentes dans la nouvelle couche. A l'aide d'essais de fluage en compression sur des éprouvettes de pâte de ciment, Parrott [Parr79] a montré que le fluage spécifique double rapidement lorsque la température augmente de 20 à 60 °C en cinq heures. A la connaissance de l'auteur, l'influence du fluage transitoire thermique n'a jamais été prise en compte lors de l'étude du comportement au jeune âge des éléments hybrides.

2.6.2 Mécanismes apparents de séchage

Effet de taille : à l'échelle d'un élément de structure, les déformations de séchage dues aux mécanismes réels, présentés au paragraphe 2.4, ne sont plus libres de se produire. En effet, le profil d'humidité relative sur l'épaisseur de l'élément n'est plus uniforme. Ces déformations sont entravées, d'une part, par le coeur de l'élément au début du séchage et, d'autre part, par les zones de bord en fin de séchage. Une *phase transitoire*, dont la durée dépend de l'épaisseur de l'élément, est donc nécessaire pour retrouver un état hydrique en équilibre avec le milieu ambiant. Durant cette phase transitoire, des contraintes internes dues à l'entrave des déformations naissent à l'intérieur de la section. La figure 2.23 présente schématiquement l'évolution de l'humidité, des déformations libres et des contraintes durant la phase transitoire.

En imaginant un élément de béton dont l'épaisseur est infiniment petite, son état hydrique passerait de l'état (a) de la figure 2.23 à l'état (e) instantanément. La déformation obtenue $\epsilon_{cs,\infty}$ peut être considérée comme une propriété intrinsèque du béton. Dans l'hypothèse où l'épaisseur

de l'élément augmente et que le matériau est admis linéaire élastique non fissurant, l'évolution au cours du temps de la déformation de retrait aurait l'allure de la figure 2.24 a). Lorsque l'épaisseur h de l'élément augmente, la courbe théorique de retrait se décale horizontalement. Pour un cylindre soumis à un séchage radial, Granger [Grang96] donne une formule permettant d'estimer grossièrement l'évolution du retrait en fonction du diamètre du cylindre. A partir des mesures de retrait d'un cylindre de diamètre D , on trouve le retrait d'un cylindre de diamètre αD , en dilatant l'échelle du temps par un facteur α^2 . Pour donner un ordre de grandeur, le retrait après plus d'une année (390 jours) d'un cylindre dont le diamètre vaut 1 m équivaut à celui d'un cylindre de 16 cm de diamètre après 10 jours seulement. Acker [Acke88] estime que le retrait d'un cylindre de béton ordinaire de 16 cm de diamètre soumis à une humidité relative ambiante d'environ 50 % se termine après dix ans. Par conséquent, pour des cylindres de diamètre de 32 et 64 cm, cette durée t_∞ augmente à respectivement quarante et cent soixante ans. Granger [Grang96] a établi une relation qui permet de passer du retrait d'un cylindre séchant radialement à celui d'un mur séchant des deux côtés et dont l'épaisseur vaut le diamètre du cylindre. Il est apparu que le mur sèche $(3/2)^2$ fois moins vite que le cylindre.

Hansen et Mattock [Hans66] ont étudié expérimentalement l'influence de la taille d'un élément de béton sur son retrait de séchage. Les résultats de leurs mesures sont présentés à la figure 2.24 b). Sur la base de ces résultats, on remarque que la relation donnée par Granger permet d'obtenir une bonne estimation de l'effet de taille. Contrairement à l'hypothèse faite à la figure 2.24 a), la valeur finale du retrait $\epsilon_{cs,\infty}$ ne semble pas être indépendante de la taille de l'éprouvette. Plus cette dernière augmente, plus la valeur de $\epsilon_{cs,\infty}$ diminue. Une estimation de la contrainte théorique de traction⁵ en peau au début du séchage démontre facilement que la fissuration du béton dans cette zone est inévitable. L'apparition de la fissuration due au séchage permet d'expliquer la diminution de $\epsilon_{cs,\infty}$ lorsque la taille de l'élément augmente.

En extrapolant les mesures données à la figure 2.24 b) pour une taille infiniment petite, on remarque que tous les résultats convergent vers un même point. Ce point correspond à la valeur théorique du retrait final $\epsilon_{cs,\infty}$, seule propriété intrinsèque du béton en matière de retrait de séchage. Il faut ajouter que, dans le cas d'un élément de béton, le retrait théorique n'est pas mesurable et que l'ingénieur ne peut avoir accès qu'à des valeurs du retrait apparent. Il est donc indispensable de toujours savoir sur quelle éprouvette et sous quelles conditions hydriques le retrait a été mesuré.

La suite de ce paragraphe se concentre sur l'influence de la fissuration du béton sur l'évolution de son retrait.

Prise en compte de la fissuration (effet de structure) : ce paragraphe, traitant de l'effet de structure du retrait de séchage, a pour objectif de décrire d'un point de vue mécanique l'influence de la microfissuration de la peau d'un élément sur l'évolution des déformations dues au séchage du béton.

Au début du séchage (phase (b) de la figure 2.23), le retrait macroscopique est proportionnel à l'intensité des autocontraintes. Lorsque la fissuration apparaît en peau, les contraintes de traction (en peau) et de compression (au coeur) sont relaxées. *Par conséquent, la prise en compte de la fissuration au début du séchage diminue la valeur du retrait apparent $\epsilon_{cs,app}$.*

Ensuite, lorsque le front de séchage progresse à l'intérieur de l'élément (phase (c) de la

⁵Pour un coefficient de retrait moyen de $1500 \mu\text{m}/\text{m}$, une chute de l'humidité relative ambiante de 40 % et un module d'élasticité du béton de $30000 \text{ N}/\text{mm}^2$, la contrainte théorique de traction vaut $16.2 \text{ N}/\text{mm}^2$ si l'on admet que la déformation est entravée à 90 %.

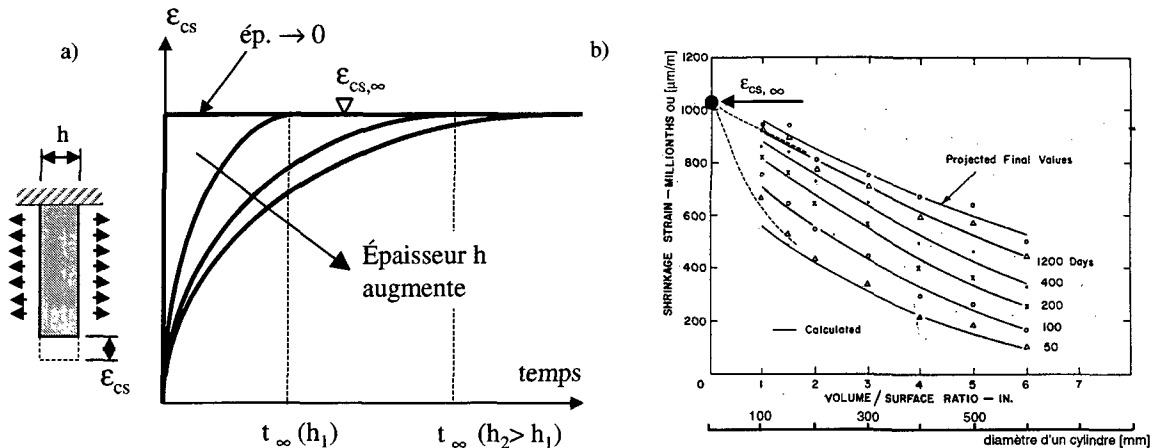


Figure 2.24: a) Représentation schématisée de l'effet de taille et b) influence du diamètre d'un cylindre sur l'évolution du retrait de séchage, d'après [Hans66]

figure 2.23), la zone microfissurée progresse également. D'après Thelandersson et al. [Thel88], la pénétration de la zone microfissurée augmente proportionnellement au rapport entre $\epsilon_{cs,\infty}$ et ϵ_p mesuré en traction. La figure 2.25 a) présente la pénétration relative de la zone endommagée en fonction du rapport $\epsilon_{cs,\infty}/\epsilon_p$. Pour des bétons usuels, la valeur de $\epsilon_{cs,\infty}/\epsilon_p$ varie entre 3 et 6. Tant que cette valeur est inférieure à 8, le coeur de l'élément ne subit aucun endommagement et son comportement reste élastique [Thel88].

Le béton de peau se décharge selon une loi qui dépend fortement de la refermeture des fissures. La différence entre la valeur finale du retrait apparent $\epsilon_{cs,app,\infty}$ et celle du retrait théorique $\epsilon_{cs,\infty}$ dépend de cette loi de décharge. Si l'on admet que les microfissures peuvent se refermer complètement, la valeur de $\epsilon_{cs,app,\infty}$ serait égale à $\epsilon_{cs,\infty}$. En utilisant des lois de décharge représentatives du comportement du béton, Thelandersson et al. [Thel88] ont calculé l'évolution de la différence entre $\epsilon_{cs,app}$ et ϵ_{cs} durant le séchage (voir figure 2.25 b). Ces résultats montrent que cette différence est importante au début du séchage, puis diminue ensuite. La valeur maximale de cette différence est comprise entre 6 et 12 % suivant les auteurs [Roel87] [Thel88]. Elle est due principalement au développement de la fissuration de peau de l'élément.

Les résultats de Thelandersson et al. [Thel88] laissent penser que la différence entre le retrait apparent et le retrait théorique est indépendante de la taille de l'éprouvette. Les mesures réalisées par Hansen [Hans66] présentées à la figure 2.24 b) montrent que la différence finale entre $\epsilon_{cs,app,\infty}$ et $\epsilon_{cs,\infty}$ augmente avec le diamètre du cylindre. L'entrave des déformations de retrait étant proportionnelle au diamètre du cylindre, il semble logique que l'ampleur de la fissuration augmente avec la taille de l'éprouvette. Pour des cylindres de diamètre 100 et 400 mm, la différence finale entre $\epsilon_{cs,app,\infty}$ et $\epsilon_{cs,\infty}$ vaut respectivement 10 et 38 %.

Cinétique du séchage et effets visqueux : le paramètre important qui détermine la *cinétique du séchage* est le parcours moyen qu'une particule d'eau doit effectuer pour quitter le béton [Grang96]. Cette distance varie linéairement avec les dimensions d'un élément de structure. D'autres auteurs [Hans66] utilisent le rapport entre le volume de béton à sécher et la surface de contact avec l'air ambiant pour caractériser la cinétique du séchage.

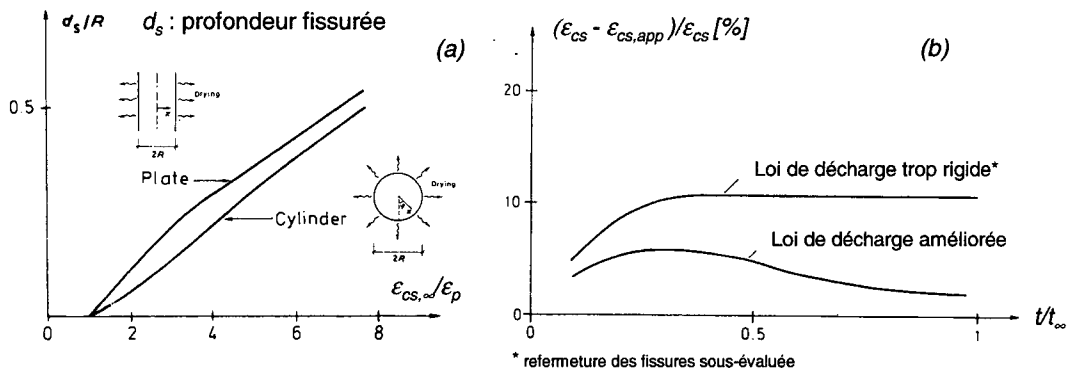


Figure 2.25: a) Pénétration de la zone microfissurée dans l'épaisseur et b) différence relative entre le retrait apparent et le retrait théorique pour un rapport $\epsilon_{cs,\infty}/\epsilon_p = 5$, tirés de [Thel88].

Les autocontraintes qui naissent à l'intérieur d'un élément de béton qui sèche dépendent de la vitesse à laquelle l'humidité relative se modifie. Plutôt que de parler de vitesse de séchage, il est plus aisé d'utiliser la notion de taux de déformation $\dot{\epsilon}_{cs}$, calculé en multipliant la vitesse de séchage par un coefficient de retrait α_h admis indépendant de l'humidité et du temps.

A l'aide des résultats expérimentaux et numériques relatés dans [Bern99], la figure 2.26 présente l'évolution de l'humidité et celle du taux de déformation $\dot{\epsilon}_{cs}$, calculées au centre d'une nouvelle couche (point P), en fonction de son épaisseur h . Au cours de ce calcul, le béton sèche par la face supérieure de la nouvelle couche ; le séchage par le support est empêché. En admettant que le degré d'entrave de la nouvelle couche vaut 1 et connaissant la capacité de déformation quasi-statique du béton en traction (valant environ $150 \mu m/m$), un calcul élasto-plastique prédit l'apparition de la fissuration au point P lorsque la différence d'humidité atteint 10 %. Cet état hydrique est atteint après cent, vingt-cinq, six et deux jours pour des couches dont l'épaisseur vaut respectivement 80, 40, 20 et 10 mm. Pour les faibles couches (ép. 10 et 20 mm), le taux de déformation est compris entre 10^{-10} et $10^{-9} s^{-1}$ durant les premiers jours. Pour de tels taux et sur la base des observations expérimentales du paragraphe 2.5.2, nous savons que, pour un béton traditionnel, les effets visqueux contribuent à augmenter sa capacité de déformation en traction, mais pas suffisamment pour éviter l'apparition de la fissuration. Lorsque l'épaisseur des couches augmente, les taux de déformation diminuent d'un ou deux ordres de grandeur. Leurs valeurs se situent aux alentours de $10^{-11} s^{-1}$. Dans ces conditions, on peut supposer que la contribution des effets visqueux devrait être plus importante et permettre d'éviter l'apparition de la fissuration.

Variation de l'humidité ambiante : en réalité, une structure hybride est soumise à des variations climatiques importantes. L'humidité relative extérieure fluctue selon les saisons et des phases de mouillage peuvent affecter un ouvrage s'il n'est pas protégé des intempéries. D'après Hansen [Hans60], lorsque l'on soumet un élément de structure à une variation périodique de l'humidité relative, la moyenne des oscillations de retrait correspond au retrait mesuré pour une humidité moyenne. Ces résultats ont été confirmés par Müller et Pristl [Mull93]. Sur une grande poutre en béton, soumise à des conditions climatiques extérieures, Diruy [Diru93] a complété ce résultat en démontrant que la composante cyclique du retrait est en phase avec la moyenne

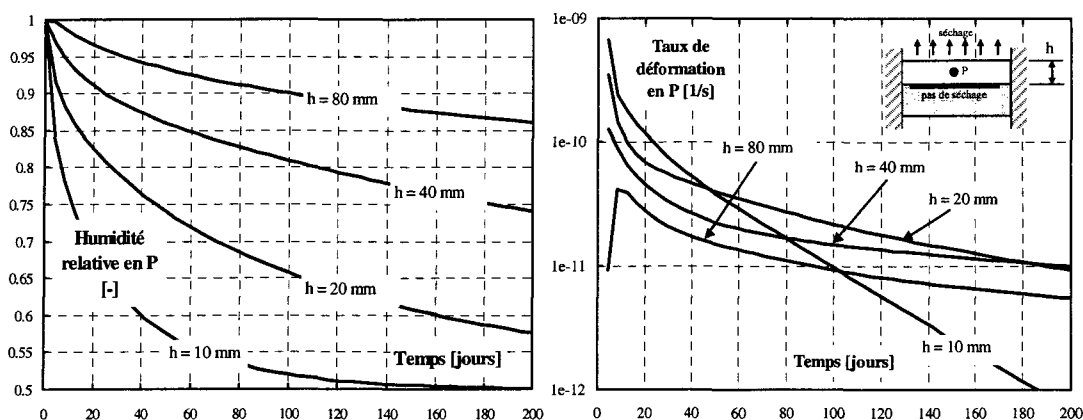


Figure 2.26: Séchage et taux de déformation au centre d'une couche de nouveau béton en fonction de son épaisseur h avec $\alpha_h = 1500 \mu\text{m}/\text{m}$ et $h_e = 50 \%$

de l'humidité ambiante survenue lors de nonante jours précédents⁶. Sur la base des résultats de Diruy, Granger et al. [Grang94] ont développé un modèle numérique qui a permis d'établir que le coefficient de diffusion en phase de mouillage est vingt fois plus faible qu'en phase de séchage. Cette différence des coefficients de diffusion entre le mouillage et le séchage a également été mise en évidence dans [Baro94].

2.6.3 Effet de structure du fluage transitoire hydrique

Lorsqu'un élément de béton sollicité est également soumis au séchage, son fluage est augmenté d'une nouvelle composante : le *fluage transitoire hydrique*. Cette augmentation du fluage du béton a été mise en évidence par Pickett [Pick42] dans le cas d'une sollicitation de compression. Domone [Domo74] et Bissonnette [Biss96] ont mis en évidence un phénomène identique en traction. Pour des éprouvettes prismatiques dont l'arête mesure 70 mm et qui sont sollicitées en traction, le fluage total a doublé par rapport au fluage propre [Biss96]. Etant donné que l'influence du séchage dépend de la dimension des éléments de structure et de leur exposition, le fluage transitoire hydrique doit aussi en dépendre. Hansen et Mattock [Hans66] ont étudié expérimentalement l'influence de la taille d'un élément de béton sur le fluage total en compression. Leurs résultats sont présentés à la figure 2.27 a). Les coefficients de fluage obtenus pour les valeurs élevées du rapport volume/surface correspondent au fluage propre. Pour un temps donné, le fluage transitoire hydrique augmente lorsque le diamètre du cylindre diminue.

Phénomènes physiques : l'origine physique de cette déformation de fluage supplémentaire observée en présence de séchage a fait l'objet de nombreuses hypothèses au cours de ces cinquante dernières années. Une bonne synthèse de ces différentes théories peut être consultée dans [Baza85] et [Kovl95]. Bazant et Chern [Baza85] ont identifié quatre mécanismes responsables du fluage transitoire hydrique. Le principal d'entre eux est lié à la *microdiffusion de l'eau* partant des pores des hydrates de la pcd vers les pores capillaires. Cette microdiffusion casse des liens entre

⁶Cette durée de nonante jours n'est pas applicable à d'autres structures, car elle dépend des caractéristiques du béton et de la taille de l'élément.

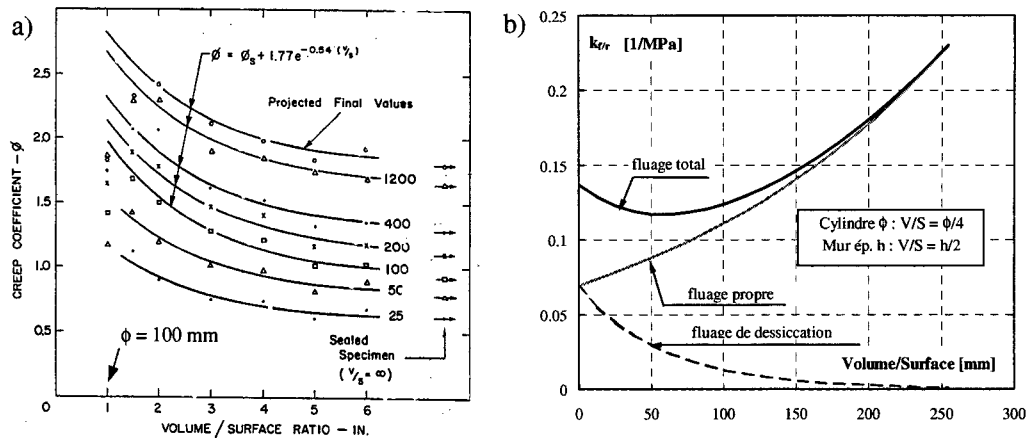


Figure 2.27: a) Influence de la taille d'un cylindre sur l'évolution du fluage total en compression et b) sur le rapport $k_{f/r}$ entre le fluage spécifique et le retrait de séchage, d'après [Hans66]

les particules de CSH et contribue à augmenter les déformations de fluage. Suivant la manière dont est prise en compte la modélisation de ce phénomène de microdiffusion, il est soit considéré comme une augmentation du fluage due au séchage ("shrinkage-induced-creep"), soit comme une augmentation du retrait due à la présence de la force ("load or stress-induced-shrinkage").

Le second mécanisme, bien documenté dans [Witt80], s'explique par le fait que la présence de la force modifie l'amplitude de la *microfissuration de peau* due au séchage. En compression, cette microfissuration de peau est réduite. Par conséquent, le retrait réel de l'éprouvette sollicitée est plus grand que le retrait mesuré sur une éprouvette témoin non sollicitée. Dans ce cas, une partie du fluage transitoire hydrique s'explique par le fait que le fluage total est déterminé en soustrayant à la déformation totale de l'éprouvette sollicitée une déformation de retrait trop petite. En traction, la microfissuration de peau due au séchage étant augmentée, elle ne peut pas expliquer la présence du fluage transitoire hydrique de la même manière qu'en compression. Cette fois, la microfissuration provoque une redistribution des contraintes de traction ayant pour effet d'augmenter la sollicitation des zones non endommagées. Les deux autres mécanismes, moins influents, sont liés, d'une part, au fait que la *microfissuration de peau est irréversible* et, d'autre part, à l'*augmentation de la rigidité du béton avec l'avancée de son hydratation*. A l'aide d'essais particuliers, Bazant et Xi [Baza94] ont été en mesure de déterminer l'amplitude des deux premiers mécanismes responsables du fluage transitoire hydrique. Le mécanisme de microdiffusion de l'eau augmente continuellement avec le temps. L'influence de la microfissuration de peau est grande au début du fluage puis décroît avec le temps.

Relation entre le fluage et le retrait de séchage : plusieurs évidences expérimentales illustrent la relation qui existe entre le fluage et le retrait de séchage du béton. Par exemple, Gamble et Parrott [Gamb78] ont démontré qu'il existe une relation linéaire entre les déformations de séchage et les déformations dues au fluage transitoire hydrique. Bissonnette [Biss96] a montré expérimentalement que le rapport $k_{f/r}$ entre le fluage spécifique total en traction et le retrait de séchage devient constant après environ un mois pour des éprouvettes prismatiques (70x70x400 mm). Une évolution au cours du temps de $k_{f/r}$, similaire à celle mise en évidence par Bissonnette, est présentée à la figure 5.2 b). Sicard et al. [Sica96] sont arrivés à la même conclusion que

Bissonnette dans le cas de bétons à hautes performances. Ce rapport $k_{f/r}$, exprimé en MPa^{-1} , semble être une propriété du béton qui dépend toutefois de la taille de l'éprouvette comme l'illustre la figure 2.27 b), calculée sur la base des résultats de Hansen et Mattock [Hans66]. Pour un béton témoin, Bissonnette [Biss96] a mesuré une valeur de $k_{f/r} = 0.15 \text{ MPa}^{-1}$. L'ajout de 40 kg/m^3 de fibres métalliques droites à crochets a augmenté la valeur de $k_{f/r}$ à 0.22 MPa^{-1} . De même, la diminution de 32 à 22 % du volume de pâte de ciment a augmenté la valeur de $k_{f/r}$ à 0.25 MPa^{-1} .

En conclusion, les déformations dues au séchage ne sont pas indépendantes des déformations dues au fluage. Elles font intervenir des processus physiques communs et ne sont pas additives. Pour des éléments de structure de petite taille⁷, les déformations dues au fluage transitoire hydrique peuvent devenir aussi grandes que celles dues au fluage propre.

2.7 Modélisation du comportement des éléments hybrides

La fin de ce chapitre est consacrée à un rapide survol des travaux de recherche effectués dans le domaine de la modélisation du comportement des éléments hybrides. Il ne s'agit pas d'entrer dans le détail des modèles et des résultats de chacun, mais plutôt d'être en mesure de fixer l'état d'avancement des travaux dans ce domaine et de mettre en évidence les phénomènes qui sont ou non modélisés.

De nombreux modèles analytiques sont disponibles dans la littérature [Sies65] [Somm83] [Yuan94] [Silf97]. Ils servent principalement à calculer les autocontraintes dans la nouvelle couche et au droit de l'interface. Les déformations dues au séchage sont admises uniformes sur la hauteur de la nouvelle couche et sont représentées à l'aide de lois empiriques. Le comportement mécanique du béton est admis élastique linéaire. Parfois, le fluage du béton est pris en compte au moyen d'un coefficient de fluage dont l'évolution est tirée de lois empiriques. Les modèles tirés de [Somm83] [Silf97] sont établis pour des structures isostatiques, alors que le modèle tiré de [Yuan94] prend en compte le caractère hyperstatique de la structure hybride. De par leurs hypothèses, ces modèles peuvent être utiles lors du prédimensionnement des reprofilages à l'aide de couches minces (épaisseur inférieure à 40 mm).

Haardt [Haar91] a utilisé la méthode des éléments finis pour améliorer la modélisation du comportement mécanique du béton en traction. La fissuration est prise en compte à l'aide du modèle de la fissure fictive [Hill83]. Des sollicitations, telles que le séchage, les variations thermiques journalières ou les chocs thermiques sont prises en compte. Le séchage, basé sur une loi empirique est admis constant sur la hauteur du nouveau béton. Le fluage du béton n'est pas représenté. Cette étude a débouché sur une série d'abaques qui permettent de déterminer l'épaisseur d'un reprofilage et de fixer les exigences minimales relatives à la résistance de l'interface.

Une synthèse de la modélisation du comportement au jeune âge des structures hybrides peut être consultée dans [Embo89]. Emborg a développé un modèle capable de prédire l'évolution des contraintes dues aux effets thermiques au jeune âge. La méthode des éléments finis est utilisée pour résoudre les lois de Fourier décrivant le champ transitoire de température. Le degré d'entrave des déformations thermiques est également déterminé à l'aide d'un modèle mécanique basé sur la méthode des éléments finis. Sur la base de ces résultats, l'évolution moyenne des contraintes est ensuite calculée en divisant la hauteur d'une section en tranches. Lors du calcul

⁷Pour un cylindre, séchant radialement, dont le diamètre est inférieur à 160 mm ou un mur, séchant sur ses deux faces, dont l'épaisseur est inférieure à 80 mm .

des contraintes, le fluage propre vieillissant est pris en compte à l'aide de modèles rhéologiques. L'apparition de la fissuration est évaluée en comparant les contraintes calculées à la résistance à la traction dépendant de la maturité du béton.

Roelfstra [Roel94] a développé un modèle similaire à celui de Emborg. Toutes les étapes de son modèle sont résolues à l'aide de la méthode des éléments finis. Le calcul physique est basé sur les lois de Fourier pour le calcul des températures, sur des modèles empiriques pour l'hydratation du béton et sur la loi d'Arrhénius pour le calcul de la maturité. Ensuite, les contraintes sont déterminées en tenant compte du fluage propre au jeune âge à l'aide d'un modèle de Maxwell généralisé [Baza74] et d'une approche "smeared crack" pour la fissuration [Baza83] [Bors86]. Le modèle de Roelfstra a été utilisé par Ducret [Ducr97] pour représenter le comportement au jeune âge des ponts mixtes.

Une bonne synthèse des connaissances relatives à la modélisation des phénomènes de transport hydrique et thermique dans le béton peut être consultée dans [Yoon89]. Yoon a développé un modèle de séchage basé sur des lois non-linéaires de diffusion. Le coefficient de diffusion hydrique du béton est dépendant de l'humidité selon la relation établie par Bazant et Najjar [Baza72b]. Le fluage propre est représenté à l'aide d'une loi empirique et la fissuration à l'aide d'une approche "smeared crack" [Baza83] [Bors86]. Ce modèle a permis de mettre en avant les principaux paramètres qui influencent la détérioration des éléments hybrides. De plus, des abaques permettent de prédimensionner l'épaisseur d'une nouvelle couche en fonction des caractéristiques thermiques et hydriques du béton.

En utilisant la méthode des éléments finis, Alvaredo [Alva94] a développé un modèle représentant le retrait de séchage du béton. L'approche est similaire à celle de Yoon concernant la modélisation des phénomènes de transport hydriques et celle de la fissuration. Une particularité du modèle d'Alvaredo réside dans le fait que le fluage du béton est négligé. Ce modèle a été utilisé par Martinola et Wittmann [Mart95], puis par Sadouki et Van Mier [Sado97] pour optimiser la mise en place de reprofilages à l'aide de couches minces. Dans ce cas, le fait de négliger l'influence du fluage lors du calcul des contraintes a pour effet d'exagérer l'ampleur de la fissuration et celle de la délamination des nouvelles couches.

Bissonnette [Biss96] a calculé l'évolution des contraintes au droit d'une section d'un élément hybride soumis au séchage en tenant compte du fluage en traction du nouveau béton. Les phénomènes de transport hydriques sont basés sur des lois non-linéaires de diffusion. Le fluage en traction est pris en compte à l'aide du coefficient $k_{f/r}$ constant reliant le fluage spécifique à la déformation de séchage. Le béton est admis non vieillissant et non fissurant. Ce modèle a permis de montrer que le rapport $k_{f/r}$ et l'amplitude maximale du retrait constituent les paramètres majeurs qui influencent la détérioration des reprofilages à l'aide de couches minces.

Un modèle très complet du comportement des éléments hybrides a été développé par Kranz [Kran98] en utilisant la méthode des éléments finis. Deux phénomènes de transport hydriques sont pris en compte : d'une part, le transport par diffusion non-linéaire et, d'autre part, le transport capillaire. Le dégagement de chaleur durant l'hydratation du ciment, ainsi que la notion de maturité sont également exploités. Le fluage propre du béton est pris en compte à l'aide de chaînes de modèles rhéologiques vieillissants. La fissuration est représentée à l'aide d'un modèle basé sur celui de la fissure fictive. La présence de l'armature dans la nouvelle couche est également introduite dans le modèle. Une loi d'adhérence règle le transfert des contraintes entre le béton et l'armature. Une étude paramétrique a permis de mettre en avant le rôle joué par l'armature, la résistance de l'interface et d'éventuels goujons sur le mode de rupture d'éléments hybrides dont l'épaisseur du nouveau béton vaut 60 mm. Kranz a également développé un modèle

simplifié permettant de calculer l'évolution des contraintes au droit d'une section d'un élément hybride soumis au séchage ou à des changements de température.

En conclusion, les modèles disponibles sont principalement axés sur le comportement des structures hybrides dont l'épaisseur de la nouvelle couche est inférieure à 60 mm. Seul le comportement au jeune âge d'élément hybride plus volumineux est modélisé. S'il est courant que les résistances et le module d'élasticité dépendent de la maturité du béton, il est rare que des paramètres physiques tels que les coefficients de dilatation thermique ou hydrique en dépendent dans les modèles utilisés. Aucun modèle ne prend en compte le couplage entre le séchage et le fluage du béton. Aucun phénomène de fluage transitoire n'est admis. Les ruptures différées du béton en traction ne sont généralement pas modélisées. En effet, la résistance à la traction ne dépend jamais du taux de déformation ou du niveau de sollicitation. L'influence combinée des effets thermiques au jeune âge et des effets du séchage n'a pas été déterminée. Il n'existe pas aujourd'hui de modèles réalistes des couplages entre les calculs physiques et mécaniques du béton. En d'autres termes, au niveau de la modélisation, la fissuration du béton n'influence jamais les phénomènes de transport thermiques ou hydriques dans le béton.

Chapitre 3

Essais sur éléments de structure hybride

Ce chapitre résume les principaux résultats du volet expérimental de la présente recherche. La description approfondie des procédures de fabrication et d'expérimentation, ainsi que tous les résultats peuvent être consultés dans le rapport d'essais [Bern00]. Trois phases d'essais doivent être distinguées. Tout d'abord, le comportement au jeune âge des éléments hybrides est étudié lors des jours qui suivent la mise en place du surbéton. Ces mesures consistent à connaître l'évolution de la température et des déformations de chaque élément hybride. Ensuite, le comportement sous sollicitation de longue durée est étudié à l'aide d'un essai de fluage flexionnel. Il s'agit d'effectuer un suivi des déplacements, des déformations et de l'éventuelle fissuration de chaque poutre pendant une durée de six mois. Pour finir, chaque élément est sollicité au moyen de vérins afin de vérifier si le comportement à la rupture est monolithique ou non.

3.1 Objectifs des essais

Cette campagne expérimentale constitue une première étape visant à améliorer la compréhension du comportement à long terme des éléments hybrides. De plus, conformément à la démarche définie à la figure 1.3, les résultats obtenus devront permettre de valider l'outil d'analyse numérique. Le recours à la simulation numérique permet, d'une part, de limiter le nombre de paramètres étudiés expérimentalement et, d'autre part, de compléter ultérieurement l'étude du comportement à long terme des éléments hybrides.

Sur la base de l'état des connaissances, établi au chapitre 2, la campagne expérimentale a été définie de manière à se concentrer sur les questions suivantes :

- Quelle est l'influence de la hauteur de la nouvelle couche sur une éventuelle fissuration induite par les effets d'hydratation et le séchage du nouveau béton ?
- Un niveau élevé de sollicitation soutenue en traction agissant dans la nouvelle couche peut-il, en présence du séchage, favoriser la fissuration d'un élément hybride ?
- L'armature passive ou les fibres métalliques, disposées dans la nouvelle couche, modifient-elles les déformations viscoélastiques d'un élément hybride et contrôlent-elles la progression de la fissuration de la nouvelle couche ?

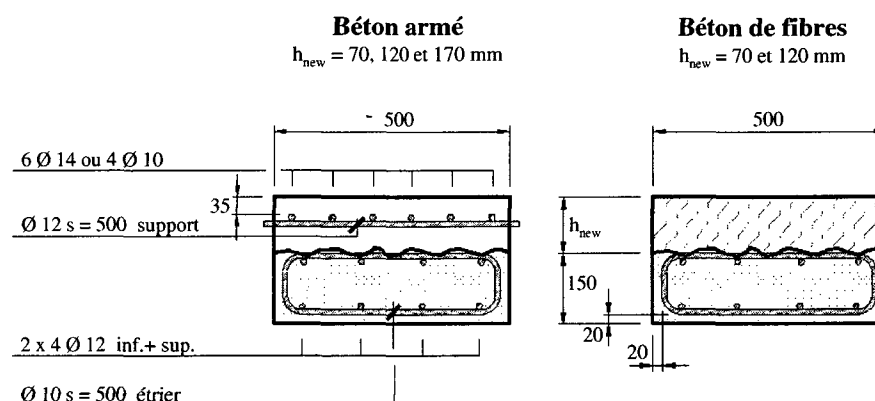


Figure 3.1: Coupe-types et armature des poutres

Poutres	h_{new} [mm]	arma.	σ_{eff}/f_{ct} [%]	Poutres	h_{new} [mm]	arma	σ_{eff}/f_{ct} [%]
A1	70	4 ϕ 10	85	B1	70	6 ϕ 14	85
A2	120	4 ϕ 10	75	B2	120	6 ϕ 14	75
A3	120	4 ϕ 10	90	B3	120	6 ϕ 14	17
A4	120	4 ϕ 10	17	B4	120	6 ϕ 14	90
A5	170	4 ϕ 10	85	B5	170	6 ϕ 14	85
C1	70	fibres 80 kg/m ³	85	C3	120	fibres 80 kg/m ³	90
C2	120	fibres 80 kg/m ³	17	C4	120	fibres 80 kg/m ³	90

Tableau 3.1: Paramètres des essais

3.2 Paramètres des éléments testés

Les essais sont réalisés sur des éléments hybrides d'une longueur de 5,40 m et d'une largeur de 0,50 m. La figure 3.1 illustre la coupe-type des deux classes d'éléments testés. Parmi les quatorze poutres, dix d'entre-elles sont constituées d'un *surbéton armé* (les poutres A et B) et les quatre autres (les poutres C) d'un *surbéton de fibres* métalliques à crochets. Ces fibres sont d'une longueur de 35 mm et d'un diamètre de 0,35 mm.

Les supports de vieux béton sont identiques pour toutes les poutres. Initialement bétonnés avec une épaisseur de 170 mm, ils sont hydrodémolisés sur environ 20 mm avant de recevoir un surbéton. Leur armature est présentée à la figure 3.1.

Les paramètres variables des éléments testés sont : la hauteur du surbéton h_{new} , le taux d'armature et le dosage en fibres contenues dans le surbéton et le niveau de contrainte nominale imposé σ_{eff}/f_{ct} lors de l'essai sous sollicitations de longue durée. Ces paramètres sont donnés au tableau 3.1.

Suite à des problèmes rencontrés au cours de la fabrication des éléments, le support de la poutre C4 n'est pas préparé par hydrodémolition, mais au moyen d'un marteau pneumatique. Cette différence constitue un paramètre supplémentaire dont l'influence sur les résultats sera discutée.

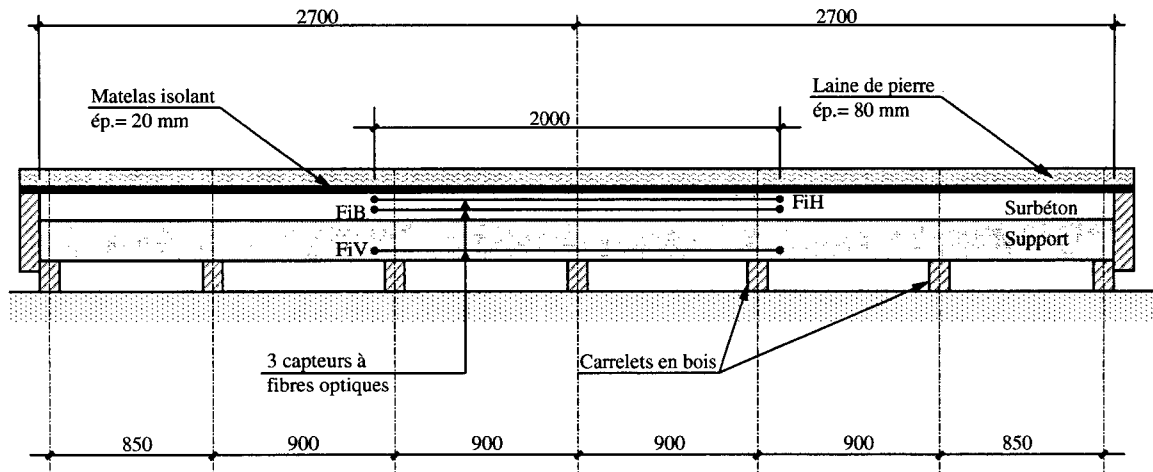


Figure 3.2: Conditions de bord durant le suivi du comportement au jeune âge des éléments hybrides

3.3 Fabrication des éléments et planning des essais

Les surbêtons sont mis en place sur les supports hydrodémolis en trois séries : les poutres A1, A2, A3, A4 et B1 lors de la série 1, les poutres A5, B2, B3, B4 et B5, lors de la série 2 et les poutres C1, C2, C3 et C4 lors de la série 3. La différence d'âges entre le support et le nouveau béton varie entre septante jours (série 1) et deux cent trente-sept jours (poutre C4). Les supports sont posés sur sept carrelets en bois espacés d'environ 900 mm (voir figure 3.2). Toutes les faces latérales des surbêtons sont coffrées à l'aide de plateaux en bois dont l'épaisseur vaut 50 mm. Deux heures après la mise en place du béton frais, la surface supérieure du surbêton est recouverte d'un matelas isolant en plastique d'une épaisseur de 20 mm et d'une couche de laine de pierre de 80 mm d'épaisseur. La température ambiante durant les mesures est donnée dans [Bern00].

Lors des trois à six jours qui suivent la mise en place du nouveau béton, le comportement au jeune âge des éléments hybrides est suivi. Trois capteurs à fibres optiques [Vurp95], disposés sur les deux mètres centraux de chaque poutre, sont utilisés pour suivre l'évolution des déformations de l'élément hybride. Trois thermocouples sont mis en place à la même profondeur que les capteurs à fibres optiques afin de suivre l'évolution de la température durant l'hydratation du béton.

Avant d'étudier le comportement sous sollicitations de longue durée, les deux faces latérales et la face inférieure (voir figure 3.3) sont revêtues d'une membrane époxyde. Le but de cette membrane est d'autoriser le séchage de l'élément hybride uniquement par la surface supérieure du surbêton¹. Chaque série de poutres est ensuite sollicitée à l'aide de caisses de plomb durant six mois dans une enceinte climatique ($T_e = 20 \pm 2^\circ\text{C}$, $h_e = 30 \pm 5\%$). Le système statique utilisé durant cet essai de fluage flexionnel est décrit à la figure 3.3. L'âge du surbêton lors de la mise en place des caisses de plomb varie entre cent septante-huit (série 1) et quatre cent

¹L'âge des supports expérimentaux n'étant pas représentatif de supports réels, leur équilibre hydrique avec le milieu ambiant n'est pas encore atteint lors de la pose du surbêton. Afin d'augmenter virtuellement la différence de retrait entre le vieux et le nouveau béton, le séchage du support a été limité au moyen de la membrane époxyde.

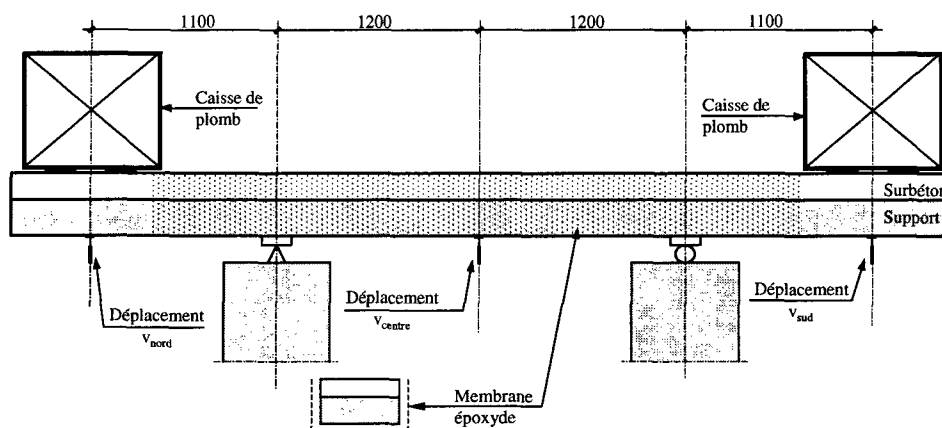


Figure 3.3: Conditions de bord durant l'essai de fluage flexionnel

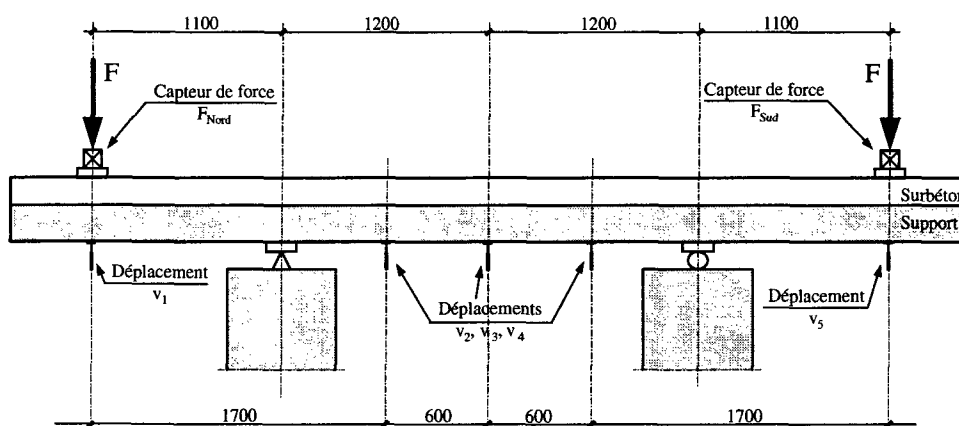


Figure 3.4: Conditions de bord durant l'essai de rupture

soixante-six jours (série 3). Seule la poutre C4 présente des signes de délamination au début de l'essai de fluage flexionnel (voir paragraphe 3.5). Les déplacements des poutres sont mesurés à l'aide de capteurs inductifs placés sous les caisses de plomb (v_{nord} et v_{sud}) et au centre v_{centre} . Les capteurs à fibres optiques sont à nouveau utilisés pour suivre l'évolution des déformations. La fissuration du surbéton est observée visuellement.

A la fin des essais de fluage flexionnel, chaque poutre est sollicitée, au moyen de vérins, afin de vérifier si son comportement à la rupture est monolithique ou non. L'âge du surbéton lors de ce dernier essai varie entre quatre cent deux (poutre A4) et six cent cinquante-sept jours (poutres C3 et C4). Le système statique, identique à celui de l'essai de fluage flexionnel, est décrit à la figure 3.4. Deux capteurs permettent de mesurer les forces appliquées F_{Nord} et F_{Sud} . Les déplacements des éléments sont suivis en cinq points : v_1 à v_5 . L'essai est réalisé en imposant les forces à une vitesse de 25 N/s (vitesse de déformation aux fibres extrêmes $\dot{\epsilon} = 10^{-7} \text{ s}^{-1}$). Lors de l'essai des poutres B4 et B5, l'interférométrie "Speckle" [Facc99] est utilisée pour suivre l'évolution de la fissuration du surbéton au droit de l'appui sud. Cette méthode optique de mesure permet d'observer des discontinuités d'un champ de déplacements de l'ordre de $0.5 \mu\text{m}$.

	Vieux béton [kg/m ³]	Surbétons A et B [kg/m ³]	Surbétons C [kg/m ³]
Granulats secs :			
0/4 mm	715	687	715
4/8 mm	588	644	588
8/16 mm	640	612	580
Ciment CEM I 52,5R	350	300	350
Adjuvants :			
Rheobuild 2000	3,5 (1,0 %)	3,6 (1,2 %)	3,5 (1,0 %)
Oxyde noir 330	7 (2,0 %)	-	-
Eau totale	161	150	171
Rapport $\frac{e}{c}$ théorique	0,46	0,50	0,49
Fibres métalliques	-	-	80

Tableau 3.2: Formulation des bétons

3.4 Matériaux utilisés

Le tableau 3.2 présente la formulation des bétons. La recette utilisée pour le béton des supports est celle employée quotidiennement par le fournisseur de béton. Un oxyde noir y est incorporé afin que le support se distingue facilement du surbéton. Etant donné les résistances élevées obtenues sur le béton des supports, une modification de la formulation des surbétons a été décidée. Le dosage en ciment est réduit de 350 à 300 kg/m³ et le rapport e/c théorique augmenté de 0.46 à 0,50.

3.5 Essais de caractérisation des bétons

Le but de ce paragraphe est de présenter les résultats bruts des essais de caractérisation des bétons réalisés sur des échantillons normalisés. Rappelons que ces résultats serviront à la détermination des paramètres des modèles constituant l'outil d'analyse décrit au chapitre 4. En plus des mesures effectuées, les figures 3.5, 3.7 et 3.8 présentent les résultats obtenus à l'aide de l'outil d'analyse après la détermination des paramètres de chacun des modèles. La comparaison entre les valeurs mesurées et les résultats issus de la modélisation sera discutée au chapitre 4.

Dégagement de chaleur d'hydratation

L'élévation de la température du béton durant sa prise est mesurée sur des cylindres ($\phi = 160$ mm, $\ell = 320$ mm) placés dans un moule semi-adiabatique dont les pertes thermiques sont connues. Les figures 3.5 a) et b) donnent les résultats des deux essais semi-adiabatiques réalisés lors des séries 2 et 3 de bétonnage des surbétons. Les augmentations importantes de température sont de l'ordre de 25 à 30 °C.

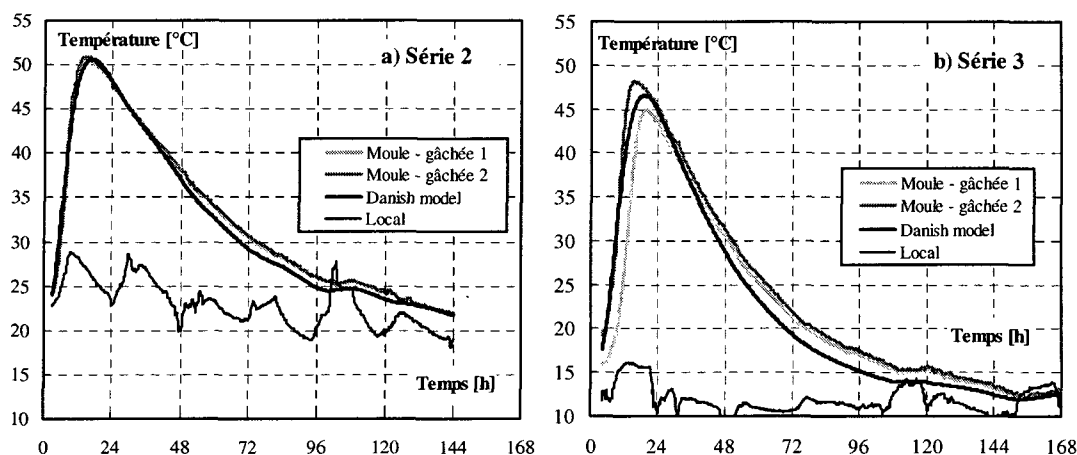


Figure 3.5: Evolution de la température du béton au cours des essais semi-adiabatiques, réalisés sur le nouveau béton des poutres de a) la série 2 et de b) la série 3

Comportement en compression

Le module d'élasticité E_{cc} et la résistance à la compression f_{cm} sont mesurés sur des cylindres ($\phi = 160 \text{ mm}$, $\ell = 320 \text{ mm}$) à différents âges. La valeur moyenne de f_{cm} mesurée à vingt-huit jours vaut environ 55.0 N/mm^2 pour le béton des supports, 56.8 N/mm^2 pour le surbéton de la série 1, 45.7 N/mm^2 pour le surbéton de la série 2 et 66.9 N/mm^2 pour le surbéton de la série 3. La valeur moyenne de E_{cc} mesurée à vingt-huit jours vaut environ 37500 N/mm^2 pour le béton des supports, 38760 N/mm^2 pour le surbéton de la série 1, 34530 N/mm^2 pour le surbéton de la série 2 et 36100 N/mm^2 pour le surbéton de la série 3.

Comportement en traction

La résistance à la traction $f_{ct,B}$ du béton des supports et des surbétons armés est obtenue à l'aide d'essais de fendage² (essai Brésilien) réalisés sur des cylindres ($\phi = 160 \text{ mm}$, $\ell = 320 \text{ mm}$). Afin de tenir compte de l'orientation des fibres, la résistance à la traction f_{ct} des surbétons de la série 3 est déterminée à l'aide d'essais de traction directe sur des éprouvettes prismatiques de dimensions $120 \times 120 \times 240 \text{ mm}$.

La valeur moyenne de $f_{ct,B}$ mesurée à vingt-huit jours vaut environ 4.22 N/mm^2 pour le béton des supports, 4.29 N/mm^2 pour le surbéton de la série 1, 4.11 N/mm^2 pour le surbéton de la série 2 et celle de f_{ct} vaut 3.73 N/mm^2 pour le surbéton de la série 3.

La figure 3.6 présente les résultats des mesures de l'énergie spécifique de rupture en traction G_F , déterminée à l'aide d'un essai de fendage par coin. La valeur moyenne de G_F mesurée à vingt-huit jours vaut environ 245 N/m pour le béton des supports, 217 N/m pour le surbéton de la série 1 et 213 N/m pour le surbéton de la série 2. Dans le cas d'un béton de fibres, la détermination de G_F n'a plus le même intérêt. En effet, c'est plutôt la forme du diagramme obtenu qui permet de caractériser le comportement en traction du béton.

²La valeur de $f_{ct,B}$ donnée par cet essai Brésilien est 10 à 15 % plus élevée que la valeur de f_{ct} déterminée par un essai de traction directe.

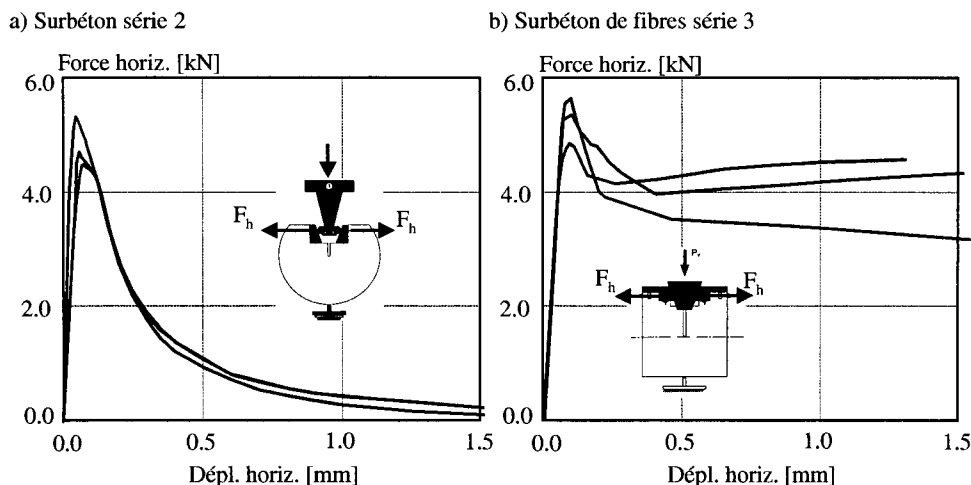


Figure 3.6: Résultats des essais de fendage par coin pour a) le surbéton de la série 2 et b) le surbéton de fibres de la série 3

Surbétons	$\bar{f}_{ct,int} [N/mm^2]$	$s_{f_{ct,int}} [N/mm^2]$	$v_{f_{ct,int}} [\%]$
Série 1	2.79	0.75	27
Série 2	2.35	0.83	35
Série 3	2.81	0.76	27

Tableau 3.3: Résistance moyenne à la traction de l'interface

Adhérence entre les deux bétons

Avant la mise en place de la membrane époxyde, seule la poutre C4 présente une délamination entre le vieux et le nouveau béton à l'une de ses extrémités. Rappelons que le support de C4 est préparé au moyen d'un marteau pneumatique. De plus, des carottages, effectués au droit de la zone délaminée, ont permis de montrer que la présence de débris ont empêché l'établissement d'une bonne adhérence entre les deux bétons.

Pour chaque série de bétonnage, le tableau 3.3 donne la valeur moyenne de la résistance à la traction de l'interface $\bar{f}_{ct,int}$, son écart type $s_{f_{ct,int}}$ et sa variabilité $v_{f_{ct,int}}$. Ces résultats sont obtenus à l'aide d'essais d'arrachement et sont basés sur vingt-quatre mesures. La moyenne est calculée en prenant aussi en compte les essais dont la rupture n'a pas eu lieu au droit de l'interface. En effet, pour ces essais, l'adhérence est au moins égale à la résistance mesurée. La consistance plus raide du surbéton de la série 2 se traduit par une faible diminution de l'adhérence entre les deux bétons. Les valeurs moyennes observées valent environ 60 à 70% de la résistance à la traction directe des surbétons correspondants.

Retrait de séchage

Pour le béton des supports et le surbéton de la série 2, des mesures de retrait sont effectuées sur 2 x 6 cylindres séchants ou non ($\phi = 160 \text{ mm}$, $\ell = 320 \text{ mm}$). Tous les cylindres sont placés dans une salle climatisée ($h_e = 65 \pm 5 \%$ et $T_e = 20 \pm 2^\circ\text{C}$). Les mesures débutent en

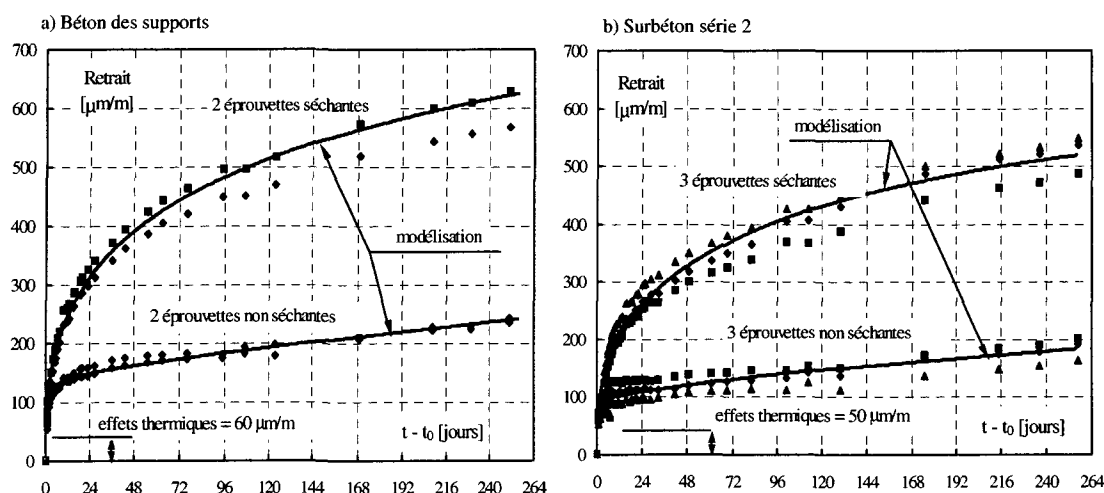


Figure 3.7: Comparaison des valeurs de retrait de séchage mesurées et calculées pour a) le béton des supports et b) le surbéton de la série 2

moyenne vingt-quatre heures après la fabrication du béton. Les figures 3.7 a) et b) présentent l'évolution des déformations de retrait mesurées respectivement sur le béton des supports et le surbéton de la série 2. Il est important de signaler la forte amplitude des déformations de retrait mesurées sur les éprouvettes non sèches. Sachant que ces mesures ont débuté lorsque le béton a atteint un âge de vingt-quatre heures, ces déformations sont dues à trois causes, à savoir : les effets thermiques durant les premières heures, le retrait endogène et éventuellement une faible perméabilité à l'humidité de la couche d'aluminium.

Fluage en compression

Dans le même esprit que les mesures de retrait de séchage, le fluage est mesuré en compression pour un âge de sollicitation de 24 heures sur des éprouvettes prélevées lors du bétonnage des supports. Trois éprouvettes sèches ($\phi = 160 \text{ mm}$, $\ell = 320 \text{ mm}$) sont testées dans le but de mesurer le fluage total et trois éprouvettes non sèches afin de mesurer le fluage propre. Les mesures de fluage sont effectuées parallèlement aux mesures de retrait de séchage dans la même salle climatisée, sur le même matériau ayant été soumis aux mêmes conditions de cure. La force appliquée sur toutes les éprouvettes est de 145 kN , ce qui correspond à une contrainte moyenne de compression de 7 N/mm^2 .

La figure 3.8 présente l'évolution moyenne des déformations totales mesurées sur les éprouvettes sèches et non sèches au cours de l'essai de fluage (mesures brutes sans déduction du retrait libre).

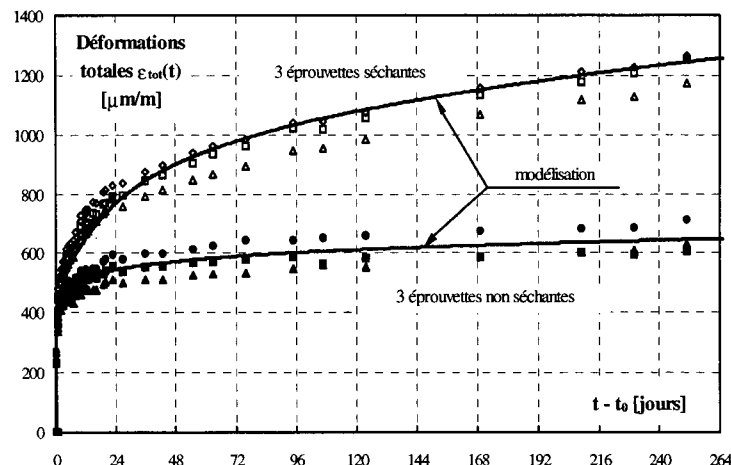


Figure 3.8: Comparaison des déformations totales mesurées et calculées des éprouvettes séchantes et non séchantes en cours de fluage (béton des supports - mesures brutes sans déduction du retrait libre)

3.6 Résultats des essais sur grandes poutres

3.6.1 Comportement au jeune âge

Mesures de température

La figure 3.9 illustre l'évolution de la température de la partie supérieure du surbéton des poutres B1, B2 et B5. Le tableau 3.4 récapitule les résultats principaux obtenus pour chaque poutre. Les résultats montrent que l'élévation maximale de la température ΔT_1 est proportionnelle à la hauteur h_{new} du nouveau béton. Le caractère thermoactif de la réaction d'hydratation est mis en évidence par le fait que le temps nécessaire pour atteindre le pic $t_{0 \rightarrow pic}$ diminue lorsque h_{new} augmente. Les courbes de refroidissement sont pratiquement toutes parallèles. Ceci indique que la conductibilité et la capacité thermiques du béton ne sont pas influencées, de manière significative, par la présence de l'armature ou par celle des fibres métalliques.

La figure 5.6 a) permet de suivre l'évolution de la différence de température entre le vieux et le nouveau béton de la poutre A3. Une valeur maximale de cette différence de $5^\circ C$ a été observée sur la poutre A5 [Bern00]. Ce résultat indique que les gradients thermiques sont faibles sur la hauteur des poutres. Par conséquent, les effets thermiques au jeune âge ne devraient donc pas engendrer des contraintes importantes dans les éléments hybrides testés.

Evolution des déformations

La figure 3.10 présente l'évolution des déformations mesurée par chaque capteur dans la poutre A1. Sur ce diagramme, la déformation est mise à zéro lorsque le capteur placé en haut du surbéton (A1FiH) atteint le pic. Trois phases peuvent être distinguées : une première de zéro à douze heures durant laquelle les trois capteurs se dilatent, une seconde de douze à trente heures lorsque le support continue de gonfler pendant que le surbéton commence son retrait et

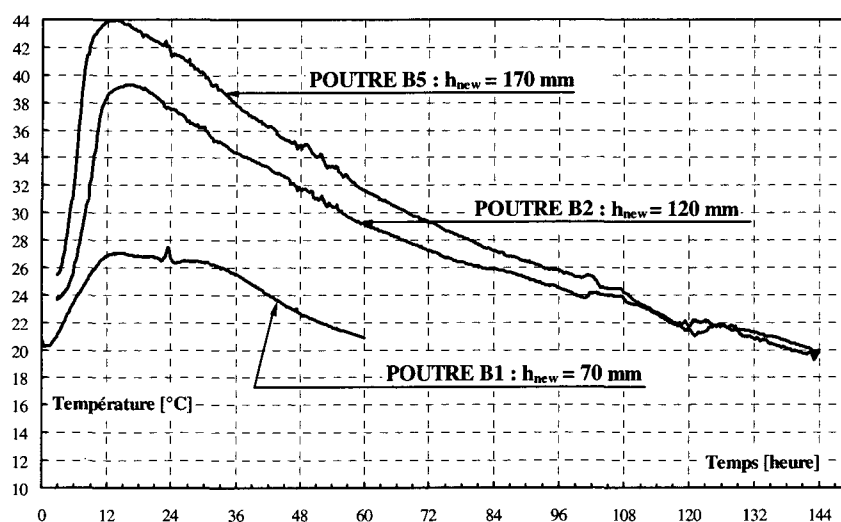


Figure 3.9: Influence de la hauteur du nouveau béton sur l'évolution de la température de la partie supérieure du surbéton

Poutre	h_{new} [mm]	T_{frais} [°C]	T_{max} [°C]	ΔT_1 [°C]	$t_{0 \rightarrow pic}$ [heure]
A1	70	19.5	27	7.5	15
A2	120	20	33	13	16
A3	120	21	33.5	12.5	18
A4	120	21	33	12	15
A5	170	24	43.5	19.5	14
B1	70	20	27	7	15
B2	120	24	39	15	16
B3	120	24.5	39	14.5	18
B4	120	24	38	14	17
B5	170	25	44	19	13
C1	70	12	21	9	24
C2	120	14	28	14	24
C3	120	15	31	16	24
C4	120	15	30.5	15.5	24

Tableau 3.4: Récapitulation des mesures thermiques

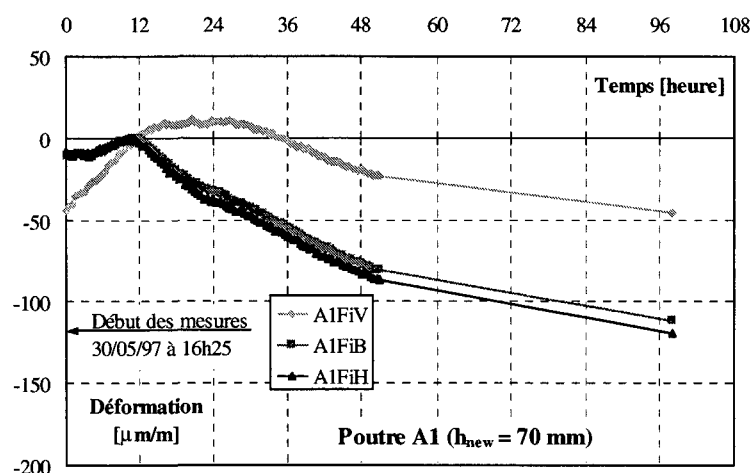


Figure 3.10: Evolution des déformations dans la poutre A1

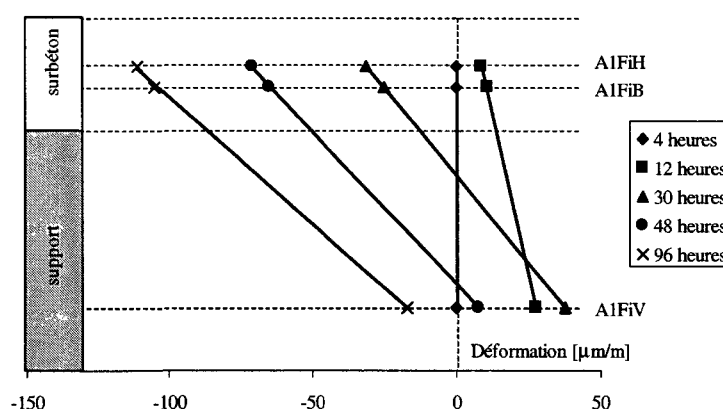


Figure 3.11: Evolution de la déformation d'une section plane de la poutre A1

une troisième après trente heures pendant laquelle les trois capteurs indiquent un retrait. C'est durant la seconde phase que l'effet de courbure est le plus marqué. A l'aide de ces mesures, on peut montrer que les sections planes restent planes au jeune âge (voir figure 3.11). Notons encore que le temps écoulé pour que la déformation mesurée en haut du surbéton atteigne son pic est toujours plus court que le temps écoulé pour que la température atteigne son pic au même point. Ce décalage dans le temps entre le pic de température et le pic de la déformation est illustré au chapitre 5 à la figure 5.6. Ce décalage a été mis en évidence sur les quatorze éléments hybrides testés [Bern00].

Signalons pour finir que l'amplitude des déformations mesurées durant la phase de refroidissement augmente lorsque la hauteur h_{new} augmente. De plus, la présence de l'armature et des fibres métalliques n'influence pas l'amplitude des déformations mesurées au jeune âge. Cette dernière constatation s'explique par le fait qu'une fissuration traversante des surbétons n'est pas apparue.

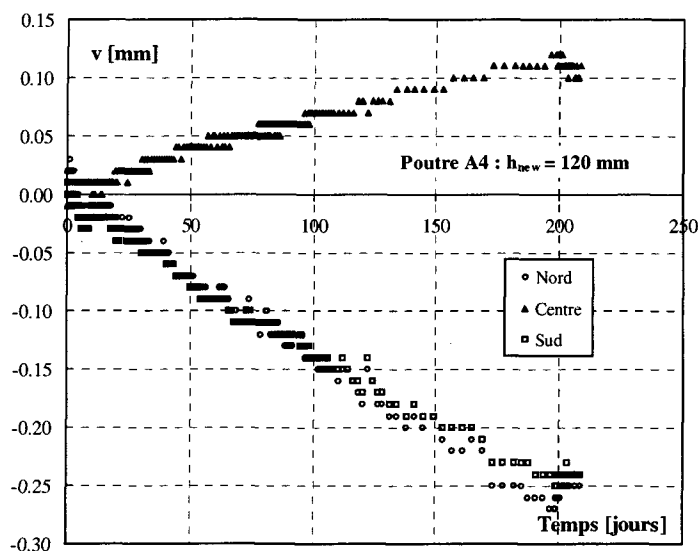


Figure 3.12: Déplacements de la poutre A4 non sollicitée par les caisses de plomb (série 1)

3.6.2 Comportement à long terme

Déplacements des poutres sans caisses de plomb

Les figures 3.12 et 3.13 a) et b) illustrent l'évolution des déplacements³ des poutres A4, B3 et C2 non sollicitées par les caisses de plomb. Les extrémités de la poutre A4 (série 1) se soulèvent sous l'effet du séchage et le centre s'abaisse. L'effet de courbure dû au séchage est symétrique. Un comportement fort différent est observé pour la poutre B3, dont les mesures de déplacements ont débuté à l'âge de 404 jours. L'effet de courbure et les déplacements sont quasiment nuls. Malgré un âge plus élevé au début des mesures (466 jours pour C2 au lieu de 178 pour A4), la poutre C2 présente un comportement qui se rapproche de celui de la poutre A4. Ces résultats seront exploités au chapitre 5.

Déplacements et complaisance des poutres sollicitées

La figure 3.14 illustre l'évolution des déplacements totaux mesurés sur les poutres A1 et B1 au cours de l'essai de fluage flexionnel. La quantité de plomb sollicitant ces poutres a été augmentée après quatorze jours. La pente des déplacements différés mesurée sur B1 est plus grande que celle des déplacements différés de A1. Rappelons que les poutres A1 et B1 se distinguent uniquement par leur taux d'armature contenu dans le surbéton. Une influence identique est mise en évidence à la figure 3.15 dans le cas des poutres A2 et B2, dont h_{new} vaut 120 mm. Les résultats des autres poutres peuvent être consultés dans [Bern00] et seront exploités au chapitre 5.

Lorsque les déplacements d'une poutre identique non sollicitée par les caisses de plomb sont connus, les différentes composantes des déplacements totaux d'une poutre sollicitée peuvent être

³Les déplacements sont admis positifs lorsque la poutre descend (le déplacement élastique dû aux caisses de plomb est positif à l'extrémité de la poutre).

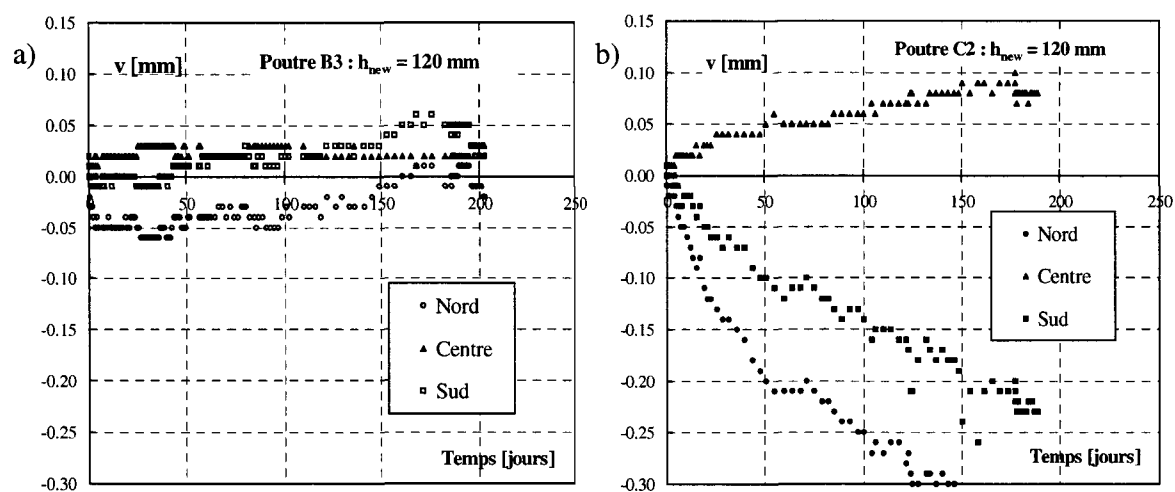


Figure 3.13: Déplacements de la poutre a) B3 et b) C2 non sollicitées par les caisses de plomb

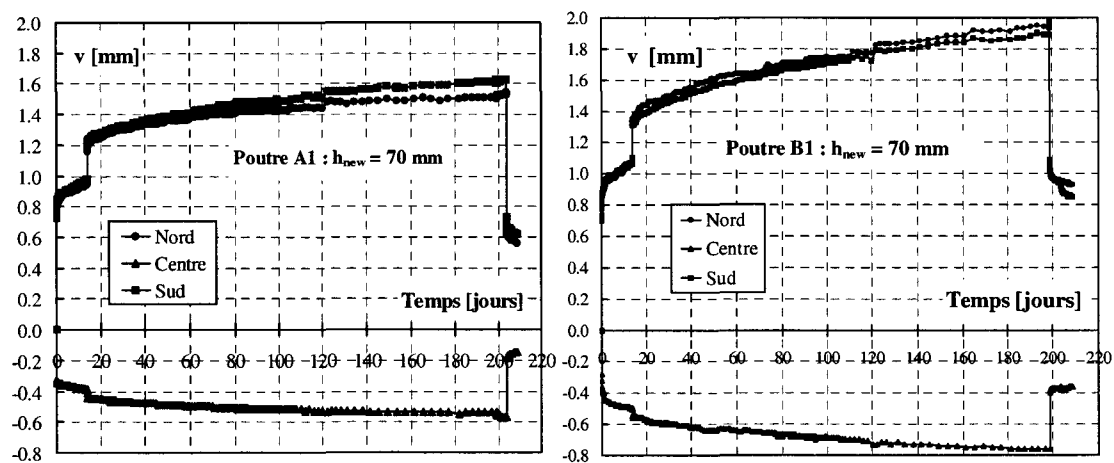


Figure 3.14: Déplacements totaux mesurés sur les poutres A1 et B1 durant l'essai de fluage flexionnel (série 1)

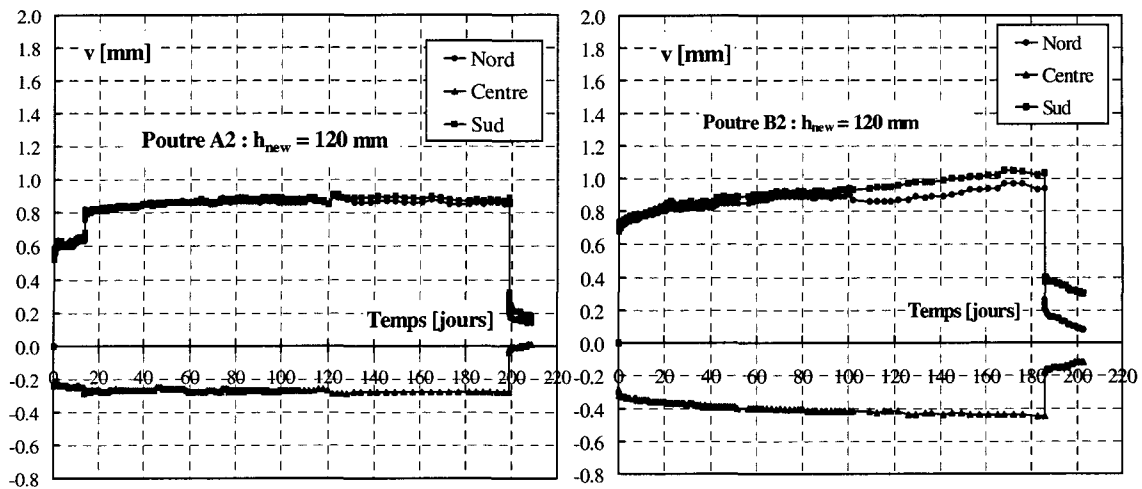


Figure 3.15: Déplacements totaux mesurés sur les poutres A2 (série 1) et B2 (série 2) durant l'essai de fluage flexionnel

distinguées. A l'aide uniquement des déplacements élastiques et de ceux dus au fluage, la théorie de l'élasticité nous permet de calculer un module d'élasticité instantané qui correspond à un module global de la poutre à un instant donné. En prenant l'inverse de ce module, une fonction de complaisance $J(t, t_1)$ peut être déterminée pour chaque point où les déplacements sont mesurés [Bern00]. La fonction $J(t, t_1)$ ne dépend ni de h_{new} , ni du niveau de contrainte nominale. Aucune différence significative n'est relevée entre les fonctions de complaisance, qu'elles soient calculées au centre de la poutre ou sous les caisses de plomb. Ce résultat signifie qu'aucun endommagement localisé (par exemple sur appui) n'est intervenu au cours des essais.

Sur la base de nos résultats, notons encore que le niveau de contrainte n'a pas eu d'influence significative sur l'évolution des fonctions de complaisance, qu'une interface de moins bonne qualité (C4 comparativement à C3) n'a pas influencé l'évolution des fonctions de complaisance et que le comportement des poutres C (80 kg/m^3 de fibres) s'est rapproché de celui des poutres A ($4 \phi 10 \text{ mm}$).

Fissuration des surbétons

Initialement, nous nous attendions à observer tout d'abord des macrofissures verticales dans les surbétons provoquées par l'entrave des déformations de séchage, puis à leur propagation soit dans le support, soit à l'interface entre les deux matériaux.

Le surbéton de la poutre B1 est celui qui s'est le plus fissuré durant l'essai de fluage flexionnel. Les premières fissures se remarquent environ trente jours après le début de l'essai (voir figure 3.16 a). Le fait que la membrane époxyde soit également fissurée témoigne que ces macrofissures sont bien apparues en cours d'essais. Pour les fissures apparues près du bord de la poutre, l'ouverture moyenne varie entre 25 et 60 μm . Pour les fissures apparues au centre de l'élément, elle varie entre 15 et 25 μm . Les fissures sont principalement orientées transversalement à la poutre. A l'aide de la figure 3.16 b), on remarque que la profondeur visible des fissures varie entre 35 et 50 mm. L'espacement des fissures présentes sur les bords de l'élément varie entre 150 et 200 mm.

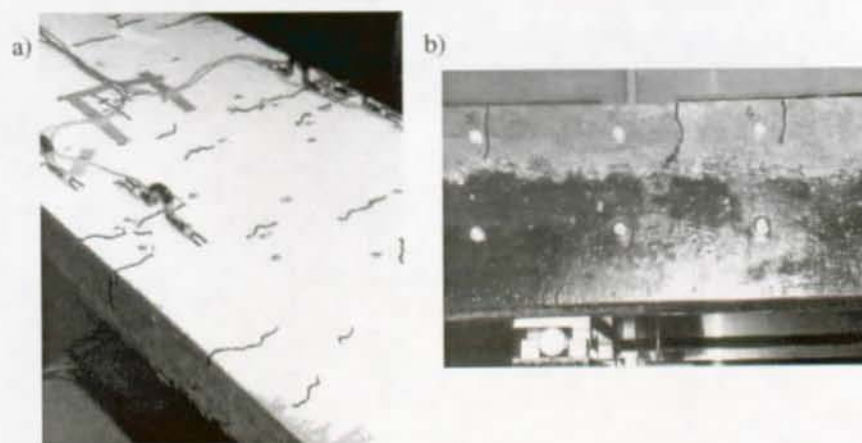


Figure 3.16: Fissuration du surbéton de la poutre B1, a) vue en plan et b) vue de profil

Des amorces de faïençage sont parfois visibles au centre du surbéton.

La poutre A1, pour sa part, ne présente pas du tout le même schéma de fissuration. Les macrofissures sont quasiment absentes, à l'exception de quelques amorces situées sur les bords de l'élément dans les zones d'appuis. Rappelons que les poutres A1 et B1 se distinguent uniquement par leur taux d'armature contenu dans le surbéton. Par conséquent, un plus fort taux d'armature favorise l'apparition de la fissuration du surbéton. Pour les poutres dont h_{new} est plus grand, cette influence du taux d'armature n'est plus observée.

Au chapitre 2, on a montré que le degré d'entrave μ dépend de la géométrie de l'élément hybride et du rapport m . Dans [Uhn96] et [Nmai98], il est démontré que l'armature contribue également à l'entrave des déformations de séchage et favorise l'apparition de la fissuration dans le béton d'enrobage. En conclusion, il semble donc logique que ce soit la poutre B1 (dont h_{new} vaut 70 mm et dont le surbéton contient le plus fort taux d'armature) qui présente la plus forte fissuration sous l'effet du séchage.

Evolution des déformations

Les mesures de déformations permettent d'arriver aux mêmes conclusions que celles tirées sur la base de la mesure des déplacements. La figure 3.17 illustre l'évolution des déformations de la poutre A2. Le point zéro des courbes est choisi au début de l'essai de fluage flexionnel. Il est intéressant de noter que l'amplitude des déformations dues aux effets d'hydratation et celles dues au séchage est 5 à 10 fois plus grande que celle des déformations dues à la mise en place des caisses de plomb. Des ordres de grandeur similaires sont mentionnés dans [Benm92]. De plus, ces mesures de déformations ont permis de démontrer que les sections planes restent planes, que les poutres soient sollicitées ou non par les caisses de plomb [Bern00].

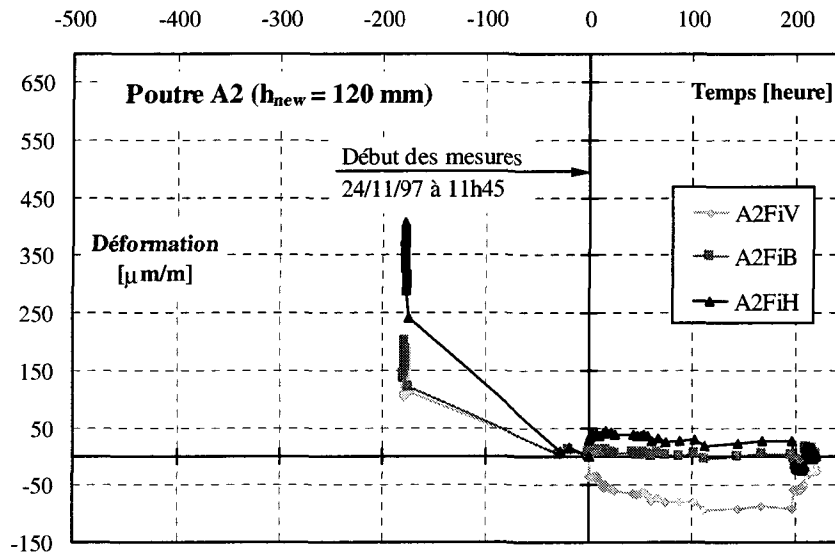
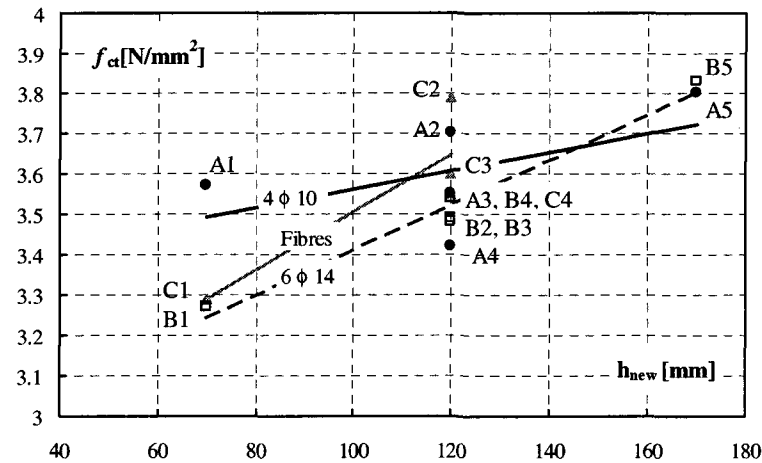


Figure 3.17: Evolution des déformations de la poutre A2

Figure 3.18: Influence de la hauteur h_{new} , du taux d'armature et de la présence de fibres dans le surbéton sur la résistance à la traction directe f_{ct} mesurée au cours de l'essai de rupture

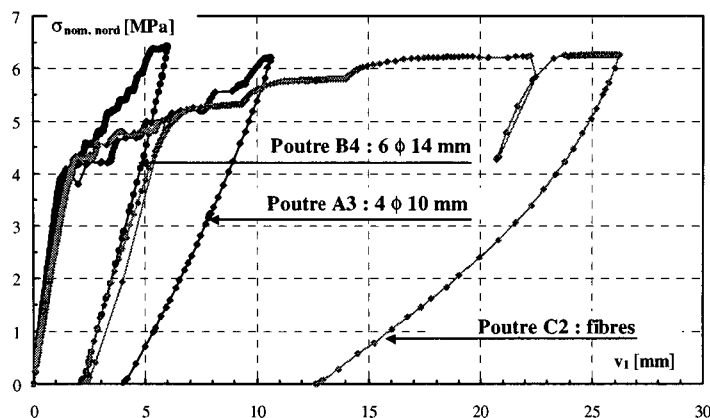


Figure 3.19: Influence du taux d'armature et de la présence des fibres sur le comportement à la rupture pour $h_{new} = 120 \text{ mm}$

3.6.3 Comportement des poutres à la rupture

Comportement pré-pic

Le comportement pré-pic des quatorze poutres est quasiment linéaire. La figure 3.18 illustre la diminution de la résistance à la traction directe des surbêtons f_{ct} en fonction de h_{new} . La valeur de f_{ct} est calculée à l'aide de la moyenne des forces F_{Nord} et F_{Sud} qui ont provoqué l'apparition de la première macrofissure dans le surbêton, en tenant compte du poids propre et de l'effet de taille dû à la hauteur de la poutre selon les formules de [Uchi92], données dans [Baza98]. Ajoutons que la contrainte maximale de traction provoquée sur appui par le poids propre vaut entre 13 et 20 % de f_{ct} suivant h_{new} . Pour les petites valeurs de h_{new} , la diminution de f_{ct} est plus forte lorsque le taux d'armature augmente. Ce résultat confirme la présence d'un endommagement provoqué par l'entrave des déformations dues au séchage. Etant donné les valeurs élevées obtenues pour f_{ct} , aucune autocontrainte résiduelle due aux effets d'hydratation ne semble être présente dans les surbêtons au moment de l'essai de rupture.

Comportement post-pic

Le comportement post-pic des poutres A et B est similaire à celui d'un élément monolithique en béton armé. Aucune délamination est observée sur les poutres B. Des amorces de délamination sont relevées sur les poutres A2, A3 (voir figure 3.20) et A5 [Bern00].

La figure 3.19 compare le comportement des poutres A3, B4 et C2. Ces résultats montrent que les fibres métalliques ne contrôlent pas aussi efficacement la croissance de la fissuration que l'armature. Aucun comportement multifissurant n'a été observé dû à la présence des fibres. Plus la hauteur h_{new} augmente, plus l'inefficacité des fibres est grande.

Les figures 3.20 à 3.22 présentent les schémas de fissuration des poutres A3, B4 et C2. Les amorces de délamination sont importantes pour la poutre C2. De plus, sachant que l'ampleur de la délamination de la poutre C1 est similaire à celle de A1 [Bern00], on peut affirmer qu'une diminution du taux d'armature et une augmentation de h_{new} favorisent la délamination. En

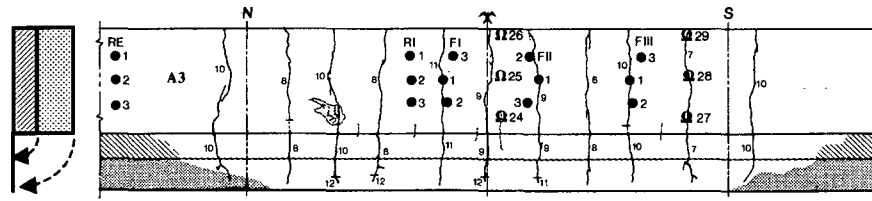


Figure 3.20: Schéma de fissuration de la poutre A3 (face verticale ramenée sur le plan horizontal)

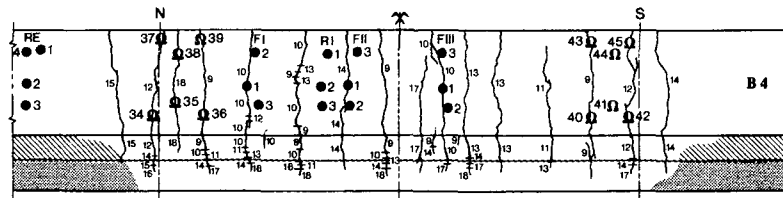


Figure 3.21: Schéma de fissuration de la poutre B4

outre, en comparant les schémas de fissurations des poutres C2 et C4, donnés aux figures 3.22 et 3.23, on remarque qu'une interface de moins bonne qualité favorise la délamination.

L'interférométrie "Speckle" montre que les microfissures en surface dues au retrait plastique et au retrait de séchage ne constituent pas forcément des points d'amorçage des macrofissures provoquées par l'application des forces à l'aide des vérins. De plus, la propagation de la fissuration lorsque la sollicitation est maintenue constante a été observée (voir dans [Bern00] et [Facc99]).

La présence des caisses de plomb, maintenue durant six mois lors de l'essai de fluage flexionnel, n'a aucune influence sur le comportement à la rupture des éléments hybrides. Ce résultat est cohérent avec la grande différence d'amplitude des déformations engendrées par les effets d'hydratation et le séchage et celles engendrées par les caisses de plomb.

3.7 Synthèse des résultats

Les mesures effectuées au jeune âge mettent en évidence la proportionnalité qui existe, d'une part, entre l'épaisseur du nouveau béton h_{new} et l'évolution de la température et, d'autre part, entre h_{new} et l'évolution des déformations. De plus, les différences de température entre le nouveau béton et le support des quatorze éléments hybrides restent faibles durant l'hydratation. Dans les conditions de nos essais, aucun endommagement attribuable aux seuls effets thermiques n'est relevé. Cette constatation explique pourquoi le taux d'armature et la présence des fibres n'ont pas d'influence sur le comportement au jeune âge des éléments hybrides testés. Pour un âge minimum du surbéton de 402 jours, les essais de rupture ne sont pas en mesure de mettre en évidence l'existence d'autocontraintes dues aux effets d'hydratation.

Durant l'hydratation du nouveau béton, un décalage dans le temps entre le pic de température et le pic des déformations est observé dans la partie supérieure du surbéton des quatorze éléments hybrides testés. La fin du gonflement a lieu plus tôt que la fin de l'échauffement.

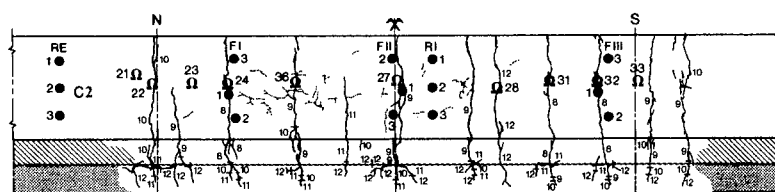


Figure 3.22: Schéma de fissuration de la poutre C2

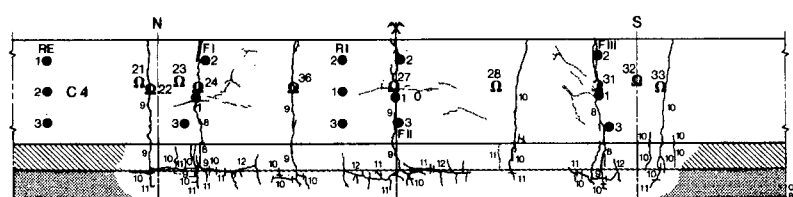


Figure 3.23: Schéma de fissuration de la poutre C4

Les déplacements mesurés sur la poutre B3 ($h_{new} = 120 \text{ mm}$, $6 \phi 14$) non sollicitée au cours de l'essai de fluage flexionnel sont quasiment nuls comparativement à ceux mesurés sur la poutre A4 ($h_{new} = 120 \text{ mm}$, $4 \phi 10$). De plus, la pente des déplacements mesurés sur les poutres sollicitées au cours de l'essai de fluage flexionnel est plus grande lorsque le taux d'armature contenu dans le surbéton est plus grand. En outre, le séchage imposé au cours de l'essai de fluage flexionnel provoque un endommagement visible principalement sur le surbéton de la poutre B1. Ce surbéton est celui dont l'épaisseur est la plus faible et qui contient le taux d'armature le plus important.

Les différents niveaux de contrainte nominale imposés au cours de l'essai de fluage flexionnel n'engendrent pas de non-linéarité des déplacements mesurés. De plus, le comportement à la rupture des éléments testés ne dépend pas des sollicitations mécaniques antérieures. Par conséquent, aucune fissuration différée des surbétons liée au niveau élevé de traction n'est survenue au cours de l'essai de fluage flexionnel.

Les essais de rupture montrent que la délamination est favorisée lorsque la hauteur du nouveau béton h_{new} augmente. La présence d'une armature permet de diminuer l'ampleur de la délamination. De plus, une interface de moindre résistance favorise la propagation de la délamination.

Pour les hauteurs h_{new} supérieures ou égales à 120 mm , 80 kg/m^3 de fibres métalliques ne sont pas en mesure de contrôler la fissuration verticale et la délamination des surbétons testés de manière aussi efficace que quatre barres de $\phi 10 \text{ mm}$. Aucun comportement multifissurant n'est observé. Pour des épaisseurs h_{new} plus faibles, l'efficacité des fibres semble s'améliorer.

3.8 Exploitation des résultats

Au chapitre 4, les résultats des essais de caractérisation des bétons, réalisés sur des éprouvettes, serviront au calage des modèles qui constituent l'outil d'analyse. Ensuite, les résultats obtenus sur les poutres hybrides seront utilisés au chapitre 5 afin de valider cet outil.

Les objectifs de la suite de ce travail sont tout d'abord de déterminer les conditions dans lesquelles une fissuration qui survient durant la fabrication d'un élément hybride peut être évitée. Il s'agit également d'étudier l'évolution des autocontraintes dues aux effets d'hydratation et de voir si celles-ci disparaissent avec le temps comme semble l'indiquer les résultats d'essais.

La fissuration des surbétons au cours de l'essai de fluage flexionnel a été beaucoup moins marquée par rapport à nos attentes initiales. De plus, certaines fissures verticales se sont arrêtées au milieu de la nouvelle couche sans atteindre l'interface. Ces indications mettent en avant le rôle majeur joué par le fluage en traction du béton qui, en permettant de relaxer les contraintes de traction, diminue l'ampleur de la fissuration. Par conséquent, la modélisation du fluage en traction est particulièrement poussée au chapitre 4 et son influence sur le comportement des éléments hybrides est discutée en détail au chapitre 6.

Les résultats expérimentaux indiquent que le niveau de contrainte nominale imposée durant l'essai de fluage flexionnel n'a pas eu d'influence significative sur l'évolution des déplacements des poutres. Afin de remettre en cause cette conclusion, le niveau de chargement sera pris en compte lors de la modélisation du fluage en traction du béton au chapitre 4 et son influence sur le comportement en service des poutres hybrides rediscutée au chapitre 5.

Malgré une interface de bonne qualité, la délamination d'un élément hybride n'a pas pu être évitée au cours de l'essai de rupture. Un taux caractéristique d'armature disposée dans le surbêton est à définir afin d'empêcher cette délamination. Ce taux caractéristique dépend fortement de l'épaisseur du nouveau béton et de la position de l'interface par rapport à l'axe neutre de l'élément hybride. Sa détermination sera effectuée au chapitre 6. Dans une moindre mesure et pour de faibles épaisseurs de surbêton, la participation des fibres métalliques peut éventuellement être prise en compte lors de la détermination de ce taux d'armature caractéristique.

Chapitre 4

Description de l'outil d'analyse

Ce chapitre débute en présentant la conception de l'outil d'analyse. Il s'agit de mettre en évidence les différents phénomènes physiques modélisés et leurs couplages. L'apport du présent travail se concentre sur l'amélioration de la modélisation des déformations viscoélastiques et de leur couplage avec la fissuration du béton. Ensuite, le paragraphe 4.2 se consacre à la description des modèles inclus dans l'outil d'analyse. Sans donner une valeur numérique à leurs paramètres, la notion de maturité du béton, les modèles de transport thermique et hydrique, le retrait endogène, la viscoélasticité propre et transitoire, ainsi que la fissuration quasi-statique et différée sont décrits. Les approches choisies pour tenir compte de la présence de l'armature et de l'interface entre deux bétons sont respectivement illustrées aux paragraphes 4.3 et 4.4. La détermination de la valeur de tous les paramètres des modèles est effectuée au paragraphe 4.5. Ce paragraphe commence par fixer les paramètres des modèles indépendants. Puis, une procédure est donnée dans le but de définir les paramètres des modèles qui représentent les phénomènes couplés. La valeur de tous les paramètres des modèles est donnée à l'annexe C. Pour finir, une évaluation de l'outil d'analyse est effectuée au paragraphe 4.6 dans le but d'apprécier sa précision.

4.1 Conception

Sur la base de l'état des connaissances exposé au chapitre 2 et des résultats de la campagne expérimentale décrite au chapitre 3, la modélisation du comportement des éléments hybrides nécessite la prise en compte des quatre catégories de phénomènes décrits à la figure 4.1 :

- les *effets chimiques* liés à l'hydratation du ciment et la notion de maturité qui lui est associée,
- les *mécanismes de transport thermique* et les déformations que les variations de température induisent,
- les *mécanismes de transport hydrique* et les déformations que les variations d'humidité relative induisent,
- le *comportement mécanique* du béton qui doit être admis viscoélastique et prendre en compte de l'apparition de la fissuration.

Comme l'illustre la figure 4.1, le comportement réel du béton fait apparaître de forts couplages entre ces quatre catégories de phénomènes. En effet, la réaction d'hydratation provoque

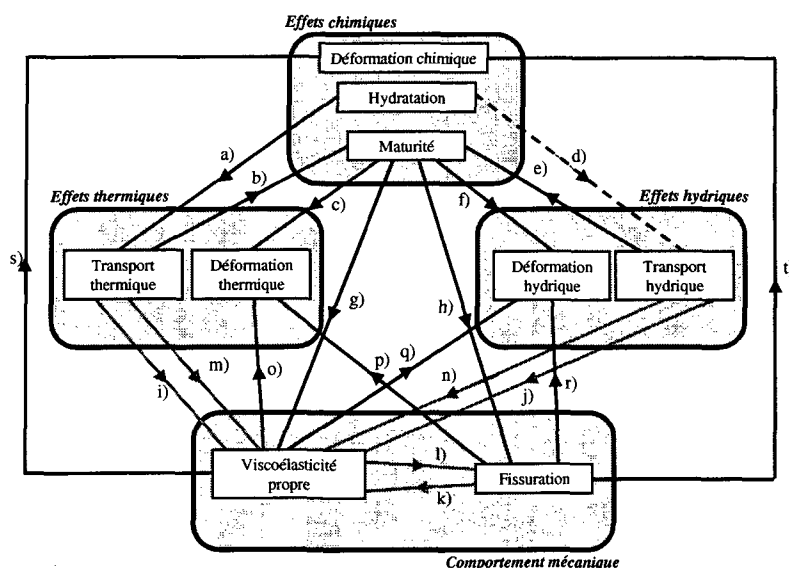


Figure 4.1: Structure de l'outil d'analyse et couplages entre les phénomènes

un dégagement de chaleur qui va influencer les phénomènes de transport thermique (relation a). De même, cette réaction consomme une partie de l'eau contenue dans le ciment et influence les phénomènes de transport hydrique (d). Ces variations de température et d'humidité relative provoquées par la réaction d'hydratation influencent sa cinétique et modifient la maturité du béton (b)(e). Ensuite, étant donné que la maturité dépend de la température et de l'humidité relative du béton, ses coefficients de dilatation thermique et hydrique et les caractéristiques mécaniques, tels que le module d'élasticité et la résistance à la traction, en dépendent également (c)(f)(g)(h). Par rapport à une température de référence constante de 20°C et des conditions saturées d'humidité relative, l'amplitude des déformations viscoélastiques est plus grande lorsque cette température constante est plus élevée (i) et plus faible lorsque le béton, en équilibre hydrique, est plus sec (j). De même, l'amplitude des déformations viscoélastiques augmente lorsque le niveau de la sollicitation se rapproche de la résistance à la traction du béton (k). En fonction du niveau de sollicitation en traction, une partie des déformations viscoélastiques est attribuable à la microfissuration du béton et des ruptures différées interviennent (l). Lorsque des déformations viscoélastiques ont lieu en conditions thermiques ou hydriques transitoires, elles augmentent (m)(n). Les déformations chimiques, thermiques et hydriques engendrent des contraintes dans une structure en béton lorsqu'elles sont entravées ou non uniformes sur la section d'un élément. Etant donné que la relaxation de ces contraintes dépend de la viscoélasticité et de la fissuration du béton, l'amplitude apparente des déformations chimiques, thermiques et hydriques en dépend également (o)(p)(q)(r)(s)(t).

Le développement de l'outil d'analyse *HEAT* 6.0 est effectué sur la base d'un outil existant, le logiciel *HEAT* 3.0 réalisé par Roelfstra [Roel89]. Cet outil existant tenait compte des couplages entre les quatre catégories de phénomènes illustrés à la figure 4.1 par des traits continus noirs. La relation (d) en trait discontinu noir n'est pas prise en compte dans *HEAT* 3.0.

L'apport du présent travail se concentre sur l'amélioration de la modélisation des déformations viscoélastiques et de leur couplage avec la fissuration du béton et les phénomènes de transport hydrique et thermique. Il s'agit de prendre en compte les relations (i) à (n) illustrées

à la figure 4.1 par des traits continus gris. Cet apport est nécessaire afin de modéliser de manière précise l'amplitude apparente des déformations chimiques, thermiques et hydriques d'un élément de béton. En d'autres termes, ces déformations apparentes ne sont rien d'autre que le retrait endogène, le retrait induit par les effets thermiques et le retrait de séchage d'un élément de structure.

L'outil d'analyse *HEAT* 6.0 est basé sur la méthode non-linéaire des éléments finis dont les principes sont décrits en détail dans [Hugh91] [Zien91]. Les éléments finis utilisés sont des quadrilatères à quatre noeuds et quatre points d'intégration de Gauss. Les phénomènes sont modélisés en deux dimensions, soit en état plan de contraintes, soit en état plan de déformations ou en conditions axisymétriques.

Pour chaque incrément de temps $\Delta t = t_n - t_{n-1}$, l'outil d'analyse détermine tout d'abord les propriétés physiques en chaque point de la structure, c'est-à-dire la maturité $M(t_n)$, le degré d'hydratation $\xi(t_n)$, la température $T(t_n)$, la teneur en eau $w(t_n)$ et l'humidité relative $h(t_n)$.

L'étape suivante consiste à résoudre le système d'équation d'équilibre incrémentiel. Il s'agit de calculer, en chaque noeud du maillage, les déplacements qui correspondent à l'incrément de forces appliquées ($\Delta \mathbf{F} = \mathbf{F}_{ext,n} - \mathbf{F}_{int,n-1}$) sur la structure. Dans cette nouvelle configuration, la connaissance des déplacements permet de déterminer les incréments de déformations $\Delta \epsilon$ en chaque point de Gauss. Les lois constitutives $\mathbf{S}_{vef}$ implémentées dans *HEAT* 6.0 permettent ensuite de calculer les incréments de contraintes $\Delta \sigma$ en tenant compte du comportement visco-élastique $\mathbf{S}_{ve}$ du béton et de la fissuration $\mathbf{S}_f$. A ce stade, les incréments $\Delta \epsilon_k$ de déformations chimiques, thermiques et hydriques sont pris en compte.

$$\Delta \sigma = \sigma_n - \sigma_{n-1} = \mathbf{S}_{vef} (\Delta \epsilon - \Delta \epsilon_k) \quad (4.1)$$

Les incréments de contraintes $\Delta \sigma$ sont ensuite utilisés pour calculer les forces internes $\mathbf{F}_{int,n}$ dans la configuration actuelle. La différence entre les forces extérieures $\mathbf{F}_{ext,n}$, imposées sur la structure et les forces internes $\mathbf{F}_{int,n}$ constitue le défaut d'équilibre $\Delta \mathbf{F}_i$. Si $\Delta \mathbf{F}_i$ est inférieur à la précision de calcul voulue, la configuration d'équilibre relative à $\mathbf{F}_{ext,n}$ est trouvée et l'analyse peut passer au pas de temps suivant. Si $\Delta \mathbf{F}_i$ est supérieur à la précision de calcul voulue, des itérations doivent être effectuées afin de converger vers la configuration d'équilibre relative à $\mathbf{F}_{ext,n}$. Les itérations d'équilibre sont effectuées en utilisant la méthode de Newton-Raphson.

4.2 Description des modèles

4.2.1 Maturité du béton

La notion de maturité $M(t)$ permet de tenir compte du caractère thermo-hygroactif de la réaction d'hydratation du béton sur l'évolution de ses propriétés physico-mécaniques. Il s'agit d'un âge équivalent défini par l'équation 4.2. Si l'hydratation avait lieu à une température constante de 20°C et en conditions saturées en humidité, la maturité serait équivalente à l'âge du béton.

$$M(t) = \int_0^t e^{\frac{Q_{hydr}}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T(t)+273} \right)} \frac{1}{1 + (a_c - a_c h(t))^4} dt \quad (4.2)$$

avec $T_{ref} = 293 \text{ }^\circ K$, $T(t)$: température effective au temps t en $[\text{ }^\circ C]$, Q_{hydr} : énergie d'activation relative au phénomène d'hydratation du béton en $[J/mol]$ et R : constante universelle des gaz parfaits $= 8.3144 \text{ } J/mol \cdot ^\circ K$, $h(t)$: humidité relative du béton au temps t [-], a_c : coefficient [-]. Dans l'équation 4.2, l'influence de la température sur $M(t)$ est décrite à l'aide d'une loi d'Arrhénius [Rego80] et celle de l'humidité relative par une expression proposée par Bažant et Najjar [Baza72b].

4.2.2 Transport thermique

Les phénomènes de transport thermique dans un milieu homogène sous conditions transitoires obéissent aux lois de Fourier (équation 4.3) :

$$\begin{aligned} \vec{q}(t) &= -\lambda_T \overrightarrow{\text{grad}} T(t) && \text{(flux thermique)} \\ c_T \frac{dT(t)}{dt} + \text{div } \vec{q}(t) - \frac{dH_{hydr}(M(t))}{dt} &= 0 && \text{(transfert thermique)} \end{aligned} \quad (4.3)$$

avec $T(t)$: température au temps t , λ_T : coefficient de diffusion thermique en $[W/m \cdot ^\circ K]$, c_T : capacité thermique en $[kJ/m^3 \cdot ^\circ K]$ et $H_{hydr}(M(t))$: quantité de chaleur dégagée par l'hydratation à maturité $M(t)$ en $[kJ/m^3]$.

Le dégagement de chaleur durant l'hydratation est représenté à l'aide d'un modèle empirique, développé pour l'industrie danoise du ciment dans [Roel94] :

$$H_{hydr}(M(t)) = H_T e^{-\left(\frac{a_d}{M}\right)^{b_d}} \quad (4.4)$$

avec H_T : quantité totale de chaleur d'hydratation en $[kJ/m^3]$, a_d et b_d : paramètres caractérisant le modèle [-].

Les conditions de bords thermiques sont de deux types. D'une part, la température peut être prescrite aux frontières du domaine. D'autre part, des conditions de bords de type convectives peuvent être définies de la manière suivante :

$$\vec{q}_B(t) = \pi_T (T(t) - T_e(t))_B \vec{n} \quad (4.5)$$

avec $\vec{q}_B(t)$: flux de chaleur à travers la frontière B en $[W/m^2]$, π_T : coefficient de transfert de chaleur en $[W/m^2 \cdot ^\circ K]$, $T_e(t)$: température de l'air extérieur au temps t en $[\text{ }^\circ C]$ et $\vec{n}$: vecteur normal à la frontière B.

Les variations de température induisent des déformations volumiques définies comme suit :

$$\dot{\epsilon}_{k,T} = \alpha_T(M(t)) \dot{T}(t) \delta \quad (4.6)$$

avec $\alpha_T(M(t))$: coefficient volumique de dilatation thermique à la maturité $M(t)$ en $[\mu m/m \cdot ^\circ K]$, $\dot{T}(t)$: taux de variation de la température au temps t et δ : tenseur volumique.

4.2.3 Transport hydrique

La modélisation du transport hydrique est réalisée en adaptant le modèle de Bazant tiré de [Baza72b]. Le lien entre l'humidité relative¹ des pores h et la teneur en eau w du béton est réalisé à l'aide d'un isotherme de désorption dont la définition est donnée dans [Roel89]. A l'aide du principe de conservation de la masse, l'équation non-linéaire de diffusion hydrique est définie de la manière suivante :

$$\begin{aligned} \vec{q}(t) &= -D(h(t)) \overrightarrow{\text{grad}} h(t) && \text{(flux hydrique)} \\ \frac{dh(t)}{dt} + \text{div } \vec{q}(t) - \frac{dh_{hydr}(M(t))}{dt} &= 0 && \text{(transfert hydrique)} \\ D(h(t)) &= D_0 \left[a_h + \frac{1-a_h}{1+\left(\frac{1-h(t)}{1-h_c}\right)^4} \right] && \text{(coefficient de diffusion)} \end{aligned} \quad (4.7)$$

avec $h(t)$: humidité relative des pores au temps t , $h_{hydr}(M(t))$: diminution de l'humidité relative durant la réaction d'hydratation (autodessiccation), D_0 : coefficient de diffusion hydrique à l'état saturé ($h = 1$) en [$mm^2/jour$], a_h et h_c : paramètres du modèle.

Pour des bétons usuels, $h_{hydr}(M(t))$ décroît graduellement de 1 à 0,96 [Baza88]. Cette variation étant faible, elle est négligée par la suite. Cette simplification est liée au fait que le modèle est exprimé en terme d'humidité relative h et non pas en terme de teneur en eau w des pores [Baza88]. A ce stade, on justifie donc le fait de ne pas prendre en compte le couplage entre le modèle de transport hydrique et les effets chimiques durant l'hydratation (relation (d) de la figure 4.1). Cette simplification n'est plus valable dans le cas de bétons dont le rapport e/c est faible (bétons à hautes résistances ou bétons de poudres réactives) pour lesquels la valeur de $h_{hydr}(M(t))$ peut décroître jusqu'à 0.7 à 0.6 [Baro94] [Taza98].

Les conditions de bords hydriques sont de type convectives :

$$\vec{q}_B(t) = \pi_h (h(t) - h_e(t))_B \vec{n} \quad (4.8)$$

avec $\vec{q}_B(t)$: flux d'humidité relative à travers la frontière B en [$mm/jour$], π_h : coefficient de transfert hydrique en [$mm/jour$], $h_e(t)$: humidité relative ambiante de l'air extérieur au temps t en $[-]$ et $\vec{n}$: vecteur normal à la frontière B.

Les variations d'humidité relative créent des déformations volumiques définies comme suit :

$$\dot{\epsilon}_{k,h} = \alpha_h(M(t)) \dot{h}(t) \delta \quad (4.9)$$

avec $\alpha_h(M(t))$: coefficient volumique de dilatation hydrique à la maturité $M(t)$ en [$\mu m/m$], $\dot{h}(t)$: taux de variation de l'humidité au temps t .

4.2.4 Retrait endogène

Au paragraphe précédent, on a vu que l'autodessiccation due aux effets chimiques est négligée dans le modèle de transport hydrique. Toutefois, les déformations induites par ce phénomène sont prises en compte en introduisant point par point une déformation volumique qui dépend de la maturité du béton.

¹D'après [Baza88], $h = p/p_{sat}(T)$ avec $p_{sat}(T)$: pression de vapeur saturante à la température T .

4.2.5 Evolution des caractéristiques mécaniques

Deux lois sont utilisées afin de prendre en compte l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton en fonction de l'avancée de son hydratation. L'équation 4.10, tirée de [Schut96] est basée sur la notion du degré d'hydratation² $\xi(M(t)) = H_{hydr}(M(t))/H_T$. Cette loi représente bien l'évolution des caractéristiques mécaniques durant les cinq premiers jours.

$$p(\xi) = \left(\frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right)^c p(\xi = 1) \quad (4.10)$$

avec ξ_0 : seuil d'hydratation [-], c'est-à-dire qu'il faut que le degré d'hydratation ξ soit supérieur à ξ_0 pour que la caractéristique mécanique considérée commence à augmenter, $p(\xi)$: résistance considérée ou module d'élasticité en $[N/mm^2]$, c : facteur variable selon la propriété considérée [-].

L'équation 4.11, légèrement adaptée de la relation proposée par le code modèle CEB-FIP [Cebf90], est tirée de [Char98]. Cette seconde loi est basée sur la notion de maturité $M(t)$ et représente bien l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton à partir de cinq jours.

$$p(M(t)) = \left[e^{s \cdot b \left(1 - \left(\frac{28}{M(t)} \right)^{\frac{1}{2}} \right)} \right] p(M = 28 \text{ j}) \quad (4.11)$$

avec $M(t)$: maturité du béton en [jours], $p(M)$: résistance considérée ou module d'élasticité en $[N/mm^2]$, s : facteur caractérisant la vitesse de prise du ciment [-], b : facteur variable suivant la propriété considérée [-].

4.2.6 Viscoélasticité propre

Le comportement viscoélastique propre du béton est admis isotrope et dépend de la maturité du béton. Il est représenté à l'aide d'un modèle de Maxwell généralisé et d'un coefficient de Poisson ν constant. Une telle approche a été validée au cas du béton par Bazant [Baza74].

Pour toutes les analyses présentées lors de ce travail, le modèle rhéologique est constitué de six éléments de Maxwell disposés en parallèle. Le μ ème élément de Maxwell est composé d'un ressort de module E_μ et d'un amortisseur de viscosité $\eta_\mu = E_\mu \tau_\mu$ disposés en série. Les valeurs retenues pour les temps de retard τ_μ sont $\tau_\mu = 10^\theta$, avec θ qui prend les valeurs entières comprises entre 0 et 5.

Dans le cas du modèle admis ici, l'équation incrémentielle 4.1 devient :

$$\sigma_n = \sum_{\mu=1}^6 \Delta \sigma_n^\mu + \sum_{\mu=1}^6 \sigma_{n-1}^\mu e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \quad (4.12)$$

avec $\Delta \sigma_n^\mu = \left[\frac{\tau_\mu}{\Delta t} E_\mu \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) \right] \mathbf{A} [\Delta \epsilon - \Delta \epsilon_k]$

²D'un point de vue théorique, la définition du degré d'hydratation telle qu'elle est proposée ici $\xi(M(t_n)) = H_{hydr}(M(t_n))/H_T$ est fautive. En réalité, le degré d'hydratation correspond au rapport entre l'eau consommée au cours de la réaction et la quantité totale d'eau qui sera consommée à la fin de la réaction. Cette simplification admise lors de notre modélisation surestime la vitesse d'évolution du degré d'hydratation.

avec $\Delta\sigma_n^\mu$: vecteur des incréments de contraintes du μ ème élément de Maxwell au temps t_n , σ_{n-1}^μ : vecteur des contraintes du μ ème élément de Maxwell au temps t_{n-1} et $\mathbf{A}$: matrice contenant les termes liés au coefficient de Poisson ν .

En faisant tendre la valeur de Δt vers 0, l'équation 4.12 devient :

$$\sigma_n = \sum_{\mu=1}^6 E_\mu \mathbf{A} [\Delta\epsilon - \Delta\epsilon_k] + \sum_{\mu=1}^6 \sigma_{n-1}^\mu \quad (4.13)$$

Sachant que $\sum_{\mu=1}^6 E_\mu = E_{cc}$, cette dernière équation correspond au comportement élastique isotrope du béton. Les modules E_μ sont donc des proportions du module d'élasticité E_{cc} , calculées pour une maturité moyenne $\left(\frac{M(t_n)+M(t_{n-1})}{2}\right)$ sur Δt . Le caractère vieillissant du fluage propre est pris en compte de deux manières : d'une part, $\sum_{\mu=1}^6 E_\mu$ dépend de la maturité du béton, d'autre part, les proportions E_μ/E_{cc} en dépendent également. Cette dernière condition permet de prendre en compte l'influence de l'âge à partir duquel une sollicitation de fluage débute sur son amplitude et sa cinétique.

Influence de la température, de l'humidité et du niveau de contrainte

L'expression 4.14 permet de tenir compte des non-linéarités dues à l'influence de la température, de l'humidité relative et du niveau de contrainte en traction sur l'évolution du fluage propre. En fait, il s'agit de corriger l'expression de l'incrément de temps Δt , utilisée dans l'équation 4.12, selon un principe similaire à celui employé pour le calcul de la maturité.

$$\Delta t_{corr} = e^{\frac{Q_{flu}}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T+273} \right)} \left(a_t + (1 - a_t) h^2 \right) \left(\frac{\sinh c_t \frac{\sigma_I}{f_{ct}}}{c_t \frac{\sigma_I}{f_{ct}}} \right) \Delta t \quad (4.14)$$

avec $T_{ref} = 293 \text{ }^\circ K$, T : température effective en $[\text{ }^\circ C]$, Q_{flu} : énergie d'activation relative au phénomène de fluage du béton en $[J/mol]$ et R : constante universelle des gaz parfaits = $8.3144 \text{ } J/mol \cdot \text{ }^\circ K$, a_t et c_t : coefficients $[-]$, σ_I : contrainte principale la plus grande en traction en $[N/mm^2]$ et f_{ct} : résistance à la traction quasi-statique calculée pour une maturité moyenne $\left(\frac{M(t_n)+M(t_{n-1})}{2}\right)$ sur Δt .

La première partie de l'expression 4.14 est une loi d'Arrhénius. La seconde partie de l'équation 4.14 est tirée des travaux de Bazant et Chern [Baza85]. La troisième partie de 4.14 est introduite afin d'augmenter la cinétique du fluage propre lorsque le niveau de contrainte de traction augmente. Cette dernière expression est basée sur la notion d'énergie d'activation (modèle de Eyring) [Eyri36] [Krau75].

4.2.7 Viscoélasticité transitoire

Le fluage transitoire hydrique est pris en compte en suivant les principes établis par Bazant et Chern [Baza85]. Il s'agit d'introduire une variation $\dot{\epsilon}_{k,h, sis}$ de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_{k,h}$ due à la présence de la sollicitation de fluage (load- or stress-induced-shrinkage) :

$$\dot{\epsilon}_{k,h,sys} = r_{\sigma h} \sigma_I \left| \dot{h}(t) \right| \delta \quad (4.15)$$

avec σ_I : contrainte principale la plus grande (> 0 en traction et < 0 en compression) en $[N/mm^2]$ et $r_{\sigma h}$: coefficient en $[mm^2/N]$.

Le fluage transitoire thermique est traité de la même manière que précédemment en introduisant une variation $\dot{\epsilon}_{k,T,sys}$ de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_{k,T}$ due à la présence de la sollicitation de fluage :

$$\dot{\epsilon}_{k,T,sys} = r_{\sigma T} \sigma_I \left| \dot{T}(t) \right| \delta \quad (4.16)$$

avec $r_{\sigma T}$: coefficient en $[mm^2/N \cdot ^\circ K]$.

4.2.8 Fissuration

Fissuration quasi-statique

À l'aide de la classification proposée dans [Elfg89], les caractéristiques du modèle utilisé pour décrire la fissuration quasi-statique du béton sont les suivantes :

1. Le comportement des zones non fissurées est admis linéaire élastique (voir figure 4.2 a). Lorsque la fissuration apparaît dans la structure, aucune dissipation d'énergie n'est prise en compte lors de la diminution de la déformation élastique des zones non fissurées.
2. Le comportement des zones fissurées est décrit à l'aide d'une loi d'adoucissement bilinéaire $\left(f_{ct}, \alpha, w_1, w_2, G_F = \frac{1}{2} f_{ct} (w_1 + \alpha w_2) \right)$ en traction uniaxiale présentée à la figure 4.2 b). Cette loi constitutive (σ, w) permet de déterminer la contrainte transmise par la FPZ en fonction de l'ouverture w de la fissure fictive, définie ci-dessous au point 3. Une fissure fictive se propage lorsque la plus grande contrainte principale de traction σ_I atteint la résistance à la traction du béton $f_{ct}(M(t))$. Lorsqu'une fissure fictive apparaît dans la direction perpendiculaire à celle de σ_I , la rigidité de l'élément fini est diminuée dans toutes les directions (*adoucissement isotrope*). Lorsque la déformation d'une zone fissurée diminue, son comportement suit une loi définie à la figure 4.2 c). La refermeture des fissures dépend du paramètre $\gamma_f = w_{res}/w^*$, avec w^* : ouverture effective de la fissure fictive au moment de la diminution de la déformation. Durant cette phase de diminution de la déformation d'une zone fissurée, le module d'élasticité du béton vaut $(1 - D) E_{cc}(M(t))$, avec D : coefficient d'endommagement variant entre 0 et 1. Par un béton usuel, le coefficient d'endommagement D vaut environ 0.94 lorsque l'ouverture de la fissure fictive atteint w_1 .
3. La zone de processus de fissuration (FPZ) est localisée dans une "bande" d'éléments finis (approche *smearred crack* [Baza83] [Bors86]). Les propriétés de chaque élément fini sont calculées en divisant la valeur de G_F (ou celle des paramètres w_1 et w_2) par une longueur ℓ_{cr} qui correspond au côté d'un carré de même surface que l'élément fini. L'ouverture w de la fissure fictive correspond au rapport entre les déformations de l'élément finis survenues après la localisation et la longueur ℓ_{cr} . Lorsque la valeur de w devient supérieure à celle de w_2 , on parlera d'ouverture de la fissure réelle.

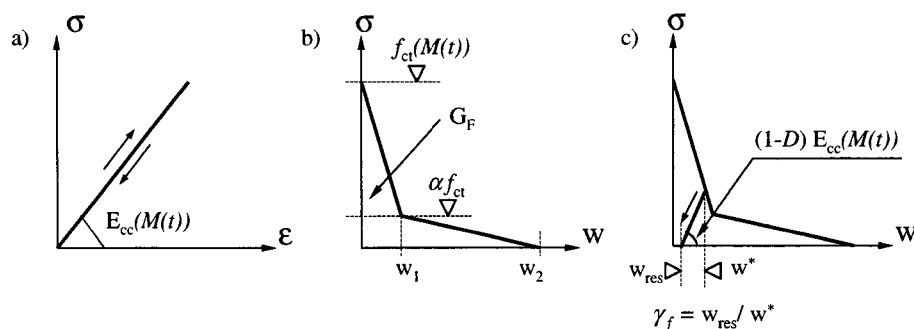


Figure 4.2: Modélisation de la fissuration (approche smeared crack [Baza83] [Bors86])

Fissuration différée

Que la fissuration soit apparue ou non dans la structure, le calcul des contraintes est effectué en admettant une loi constitutive *viscoélastique* et non pas seulement élastique comme le suggère le paragraphe précédent.

D'après plusieurs auteurs [Zhou92] [Alva94] [Carp97], le comportement post-pic du béton en traction ne dépend pas significativement des déformations purement visqueuses. Par conséquent, nous admettons que les paramètres α , w_1 et w_2 n'en dépendent pas.

Dans le but de modéliser les ruptures différées du béton en traction, survenant lorsque le niveau de sollicitation est suffisamment élevé (voir paragraphe 2.5.2), la relation 4.17 est proposée dans le cadre de ce travail. Il s'agit d'admettre que la résistance à la traction apparente f_{ct}^* dépend de la déformation purement visqueuse ϵ_{vis} , calculée dans la direction de la plus grande contrainte principale σ_I , de la manière suivante :

$$f_{ct}^*(M(t), \epsilon_{vis}) = f_{ct}(M(t)) \left[1 - \left(a_{cr} \left(1 - \exp^{-b_{cr} \epsilon_{vis}} \right) \right)^{c_{cr}} \right] \quad (4.17)$$

$$\text{avec } \epsilon_{vis} = \epsilon_I - \frac{\sigma_I}{(1-D)E_{cc}(M(t))} - \epsilon_k \quad (4.18)$$

avec ϵ_{vis} : déformation purement visqueuse totale dans la direction de σ_I , ϵ_I : déformation principale totale, ϵ_k : déformation thermique, hydrique ou endogène dans la direction de σ_I et a_{cr} , b_{cr} , c_{cr} : paramètres du modèle.

Etant donné que f_{ct}^* dépend de la déformation purement visqueuse totale ϵ_{vis} , le temps de rupture t_{cr} pour un niveau de contrainte donné dépend de l'âge de mise en sollicitation.

4.3 Prise en compte de l'armature

Dans *HEAT 3.0*, l'armature est prise en compte selon une approche développée et validée dans [Mive96]. Il s'agit de superposer aux éléments membranaires de béton un élément "poutre" d'acier. Le contact entre les deux types d'éléments est réalisé au moyen d'une loi d'adhérence ($\tau = a_\rho s^{b_\rho}$, avec τ : contrainte de cisaillement, s : déformation de glissement, a_ρ et b_ρ : paramètres),

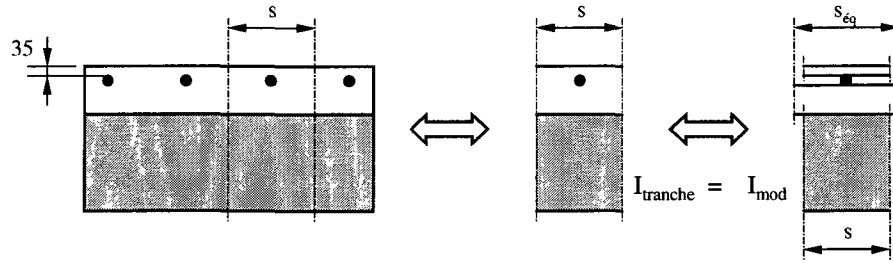


Figure 4.3: Prise en compte de la présence de l'armature dans HEAT 6.0

tirée du code Modèle CEB-FIB [Cebf90]. Au droit d'une fissure, les déformations transversales à l'armature engendrent des contraintes dans la barre (*dowel effect*). Cette approche est utilisée pour toutes les simulations relatives *au comportement à la rupture des éléments hybrides*.

Dans *HEAT 6.0*, cette possibilité n'est malheureusement plus disponible. Il a donc fallu développer une approche permettant de prendre en compte à la fois les apports de ce travail et la présence de l'armature dans le surbéton. Cette approche est présentée à la figure 4.3. Seule une tranche d'épaisseur s de l'élément hybride est modélisée (s correspond à l'espacement moyen entre deux barres d'armature). Ensuite, la section est divisée en rectangles soit de béton, soit d'acier (même type d'élément fini sans aucune superposition). La largeur du nouveau béton situé sous l'armature est augmentée à s_{eq} de manière que l'inertie de la section modélisée I_{mod} soit la même que celle de la tranche d'élément prise en compte $I_{tranche}$. Selon cette approche, le contact entre l'acier et le béton est un contact parfait. Les caractéristiques chimiques, thermiques et hydriques du matériau "acier" sont définies de manière identique à celles du surbéton à l'exception du coefficient de dilatation hydrique α_h qui est nul. Les phénomènes de transports thermique et hydrique et les déformations chimiques ne sont donc en rien perturbés par la présence de l'acier. Le comportement mécanique de l'acier est admis linéaire élastique et indépendant du temps.

4.4 Modélisation de l'interface

Lors des simulations, l'interface est considérée comme un troisième matériau disposé entre le support et le surbéton (voir figure 4.4). Les contacts interface-support et interface-surbéton sont des contacts parfaits. La couche d'interface est d'une épaisseur de 5 mm pour toutes les simulations effectuées. Cette épaisseur a fait l'objet d'une étude de sensibilité dans [Habe99] et son influence sur le comportement de l'élément hybride est négligeable.

Les propriétés de l'interface sont identiques à celles du surbéton, à l'exception du diagramme d'adoucissement qui est adapté de manière homothétique en fonction du rapport entre $f_{ct,int}$ et $f_{ct,new}$ (voir figure 4.4).

4.5 Détermination des paramètres

La plupart des paramètres des modèles sont déterminés sur la base d'essais de caractérisation réalisés sur des éprouvettes, dont les résultats sont présentés au paragraphe 3.5. A défaut d'essais de caractérisation, les paramètres du modèle correspondant sont déterminés sur la base

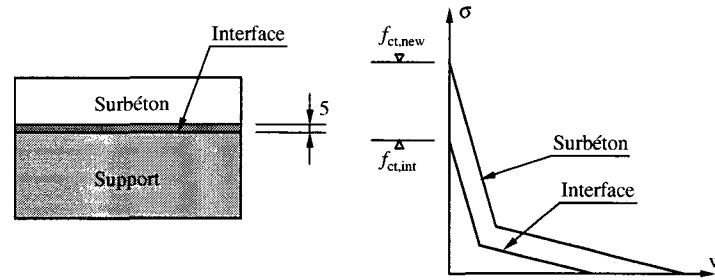


Figure 4.4: Modélisation de l'interface

de résultats disponibles dans la littérature. Lorsque l'essai de caractérisation permet d'isoler l'effet d'un phénomène physique, la détermination des paramètres du modèle qui s'y rattache peut s'effectuer de manière indépendante (voir sous 4.5.1). Pour les phénomènes physiques qui ne peuvent pas être distingués expérimentalement, la détermination des paramètres des modèles correspondants est effectuée en suivant la procédure présentée au paragraphe 4.5.2. Tous les paramètres relatifs au béton des supports et aux différents surbêtons sont récapitulés à l'annexe C.

4.5.1 Phénomènes indépendants

- Les paramètres du modèle de transport thermique et ceux du modèle de maturité sont déterminés à l'aide des essais semi-adiabatiques présentés au paragraphe 3.5. La comparaison entre les évolutions modélisées et mesurées de la température durant cet essai est illustrée aux figures 3.5 a) et b).
- Les mesures réalisées au jeune âge sur les éléments de structure hybride [Bern00] ont permis de montrer que la valeur de α_T vaut $8 \mu m/m \cdot ^\circ K$ pour une maturité de 40 heures. L'influence de la maturité du béton sur α_T est définie à l'aide des résultats de Glisic [Glis00] et de Laplante [Lapl94]. Les valeurs admises peuvent être consultées à l'annexe C.
- Les paramètres de deux équations 4.10 et 4.11 sont calés à l'aide des essais de caractérisation, présentés au paragraphe 3.5. Les valeurs obtenues pour l'évolution de la résistance à la compression f_{cm} , du module d'élasticité en compression E_{cc} et de la résistance à la traction $f_{ct,B}$ sont données au tableau 4.1. Le module d'élasticité en traction est admis identique à celui déterminé en compression. Notons encore que, dans l'outil d'analyse, c'est la valeur de la résistance à la traction directe f_{ct} qui est utilisée.
- Les propriétés de l'acier d'armature sont les suivantes : $E_{acier} = 210000 N/mm^2$ et $f_{cm} = f_{ct} = 460 N/mm^2$. La loi d'adhérence ($\tau = a_\rho s^{b_\rho}$, avec $a_\rho = 12.3$ et $b_\rho = 0.21$) est tirée du code modèle CEB-FIP 90 [Cebf90].
- La détermination des paramètres du modèle de fissuration quasi-statique est réalisée à l'aide des essais de fendage par coin (voir figures 3.6 a) et b)) en suivant la démarche proposée dans [Brüh89]. Les paramètres α, w_1, w_2 sont admis indépendants de la maturité du béton. De plus, la valeur de $\gamma_f = 0.20$, proposée par Dahlblom [Dahl87], est admise ici.

Modèles	Paramètres	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cc} [N/mm ²]	$f_{ct,B}$ [N/mm ²]
<i>De Shutter et al.</i> [Schut96] (équation 4.10)	$p(\xi = 1)$	54.0	38500	4.20
	ξ_0	0.15	0.15	0.15
	c	2.60	0.80	1.50
<i>CEB-FIP 90 modif.</i> [Char98] (équation 4.11)	$p(M = 28)$	56.0	40000	4.40
	s	0.23	0.23	0.23
	b	1.00	0.40	0.65

Tableau 4.1: Calage des caractéristiques mécaniques valables pour tous les bétons

4.5.2 Phénomènes couplés

Dans le cas du béton des supports, les paramètres des modèles de retrait endogène, de transport hydrique, de fissuration différée, de viscoélasticité propre et transitoire hydrique sont déterminés en suivant la procédure suivante :

1. Assignment d'une valeur de départ aux paramètres manquants sur la base de valeurs disponibles dans la littérature (retrait endogène [Lapl94][LeRo96][Char99][Glis00] ; transport hydrique [Baza72b][Alva94][Mart95][Sado97] ; fissuration différée [Alku75] ; viscoélasticité propre [Gvoz66] [Baza74] [Baza85] ; viscoélasticité transitoire hydrique [Parr79] [Roel89]).
2. Simulation des essais de retrait non séchants (voir figure 3.7 a).
3. *Ajustement du retrait endogène* en tenant compte de la perméabilité hydrique de la couche d'aluminium ($\pi_h = 0.02 \text{ mm/jour}$) et des déformations thermiques durant les premières heures ($\pi_T = 6 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ K$).
4. Simulation des essais de retrait séchants pour une surface décoffrée à l'abri du vent $\pi_h = 1 \text{ mm/jour}$ (voir figure 3.7 a).
5. *Ajustement du modèle de transport hydrique et de $\alpha_h(M(t))$* en tenant compte du retrait endogène, de la fissuration différée et des déformations thermiques durant les premières heures.
6. Retour au point 2 tant que la concordance des modèles calés jusqu'ici n'est pas jugée satisfaisante³.
7. Simulation des essais de fluage non séchants en compression (voir figure 3.8).
8. *Ajustement du modèle de Maxwell généralisé* en tenant compte du retrait endogène, de la perméabilité hydrique de la couche d'aluminium et des déformations thermiques durant les premières heures. Les résultats de Laplante [Lapl93] qui permettent d'obtenir des proportions entre les déformations viscoélastiques en fonction de l'âge de mise en sollicitation sont utilisés pour compléter l'ajustement du modèle de Maxwell généralisé. Ces proportions peuvent être déduites des résultats illustrés à la figure 5.1 a).
9. Retour au point 2 tant que la concordance des modèles calés jusqu'ici n'est pas jugée satisfaisante.
10. *Vérification du modèle de fissuration différée* à l'aide des essais de Al-Kubaisy [Alku75] en tenant compte des déformations visqueuses propres pour un âge de sollicitation du béton de quarante-huit heures.

³Etant donné le nombre important de paramètres à caler, aucune technique d'analyse de régression n'a été employée et la concordance du modèle est jugée de manière empirique.

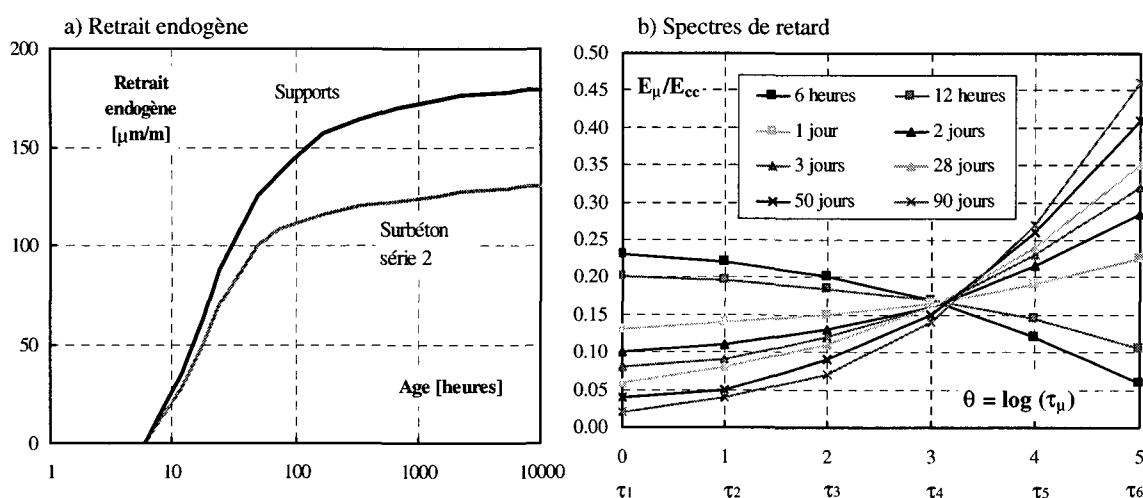


Figure 4.5: a) Valeurs admises pour les retraits endogènes et b) spectres de retard de la chaîne de Maxwell en fonction de la maturité du béton

11. Retour au point 2 tant que la concordance des modèles calés jusqu'ici n'est pas jugée satisfaisante.
12. Simulation des essais de fluage séchants en compression (voir figure 3.8).
13. *Ajustement du fluage transitoire hydrique* en tenant compte des retraits endogène et hydrique, de la fissuration différée et des déformations thermiques durant les premières heures.
14. Retour au point 2 tant que la concordance des modèles calés jusqu'ici n'est pas jugée satisfaisante.

Lors du calage des mêmes modèles relatifs aux surbétons, la procédure s'arrête au point 6. A défaut de mesures relatives aux déformations viscoélastiques des surbétons, nous admettons que ce comportement est identique à celui du béton des supports. La comparaison entre les valeurs mesurées au cours des essais de caractérisation des bétons et les valeurs obtenues par l'outil d'analyse est présentée aux figures 3.7 a) et b) et 3.8.

La figure 4.5 a) présente l'évolution du retrait endogène obtenue pour le béton des supports et le surbéton de la série 2. Pour une échelle non logarithmique du temps, les évolutions du retrait endogène admises à la figure 4.5 a) sont des courbes strictement convexes. La figure 4.5 b) illustre l'évolution des spectres de retard du modèle de Maxwell généralisé en fonction de la maturité du béton.

A ce stade, nous sommes en mesure de déterminer les deux premiers paramètres de l'équation 4.14 sur la base des résultats de Bazant et Chern [Baza85]. A défaut de résultats expérimentaux relatifs au fluage en traction du béton, la valeur du troisième paramètre de 4.14 est déterminée à l'aide des résultats de Gvozdev [Gvoz66] établis pour le fluage en compression.

Pour finir, la valeur de $r_{\sigma T}$ est déterminée sur la base des travaux de Parrott [Parr79] et de Thelandersson [Thel83].

4.6 Evaluation de la modélisation

L'intérêt principal de l'outil d'analyse est qu'il permet de prendre en compte de nombreux phénomènes, ainsi que leurs couplages. La précision de cet outil repose, d'une part, sur le nombre et la durée des essais de caractérisation des bétons et, d'autre part, sur l'efficience des modèles.

Pour faciliter la détermination des paramètres et améliorer la précision de l'outil d'analyse, il aurait été utile de compléter la campagne d'essais de caractérisation à l'aide de mesures du retrait de séchage réalisées sur une durée d'au moins trois cents jours en variant l'âge de mise en séchage (par exemple un, deux, sept et vingt-huit jours) et la taille de l'éprouvette. De plus, des essais de fluage séchants et non séchants réalisés en variant l'âge de mise en sollicitation et surtout sa nature (compression et traction) auraient également été utiles.

A l'annexe C, on remarque que le coefficient de dilatation hydrique α_h est indépendant de la maturité des bétons. Sachant que les paramètres du modèle de transport hydrique sont indépendants du temps, les déformations hydriques libres ne dépendent pas de l'âge à partir duquel le séchage débute. Seule l'influence de la fissuration et celle de la viscoélasticité peuvent entraîner une dépendance vis-à-vis de la maturité de l'amplitude du retrait de séchage d'une éprouvette. Que le séchage commence à trois, sept ou à vingt-huit jours, ces dernières influences sont peu différentes. Par conséquent, l'outil d'analyse prédit un retrait de séchage dont l'amplitude est indépendante de l'âge de mise en séchage. Par rapport aux résultats expérimentaux de Alvarado [Alva95] qui illustrent que le retrait de séchage dépend de l'âge de mise en séchage durant les sept premiers jours, le comportement de l'outil d'analyse semble imprécis. Cette imprécision des calculs est toutefois difficile à évaluer. En effet, aucun consensus n'est établi dans la littérature sur l'influence de l'âge de mise en séchage sur l'amplitude des déformations de retrait. De plus, certains auteurs [Nevi95] prétendent même qu'elle doit être faible.

En traction directe, le modèle de fissuration quasi-statique est indépendant de la taille du maillage pour autant que les éléments finis soient carrés et qu'une seule bande de ces éléments se fissure (voir figure 4.6). La nature répartie de la fissuration de peau induite par le séchage est différente de celle pour laquelle le modèle a été défini, à savoir une seule FPZ localisée. Numériquement, cette différence est importante car elle ne garantit pas que le modèle choisi soit représentatif du phénomène étudié. Toutefois, des calculs ont montré que la fissuration de peau diminue le retrait de séchage d'environ 7 % au cours des premiers jours et de moins de 1 % en fin de séchage. Lorsque le front de séchage pénètre dans le béton, certaines fissures en peau se referment au profit d'autres qui poursuivent leur progression [Acke88]. Par conséquent, la localisation "naturelle" d'éventuelles fissures discrètes dues aux déformations de séchage laisse penser que le modèle choisi est d'une précision suffisante [Roel89].

La loi constitutive choisie pour modéliser la viscoélasticité propre du béton $\mathbf{S}_{ve}$ affecte globalement le tenseur des déformations totales. Contrairement aux travaux de Ulm [Ulm99] et de Fafard et al. [Fafa00], notre approche ne fait pas de distinction entre les mécanismes de fluage qui affectent la partie volumique du tenseur des déformations et ceux qui affectent sa partie déviatorique. Cette simplification peut être une source d'imprécisions dans les zones de bords où les contraintes de cisaillement à l'interface sont importantes.

Le retrait endogène, fortement lié au mouvement d'eau durant l'hydratation du béton, est modélisé en imposant une déformation volumique. Etant donné qu'aucune variation de l'humidité relative n'est reliée à l'évolution du retrait endogène (relation (d) de la figure 4.1 non incluse), aucun fluage transitoire de séchage n'est pris en compte par l'outil d'analyse. Par conséquent, les contraintes induites par des déformations entravées de retrait endogène sont certainement

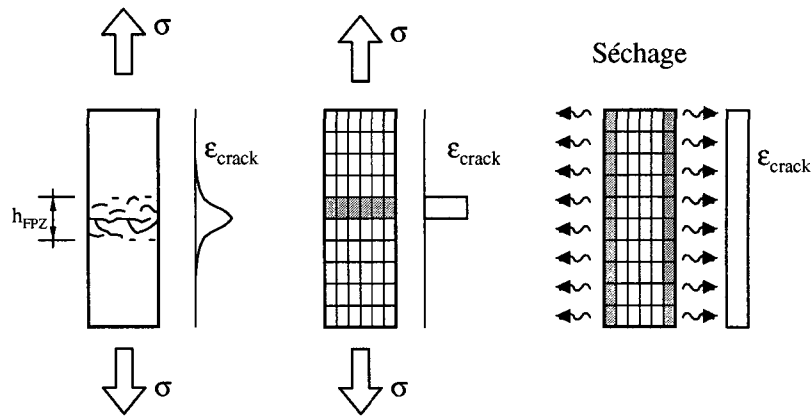


Figure 4.6: Représentativité du modèle de fissuration

surévaluées numériquement.

L'influence de la température sur l'évolution du retrait endogène est prise en compte dans l'outil d'analyse à l'aide de la notion de maturité. De récents résultats expérimentaux [Bjon00] mettent en évidence que cette approche n'est pas correcte lorsque la température varie pendant le développement du retrait endogène, ce qui est bien le cas durant l'hydratation des éléments hybrides. Comparativement aux résultats de Bjontegaard et al. [Bjon00], l'approche choisie dans le cadre de la présente recherche surestime l'amplitude du retrait endogène durant la phase de refroidissement du béton. L'incidence de cette imprécision de l'outil d'analyse n'est pas jugée significative dans le cas des bétons usuels traités dans cette thèse. Pour appliquer l'outil d'analyse à d'autres types de béton tels que les bétons à hautes performances ou les bétons de poudres réactives, une amélioration de la modélisation du retrait endogène et surtout de celle de l'autodessiccation sont impératives. Ces améliorations pourront se baser sur les travaux de Van Breugel [Breu91], de Hellmich [Hell99] et l'état des recherches les plus récentes présenté dans [Baro00].

Notons encore que les fluages transitoires sont modélisés par l'intermédiaire d'artifices numériques. En effet, les phénomènes physiques responsables de ces déformations de fluage supplémentaires sont encore mal connus et peu quantifiés expérimentalement. Par conséquent, il est difficile de juger de la précision de cette approche.

Chapitre 5

Validation de l'outil d'analyse

A l'aide de l'outil d'analyse tel qu'il a été défini au chapitre précédent, l'influence de la taille des éprouvettes et de leur âge de mise en sollicitation sur le retrait de séchage et le fluage du béton est étudiée au paragraphe 5.1. A ce stade, on tente également d'évaluer numériquement la capacité totale de déformation du béton en traction pour différents taux de déformation. L'approche choisie pour prendre en compte la présence de l'armature dans le surbéton est validée à l'aide d'un essai particulier au paragraphe 5.2. La suite de ce chapitre a pour but de comparer les résultats expérimentaux observés sur les poutres hybrides à ceux issus de l'outil d'analyse afin d'être en mesure de valider ce dernier. Les conditions de bords imposées lors des calculs numériques sont similaires à celles admises au cours de la campagne expérimentale décrite au chapitre 3. La validation du comportement au jeune âge est effectuée au paragraphe 5.3. Cette étape permet de mettre en évidence le rôle important joué par le retrait endogène au cours des premières heures. La validation de l'approche choisie pour modéliser le comportement à long terme des éléments hybrides est effectuée au paragraphe 5.4. L'entrave des déformations de séchage provoquée par l'armature du surbéton est mise en évidence lors de cette étape. Pour finir, la validation du comportement à la rupture des poutres est réalisée au paragraphe 5.5.

5.1 Fluage, retrait et capacité totale de déformation

A l'aide de l'outil d'analyse et des paramètres définis au chapitre précédent, on tente tout d'abord de compléter numériquement les essais de caractérisation du béton des supports (paragraphe 3.5) dans le but de mettre en évidence l'influence de la taille de l'éprouvette et de leur âge de mise en sollicitation sur le retrait de séchage et le comportement viscoélastique. Les simulations sont réalisées en imposant les mêmes conditions de bords que celles introduites au paragraphe 4.5.2 et en tenant compte uniquement des phénomènes de transport hydrique.

La figure 5.1 a) illustre l'influence de l'âge de mise en sollicitation (un demi, un, deux, sept et vingt-huit jours) sur l'évolution des fluages spécifiques propres et totaux en compression pour un cylindre de diamètre $\phi = 160 \text{ mm}$, séchant radialement dans une ambiance $h_e = 65 \%$ et $T_e = 20^\circ\text{C}$. Ces résultats sont en accord avec les proportions données dans [Lap193].

La figure 5.1 b) illustre l'évolution du rapport entre le fluage spécifique total en compression et le retrait de séchage $k_{f/r}$ en fonction de l'âge de mise en sollicitation. Plus la sollicitation est appliquée à un âge avancé, plus le rapport $k_{f/r}$ diminue.

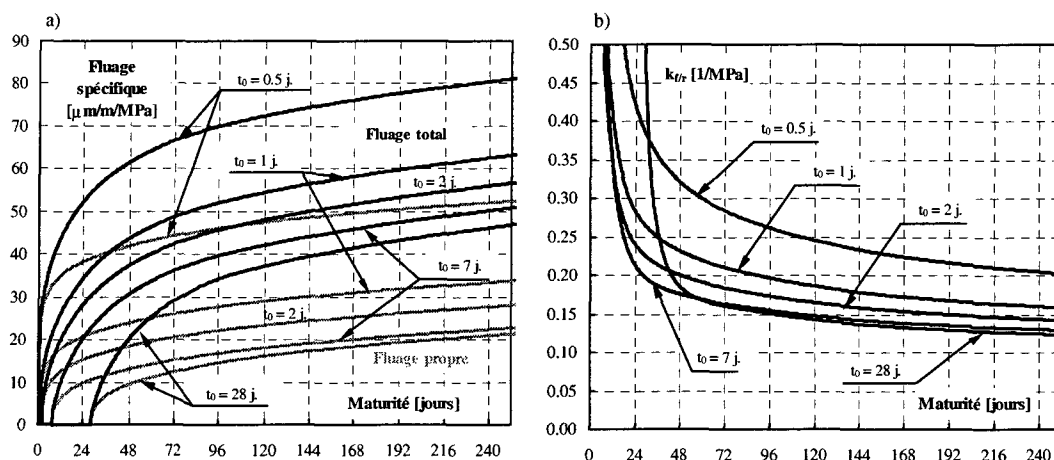


Figure 5.1: Influence de l'âge de mise en sollicitation sur a) les fluages spécifiques propres et totaux et sur b) le rapport $k_{f/r}$ entre le fluage spécifique total et le retrait de séchage (pour un cylindre séchant radialement de diamètre $\phi = 160$ mm)

La figure 5.2 a) illustre l'influence sur le retrait de séchage du diamètre d'un cylindre séchant radialement dans une ambiance $h_e = 65$ % et $T_e = 20^\circ C$. Ces résultats sont en accord avec les ordres de grandeurs et la règle de Granger [Grang96] commentés au chapitre 2. La figure 5.2 b) présente l'influence du diamètre de ces mêmes cylindres sur l'évolution du rapport $k_{f/r}$ (mise en sollicitation à l'âge de vingt-quatre heures en compression). Pour le cylindre de diamètre $\phi = 60$ mm, la valeur de $k_{f/r}$ atteint une valeur constante après environ huitante jours. Comparativement aux résultats expérimentaux¹ de Bissonnette [Biss96], valables pour le fluage en traction, cette valeur constante est atteinte plus tardivement. En outre, les résultats numériques montrent que le rapport $k_{f/r}$ dépend fortement du diamètre du cylindre.

Il est également intéressant de comparer l'amplitude et la cinétique du fluage en traction par rapport au fluage en compression. La figure 5.3 a) illustre l'évolution comparative des fluages spécifiques propres et totaux en compression et en traction pour différents niveaux de contrainte en traction (mise en sollicitation après deux jours). Une faible non-linéarité du fluage propre est observable pour une contrainte de traction de $1,3$ N/mm². Le fluage spécifique total pour une contrainte de traction de $1,3$ N/mm² est d'environ 20 % supérieur au même fluage en compression. Cette augmentation est due à l'influence de la fissuration de peau provoquée par le séchage qui est plus marquée dans le cas de la traction. L'apparition progressive de la fissuration au cours de l'essai de fluage provoque une redistribution des contraintes dans les zones non endommagées qui se répercute par une augmentation des déformations attribuées au fluage transitoire hydrique. Lorsque le niveau de contrainte en traction augmente ($\sigma^+ = 1,8$ N/mm²), la fissuration de peau conduit à la rupture de l'éprouvette.

Pour finir, l'outil d'analyse est utilisé pour étudier l'influence du taux de déformation sur la capacité totale de déformation du béton en traction directe. La figure 5.3 b) présente le comportement du béton en traction obtenu pour trois taux de déformation différents allant de $\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} = 1,7 \cdot 10^{-7} s^{-1}$ (quasi-statique) à $1,7 \cdot 10^{-12} s^{-1}$ (cinétique du séchage). La déformation débute à un âge de sept jours ($f_{ct,7} = 3,33$ N/mm²) et le calcul est réalisé à température et

¹Etablis sur des prismes de 70 mm de côté.

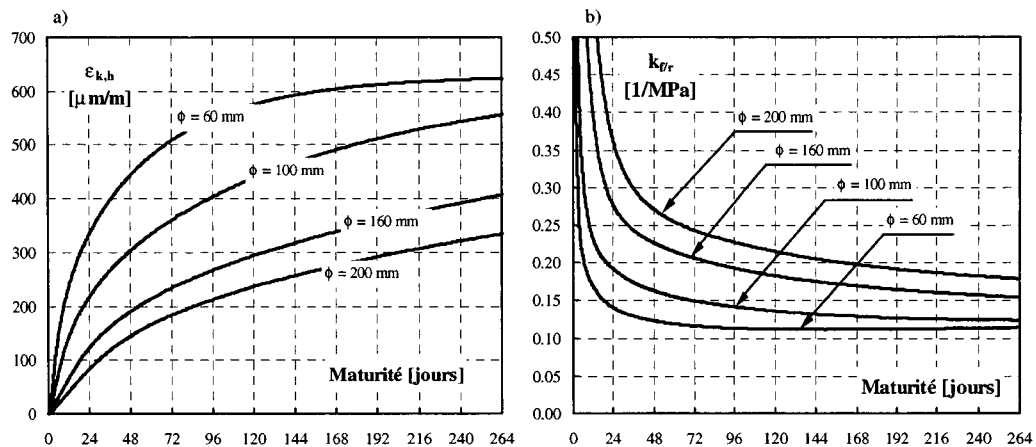


Figure 5.2: Influence du diamètre d'un cylindre séchant radialement sur a) l'évolution de son retrait de séchage et sur b) le rapport $k_{f/r}$ (sollicité après 24 heures)

humidité relative constantes. Les résultats montrent que la déformation atteinte au pic double grâce à la contribution des déformations viscoélastiques. De plus, la contrainte maximale f_{ct} atteinte au pic diminue lorsque la vitesse de déformation diminue. La faible diminution de f_{ct} s'explique par le fait que, pour les vitesses de déformations les plus lentes, le pic est atteint après une longue durée laissant le temps à l'hydratation d'augmenter de manière non négligeable la résistance à la traction du béton. Le comportement en traction lente de l'outil d'analyse est en accord avec les ordres de grandeurs discutés au chapitre 2.

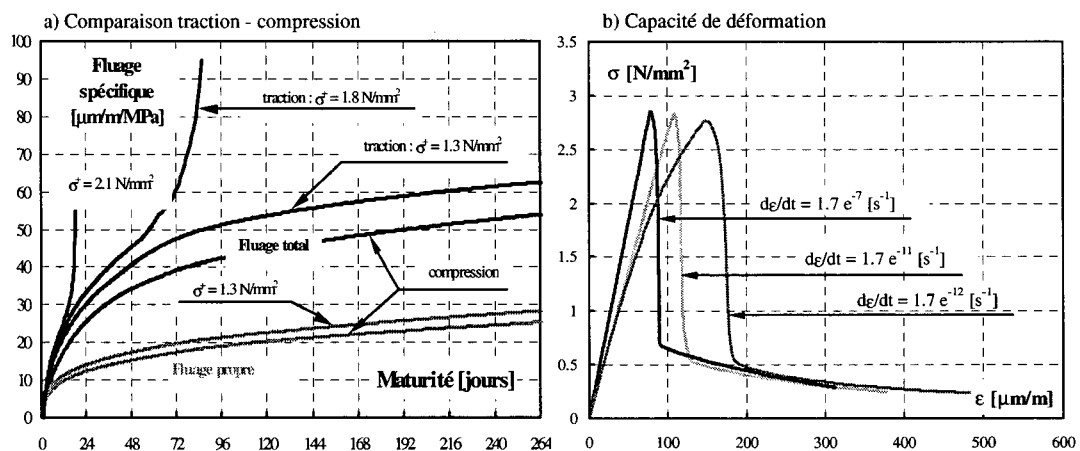


Figure 5.3: a) Comparaison entre les fluages propres et totaux en compression et en traction et b) influence de la vitesse de déformation sur le comportement en traction

5.2 Prise en compte de l'armature

Ce paragraphe a pour objectif de valider l'approche adoptée pour tenir compte de la présence de l'armature durant le séchage à l'aide d'essais particuliers de retrait flexionnel réalisés lors d'un travail complémentaire à la présente thèse par Wolf [Wolf99b].

Principe de l'essai particulier et mesures : comme l'illustre la figure 5.4, une poutre simple (portée valant 950 mm), armée ou non dans sa partie inférieure d'une barre de ϕ 10 mm (enrobage 20 mm), est soumise au séchage uniquement sur sa face inférieure (séchage débuté à l'âge de sept jours). La figure 5.4 illustre l'évolution mesurée du déplacement $v(t)$ au centre des poutres testées. Le déplacement est positif lorsque le centre de la poutre descend. Durant les cinquante premiers jours de séchage, le centre de la poutre se soulève. Ensuite, lorsque le front de séchage pénètre dans la section, le sens du déplacement s'inverse. La présence de la barre d'armature (ϕ 10 mm) provoque une diminution importante du déplacement mesuré.

Modélisation et résultats : les paramètres des modèles constituant l'outil d'analyse sont déterminés sur la base des mesures obtenues sur la poutre non armée. Ces paramètres sont identiques à ceux des surbêtons de la série 1, à l'exception du modèle de séchage ($a_h = 0.10$; $h_c = 0.70$; $D_0 = 36 \text{ mm}^2/\text{jour}$ et $\alpha_h = 1200 \text{ } \mu\text{m}/\text{m}$). L'outil d'analyse prédit des déplacements dont la précision est bonne durant les deux cents premiers jours de séchage. En adoptant l'approche présentée dans 4.3, l'évolution du déplacement au centre de la poutre peut être calculée en tenant compte de la présence de l'armature. La bonne concordance entre les valeurs calculées et mesurées du déplacement de la poutre armée (1 ϕ 10) permet de valider l'approche présentée dans 4.3.

A l'aide de l'outil d'analyse, le comportement d'une poutre armée d'une barre de 14 mm de diamètre peut être simulé. Les résultats, présentés à la figure 5.4, illustrent la forte diminution du déplacement au centre de la poutre provoquée par la présence de cette barre.

La figure 5.5 présente l'état d'autocontraintes après quatre cents jours de séchage et l'endommagement D provoqué en peau. Ces résultats montrent clairement que la présence de l'armature contribue à augmenter l'endommagement provoqué en peau. Dans le cas d'une barre de ϕ 14 mm, la zone microfissurée est plus profonde que la face supérieure de l'armature. Notons que l'endommagement provoqué est de la microfissuration répartie en peau et non visible à l'oeil nu. Une simulation a été réalisée en remplaçant l'effet de la barre de ϕ 14 mm par deux barres de ϕ 10 mm placées côte à côte à la même profondeur (taux d'armature équivalent). L'outil d'analyse ne prédit aucune différence de comportement entre ces deux cas. D'après l'outil d'analyse, l'entrave des déformations de séchage et l'endommagement qu'elle induit en peau dépendent du taux d'armature et non pas du diamètre des barres. A l'avenir, il serait intéressant de valider expérimentalement ces conclusions obtenues numériquement.

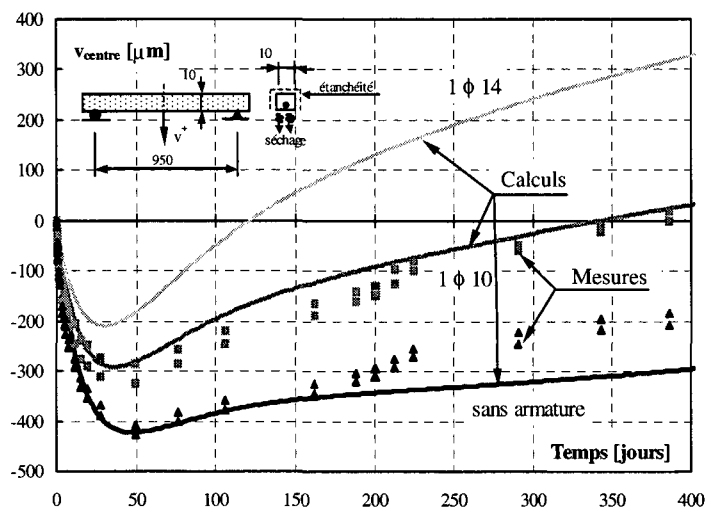


Figure 5.4: Evolution du déplacement dû au séchage au centre d'une poutre simple en fonction de son armature

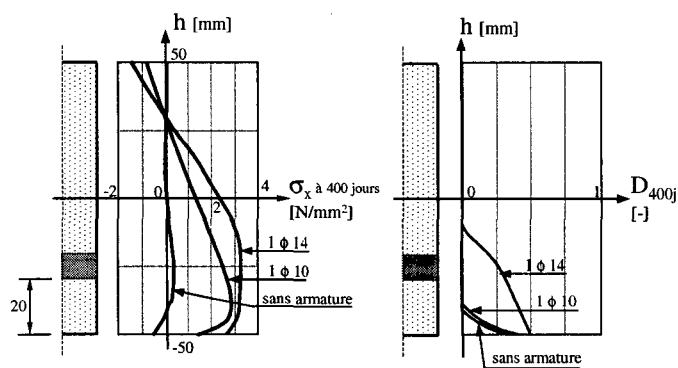


Figure 5.5: Etat d'autocontraintes dans le béton et son endommagement dus au séchage en fonction de l'armature

5.3 Comportement des poutres au jeune âge

Conditions de bords : au cours des simulations, la condition initiale admise pour tous les nouveaux bétons est $h = h_0 = 1$ (état saturé). Un calcul préalable de séchage du support a permis de déterminer son état hydrique initial au moment de la mise en place du surbéton. Pour une surface de béton décoffrée, à l'intérieur d'un bâtiment, la valeur du coefficient π_T s'élève à $6 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{K}$. La valeur de π_T correspondant au matelas et à la couche isolante qui recouvrent le surbéton au jeune âge vaut $0.50 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{K}$. Toujours pour une surface de béton décoffrée, la valeur de π_h est admise à 1 mm/jour sur la base de valeurs disponibles dans la littérature [Alva94][Mart95][Grang96][Sado97]. A l'aide de valeurs tabulées et en suivant les indications proposées par Alvaredo [Alva94], les surfaces revêtues d'une couche de résine époxyde durant l'essai de fluage flexionnel sont admises vingt-cinq fois plus étanches qu'une surface décoffrée.

Les calculs sont effectués en prenant en compte les actions suivantes : le retrait endogène du surbéton, les effets thermiques liés à son hydratation et les effets hydriques dus aux humidités relatives différentes du nouveau béton, du support et de l'environnement.

Validation : la figure 5.6 a) compare l'évolution mesurée et calculée de la température au cours des six premiers jours qui ont suivi la mise en place du surbéton de la poutre A3 ($h_{new} = 120 \text{ mm}$). Le pic de température est prédit de manière précise en haut (point H) et en bas (point B) du nouveau béton. L'écart entre les valeurs mesurées et calculées n'excèdent pas 0.5°C dans le surbéton. Dans le bas du support (point V), cet écart, sensiblement plus important, atteint 1°C . La précision du modèle de transport thermique a également été vérifiée dans le cas des autres éléments hybrides. Pour les hauteurs étudiées de nouveau béton, l'outil d'analyse confirme l'existence de la linéarité entre l'augmentation de température ΔT_1 dans le surbéton et son épaisseur h_{new} , observée expérimentalement.

L'évolution des déformations mesurées à l'aide des capteurs à fibres optiques est comparée à celle prédite par l'outil d'analyse à la figure 5.6 b). Rappelons que les déformations sont mises à zéro au moment où le capteur placé en haut du surbéton (point H) atteint son pic. Cette démarche permet de faire la distinction entre les phases de gonflement et de retrait. Le gonflement calculé durant les douze premières heures est plus grand que le gonflement mesuré. Ceci s'explique par le fait que la présence du coffrage, négligée lors des calculs, peut avoir entravé le gonflement mesuré du nouveau béton. Le pic de la déformation en haut du surbéton (point H) est prédit au bon moment.

La figure 5.7 a) représente la même évolution des déformations que celle de la figure 5.6 b) sans prendre en compte l'influence du retrait endogène. De même, la figure 5.7 b) présente l'évolution des déformations en tenant compte uniquement des effets thermiques liés à l'hydratation du surbéton. En comparant ces trois figures, on remarque clairement que *seule la prise en compte du retrait endogène* permet d'obtenir une bonne concordance entre les déformations mesurées et calculées. Sans l'effet du retrait endogène, le pic de déformation au point H est prédit trop tardivement et la courbure de l'élément hybride entre douze et trente-six heures est sous-évaluée. De plus, l'outil d'analyse confirme l'hypothèse de conservation des sections planes tout au long de la poutre à l'exception des zones de bords.

Pour des points qui correspondent à ceux où les déformations avaient été mesurées (points B et H), la figure 5.8 présente l'évolution calculée des contraintes horizontales dans les deux mètres centraux du surbéton de la poutre A3. Le système statique de la poutre étant isostatique, les contraintes horizontales sont identiques le long de la poutre à l'exception des zones de bords. Ces

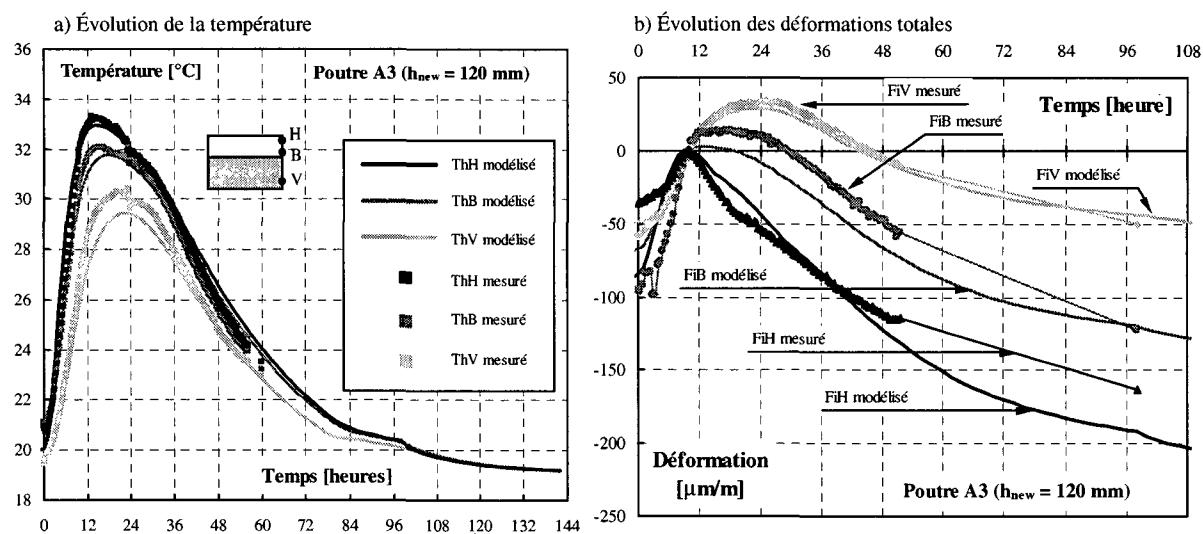


Figure 5.6: Comparaison a) des mesures de température et b) de déformations avec les valeurs prédites par l'outil d'analyse pour la poutre A3

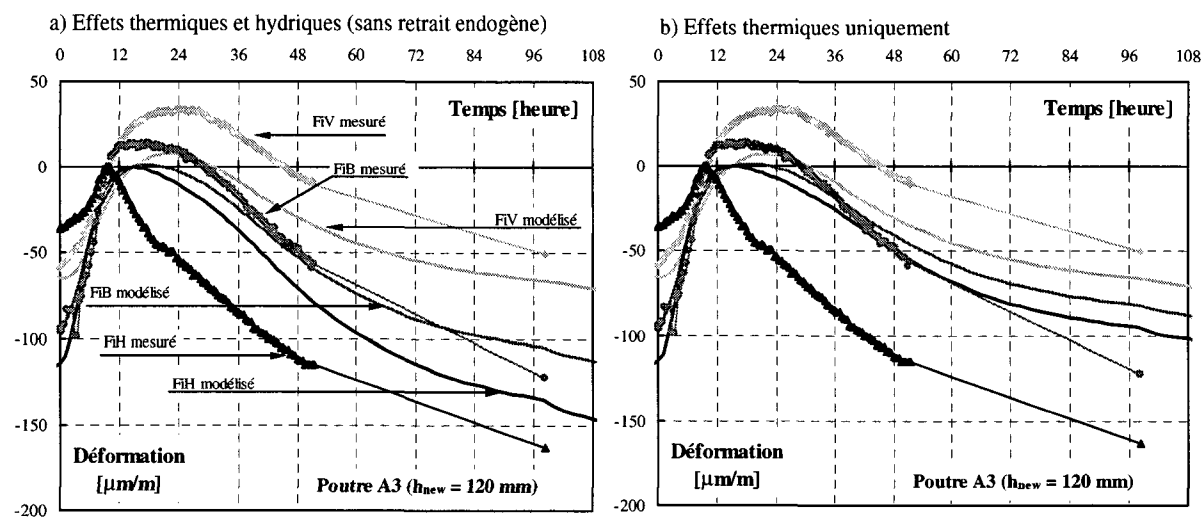


Figure 5.7: Evolution comparative des déformations de la poutre A3 en prenant en compte a) les effets thermiques et hydriques et b) les effets thermiques uniquement

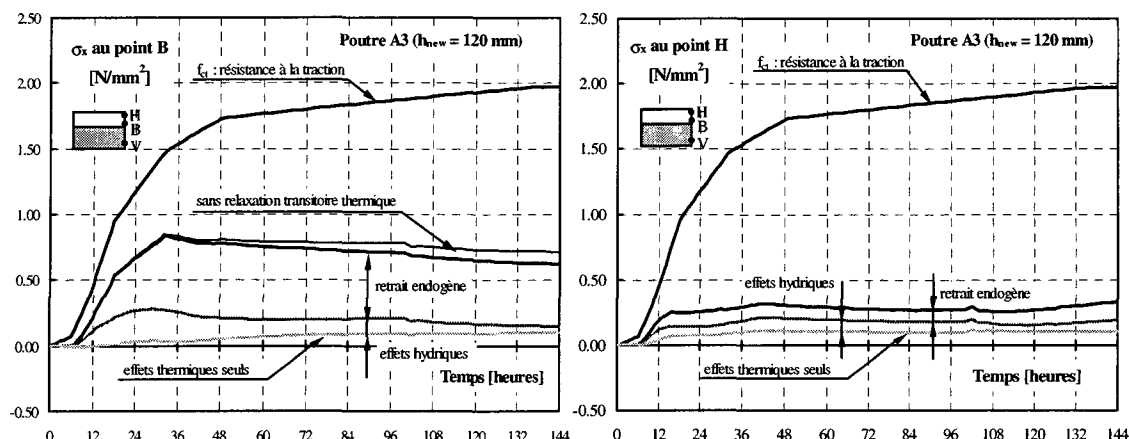


Figure 5.8: Evolution au jeune âge des contraintes calculées en bas (point B) et en haut (point H) du surbéton de la poutre A3

résultats, obtenus à l'aide de l'outil d'analyse, permettent d'effectuer les constatations suivantes :

1. La mise en compression du surbéton durant les premières heures est négligeable.
2. Les contraintes de traction dues aux déformations totales sont plus importantes en bas du surbéton (point B) qu'en haut (point H).
3. Les contraintes dues uniquement aux effets thermiques liés à l'hydratation sont quasiment négligeables dans le surbéton. Ceci s'explique par le fait que le support s'est également échauffé durant l'hydratation (la différence maximale de température entre le vieux et le nouveau béton n'a pas dépassé 5°C) et par le fait que la poutre est isostatique.
4. Le transfert d'humidité entre le surbéton et le support provoque des contraintes de traction dans la partie inférieure du surbéton (point B) importantes vis-à-vis des contraintes thermiques. A partir d'une trentaine d'heures, ces contraintes se relaxent et leur influence devient faible après six jours.
5. Le retrait endogène est l'action qui engendre la plus grande contrainte au point B durant les trente-six premières heures.
6. Conformément aux observations expérimentales, l'outil d'analyse ne prédit aucune apparition de fissures au jeune âge. Cette remarque est valable pour toutes les poutres.

A l'aide de l'outil d'analyse, l'évolution de la contrainte horizontale au bas du surbéton (point B) a été calculée sans tenir compte de la relaxation transitoire thermique (voir figure 5.8). Avant trente-six heures, l'influence de cette relaxation est négligeable et après six jours, la prise en compte de cette relaxation diminue d'environ 10 % la contrainte au point B.

La figure 5.9 illustre l'évolution calculée des contraintes aux points B et H en fonction de l'épaisseur du nouveau béton h_{new} . Au bas du surbéton, les contraintes dépendent peu de h_{new} . Ce résultat numérique semble logique puisque les effets thermiques n'engendrent pratiquement aucune contrainte dans les éléments hybrides. Le retrait endogène étant quasiment uniforme sur la hauteur du nouveau béton, on peut utiliser l'abaque de la figure 2.3 a) pour déterminer le degré d'entrave de chaque poutre. On obtient : $\mu = 0.45$ pour $h_{new} = 70 \text{ mm}$, $\mu = 0.47$ pour $h_{new} = 120 \text{ mm}$ et $\mu = 0.52$ pour $h_{new} = 170 \text{ mm}$. Sachant que l'influence de h_{new} sur la

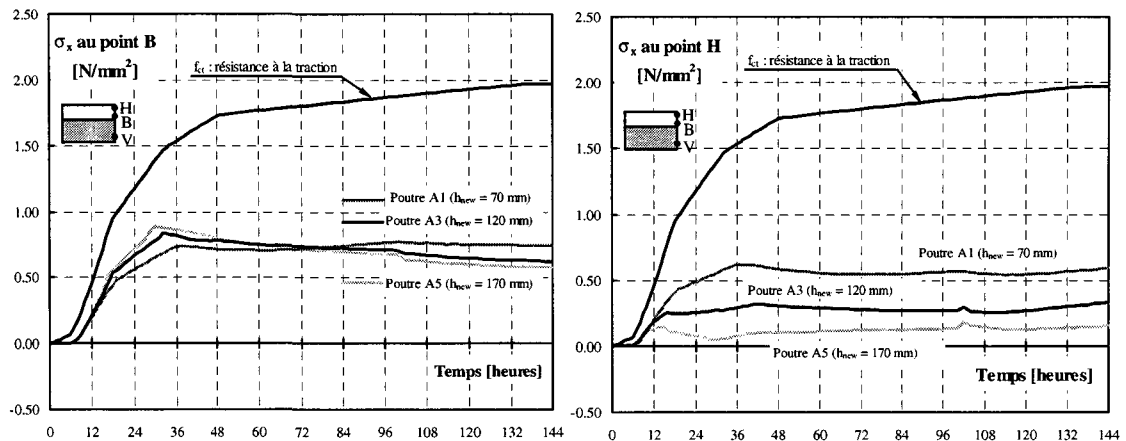


Figure 5.9: Evolution au jeune âge des contraintes calculées en bas (point B) et en haut (point H) du surbéton en fonction de son épaisseur

contrainte au bas du surbéton est liée directement au degré d'entrave μ , l'outil d'analyse prédit des contraintes dont la précision est bonne. Conformément à nos attentes, la contrainte en haut du surbéton augmente lorsque h_{new} diminue. L'apparition d'une fissuration traversante dans la nouvelle couche est donc plus probable lorsque h_{new} est petit.

La figure 5.10 présente l'évolution calculée à long terme des contraintes induites au jeune âge par le retrait endogène et les effets thermiques uniquement (pas d'effet hydrique). En bas du surbéton, la contrainte horizontale diminue avec le temps jusqu'à un plateau valant approximativement la moitié de la valeur maximale. Des autocontraintes résiduelles sont donc prédites par l'outil d'analyse dont l'amplitude vaut environ 10 % de la résistance à la traction f_{ct} du surbéton. Notons que, lors des essais de rupture, commentés au chapitre 3, aucune autocontrainte résiduelle n'a pu être mise en évidence. En admettant que les autocontraintes calculées sont correctes et sachant que la variation intrinsèque de f_{ct} est également proche de 10 %, il est donc pratiquement impossible de mettre en évidence de manière significative de telles autocontraintes à l'aide de nos essais.

Les résultats commentés précédemment permettent de valider l'approche choisie pour modéliser le comportement au jeune âge des éléments hybrides. Les calculs ont confirmé que les effets thermiques au jeune âge engendrent, dans le cas de nos essais, des contraintes négligeables. Bien que l'élévation de la température du béton au jeune âge soit plus grande lorsque la hauteur de la nouvelle couche augmente, la différence de température entre le vieux et le nouveau béton constitue un paramètre important pour anticiper l'apparition de fissures traversantes dues aux effets thermiques au jeune âge.

L'apport original de cette approche est la mise en évidence de l'importance du retrait endogène. Sans la prise en compte de ce phénomène, il n'aurait pas été possible de reproduire numériquement avec une précision acceptable l'évolution des déformations mesurées à l'aide des capteurs à fibres optiques. Malgré que la modélisation de ce phénomène surestime l'amplitude des contraintes qu'il engendre (voir remarque au chapitre 4), les résultats présentés ici sont d'une précision suffisante pour valider son influence.

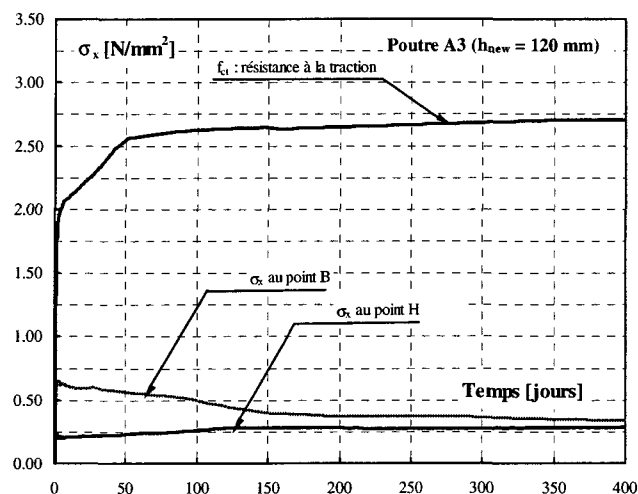


Figure 5.10: Evolution à long terme des contraintes induites au jeune âge par les effets thermiques et par le retrait endogène

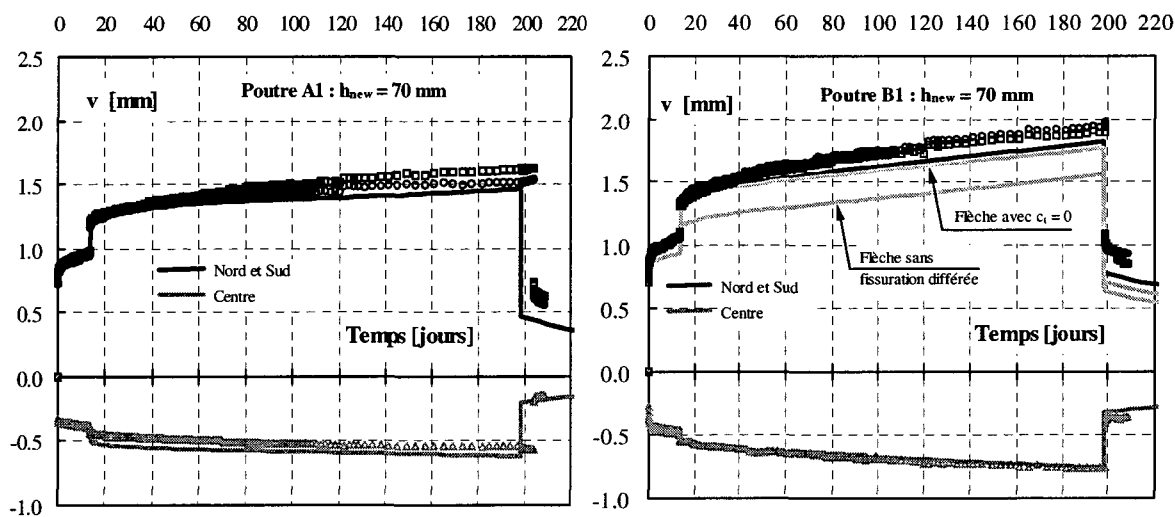


Figure 5.11: Comparaison des déplacements mesurés et calculés des poutres A1 et B1 durant l'essai de fluage flexionnel (série 1)

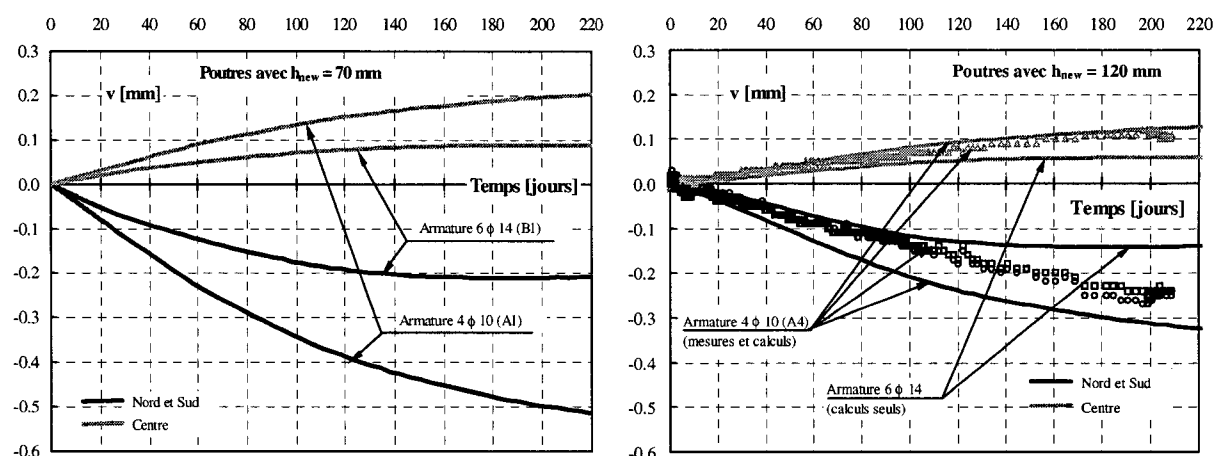


Figure 5.12: Déplacements dus au séchage des poutres dont h_{new} vaut 70 et 120 mm (série 1)

5.4 Comportement des poutres à long terme

Les analyses effectuées pour valider le comportement au jeune âge de l'outil d'analyse sont prolongées sur un temps de calcul plus long en prenant en compte toutes les conditions de bords rencontrées durant la campagne expérimentale. Les résultats présentés dans ce paragraphe sont donc issus de simulations qui débutent lors de la mise en place du surbéton et qui tiennent compte de tous les phénomènes discutés au chapitre 4.

La figure 5.11 compare la valeur des déplacements mesurés et calculés des poutres A1 et B1 durant l'essai de fluage flexionnel. Les déplacements élastiques survenus lors de la mise en place des caisses de plomb sont calculés de manière correcte par l'outil d'analyse. Ensuite, les déplacements différés sont légèrement sous-évalués à partir d'une centaine de jours. Néanmoins, la cinétique de ces déplacements est modélisée de manière précise par l'outil d'analyse. Conformément aux résultats expérimentaux, la pente des déplacements différés de B1 est plus importante que celle des déplacements différés de A1.

La figure 5.12 présente l'évolution calculée et mesurée des déplacements dus au séchage et au poids propre des éléments hybrides de la série 1 (sans caisses de plomb). Durant la campagne expérimentale, seules les déplacements de la poutre A4 ont été mesurés. Bien que les déplacements aux extrémités (Nord et Sud) soient surestimés par le modèle, la concordance entre les valeurs mesurées et calculées est bonne. La figure 5.12 met en évidence le rôle joué par la présence de l'armature dans le surbéton. Conformément aux résultats présentés au paragraphe précédent, un taux d'armature plus important provoque une diminution des déplacements induits par le séchage. De plus, cette figure illustre également que le rapport des déplacements dus au séchage des surbétons, dont h_{new} vaut 70 et 120 mm, vaut $n = v_{70}/v_{120} = 1,58$ pour une armature de 4 ϕ 10 et $n = 1,47$ pour une armature de 6 ϕ 14. Selon la théorie de l'élasticité, le rapport entre ce type de déplacements dépend, tout comme la courbure, du carré du rapport des hauteurs totales et vaut $n = (270/220)^2 = 1,51$. Par conséquent, ces valeurs calculées numériquement sont correctes.

Les pentes différentes des déplacements différés observés sur les poutres A1 et B1 (voir figure 5.11) s'explique par le fait que les déplacements induits par le séchage dépendent du taux

d'armature contenu dans le surbéton. En effet, les déplacements différés totaux correspondent à la somme des déplacements dus au fluage et de ceux dus au séchage². Ces derniers étant plus faibles pour B1 comparativement à A1, il est normal que les déplacements différés totaux soient plus importants pour B1. Le même effet, illustré à la figure 5.14 (voir A2), a été calculé lorsque $h_{new} = 120 \text{ mm}$.

Les pentes différentes des déplacements différés observés sur les poutres A1 et B1 (voir figure 5.11) pourraient également être attribuées à une non-linéarité du fluage due à la présence d'un endommagement³. La figure 5.11 présente l'évolution des déplacements sous les caisses de plomb de la poutre B1, calculés sans tenir compte de la non-linéarité du fluage provoquée par le niveau de contrainte en traction ($c_t = 0$ dans l'équation 4.14). On remarque que cette influence est quasiment négligeable. En outre, le déplacement sous les caisses de plomb de la poutre B1 a été calculé sans tenir compte de la fissuration différée. Dans ce cas, l'influence est principalement marquée par une diminution importante du déplacement élastique survenu lors de la mise en place des caisses de plomb. Ceci signifie que l'endommagement provoqué en peau par le séchage est sous-évalué si la fissuration différée n'est pas prise en compte lors du calcul.

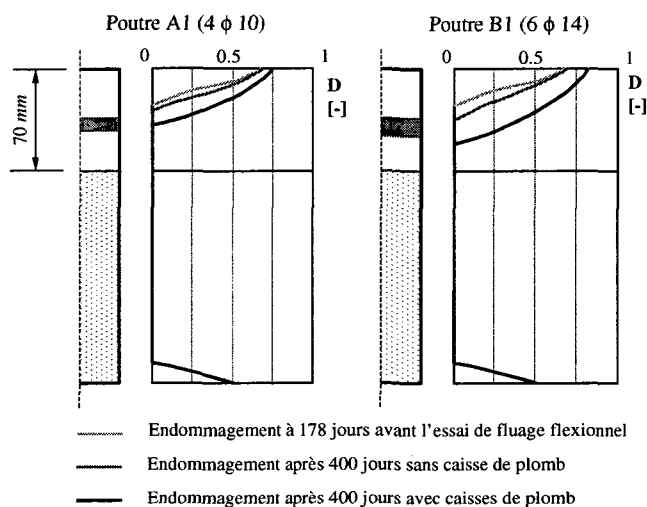


Figure 5.13: Endommagement en peau calculé pour les poutres A1 et B1

La figure 5.13 illustre l'endommagement en peau dû au séchage calculé pour les poutres A1 et B1. Dans les deux cas, l'endommagement est donné à cent septante-huit jours avant le début de l'essai de fluage flexionnel et à quatre cents jours pour une poutre sollicitée par les caisses de plomb et pour une autre non sollicitée au cours de l'essai de fluage flexionnel. Conformément aux résultats présentés au paragraphe précédent, un taux d'armature plus important provoque une pénétration plus grande de la zone microfissurée dans la couche de nouveau béton. L'effet est davantage marqué lorsque les poutres sont sollicitées par les caisses de plomb. Ce résultat numérique est en accord avec les observations expérimentales relatives à la fissuration plus prononcée du surbéton de la poutre B1. La valeur maximale du coefficient d'endommagement en peau vaut environ 0,80. Un tel endommagement correspond à une ouverture de fissure fictive de l'ordre de 15 à 20 μm . De plus, l'outil d'analyse ne prédit aucune apparition de fissures traversantes

²Il faut noter que, dans ce cas, les déplacements dus au fluage sont de signe opposé à ceux induits par le séchage.

³En effet, une fissuration plus prononcée de la poutre B1 a été observée expérimentalement.

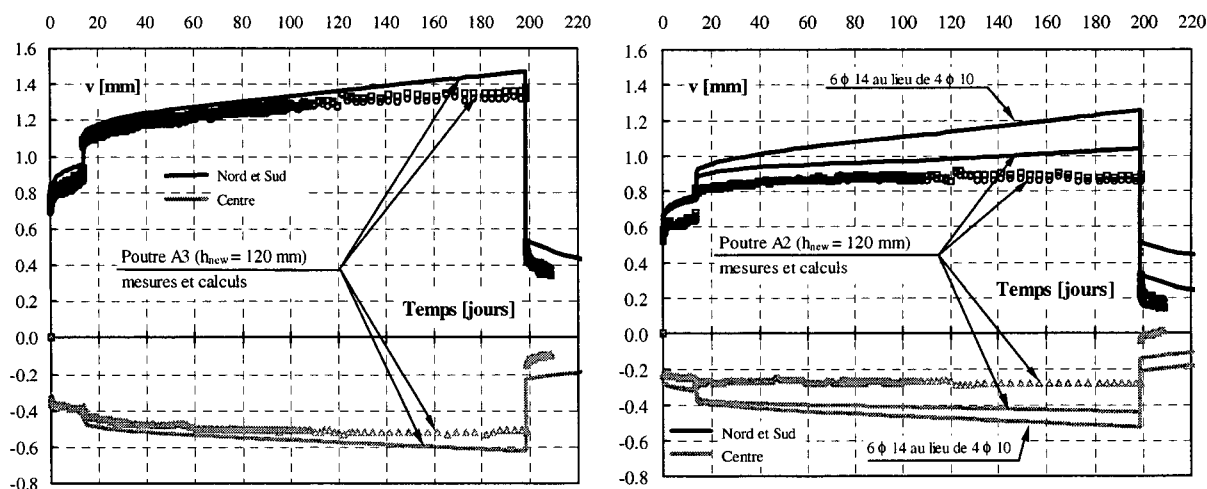


Figure 5.14: Comparaison des déplacements mesurés et calculés des poutres A3 et A2 durant l'essai de fluage flexionnel (série 1)

dans le surbéton de toutes les poutres testées. Par conséquent, les résultats numériques sont en parfait accord avec les observations expérimentales relatives à la fissuration des surbétons au cours de l'essai de fluage flexionnel.

Signalons encore que la profondeur de la zone microfissurée prédite par l'outil d'analyse ne dépend pas significativement de la hauteur du nouveau béton. Si l'on divise cette profondeur par la hauteur h_{new} du surbéton, on remarque que la diminution de l'inertie provoquée par la microfissuration est plus grande lorsque h_{new} est petit.

La figure 5.14 compare la valeur des déplacements mesurés et calculés des poutres A3 et A2 durant l'essai de fluage flexionnel. Dans le cas de A3, la plus sollicitée des deux poutres, les déplacements sont calculés de manière précise par l'outil d'analyse. Dans le cas de A2, la cinétique des déplacements différés est correcte, mais les déplacements élastiques survenus lors de la mise en place des caisses de plomb sont surévalués. Le même phénomène est observé pour les poutres B2 (voir figure 5.16) et C3 (voir figure 5.17). L'outil d'analyse prédit un endommagement en peau induit par le séchage légèrement trop grand lorsque h_{new} vaut 120 mm. Il est important de noter que le poids plus important qui sollicite la poutre A3 n'engendre pas, au niveau numérique, un endommagement significativement plus grand que celui calculé pour la poutre A2. En effet, c'est l'entrave des déformations de séchage qui engendre la majeure partie de l'endommagement. De plus, si on extrait les déplacements spécifiques dus uniquement aux effets visqueux à partir des déplacements totaux, on remarque qu'ils sont quasiment identiques pour les deux poutres A2 et A3.

La figure 5.15 illustre l'évolution comparative des déformations mesurées à l'aide des capteurs à fibres optiques et calculées pour les poutres A2 et A4. Cette évolution débute lors de la mise en place du surbéton et se termine après la fin de l'essai de fluage flexionnel. L'ordre de grandeur des déformations survenues avant le début de l'essai de fluage flexionnel est reproduit avec une bonne précision par l'outil d'analyse. Après la mise en place des caisses de plomb (au temps $t = 0$ des graphiques, mais à un âge des surbétons de cent septante-huit jours), la concordance entre les valeurs mesurées et calculées est satisfaisante durant environ cent jours. Ensuite,

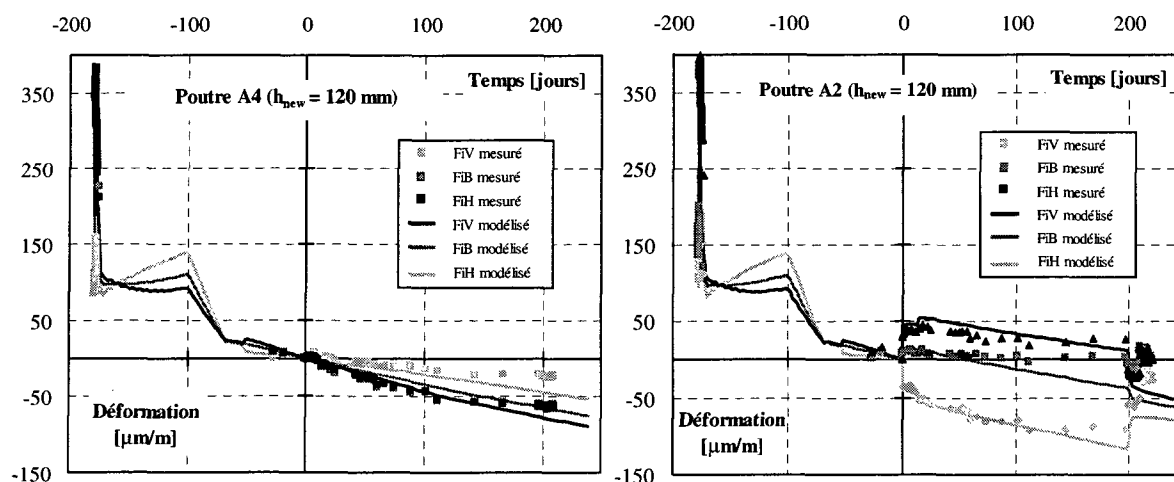


Figure 5.15: Comparaison des déformations mesurées et calculées des poutres A4 et A2 dès la mise en place du surbétou et durant l'essai de fluage flexionnel (série 1)

le raccourcissement calculé devient trop important. Ce manque de précision peut s'expliquer par le fait que la durée des essais de caractérisation des bétons, comptée à partir du moment où le surbétou est mis en place, n'est que de deux cent cinquante jours. Notons encore que, conformément aux observations expérimentales, l'outil d'analyse prédit que les sections planes le restent tout au long du calcul.

La figure 5.16 compare l'évolution mesurée et calculée des déplacements des poutres B3 et B2 de la série 2⁴. Expérimentalement, un comportement fort différent des poutres non sollicitées par les caisses de plomb A4 et B3 a été observé sur la base des déplacements. Cette différence est reproduite avec précision par le modèle et s'explique principalement par l'influence du taux d'armature. Ce résultat aurait pu être anticipé à l'aide de la figure 5.12 qui illustre l'influence du taux d'armature sur l'évolution des déplacements dus au séchage des poutres dont h_{new} vaut 120 mm. En effet, la poutre B3, armée de 6 ϕ 14, est sollicitée environ lorsque l'essai de fluage flexionnel de la poutre A4 se termine. A cet instant, la figure 5.12 présente une évolution des déplacements (courbe 6 ϕ 14) proche de celle calculée et mesurée sur la poutre B3. Dans le cas de B2, la cinétique des déplacements différés est correcte, mais les déplacements élastiques survenus lors de la mise en place des caisses de plomb sont à nouveau surévalués.

La figure 5.17 compare l'évolution mesurée et calculée des déplacements des poutres C2 et C3 de la série 3, dont le surbétou est armé uniquement de 80 kg/m^3 de fibres métalliques⁵. Pour la poutre C2, l'outil d'analyse prédit des déplacements dont la précision est bonne. Le surbétou de la poutre C2 (série 3) ne contenant pas de barres d'armature, il semble correct que l'amplitude de ses déplacements dus au séchage soit plus grande que celle de déplacements de A4 (série 1), bien que son âge au début de l'essai de fluage flexionnel soit plus élevé.

Dans l'outil d'analyse, la prise en compte des fibres intervient uniquement au niveau du dia-

⁴ Ces poutres diffèrent de celles de la série 1 par leur âge au début de l'essai de fluage flexionnel (404 jours au lieu de 178 jours). De plus, la poutre non sollicitée par les caisses de plomb B3 est armée de 6 ϕ 14 au lieu de 4 ϕ 10 dans le cas de A4.

⁵ L'âge au début de l'essai de fluage flexionnel est de 466 jours pour les poutres de la série 3.

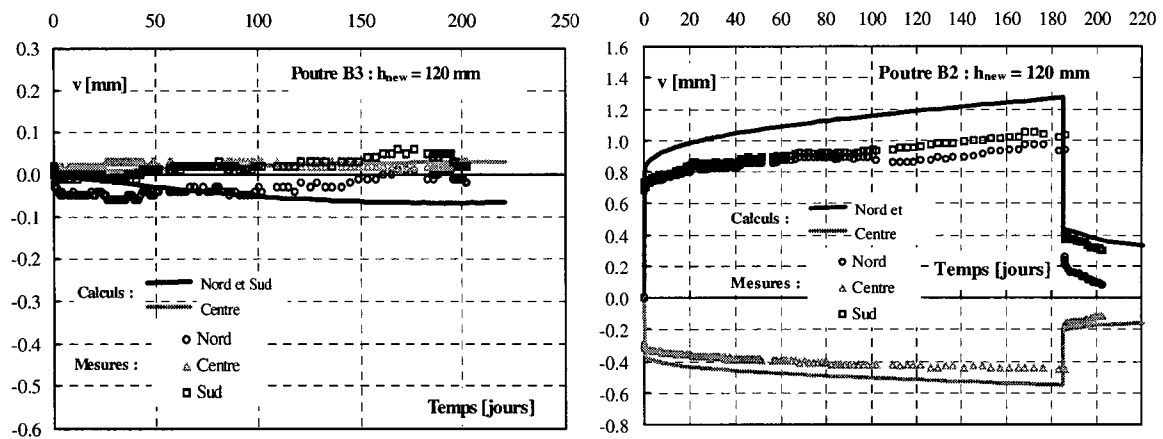


Figure 5.16: Comparaison des déplacements mesurés et calculés des poutres B3 (non sollicitée par les caisses de plomb) et B2 (sollicitée) durant l'essai de fluage flexionnel (série 2)

gramme d'adoucissement. Une simulation supplémentaire a été réalisée en modifiant ce dernier afin d'exclure la présence des fibres. Cette nouvelle simulation prédit un comportement dont les différences sont peu marquées. Etant donné la faible ampleur de la microfissuration en peau due au séchage, il n'est pas étonnant que l'influence des fibres à crochets ne soit pas significative. En effet, c'est principalement le début du diagramme d'adoucissement, peu influencé par ce type de fibres, qui influence la microfissuration de peau.

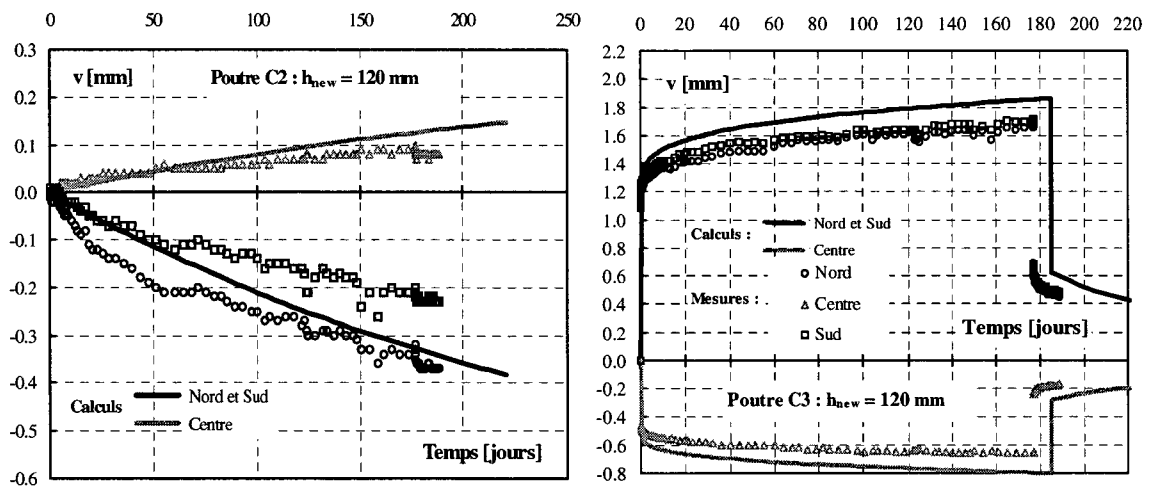


Figure 5.17: Comparaison des déplacements mesurés et calculés des poutres C2 (non sollicitée par les caisses de plomb) et C3 (sollicitée) durant l'essai de fluage flexionnel (série 3)

Les résultats présentés ci-dessus permettent de valider l'approche choisie pour modéliser le comportement sous sollicitations de longue durée des éléments hybrides. La bonne concordance entre les observations expérimentales et numériques a permis de mettre en évidence une diminution des déplacements induits par le séchage due à la présence de l'armature dans le surbéton. En effet, les déformations dues au séchage sont partiellement entravées par l'armature et un endommagement est provoqué en peau. La profondeur de la zone microfissurée augmente lorsque le taux d'armature augmente. Pour les poutres dont h_{new} vaut 120 mm, l'endommagement en peau, prédit par l'outil d'analyse, semble avoir une incidence trop marquée sur le comportement mécanique des éléments hybrides. Cette constatation s'explique éventuellement par le fait que l'hypothèse de superposition de contraintes dues à des déformations entravées, d'une part, et à des forces imposées, d'autre part, n'est pas correcte. Les résultats ont également montré que la prise en compte d'un modèle de fissuration différée permet d'améliorer de manière significative la précision des calculs.

5.5 Comportement des poutres à la rupture

Résistance à la traction des surbétons

Nous avons vu au paragraphe précédent que l'outil d'analyse prédit un endommagement en peau dont la profondeur ne dépend pas significativement de la hauteur du nouveau béton h_{new} . Cette zone microfissurée engendre donc un endommagement relatif plus important lorsque la hauteur totale de l'élément hybride est petite. Par conséquent, la diminution de la résistance à la traction du surbéton f_{ct} , déterminée par l'outil d'analyse au moment de l'essai de rupture, dépend de l'ampleur de l'endommagement provoqué en peau par le séchage. De plus, cette diminution de f_{ct} est plus importante lorsque h_{new} est petit et que le surbéton contient un taux d'armature plus grand. Ces affirmations confirment les résultats expérimentaux mis en évidence à la figure 3.18.

Apparition de la délamination

L'outil d'analyse a été utilisé pour simuler le comportement en flexion pure de la partie centrale des éléments hybrides. Dans ces calculs, l'armature est prise en compte à l'aide de la démarche décrite sous 4.3 (valable pour *HEAT3.0*) et l'interface à l'aide de celle décrite sous 4.4. Le béton est admis linéaire élastique et la fissuration quasi-statique est prise en compte. Contrairement aux essais réalisés en augmentant graduellement les forces, la sollicitation est imposée au cours des calculs sous la forme d'une augmentation de la courbure.

Dans le cas des poutres A1, B1 et C1 ($n = h_{new}/h_{old} = 0.46$), un comportement à la rupture monolithique est prédit conformément aux observations expérimentales. Il en est de même pour les poutres B2, B3 et B4. Numériquement, les poutres A2, A3 et A4 ont présenté des amorces de délamination légèrement plus marquées que celles observées expérimentalement. Toutefois, cette différence n'est pas significative.

L'outil d'analyse prédit une ampleur différente de la délamination des poutres C2 à C4. Le comportement de C3 est prédit monolithique, celui de C2 présente des amorces de délamination et celui de C4 une forte délamination. Cette ampleur différente de la délamination a bien été mise en évidence expérimentalement.

Dans le cas des poutres A5 et B5, l'outil d'analyse prédit une ampleur de la délamination plus importante que celle observée lors des essais. En effet, seules quelques amorces de délamination ont été remarquées sur A5, alors que le modèle numérique en prédit de plus importantes sur les deux poutres. Ce manque de précision s'explique par le fait qu'aucun critère de rupture en compression n'est pris en compte dans l'outil d'analyse. En effet, lorsque l'axe neutre atteint sa position la plus basse, calculée en tenant compte de la fissuration et de la présence de l'armature, la progression de la pointe de la fissure dans le vieux béton est bloquée par la présence des contraintes de compression qui deviennent importantes. De par le manque de critère de rupture en compression, une délamination entre les parties comprimées et tendues de la section est prédite par l'outil d'analyse, même si l'élément est formé d'un seul béton. Par conséquent, lorsque l'interface se situe proche du niveau de cet axe neutre ($n > 1$), la délamination est favorisée. L'importance de la position de l'interface par rapport à l'axe neutre de l'élément hybride a également été mise en évidence dans [Chau97]. Notons encore que la nature de la sollicitation explique également le manque de concordance obtenu pour les poutres A5 et B5. En effet, en imposant une force sous la forme d'un moment et non plus une déformation de flexion comme sollicitation, la progression de la fissuration dans le support est favorisée [Habe00]. Au cours de l'étude paramétrique réalisée au chapitre 6, les résultats expérimentaux sont comparés à ceux issus de l'outil d'analyse aux figures 6.21 à 6.22 b).

5.6 Bénéfices de la démarche générale

En choisissant à la fois d'effectuer une étude expérimentale et de pousser les aspects numériques, la démarche générale de cette étude, présentée à la figure 1.3, a permis d'*améliorer la compréhension du comportement à long terme* des éléments hybrides.

L'influence importante du *retrait endogène* et celle quasi négligeable des *effets thermiques* sur le comportement au jeune âge des éléments testés ont pu être mises en évidence. Au niveau d'une structure hybride quelconque, le *degré d'entrave* μ , l'*amplitude du retrait endogène* et la *différence maximale de température entre le vieux et le nouveau béton* durant l'hydratation sont les paramètres importants qui permettent d'anticiper l'apparition de fissures au jeune âge. De plus, l'utilisation de l'outil d'analyse a permis de mettre en évidence la présence d'*autocontraintes résiduelles*, dues aux effets d'hydratation, dont l'amplitude vaut environ 10 % de la résistance à la traction f_{ct} du surbéton.

Sans une telle démarche générale, l'*influence de l'armature du surbéton sur la réduction des déformations de séchage* n'aurait pas pu être mise en évidence et quantifiée de manière aussi claire. Cet apport important est à mettre en relation avec l'*endommagement induit en peau* par la présence de l'armature. En effet, ce dernier a certainement un effet défavorable sur la perméabilité du béton d'enrobage. De plus, l'influence négligeable du niveau de sollicitation sur les déformations visqueuses au cours des essais de fluage flexionnel a pu être mise en évidence. Sur la base des connaissances acquises jusqu'ici, le paramètre ayant le plus influencé le comportement des éléments hybrides au cours des essais de fluage flexionnel est le *taux d'armature présent dans le surbéton*. Il est intéressant de noter que les paramètres de la campagne expérimentale n'avaient pas été choisis dans le but de mettre en évidence cet effet et que c'est la validation de l'outil d'analyse qui a permis de le faire.

A ce stade de l'étude, nous disposons d'un outil d'analyse capable de représenter le comportement d'un élément hybride à partir du moment où le nouveau béton est mis en place, durant son utilisation et jusqu'à sa ruine.

Chapitre 6

Etude du comportement des éléments hybrides

6.1 Objectifs et structure de l'étude

Dans le présent chapitre, l'outil d'analyse est utilisé dans le cadre d'une *étude paramétrique* dont le but principal est d'améliorer la compréhension du comportement à long terme des éléments de structure hybride. Cette étude numérique est articulée autour d'un *cas de base* et met en évidence l'influence des paramètres suivants : le système statique et les dimensions de l'élément hybride, le retrait endogène, le retrait de séchage, les propriétés hydriques du nouveau béton, le comportement viscoélastique, la résistance à la traction du nouveau béton, celle de l'interface, la quantité d'armature placée dans le surbéton et celle de fibres.

Le premier objectif est de déterminer dans quelles conditions *le séchage du nouveau béton et son retrait endogène engendrent une fissuration qui atteint l'interface*. En effet, si l'on est en mesure de concevoir un élément hybride dont la fissuration n'atteint pas l'interface, sa pérennité est grandement améliorée. Les résultats de cette étape de l'étude paramétrique sont décrits au paragraphe 6.3.

Le second objectif de l'étude paramétrique est d'étudier dans quelles conditions *une fissure qui a atteint l'interface se propage soit dans le support, soit le long de l'interface (délamination)*. Ces conditions sont tout d'abord définies au niveau de la rupture d'un élément hybride au paragraphe 6.4.2. Ensuite, l'influence du séchage et du retrait endogène sont étudiées au paragraphe 6.4.3. Pour finir, les conditions dans lesquelles la délamination dans les zones de bords est empêchée sont présentées au paragraphe 6.4.4.

6.2 Hypothèses générales et paramètres de l'étude

Hypothèses générales :

La présente étude se limite aux éléments hybrides dont les caractéristiques physiques et mécaniques du nouveau matériau sont proches de celles d'un béton usuel de structure. Les éléments hybrides étudiés sont constitués d'une couche de vieux béton sur laquelle est mise

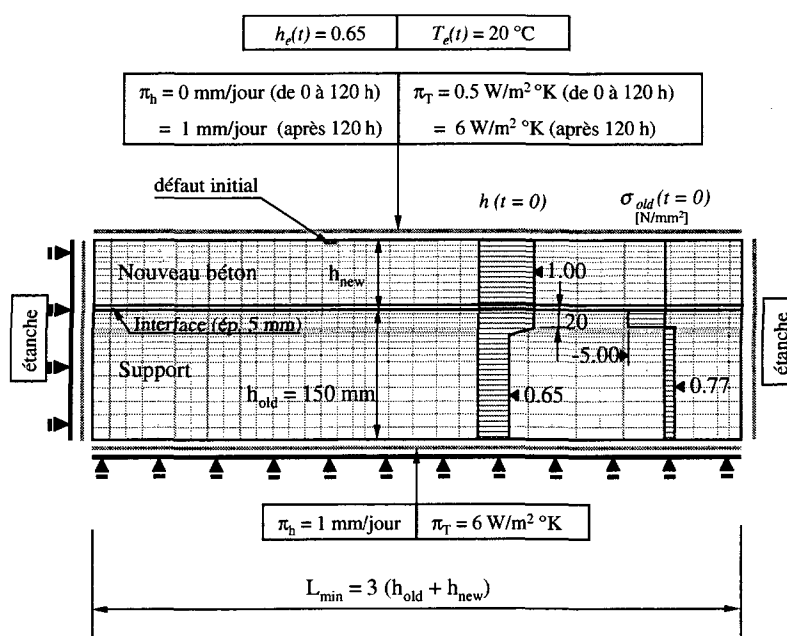


Figure 6.1: Description de la structure modélisée, maillage, conditions de bords et initiales

en place une nouvelle couche de béton, armé ou non. La figure 6.1 décrit la structure hybride modélisée. Ce type d'élément de structure s'apparente au cas du renforcement d'une dalle de roulement de pont à l'aide d'un surbéton.

Au chapitre 5, nous avons montré que les *effets thermiques au jeune âge* ont une influence négligeable sur le comportement à long terme d'éléments hybrides tels que les surbétons. Par conséquent, ils ne sont pas pris en compte ici.

L'âge du *vieux béton* est admis à trente ans. Sur la base d'un support en équilibre hydrique avec l'environnement ($h_e = 0.65$), un calcul préalable a démontré qu'un mouillage de la surface supérieure du support permet de le saturer sur les 20 premiers *mm*. Ce mouillage engendre une mise en compression de la face supérieure du support introduite dans les calculs sous la forme de contraintes initiales ($\sigma_{old}(t=0)$). La température initiale du vieux béton vaut 20°C . Les caractéristiques mécaniques du vieux béton ($E(t)$, $f_{ct}(t)$, tous les modèles liés à la fissuration et au comportement viscoélastique) sont identiques à celles du support utilisé lors de la campagne expérimentale (voir chapitre 3 et annexe C). Les paramètres du modèle de transport hydrique sont les suivants : $D_0 = 50 \text{ mm}^2/\text{jour}$, $a_h = 0.05$, $h_c = 0.82$ et $\alpha_h = 1000 \text{ } \mu\text{m}/\text{m}$. Les autres paramètres physiques du support sont identiques à ceux donnés à l'annexe C. Les conditions de bords sur la face inférieure du support valent : $\pi_h = 1 \text{ mm/jour}$ et $\pi_T = 6 \text{ W/m}^2\text{ }^\circ\text{K}$. Les faces latérales de l'élément hybride n'autorisent aucun transfert hydrique ou thermique. Les conditions ambiantes, constantes au cours du calcul, valent $h_e = 0.65$ et $T_e = 20^\circ\text{C}$.

L'humidité relative initiale du *nouveau béton* vaut 1, sa température initiale 20°C et son âge zéro jour. L'évolution au cours du temps du module d'élasticité du nouveau béton $E(t)$ et celles des résistances $f_{ct}(t)$ et $f_{cm}(t)$ sont identiques à celles du support utilisé lors de la campagne expérimentale. Une cure de cinq jours est tout d'abord réalisée à la surface du nouveau béton ($\pi_h = 0 \text{ mm/jour}$ et $\pi_T = 0.5 \text{ W/m}^2\text{ }^\circ\text{K}$). Ensuite, la surface est en contact avec l'air ambiant ($\pi_h = 1 \text{ mm/jour}$ et $\pi_T = 6 \text{ W/m}^2\text{ }^\circ\text{K}$).

La longueur minimale de l'élément hybride vaut trois fois sa hauteur totale. Afin de faciliter la localisation de la fissuration, une diminution de 2 % de la résistance à la traction directe d'un élément fini est imposée (défaut initial) dans la zone qui n'est pas influencée par les effets de bord (voir figure 6.1). Les calculs sont réalisés en état plan de contraintes et l'épaisseur hors du plan des éléments finis est admise à 100 mm.

Le comportement des éléments hybrides est modélisé sur une durée qui dépend de l'épaisseur du nouveau béton. Cette durée, variant entre un et cinq ans, est déterminée en analysant l'évolution du coefficient d'endommagement D . En effet, si ce dernier est stabilisé sur toute l'épaisseur du surbéton, on admet que le calcul peut être arrêté.

Paramètres variables :

- La hauteur h_{new} du nouveau béton varie entre 25 et 250 mm.
- L'influence de la hauteur du support h_{old} est étudiée en admettant les valeurs de 150 et 300 mm.
- La valeur finale du retrait de séchage du nouveau béton $\epsilon_{cs,\infty}$ vaut 300, 600 et 900 $\mu m/m$. Ces différentes valeurs sont obtenues en variant le coefficient α_h de 860 à 2570 $\mu m/m$.
- Les paramètres caractérisant le coefficient de diffusion hydrique du nouveau béton sont les suivants : $D_0 = 25, 50$ et $100 \text{ mm}^2/\text{jour}$, $a_h = 0.05$, $h_c = 0.70, 0.82$ et 0.95 .
- Le rapport entre la déformation spécifique de fluage en traction et la déformation induite par le séchage $k_{f/r}^*$ varie entre 0.00 et 0.25 MPa^{-1} . Par définition, la valeur de $k_{f/r}^*$ est déterminée à l'aide d'essais de fluage ($\sigma_{traction} = 1 \text{ N/mm}^2$ à partir de sept jours) et de retrait de séchage (débutés à sept jours) réalisés sur des éprouvettes cylindriques dont le diamètre vaut 100 mm et la longueur 200 mm. La valeur retenue de $k_{f/r}^*$ est celle déterminée après nonante jours d'essais. A l'exception du cas où $k_{f/r}^*$ est nul, la variation de $k_{f/r}^*$ est obtenue en modifiant uniquement les paramètres $E_\mu(t)$ du modèle de Maxwell généralisé. Lorsque $k_{f/r}^*$ vaut 0.00 MPa^{-1} , tous les modèles relatifs à la viscosité sont désactivés.
- Trois systèmes statiques sont pris en compte : 1) une poutre simple isostatique (degré d'entrave $\mu = 0.45$ pour une valeur de $h_{new} = 80 \text{ mm}$), 2) une travée centrale d'une poutre continue (les effets flexionnels ne soulagent pas les contraintes; degré d'entrave $\mu = 0.65$ pour une valeur de $h_{new} = 80 \text{ mm}$) et 3) un élément hybride bi-encasté ($\mu = 1.00$). Le système statique 2) est décrit à la figure 6.1.
- La valeur finale du retrait endogène $\epsilon_{endo,\infty}$ varie entre 0 et 200 $\mu m/m$. Sa cinétique est admise similaire à celle identifiée au chapitre 4.
- Le taux de l'armature disposée dans le nouveau béton varie entre 0 et 3 %. Ce taux est calculé par rapport à la surface totale du nouveau béton.
- La présence de fibres métalliques dans le surbéton est prise en compte au moyen de différents diagrammes d'adoucissement.
- Les effets du vent et celui de la mise en place d'une étanchéité sont introduits en modifiant, après cent vingt heures, le coefficient de transfert hydrique à la surface du surbéton π_h . Sa valeur varie entre 0.01 mm/jour et 5 mm/jour.
- Lors de l'étude relative au contrôle de la délamination, différentes résistances à la traction de l'interface sont prises en compte. Elles sont caractérisées par des valeurs variant entre

25 et 100 % de la résistance à la traction directe du nouveau béton $f_{ct,new}$. De même, la résistance à la traction du nouveau béton $f_{ct,new}$ est variée afin que le rapport entre $f_{ct,new}$ et $f_{ct,old}$ varie entre 0.30 et 1.00.

Paramètres du cas de base :

Afin de faciliter la présentation des résultats, nous assignons les valeurs suivantes aux paramètres du cas de base :

- L'épaisseur du vieux béton h_{old} est admise à 150 mm et celle du nouveau h_{new} à 80 mm.
- Le système statique correspond à celui de la travée centrale d'une poutre continue (degré d'entrave $\mu = 0.65$).
- Les paramètres du modèle de transport hydrique sont : $D_0 = 50 \text{ mm}^2/\text{jour}$, $a_h = 0.05$, $h_c = 0.82$ et $\alpha_h = 1715 \text{ } \mu\text{m}/\text{m}$ ($\epsilon_{cs,\infty} \cong 600 \text{ } \mu\text{m}/\text{m}$ pour une humidité relative ambiante de 0.65).
- Le rapport $k_{f/r}^*$ vaut 0.13 MPa^{-1} .
- Aucun retrait endogène $\epsilon_{endo,\infty} = 0$.
- Adhérence optimale, $f_{ct,int} = f_{ct,new}$.
- Aucune armature et aucune fibre ne sont disposées dans la nouvelle couche de l'élément hybride.
- Les paramètres des modèles de fissuration quasi-statique, de fissuration différée, de visco-élasticités propre, non-linéaire et transitoire sont identiques à ceux du support utilisé lors de la campagne expérimentale.

Si, par la suite, des résultats sont présentés sans préciser les valeurs admises pour chaque paramètre, les valeurs manquantes correspondent à celles du cas de base.

6.3 Pénétration de la fissuration

Définition : la pénétration de la fissuration est évaluée sur la base de l'évolution du coefficient D d'endommagement défini à la figure 4.2. Selon le critère retenu au paragraphe 2.5.3, nous admettons que la capacité admissible de déformation de la nouvelle couche est atteinte lorsque sa fissuration est traversante et que le coefficient D atteint 0.2 à l'interface. La figure 6.2 illustre l'évolution de D dans la nouvelle couche, calculée pour le cas de base. Nous admettons également que le temps t_{int} correspond à la durée qu'il a fallu attendre pour que la capacité admissible de déformation de la nouvelle couche soit atteinte. La valeur de t_{int} n'est qu'une valeur indicative. En effet, l'intérêt principal du présent paragraphe est de définir les *conditions limites* qui permettent de savoir si la capacité admissible de déformation de la nouvelle couche est atteinte ou non.

6.3.1 Evolution de l'humidité relative

La figure 6.3 illustre l'évolution de l'humidité relative dans un élément hybride qui correspond au cas de base. L'eau contenue dans le nouveau béton s'évacue par sa surface supérieure en contact avec l'air ambiant et au travers du support. Par conséquent, la mise en place d'une

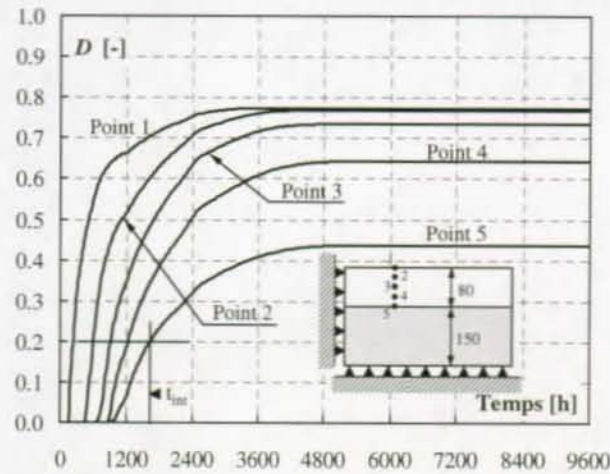


Figure 6.2: Evolution du coefficient d'endommagement D et définition de t_{int} (paramètres du cas de base)

étanchéité à la surface supérieure du surbéton n'empêche pas complètement le séchage de la nouvelle couche. Pour l'exemple présenté à la figure 6.3, la fissuration s'initie à partir de la surface supérieure du surbéton, comme l'indique l'évolution de l'endommagement donnée à la figure 6.2.

La figure 6.4 reprend les résultats illustrés à la figure 6.3 en variant la hauteur du nouveau béton h_{new} . Lorsque h_{new} augmente, les variations de l'humidité relative en un point donné sont plus lentes.

6.3.2 Influence du fluage et de h_{new}

Les résultats présentés dans ce paragraphe sont obtenus à partir du cas de base et en ne variant que les paramètres h_{new} et $k_{f/r}^*$.

Pour une valeur de $h_{new} = 120 \text{ mm}$, la figure 6.5 a) illustre l'influence du coefficient $k_{f/r}^*$ sur la pénétration relative c/h_{new} de la fissuration (c : profondeur effective de la fissuration mesurée depuis la surface du surbéton). Lorsque le fluage spécifique augmente par rapport au retrait de séchage, la progression de la fissuration est ralentie et peut même être stoppée. En d'autres termes, lorsque la valeur de $k_{f/r}^*$ augmente, celle de t_{int} augmente également. L'influence de $k_{f/r}^*$ sur la propagation de la fissuration s'explique par le fait que, lorsque les effets visqueux augmentent, la relaxation des contraintes induites par le séchage augmente également.

Pour une valeur de $k_{f/r}^* = 0.13 \text{ MPa}^{-1}$, la figure 6.5 b) met en évidence l'influence de la hauteur h_{new} sur la propagation de la fissuration. A nouveau, plus h_{new} augmente, plus t_{int} augmente. Au-dessus d'une certaine valeur de h_{new} , la fissuration est à nouveau stoppée dans la nouvelle couche. Ce phénomène s'explique par le fait que lorsque h_{new} augmente, le taux de déformation moyen induit par le séchage est plus faible sur la hauteur de la nouvelle couche (voir figure 6.4). Ce ralentissement du taux de déformation laisse le temps à la relaxation induite par les effets visqueux de diminuer les contraintes générées par le séchage.

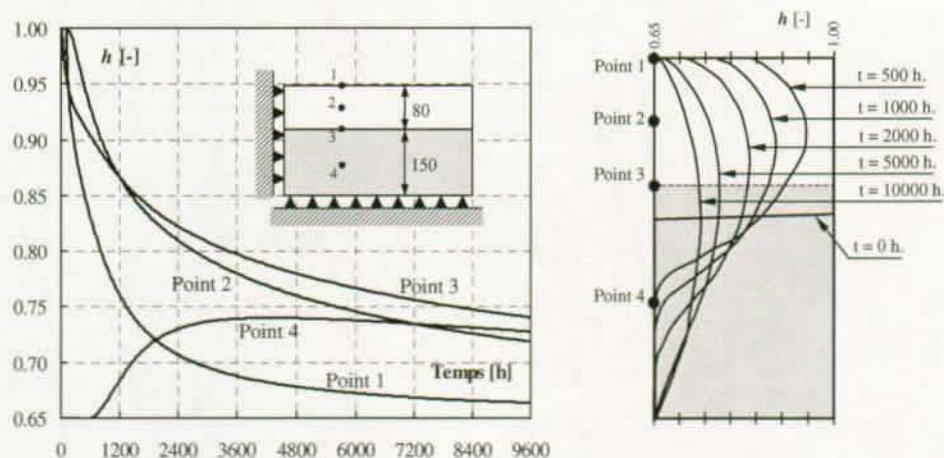


Figure 6.3: Evolution de l'humidité relative et isohygres d'un élément hybride (cas de base)

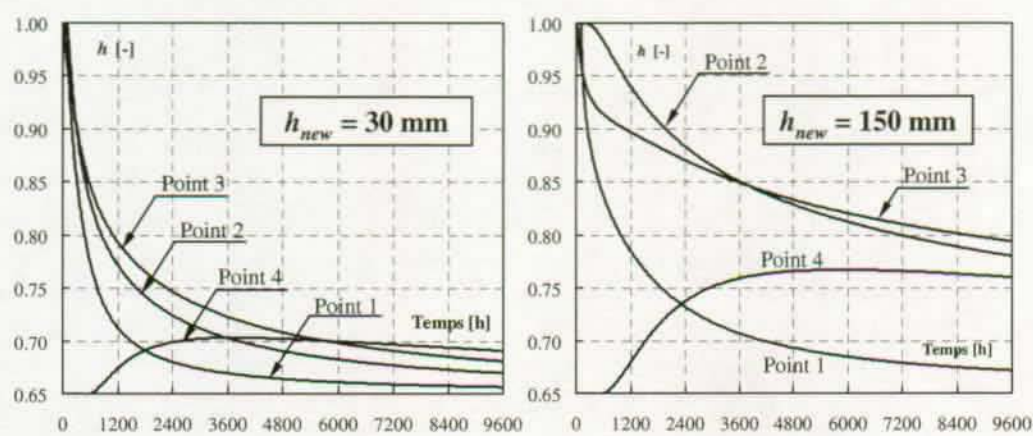


Figure 6.4: Influence de la hauteur h_{new} sur l'évolution de l'humidité relative de l'élément hybride

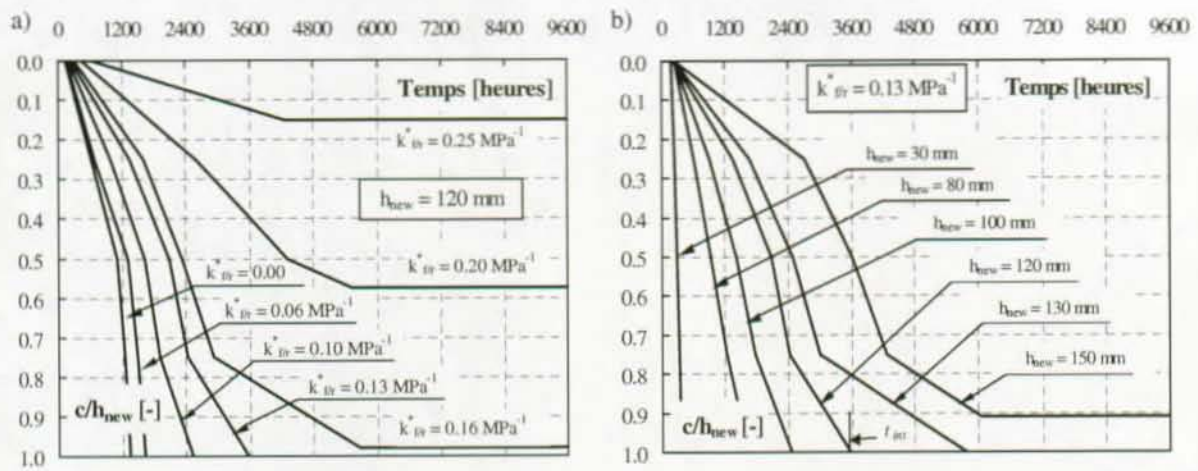


Figure 6.5: Influence du rapport k_f^*/r et de la hauteur h_{new} sur la pénétration de la fissuration c/h_{new}

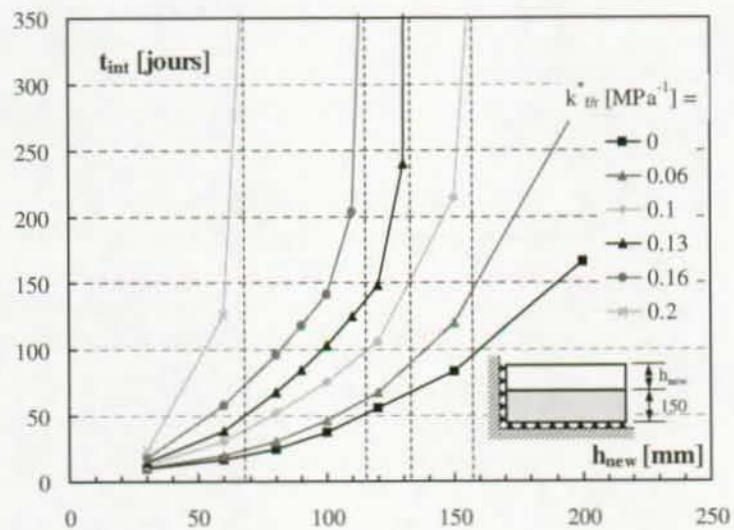


Figure 6.6: Evolution de t_{int} en fonction de h_{new} et de k_f^*/r

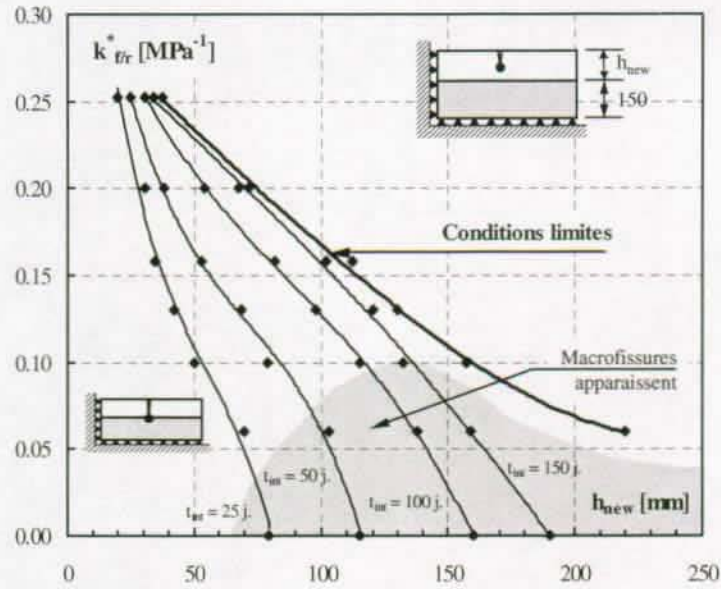


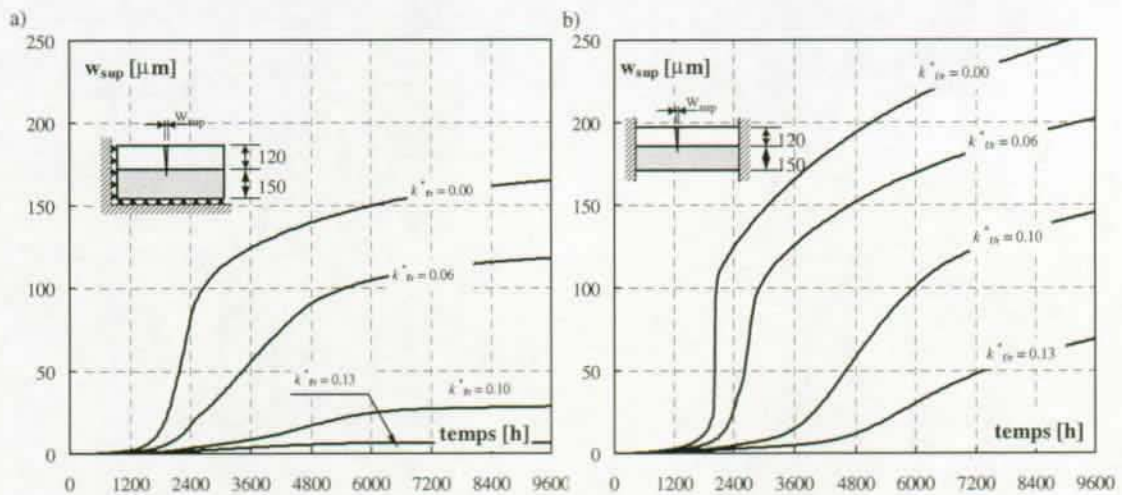
Figure 6.7: Conditions limites permettant d'éviter que la capacité totale de déformation de la nouvelle couche soit atteinte en fonction de h_{new} et du rapport $k_{f/r}^*$

De manière plus générale, la figure 6.6 illustre l'évolution de la valeur de t_{int} en fonction de la hauteur h_{new} et du rapport $k_{f/r}^*$. Prenons le cas d'une nouvelle couche $h_{new} = 100 \text{ mm}$ et d'un béton dont le rapport $k_{f/r}^*$ vaut 0.16 MPa^{-1} , la fissuration atteint l'interface cent quarante-deux jours après la mise en place du nouveau béton. Si l'épaisseur de cette même couche est de 120 mm , la fissuration n'atteint plus l'interface. Cette figure met également en évidence que l'influence du coefficient $k_{f/r}^*$ sur la pénétration de la fissuration devient négligeable pour des reprofilages à l'aide de couches dont l'épaisseur est inférieure à 50 mm . Pour des valeurs supérieures de h_{new} , l'influence de $k_{f/r}^*$ devient vite significative.

La synthèse des résultats obtenus lors de ce paragraphe est illustrée à l'aide de la figure 6.7. Ce graphique (h_{new} , $k_{f/r}^*$) distingue deux comportements différents, à savoir : en-dessus des conditions limites, la fissuration n'atteint pas l'interface et, en-dessous, la fissuration atteint l'interface au temps t_{int} . Sur ce graphique, les points correspondent aux calculs numériques effectués et les courbes sont des interpolations entre ces points.

Dans un cas courant, la hauteur h_{new} varie entre 50 et 150 mm et la valeur du rapport $k_{f/r}^*$ d'un béton traditionnel entre 0.10 et 0.20 MPa^{-1} . Par conséquent, il existe une plage de paramètres h_{new} et $k_{f/r}^*$ qui permet d'éviter que la fissuration induite par le séchage atteigne l'interface de l'élément hybride modélisé.

La figure 6.7 illustre également une zone grisée. Cette zone correspond aux éléments hybrides dont la fissuration s'est localisée de manière plus importante et qui présenteront des macrofissures. Cette zone grisée est présente lorsque $k_{f/r}^*$ est faible et pour des valeurs de h_{new} supérieures à 60 mm . Ce résultat met en évidence l'influence du support sur le contrôle de la fissuration du surbéton. En effet, lorsque h_{new} est faible par rapport à h_{old} , le support permet de répartir la fissuration du surbéton pour autant que la délamination soit empêchée.

Figure 6.8: Evolution des ouvertures de fissures fictives w_{sup}

La figure 6.8 a) illustre l'influence du rapport $k_{f/r}^*$ sur l'évolution de l'ouverture d'une fissure traversante fictive calculée à la surface supérieure du surbéton dont l'épaisseur de la nouvelle couche vaut 120 mm. Lorsque $k_{f/r}^*$ augmente, w_{sup} diminue fortement. Ce résultat s'explique par le fait que w_{sup} dépend de la profondeur et de l'ampleur de la fissuration qui diminuent lorsque $k_{f/r}^*$ augmente.

En conclusion, les résultats présentés dans ce paragraphe montrent que la relaxation en traction du nouveau béton permet de limiter la pénétration de la fissuration de la nouvelle couche de béton armé en diminuant les contraintes induites par le séchage. Cette limitation est d'autant plus forte que la hauteur du nouveau béton est grande. Dans les conditions de nos calculs, il semble difficile d'éviter l'apparition de fissures traversantes dans les reprofilages à l'aide de couches minces. En effet, lorsque l'épaisseur de la nouvelle couche est inférieure à 50 mm, le rapport $k_{f/r}^*$ doit être plus élevé que 0.23 MPa^{-1} pour éviter que la fissuration atteigne l'interface. De plus, lorsque la hauteur d'un nouveau béton traditionnel h_{new} est supérieure à 160 mm, la fissuration est toujours stoppée avant d'atteindre l'interface.

6.3.3 Influence du système statique

L'influence du système statique de l'élément hybride sur les conditions limites qui permettent d'éviter que la capacité totale de déformation de la nouvelle couche soit atteinte est illustrée à la figure 6.9 pour une poutre simple isostatique et pour une poutre bi-encastée.

Dans le cas de la poutre simple ($\mu = 0.45$ pour $h_{new} = 80 \text{ mm}$), la pénétration de la fissuration est nettement moins importante que celle illustrée à la figure 6.7. En effet, pour des valeurs usuelles de h_{new} et $k_{f/r}^*$, la fissuration n'atteint pas l'interface.

Pour l'élément hybride bi-encasté ($\mu = 1.00$), les résultats se rapprochent de ceux présentés à la figure 6.7. Ils s'en différencient de manière importante pour des valeurs de h_{new} supérieures à 100 mm. En effet, la courbe qui correspond aux conditions limites tend asymptotiquement vers un plateau. L'apparition d'une fissuration traversante dans une nouvelle couche dont l'épaisseur

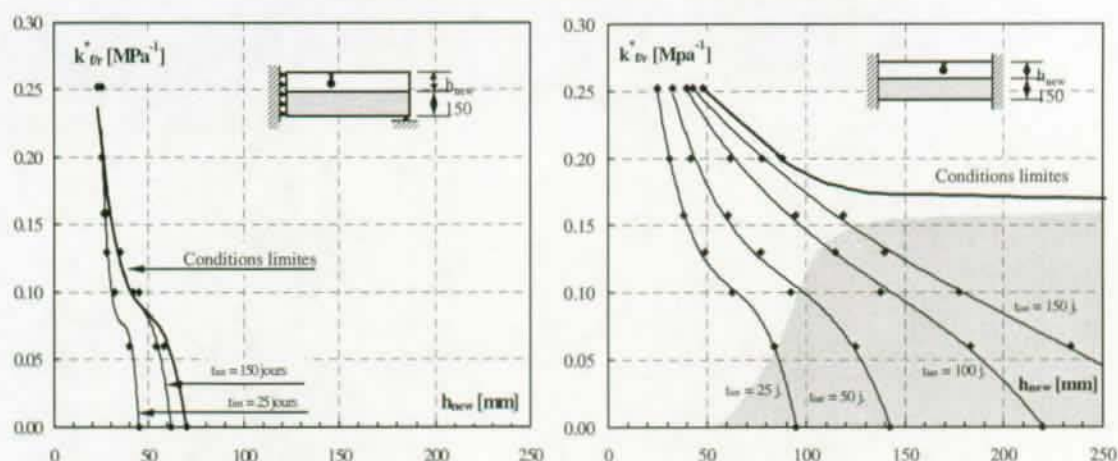


Figure 6.9: Influence du système statique sur les conditions limites qui permettent d'éviter que la capacité totale de déformation de la nouvelle couche soit atteinte

est importante ($h_{new} > 200$ mm) peut paraître étonnante. Ce résultat s'explique par le fait que les contraintes ne dépendent dans ce cas que de la variation au cours du temps de l'humidité relative. Si l'on néglige la relaxation, une variation de l'humidité relative de 0.06 suffit à provoquer la fissuration en un point. Il faut donc que la valeur de $k_{f/r}^*$ dépasse un certain seuil afin que la fissuration de telles couches ne puisse plus atteindre l'interface.

Comparativement au cas de la travée centrale d'une poutre continue, les ouvertures de fissure traversante fictive w_{sup} sont plus grandes dans l'élément hybride bi-encasté (voir figure 6.8 b). De même, la zone grisée est plus importante. Pour l'élément hybride bi-encasté, la zone grisée débute à une hauteur h_{new} de 100 mm lorsque $k_{f/r}^* = 0.10$ MPa⁻¹. Par conséquent, on peut affirmer que le support contrôle efficacement la fissuration du surbéton lorsque le rapport entre h_{new}/h_{old} est inférieur à 2/3, pour autant que la délamination soit empêchée.

6.3.4 Influence de la valeur finale du retrait $\epsilon_{cs,\infty}$

Pour le cas de la poutre simple et celui de la travée centrale d'une poutre continue, la figure 6.10 illustre l'influence de $\epsilon_{cs,\infty}$ sur les conditions limites qui permettent d'éviter que la capacité totale de déformation de la nouvelle couche soit atteinte. Les résultats montrent que, pour un rapport $k_{f/r}^*$ donné, la valeur de h_{new} correspondant aux conditions limites augmente lorsque la valeur de $\epsilon_{cs,\infty}$ augmente. Pour une valeur de $\epsilon_{cs,\infty}$ de 300 $\mu m/m$, l'outil d'analyse prédit que la fissuration d'une couche de nouveau béton, dont les paramètres sont compris entre $0.10 < k_{f/r}^* < 0.20$ MPa⁻¹ et $50 < h_{new} < 150$ mm, n'atteint quasiment jamais l'interface.

La valeur de $\epsilon_{cs,\infty}$ a donc une influence importante sur la pénétration de la fissuration. Il est donc judicieux de choisir un béton dont l'amplitude du retrait de séchage est la plus faible possible. Bien qu'il soit plus avantageux de diminuer à la fois $\epsilon_{cs,\infty}$ et $k_{f/r}^*$, une modification de la recette d'un béton qui permettrait de diminuer dans la même proportion son retrait de séchage et son fluage en traction est une mesure intéressante.

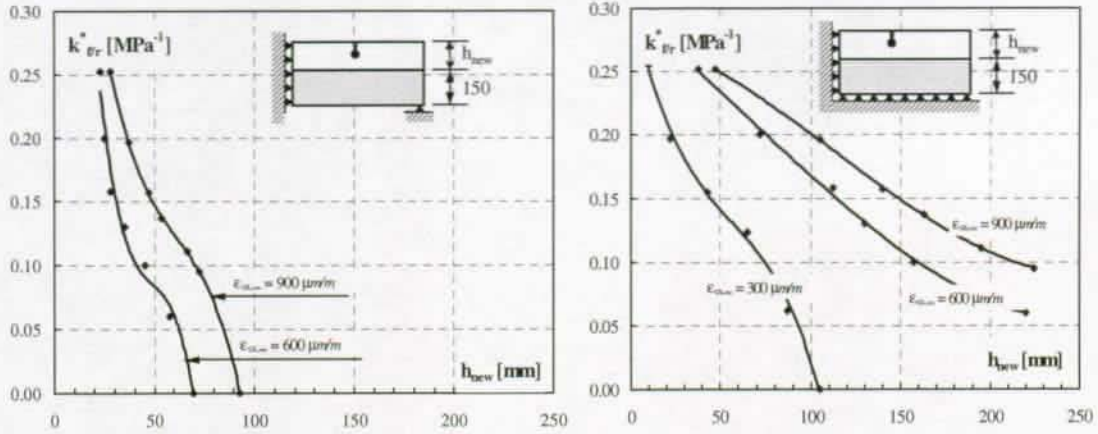


Figure 6.10: Influence de $\epsilon_{cs,\infty}$ sur les conditions limites qui permettent d'éviter que la capacité totale de déformation de la nouvelle couche soit atteinte

6.3.5 Influence du coefficient de diffusion du surbéton

L'influence du coefficient de diffusion $D(h)$ du nouveau béton sur la pénétration de la fissuration est étudiée en faisant varier, d'une part, le paramètre D_0 et, d'autre part, le paramètre h_c . Les valeurs de $D(h)$ prises en compte sont illustrées à la figure 6.11.

L'influence de la variation de D_0 sur la pénétration relative c/h_{new} de la fissuration est illustrée à la figure 6.12 pour des valeurs de h_{new} de 60 et 120 mm et pour un rapport $k_{f/r}^* = 0.16 \text{ MPa}^{-1}$, déterminé lorsque $D_0 = 50 \text{ mm}^2/\text{jour}$. Lorsque D_0 augmente, la fissuration atteint plus tôt l'interface et inversement. L'influence est faible pour les petites valeurs de h_{new} .

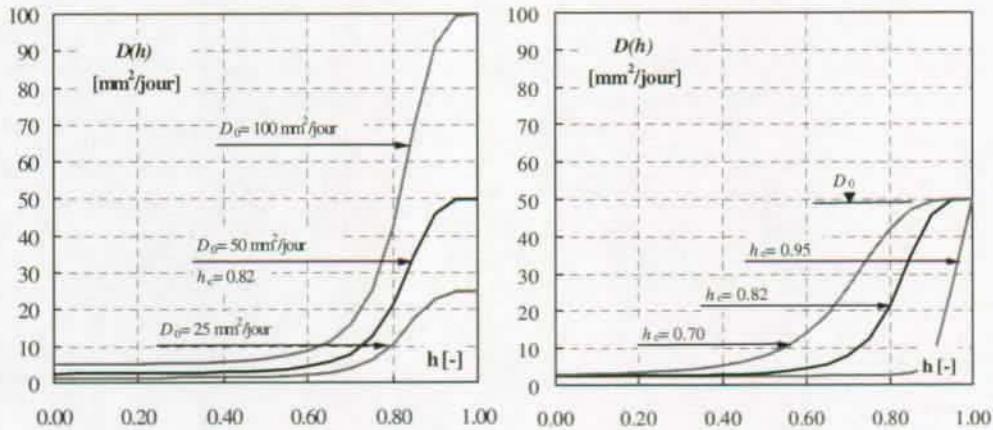
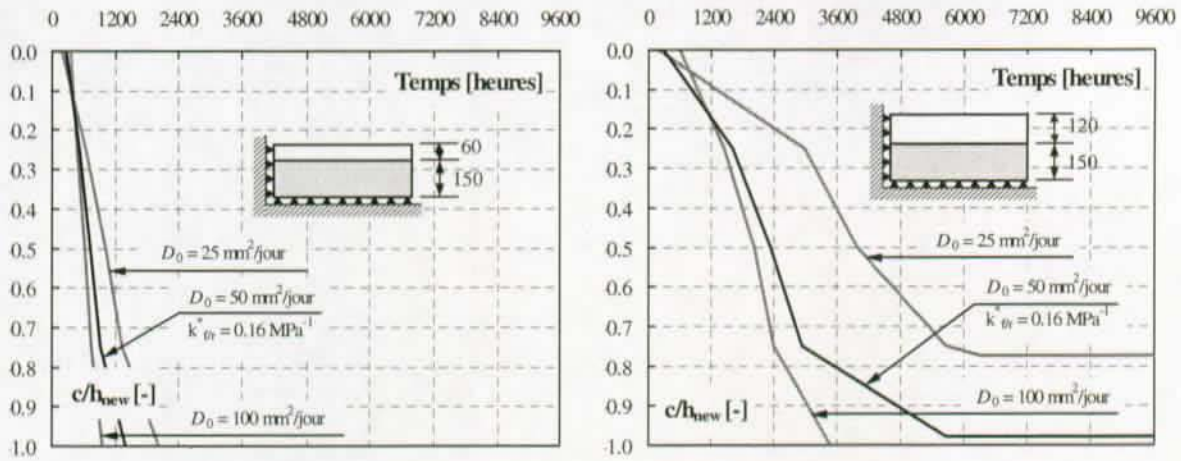


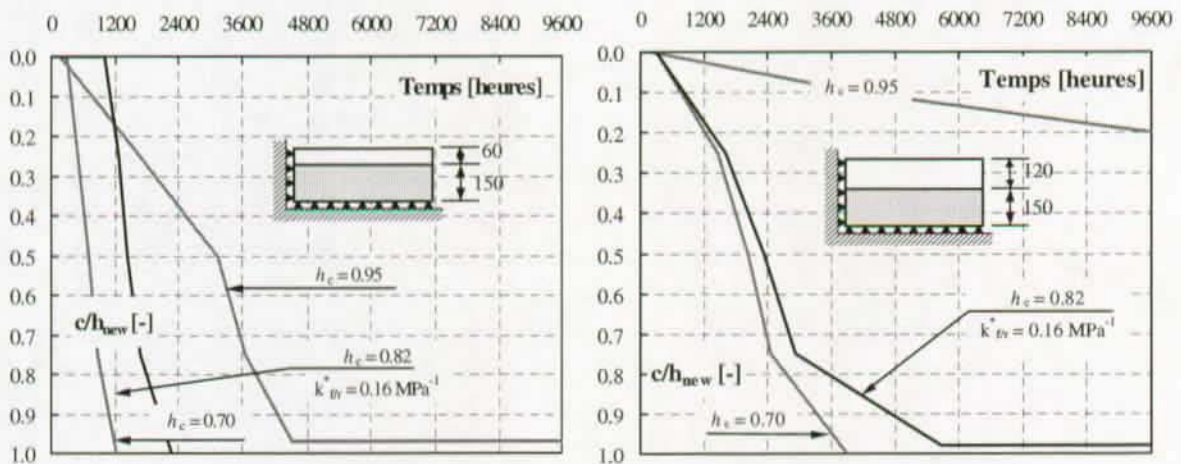
Figure 6.11: Variations admises du coefficient de diffusion hydrique

La pénétration de la fissuration calculée pour un coefficient $D_0 = 100 \text{ mm}^2/\text{jour}$ est quasiment identique à celle du cas de base illustré à la figure 6.5 a) lorsque $k_{f/r}^*$ vaut 0.13 MPa^{-1} . Sans modifier la valeur finale du retrait de séchage, une variation de D_0 provoque une modifica-

Figure 6.12: Influence de D_0 sur la propagation de la fissuration

tion de la cinétique du séchage et de celle du retrait. Lorsque la valeur de D_0 augmente, le retrait a lieu plus vite. En recalculant les valeurs de $k_{f/r}^*$ pour les paramètres correspondant, on obtient : $k_{f/r}^* = 0.14 \text{ MPa}^{-1}$ lorsque D_0 vaut $100 \text{ mm}^2/\text{jour}$ et $k_{f/r}^* = 0.20 \text{ MPa}^{-1}$ lorsque D_0 vaut $25 \text{ mm}^2/\text{jour}$. Ces résultats montrent que l'utilisation du coefficient $k_{f/r}^*$ comme caractéristique hydrique générale du béton est cohérente.

La figure 6.13 présente des résultats similaires en faisant varier la valeur de h_c . Ces résultats se comprennent en sachant que lorsque h_c vaut 0.70 et 0.95, $k_{f/r}^*$ vaut respectivement 0,14 et 0,30 MPa^{-1} .

Figure 6.13: Influence de h_c sur la propagation de la fissuration

6.3.6 Influence du coefficient de transfert hydrique π_h

Par rapport à la valeur de $\pi_h = 1.0 \text{ mm/jour}$, on peut admettre que ce paramètre augmente jusqu'à 5.0 mm/jour lorsque les surfaces de béton sont soumises à des effets importants de vent. Pour des surfaces situées à l'intérieur d'un bâtiment et protégées du vent, on peut admettre un coefficient π_h valant 0.3 mm/jour .

La figure 6.14 illustre l'influence de ces différentes valeurs de π_h sur la propagation de la fissuration (cas de base, à l'exception de $k_{f/r}^* = 0.16 \text{ MPa}^{-1}$). Lorsque π_h vaut 0.3 mm/jour , la fissuration s'initie plus tardivement à la surface supérieure du surbéton. Ensuite, sa propagation vers l'interface est quasiment indépendante de la valeur de π_h . Par conséquent, la valeur de $\pi_h = 0.3 \text{ mm/jour}$ augmente la valeur de t_{int} , mais ne modifie pas de manière significative les courbes qui correspondent aux conditions limites données aux paragraphes précédents.

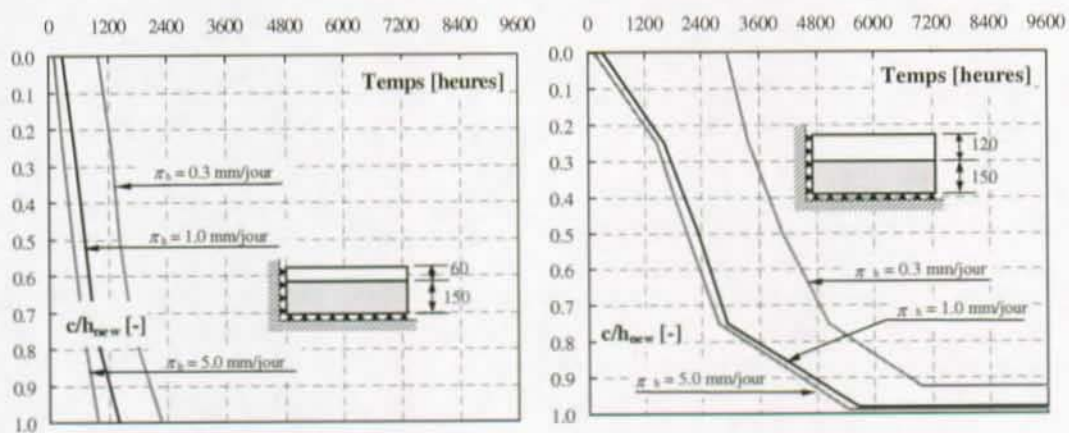


Figure 6.14: Influence du coefficient de transfert hydrique π_h sur la propagation de la fissuration ($k_{f/r}^* = 0.16 \text{ MPa}^{-1}$)

En variant la valeur du coefficient π_h au cours du temps, la mise en place d'une étanchéité sur la surface du surbéton peut être simulée. Ces calculs ont été effectués en imposant une valeur de π_h de 0.01 mm/jour après trente-trois ou cinquante-cinq jours. La figure 6.15 présente l'évolution de l'humidité relative $h(t)$ d'un élément hybride dont l'étanchéité est mise en place après cinquante-cinq jours. L'étanchéité diminue de manière importante les gradients de $h(t)$ sur la section de l'élément et stoppe la fissuration dans la zone supérieure du surbéton. Cette limitation de la fissuration s'explique par le fait que les variations de $h(t)$ au cours du temps sont moins importantes après la mise en place de l'étanchéité.

Les résultats illustrés dans ce paragraphe démontrent que la pénétration de la fissuration d'un surbéton d'une dalle de roulement de pont peut être limitée en protégeant sa surface de l'action du vent et en mettant en place au plus vite une étanchéité. Les résultats donnés aux figures 6.7 et 6.9 peuvent permettre de définir le temps opportun pour mettre en oeuvre l'étanchéité.

La mise en place de l'étanchéité provoque l'augmentation de l'humidité relative au point 1 (voir figure 6.15). Cette constatation permet d'expliquer la formation de dépôts d'eau parfois observés sous des étanchéités mises en place sur un béton encore trop humide. Nos résultats montrent qu'aucun problème de ce type ne devrait avoir lieu si une durée minimale d'environ trois semaines est respectée avant la mise en place de l'étanchéité.

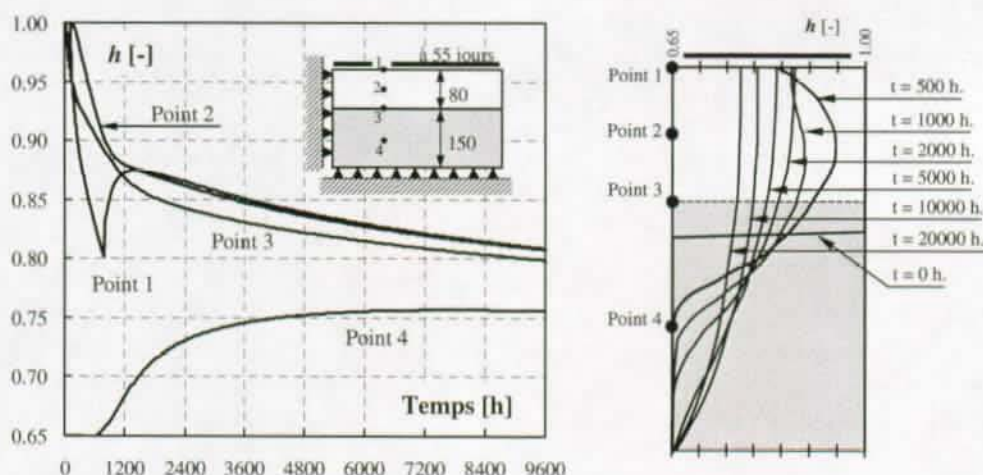


Figure 6.15: Evolution de l'humidité relative et isohygres d'un élément hybride (cas de base) sur lequel une couche d'isolation a été mise en place à 55 jours

6.3.7 Influence du retrait endogène

La figure 6.16 présente l'influence du retrait endogène ϵ_{endo} sur la pénétration de la fissuration du surbéton, calculée pour un cas de base, à l'exception de $k_{f/r}^* = 0.16 \text{ MPa}^{-1}$. Ces résultats montrent que le retrait endogène accélère la pénétration de la fissuration. En effet, lorsque $\epsilon_{endo,\infty}$ vaut $100 \mu\text{m}/\text{m}$, la valeur de t_{int} est quasiment divisée par deux par rapport au cas où $\epsilon_{endo,\infty} = 0$. Comparativement aux résultats présentés à la figure 6.7, le retrait endogène a une influence défavorable en déplaçant vers le haut la courbe correspondant aux conditions limites. En conséquence, il est donc judicieux de choisir un béton dont l'amplitude du retrait endogène est la plus faible possible.

La valeur de $\epsilon_{endo,\infty}$ est importante pour des bétons dont le rapport e/c est faible ou qui contiennent une proportion importante de fumées de silice (bétons à hautes performances BHP). Pour de tels matériaux, la valeur finale du retrait de séchage $\epsilon_{cs,\infty}$ est en général diminuée. On admet grossièrement que la superposition de retrait endogène et du retrait de séchage provoque une déformation totale dont l'amplitude finale se rapproche de $600 \mu\text{m}/\text{m}$ pour de nombreux bétons [Grang96]. Cette dernière constatation permet de généraliser les résultats illustrés aux figures 6.7 et 6.9 à une gamme plus large de bétons. Cette généralisation doit toutefois être admise de manière prudente. En effet, le retrait endogène n'ayant pas du tout la même cinétique que le retrait de séchage, leur superposition doit tenir compte de leur temps caractéristique différent.

6.3.8 Présence de fibres métalliques dans le surbéton

La présence des fibres métalliques dans le surbéton est prise en compte dans l'outil d'analyse en modifiant le diagramme d'adoucissement ($\sigma - w$). La figure 6.17 a) présente les trois diagrammes choisis pour étudier l'influence du dosage en fibres à crochets. Sur la base des résultats des essais de caractérisation des matériaux (voir paragraphe 3.5), nous admettons que les paramètres $w_1 = 0.012 \text{ mm}$, $w_2 = 10 \text{ mm}$ et $\alpha = 0.70$ correspondent à un dosage en fibres à

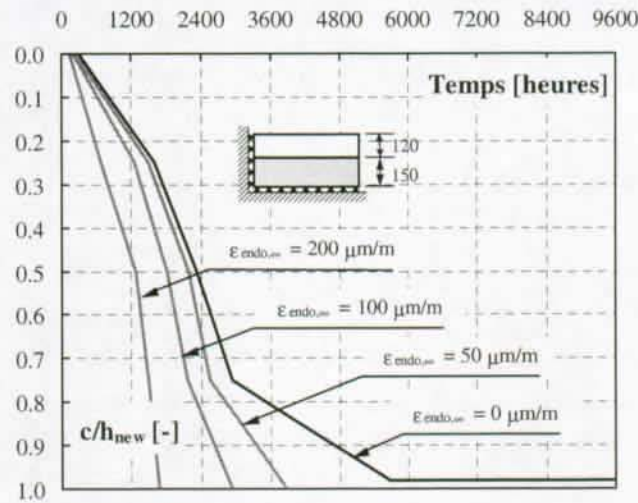


Figure 6.16: Influence du retrait endogène sur la pénétration de la fissuration ($k_{f/r}^* = 0.16 \text{ MPa}^{-1}$)

crochets de 80 kg/m^3 (équivalent à un dosage de 1 % en volume). Ensuite, nous postulons que les paramètres $w_1 = 0.004 \text{ mm}$, $w_2 = 10 \text{ mm}$, $\alpha = 0.90$ correspondent à un dosage de 100 kg/m^3 (1.3 % en volume) et $w_1 = 0.022 \text{ mm}$, $w_2 = 10 \text{ mm}$, $\alpha = 0.45$ à un dosage de 50 kg/m^3 (0.65 % en volume). La pente de la première partie de ces trois diagrammes d'adoucissement est identique. Les deux diagrammes présentés à la figure 6.17 b) ont pour but d'étudier l'influence de la pente de la première partie du diagramme d'adoucissement. Tout d'abord, une modification de la valeur de w_1 ($w_1 = 0.008$ au lieu de 0.012) est considérée pour le dosage en fibres à crochets de 80 kg/m^3 . Ensuite, un cas limite est admis ($w_1 = 0.04 \text{ mm}$, $w_2 = 0.30 \text{ mm}$, $\alpha = 0.98$) dans le but de représenter le comportement d'un béton ayant un fort dosage en fibres adhérentes (> 1.5 % en volume). Les calculs sont effectués pour un cas situé dans la zone grisée de la figure 6.7 ($k_{f/r}^* = 0.06 \text{ MPa}^{-1}$, $\epsilon_{cs,\infty} = 600 \mu\text{m/m}$, $h_{new} = 120 \text{ mm}$).

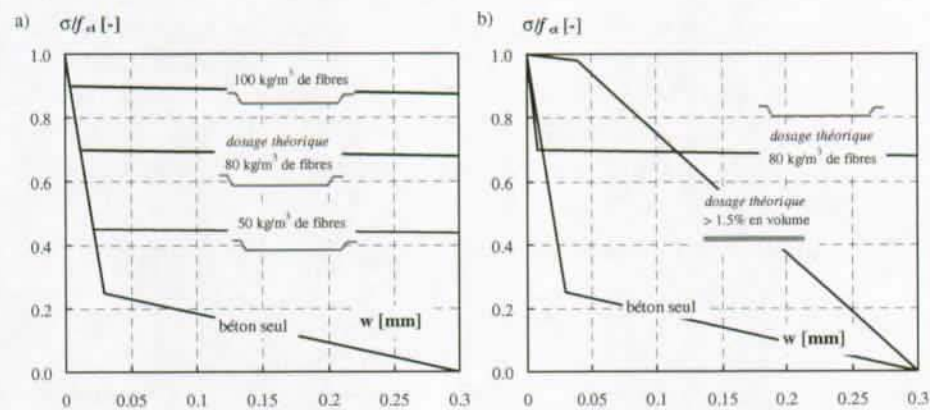


Figure 6.17: Diagrammes d'adoucissement pris en compte pour représenter la présence des fibres métalliques

Pour tous les cas simulés, la présence des fibres n'a pas eu d'influence significative sur la pénétration de la fissuration. Son influence principale est observée au niveau du *contrôle de l'ouverture de la fissure fictive* w_{sup} à la surface supérieure du surbéton. La figure 6.18 a) illustre l'influence du dosage en fibres sur le contrôle de l'ouverture de la fissure fictive. Pour un dosage de 50 kg/m^3 , les fibres deviennent actives lorsque w_{sup} dépasse une valeur de $80 \mu\text{m}$. De plus, la valeur de w_{sup} , calculée à 9600 heures, est peu différente de celle du béton sans fibre. Lorsque ce dosage passe à 100 kg/m^3 , l'effet des fibres s'observe à partir d'une valeur de w_{sup} de $20 \mu\text{m}$. De plus, la valeur de w_{sup} , calculée à 9600 heures, est divisée par 3. Dans les conditions de nos calculs, les résultats montrent que, pour contrôler efficacement la fissuration d'une couche de nouveau béton, le dosage en fibres à crochets doit être d'au moins 80 kg/m^3 . A partir d'environ 6000 heures, l'augmentation de w_{sup} ne dépend quasiment plus de la présence des fibres.

L'influence de w_1 sur l'ouverture de la fissure fictive est présentée à la figure 6.18 b). Pour des valeurs de w_{sup} inférieures à $40 \mu\text{m}$, le contrôle de la fissuration est moins efficace lorsque w_1 diminue. Une pente plus forte de la première partie du diagramme d'adoucissement a donc un effet défavorable. Dans le cas des forts dosages en fibres adhérentes ($> 1.5 \%$ en volume), une faible pente initiale du diagramme d'adoucissement conduit à un contrôle efficace de la fissuration. Pour les cas simulés, aucune localisation de la fissuration n'a été observée numériquement. Les valeurs calculées de w_{sup} sont négligeables dans ce cas.

Bien que ces résultats soient basés sur des diagrammes d'adoucissement théoriques, ils permettent de donner des directions à suivre afin d'optimiser un béton de fibres. Le contrôle de la fissuration d'un surbéton dépend principalement de la pente de la première partie du diagramme d'adoucissement.

L'influence des fibres sur le *contrôle* de w_{sup} peut être relativisée en la comparant à la *limitation* de w_{sup} due au fluage en traction (voir figure 6.8 a). L'augmentation du rapport $k_{f/r}^*$ de 0.06 à 0.10 MPa^{-1} a un effet comparable à la présence de 100 kg/m^3 de fibres à crochets. Cette importante remarque met en évidence qu'il est beaucoup plus favorable de tenter d'éviter l'apparition de la fissuration, c'est-à-dire de profiter de la relaxation des contraintes induites, plutôt que de simplement la *contrôler*.

6.3.9 Présence de l'armature dans le surbéton

La présence de barres d'armature est prise en compte lors des simulations en suivant la démarche illustrée à la figure 4.3. Il faut rappeler que cette démarche considère une adhérence parfaite entre la barre d'armature et le béton. Par conséquent, les ouvertures de fissures fictives qu'elle permet d'obtenir sont sous-estimées. Néanmoins, cette adhérence parfaite n'influence pas de manière significative la valeur de t_{int} . En effet, l'ouverture des fissures fictives reste négligeable tant que t est inférieur à t_{int} .

Pour un cas situé dans la zone grisée de la figure 6.7 ($k_{f/r}^* = 0.06 \text{ MPa}^{-1}$, $\epsilon_{cs,\infty} = 600 \mu\text{m/m}$, $h_{\text{new}} = 120 \text{ mm}$), une série de simulation numérique a été réalisée en ajoutant une barre d'armature dans la partie supérieure de la nouvelle couche dans le but d'étudier l'influence de cette armature sur la valeur de t_{int} . L'épaisseur du béton d'enrobage est admise à 35 mm . Les résultats de ces calculs montrent qu'indépendamment du taux d'armature présente dans le surbéton, les barres n'influencent pas la pénétration de la fissuration. De plus, aucune localisation de la fissuration n'a été observée numériquement pour les cas simulés. Par conséquent, les valeurs calculées de w_{sup} restent négligeables comme dans le cas du surbéton à fort dosage en fibres adhérentes.

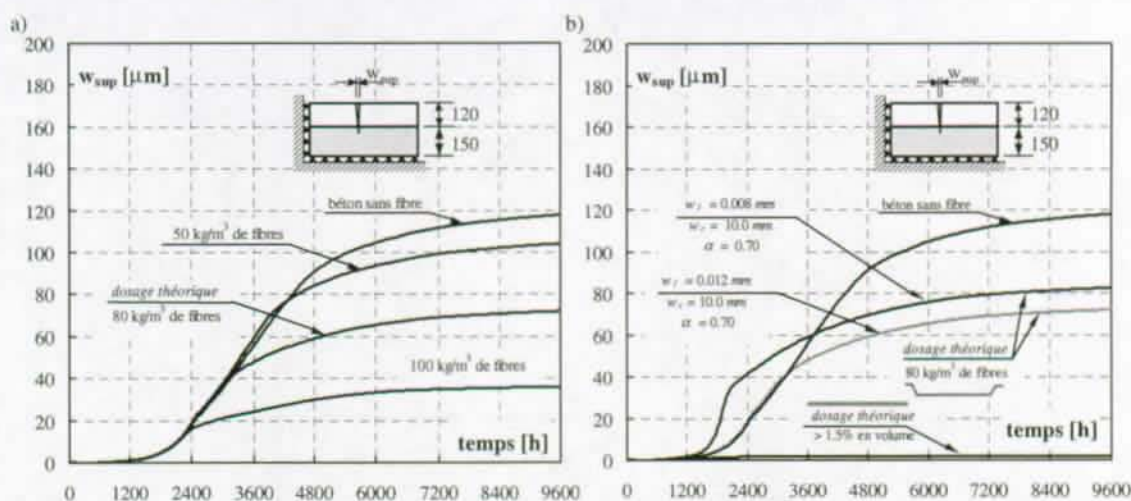


Figure 6.18: Evolution des ouvertures de fissures fictives en fonction a) du dosage en fibres à crochets et b) du type de fibres ($k_{f/r}^* = 0.06 \text{ MPa}^{-1}$)

Notons encore que, pour les cas simulés, la présence de l'armature favorise l'endommagement du béton d'enrobage en entravant ses déformations de séchage (voir aussi paragraphe 5.2).

6.3.10 Influence de la hauteur du support h_{old}

Des simulations similaires à celles présentées jusqu'ici ont été réalisées en adoptant une valeur de h_{old} égale à 300 mm. Les résultats montrent que, pour les trois systèmes statiques considérés, l'influence de ce paramètre sur la pénétration de la fissuration du surbéton n'est pas significative. Cette conclusion permet de généraliser les considérations établies tout au long du paragraphe 6.3 à un plus grand nombre d'éléments hybrides.

6.4 Contrôle de la délamination

6.4.1 Introduction

A l'aide des résultats tirés du paragraphe précédent, il est possible de déterminer si la fissuration du surbéton provoquée par le séchage et le retrait endogène atteint ou non l'interface. Cette pénétration de la fissuration dépend fortement du degré d'entrave des déformations (système statique de l'élément hybride), de la hauteur h_{new} du nouveau béton, du rapport $k_{f/r}^*$, de la valeur finale du retrait de séchage $\epsilon_{cs,\infty}$ et des autocontraintes générées par le retrait endogène.

Afin d'assurer la fonction de portance d'un élément hybride, son comportement à la rupture doit être monolithique. Par conséquent, lorsque la fissuration du surbéton atteint l'interface, sa propagation doit ensuite se produire dans le support et non pas le long de l'interface. De plus, la délamination dans les zones de bord doit impérativement être empêchée.

Avant de discuter en détail les résultats obtenus, il paraît judicieux de s'intéresser à l'état de

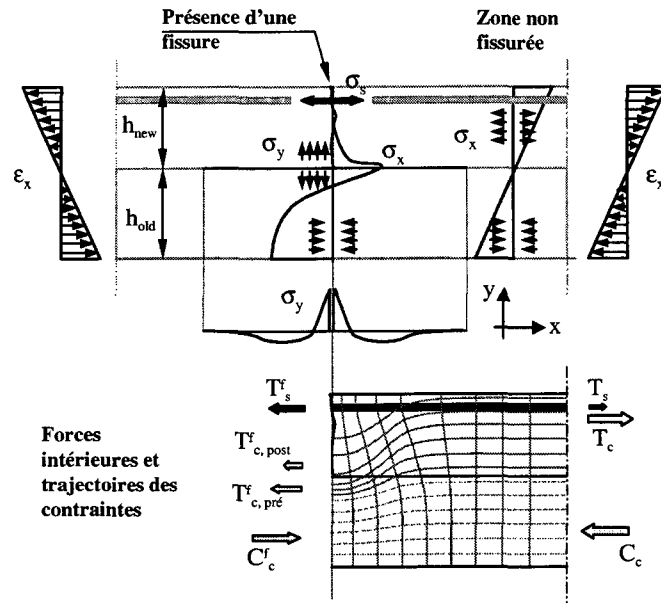


Figure 6.19: Cheminement des efforts entre une section non fissurée et une section fissurée (flexion simple)

contraintes qui règne à l'interface au droit d'une section de nouveau béton entièrement fissurée. Cette distribution des contraintes dans le surbéton ne dépend quasiment plus de l'action qui l'a engendrée. En effet, ces contraintes dépendent du taux d'armature présent dans le surbéton et du diagramme d'adoucissement du matériau. Les résultantes de ces contraintes sont illustrées au droit de la section fissurée à la figure 6.19, à l'aide des forces T_s^f et $T_{c,post}^f$. Au droit d'une section non fissurée, les contraintes présentes dans le surbéton et leurs résultantes T_c et T_s dépendent de l'action étudiée. A la rupture, la nature de cette action peut être un moment de flexion ou un effort normal dus à des sollicitations permanentes ou variables. A l'état de service, la combinaison d'une sollicitation permanente, du séchage et des effets d'hydratation constitue cette action. Dans la section fissurée, la somme des forces intérieures ($T_s^f + T_{c,post}^f$) est inférieure à $(T_c + T_s)$ et une partie de l'effort de traction $T_{c,pré}^f$ transite par l'interface pour venir solliciter le support. De chaque côté de la section fissurée, les trajectoires des contraintes deviennent obliques. L'interface est donc sollicitée par une contrainte de traction σ_y et une contrainte de cisaillement τ_{xy} qui tendent à propager la délamination. Dans le même temps, la partie supérieure du support est sollicitée par une contrainte de traction σ_x qui tend à propager verticalement la fissure dans le support.

6.4.2 Comportement à la rupture

Hypothèses de base et paramètres

La figure 6.20 décrit la structure modélisée afin de déterminer si le comportement à la rupture d'un élément hybride est monolithique ou non. La sollicitation est une déformation imposée sous la forme d'une courbure. Une structure similaire a été modélisée dans [Habe99] en imposant une

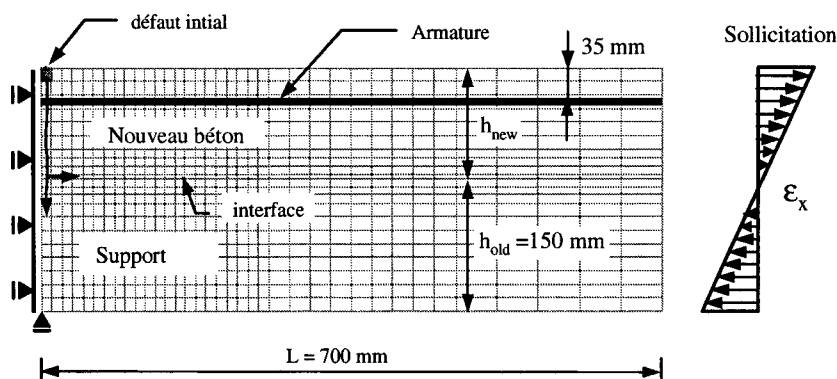


Figure 6.20: Description de la structure modélisée, maillage et conditions de bords

déformation axiale de traction au lieu d'une courbure. Il s'est avéré que le cas de la déformation axiale n'est pas déterminant.

Par rapport aux paramètres définis sous 6.2, quelques simplifications ont été effectuées. Les modèles de viscoélasticité et l'influence de l'âge du béton sur ses propriétés mécaniques ont été abandonnés. Le module d'élasticité des deux bétons et celui de la zone d'interface valent 37500 N/mm^2 . La résistance à la traction du nouveau béton $f_{ct,new}$ est un pourcentage de $f_{ct,old}$ variant entre 25 et 100 %. La valeur de $f_{ct,old}$ est admise ici à $3,73 \text{ N/mm}^2$. Les cas où la valeur de $f_{ct,new}$ est supérieure à $f_{ct,old}$ ne sont pas traités dans la présente étude. Les paramètres du modèle de fissuration quasi-statique du nouveau béton dépendent du rapport entre $f_{ct,new}$ et $f_{ct,old}$. Il sont déterminés par homothétie à partir du diagramme d'adoucissement du vieux béton. La résistance à la traction de la zone d'interface $f_{ct,int}$ est un pourcentage de la résistance à la traction du nouveau béton $f_{ct,new}$ variant entre 30 et 100 %. Les paramètres de son modèle de fissuration quasi-statique sont aussi déterminés par homothétie en suivant la démarche présentée au paragraphe 4.4. Dans ces simulations, l'armature est prise en compte à l'aide de la démarche décrite sous 4.3 (valable pour *HEAT3.0*) et la loi d'adhérence entre l'acier et le béton est à nouveau tirée du code Modèle CEB-FIB [Cebf90] (les paramètres sont identiques à ceux donnés sous 4.5.1). L'enrobage de l'armature est admis à 35 mm .

Résultats issus des simulations

Le but des calculs est de définir, pour des paramètres donnés, la *frontière entre les comportements monolithiques et non monolithiques* de l'élément hybride. Pour ce faire, nous admettons qu'un comportement monolithique ne doit présenter aucune délamination. Ce critère *sévère* signifie, sur le plan numérique, que la fissuration verticale doit rester dans la première colonne d'éléments finis et ne pas se propager horizontalement le long de l'interface. En réalité, la frontière recherchée n'est pas marquée de manière aussi claire. Une comportement intermédiaire, observé aussi bien numériquement que physiquement, est illustré par une faible délamination, puis par une propagation de la fissuration dans le support. Selon son ampleur, ce comportement intermédiaire ne signifie pas forcément que la nature monolithique du comportement à la rupture de l'élément hybride est compromise. Toutefois, les résultats présentés ci-dessous admettent que le comportement intermédiaire n'est pas considéré comme monolithique.

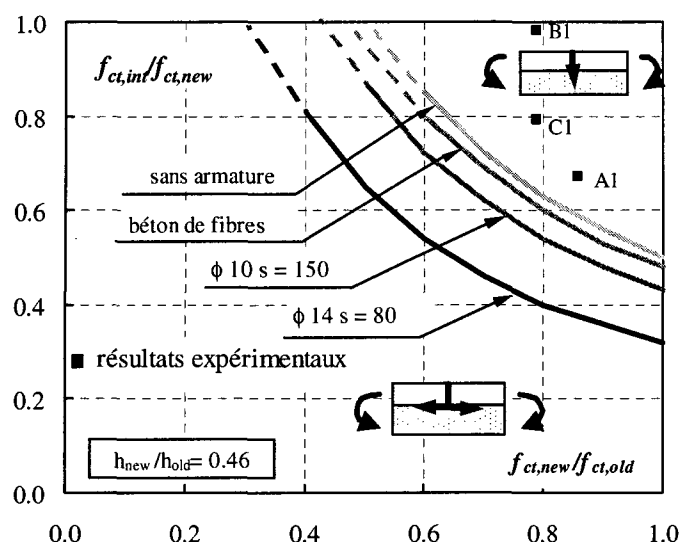


Figure 6.21: Comportement à la rupture pour un rapport $h_{new}/h_{old} = 0.46$

Les figures 6.21, 6.22 a) et b) présentent les frontières obtenues pour des rapports $n = h_{new}/h_{old}$ valant respectivement 0.46, 0.80 et 1.42. Ces résultats sont généralisables à des éléments hybrides dont la hauteur du vieux béton h_{old} est différente de 150 mm. Chaque figure illustre la frontière obtenue pour un surbéton non armé, un surbéton de fibres non armé, un surbéton armé de barres de $\phi 10$ mm espacées de 150 mm et un surbéton armé de barres de $\phi 14$ mm espacées de 80 mm.

La valeur des rapports $f_{ct,new}/f_{ct,old}$ et $f_{ct,int}/f_{ct,new}$ obtenue expérimentalement (voir chapitre 3) sur les quatorze éléments hybrides est également reportée dans ces trois figures.

Influence de la hauteur h_{new}

A l'aide des figures 6.21, 6.22 a) et b), on constate que la délamination est plus difficile à éviter lorsque la hauteur h_{new} augmente par rapport à h_{old} . Cette remarque est valable pour tous les types de surbétons modélisés. Elle s'explique par le fait que la force $T_{c,pré}^f$, décrite à la figure 6.19, augmente lorsque h_{new} augmente. En effet, la résultante des efforts de traction dans la section non fissurée ($T_c + T_s$) est proportionnelle à h_{new} .

Pour une interface réalisée par une hydrodémolition soignée, la valeur attendue de $f_{ct,int}$ se situe aux alentours de $0,75 \cdot f_{ct,new}$. Pour un élément de structure usuelle, la valeur de $f_{ct,new}/f_{ct,old}$ varie entre 0,8 et 1,0. Dans ces conditions, un élément hybride non armé dont n vaut 0.46 ne se délaminera pas à la rupture. Lorsque n vaut 0.80, la présence d'une armature dans le surbéton peut permettre d'éviter l'apparition de la délamination à la rupture. Finalement, lorsque n vaut 1.42, la délamination est difficilement évitable.

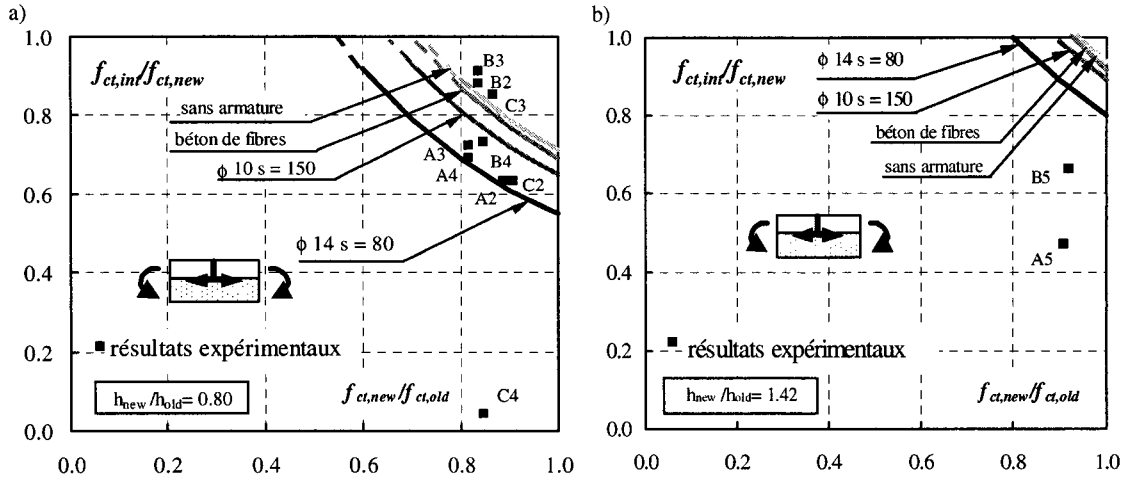


Figure 6.22: Comportement à la rupture pour $h_{new}/h_{old} =$ a) 0.80 et b) 1.42

Présence de l'armature dans le surbéton

Les graphiques présentés aux figures 6.21, 6.22 a) et b) permettent de quantifier l'effet favorable de la présence de l'armature dans le surbéton. Cet effet s'explique par le fait que la force intérieure T_s^f permet de diminuer l'amplitude de $T_{c,pré}^f$ et donc de soulager l'interface.

Dans le cas d'un surbéton non armé, avec $n = 0.46$ et $f_{ct,new}/f_{ct,old} = 0.80$, la résistance nécessaire de l'interface afin d'éviter toute délamination vaut $0,62 \cdot f_{ct,new}$ (soit $0,62 \cdot 0,8 \cdot 3,73 = 1,85 \text{ N/mm}^2$). Si ce même surbéton est armé de barres de $\phi 10 \text{ mm}$, espacées de 150 mm , la résistance nécessaire diminue à $0,55 \cdot f_{ct,new}$ (soit $1,64 \text{ N/mm}^2$). En augmentant la quantité d'armature à des barres de $\phi 14 \text{ mm}$, espacées de 80 mm , la résistance nécessaire chute à $0,40 \cdot f_{ct,new}$ (soit environ $1,20 \text{ N/mm}^2$). L'intérêt de ces résultats est qu'ils permettent de nuancer les exigences relatives à la résistance à la traction de l'interface en fonction de l'armature disposée dans le surbéton et de la hauteur h_{new} .

Pour le concepteur d'un élément hybride, il est plus judicieux de connaître le taux d'armature $\rho_{néc}$ à mettre en oeuvre dans le surbéton afin d'assurer un comportement monolithique. Les figures 6.23 a) et b) permettent de déterminer ce taux nécessaire $\rho_{néc}$ en fonction du rapport $n = h_{new}/h_{old}$. La figure 6.23 a) est obtenue en fixant la valeur de $f_{ct,new}/f_{ct,old}$ à 0.80 et en faisant varier la résistance à la traction de l'interface. La figure 6.23 b) est obtenue en fixant la valeur de $f_{ct,int}/f_{ct,new}$ à 0.60 et en faisant varier la résistance à la traction du surbéton. Il est intéressant de noter que la relation entre $\rho_{néc}$ et n est linéaire et qu'elle ne passe pas par l'origine. Ceci signifie qu'il existe une valeur caractéristique $n_{car}(\rho_{néc} = 0)$ de n en dessous de laquelle la délamination ne se produit pas même lorsqu'il n'y pas d'armature dans le surbéton. La pente de ces droites dépend uniquement de la résistance à la traction de l'interface et varie peu. De plus, la valeur de n_{car} dépend à la fois de la résistance à la traction de l'interface et du rapport $f_{ct,new}/f_{ct,old}$. Ces résultats permettent de distinguer les trois zones suivantes :

- 1) Lorsque le rapport $n = h_{new}/h_{old}$ est inférieur à 0.40, une interface préparée avec soin par hydrodémolition ($f_{ct,int} \cong 75 \% \text{ de } f_{ct,new}$) suffit à éviter l'apparition de la délamination à la rupture.

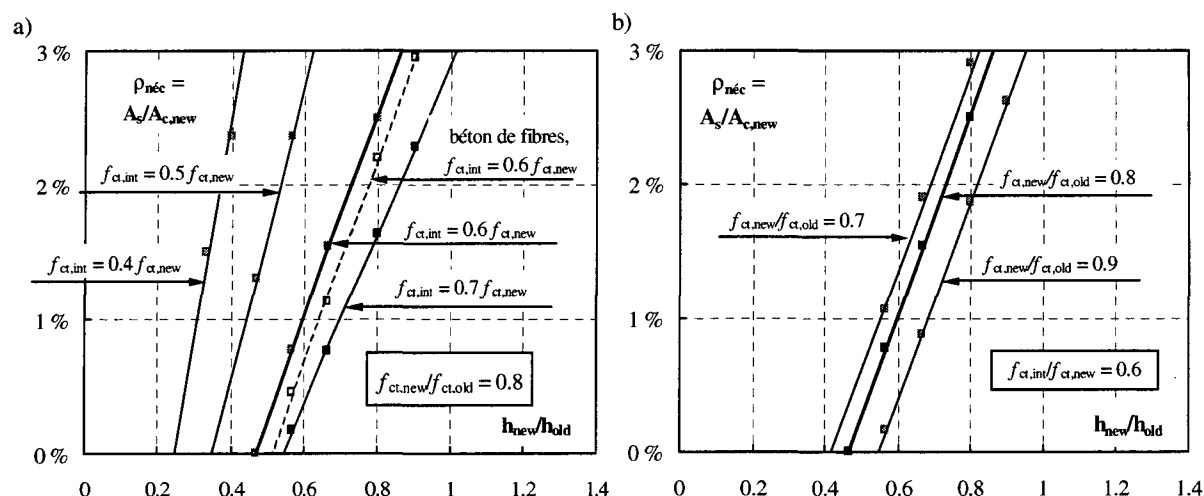


Figure 6.23: Taux d'armature nécessaire $\rho_{néc}$ afin d'éviter la délamination

- 2) Pour des valeurs de n comprises entre 0.40 et 0.80, une armature peut être mise en oeuvre dans le surbéton pour éviter la délamination.
- 3) Lorsque la valeur de n est supérieure à 0.80, une étude plus approfondie du comportement à la rupture de l'élément hybride doit être entreprise. En effet, une certaine ampleur de la délamination peut être acceptée sans pour autant compromettre le comportement à la rupture de l'élément hybride ou, si cela n'est pas le cas, le recours à des goujons peut devenir nécessaire [Bren95].

Présence des fibres métalliques

Les figures 6.21 à 6.23 a) permettent de juger de l'influence de 80 kg/m^3 de fibres métalliques à crochets sur l'ampleur de la délamination. Les résultats montrent que cette influence est faible et qu'il vaut mieux améliorer la résistance à la traction du nouveau béton et surtout celle de l'interface.

6.4.3 Influence du séchage et des effets d'hydratation

Lorsque le séchage et les effets d'hydratation induisent une fissuration du surbéton qui atteint l'interface, il faut que la propagation des fissures se poursuive dans le support sans créer de délamination.

Une série de simulation est entreprise à partir d'un élément hybride non armé dont les paramètres sont $k_{f/r}^* = 0.10 \text{ MPa}^{-1}$, $\epsilon_{cs,\infty} = 600 \text{ } \mu\text{m/m}$ et $h_{new} = 120 \text{ mm}$, (zone grisée des figures 6.7 et 6.9). Les calculs sont effectués pour deux systèmes statiques : une travée centrale d'une poutre continue et une poutre bi-encastée. Le but de ces calculs est de déterminer la frontière entre les comportements monolithiques et non monolithiques. Le principe de ces calculs est similaire à ceux dont les résultats sont présentés aux figures 6.21 et 6.22, à l'exception de la sollicitation. En effet, la courbure est remplacée par l'effet du séchage.

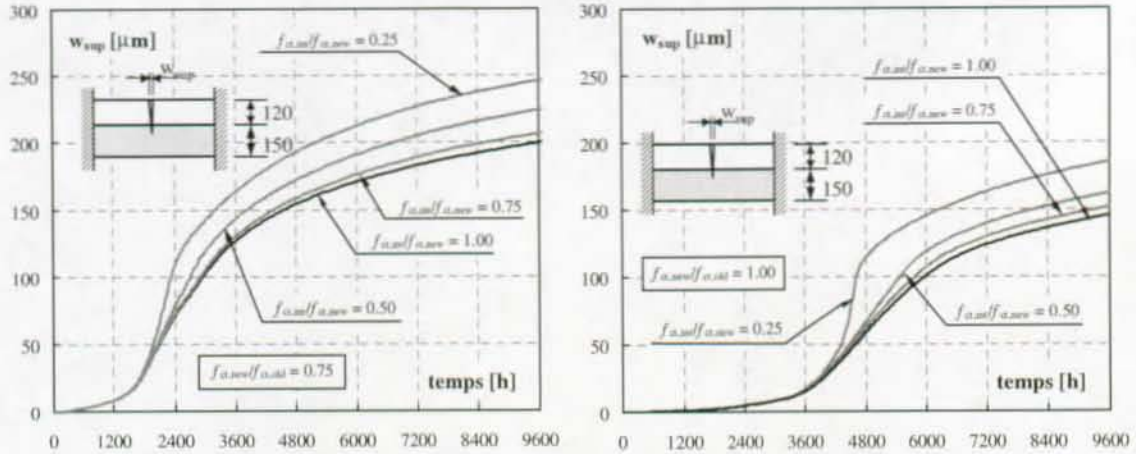


Figure 6.24: Influence de $f_{ct,int}$ sur l'ouverture de fissure fictive w_{sup}

La frontière obtenue pour les cas traités est quasiment identique à celle déterminée à la figure 6.22 a) pour le cas de la courbure imposée. La comparaison des résultats montre que l'ampleur de la délamination est identique pour les deux types de sollicitation. Ce résultat se comprend en analysant la distribution des contraintes dans l'élément hybride. Au droit de la section fissurée, la distribution des contraintes est quasiment indépendante du fait que les contraintes sont générées par une courbure extérieure ou par le séchage de la nouvelle couche. Une zone de traction est située sous le front de la fissure et une zone de compression est localisée dans la partie inférieure du support. De plus, lorsque la fissure atteint l'interface, l'amplitude des contraintes dans la zone fissurée dépend principalement de la résistance à la traction du nouveau béton et de son diagramme d'adoucissement. Au droit d'une section non fissurée, la distribution des contraintes dues au séchage diffère quelque peu. En effet, la zone de compression est située dans la partie supérieure du support et le surbéton reste soumis uniquement à de la traction.

Des simulations identiques aux précédentes ont été réalisées en augmentant la valeur de $\epsilon_{cs,\infty}$ à $900 \mu\text{m}/\text{m}$. Cette modification n'a pas eu d'influence sur la frontière recherchée. En effet, la répartition des fissures verticales dans le surbéton limite l'amplitude des contraintes agissant le long de l'interface.

Le retrait endogène et les effets thermiques au jeune âge induisent des autocontraintes dont la distribution est proche de celle des contraintes induites par le séchage. En ce sens, ces phénomènes ne modifient pas la frontière entre les comportements monolithiques et non monolithiques d'un élément hybride.

Lors des calculs, l'apparition de la délamination provoque une augmentation de l'ouverture de fissure fictive w_{sup} , mesurée à la surface supérieure du surbéton. Cette influence est illustrée à la figure 6.24 dans le cas d'un élément hybride bi-encasté. A 9600 heures, la valeur de w_{sup} est augmentée d'environ 25 % lorsque la résistance à la traction de l'interface est faible ($f_{ct,int}/f_{ct,new} = 0.25$). De plus, les résultats présentés à la figure 6.24 démontrent que la valeur de w_{sup} augmente lorsque la résistance à la traction du nouveau béton $f_{ct,new}$ diminue. Il est donc préférable de rechercher un béton dont la résistance à la traction se rapproche de celle du support.

6.4.4 Délamination dans les zones de bords

A l'exception de quelques cas particuliers d'introduction de forces (voir figure 6.25 a), la délamination dans les zones de bords est en général due au fait que les déformations, provoquées par le séchage du nouveau béton ou par ses effets d'hydratation, sont entravées.

Ce paragraphe a pour but d'étudier dans quelles conditions le séchage peut provoquer une délamination dans le bord d'un élément hybride en fonction de son amplitude finale $\epsilon_{cs,\infty}$ ainsi que des différentes résistances à la traction des deux bétons et de l'interface. La structure hybride modélisée est la même que celle illustrée à la figure 6.1. Les calculs sont effectués pour un cas de base avec $k_{f/r}^* = 0.10 \text{ MPa}^{-1}$, $\epsilon_{cs,\infty} = 300 \div 600 \text{ } \mu\text{m/m}$, et $h_{new} = 120 \text{ mm}$. En plus du système statique du cas de base (travée centrale d'une poutre continue), la délamination dans les zones de bords est étudiée pour une poutre console isostatique (voir figure 6.26 a). Ce dernier cas permet d'éviter toute influence du système statique sur le mécanisme de délamination dans la zone de bords.

En suivant le même principe que celui adopté au paragraphe 6.4.2, les présents calculs permettent de définir la frontière entre les comportements monolithiques et non monolithiques de l'élément hybride. Etant donné les singularités des contraintes calculées dans les zones de bords, nous admettons que la délamination apparaît lorsque le coefficient d'endommagement D atteint 0.80 au droit de l'interface. En-dessous de ce critère, l'ouverture de fissure fictive reste inférieure à $5 \text{ } \mu\text{m}$ à l'extrémité de l'interface.

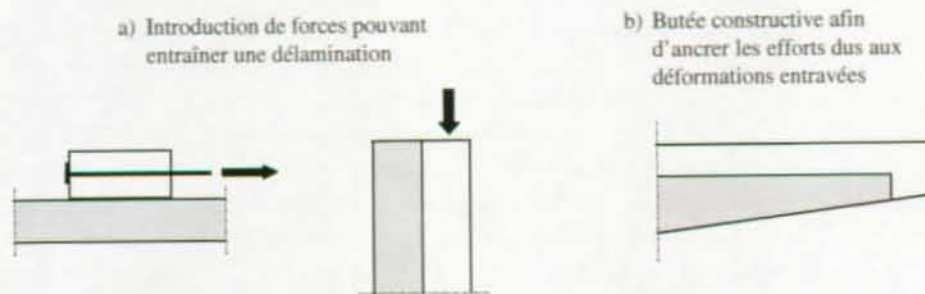


Figure 6.25: Délamination dans les zones de bords

Les figures 6.26 a) et b) illustrent les frontières obtenues en fonction du système statique et de $\epsilon_{cs,\infty}$. A nouveau, l'influence du système statique est importante. En effet, si l'extrémité du support n'est pas libre, la frontière se situe environ 30 % plus haut que dans le cas contraire. Sachant que l'hydrodémolition permet d'obtenir une résistance à la traction de l'interface d'environ 75 % de $f_{ct,new}$, la délamination dans le bord de la console isostatique est évitée si la résistance à la traction du nouveau béton $f_{ct,new}$ est supérieure à 65 % de $f_{ct,old}$. Par contre, cette même délamination est difficilement évitable si l'extrémité du support n'est pas libre de se déplacer. Afin d'assurer, dans ce cas, le comportement monolithique à la rupture de l'élément hybride, des mesures telles que la conception d'une butée constructive (voir figure 6.25 b) ou la mise en oeuvre de goudjons, doivent être prises. Ces éventuels goudjons sont à disposer sur une distance l_{del} , illustrée à la figure 6.27 pour un rapport $f_{ct,new}/f_{ct,old} = 1.0$. La longueur l_{del} correspond à la distance sur laquelle le coefficient d'endommagement D de l'interface est supérieur à 0.80.

Etant donné que les résultats présentés dans ce paragraphe sont obtenus en admettant une valeur de $k_{f/r}^*$ de 0.10 MPa^{-1} , on peut affirmer qu'ils sont conservateurs. En effet, une amplitude

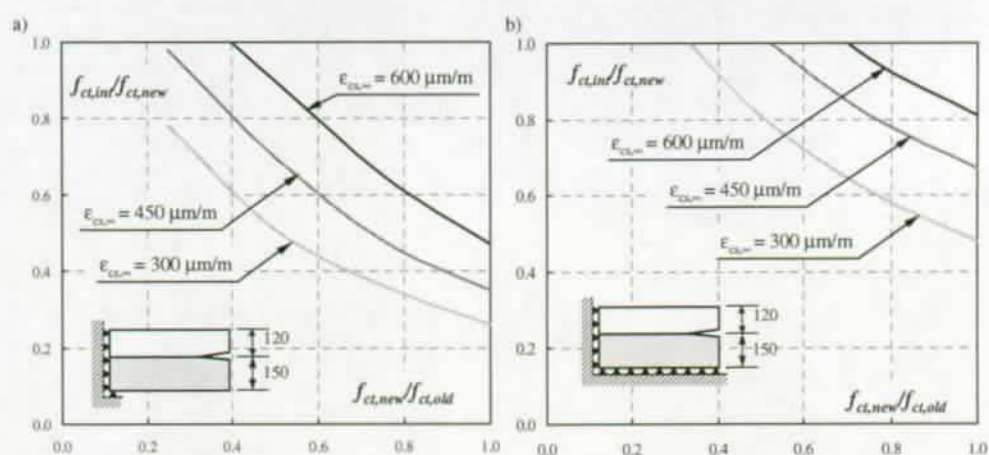


Figure 6.26: Prédiction de la délamination dans les zones de bords en fonction du système statique et de $\epsilon_{cs,\infty}$.

plus importante du fluage en traction permet de relaxer les contraintes dues au séchage et de diminuer l'ampleur de la fissuration. Notons encore que les résultats présentés ici sont valables pour une valeur de h_{new} de 120 mm. Pour des valeurs inférieures de h_{new} , les exigences relatives à la résistance à la traction de l'interface peuvent être diminuées dans les mêmes proportions que celles observées pour la délamination au droit d'une fissure du surbéton.

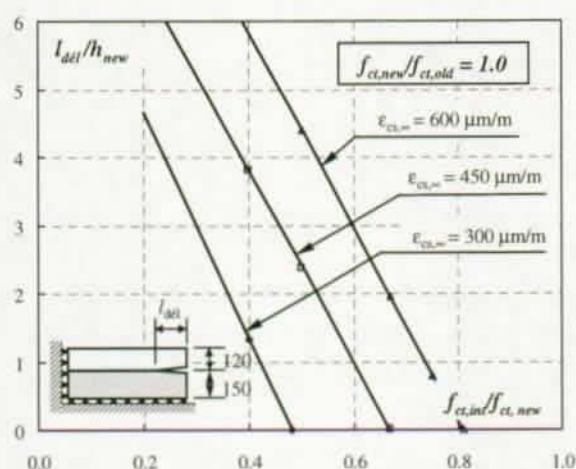


Figure 6.27: Ampleur de la délamination

6.5 Conclusions de l'étude paramétrique

L'étude paramétrique présentée dans ce chapitre permet d'améliorer la compréhension du comportement à long terme des éléments hybrides et de quantifier certains de ces aspects. Les conclusions de l'étude sont classées selon trois catégories. Il s'agit tout d'abord de distinguer les paramètres ou les phénomènes qui permettent de *limiter la pénétration* dans la nouvelle couche de béton armé de la fissuration verticale due au séchage. Ensuite, si cette fissuration atteint l'interface, la discussion s'oriente sur les *moyens de contrôle* de l'ouverture des fissures traversantes de la nouvelle couche et sur le *mécanisme de délamination* entre les deux couches.

Pénétration dans la nouvelle couche de la fissuration due au séchage :

- Le *fluage en traction du nouveau béton* permet de ralentir et parfois de stopper la pénétration de la fissuration de la nouvelle couche de béton armé en relaxant les contraintes induites par le séchage.
- Cette effet favorable est d'autant plus fort que la hauteur du nouveau béton h_{new} est grande. De plus, il ne dépend pas de manière significative de la hauteur du support h_{old} .
- Au niveau du matériau, le rapport $k_{f/r}^*$ entre le fluage spécifique en traction et le retrait de séchage est un bon paramètre pour évaluer la capacité totale de déformation d'un béton.
- Au niveau de la structure, le *système statique de l'élément hybride* influence fortement la pénétration de la fissuration du surbéton. L'ampleur de la fissuration du surbéton augmente lorsque le *degré d'entrave* μ des déformations de la nouvelle couche augmente.
- Pour un degré d'entrave moyen, il est difficile d'éviter que la fissuration d'une couche, dont h_{new} est inférieur à 50 mm, atteigne l'interface sous l'effet du séchage. Pour de telles couches minces, l'influence de $k_{f/r}^*$ sur la pénétration de la fissuration est négligeable. Lorsque la valeur de h_{new} est comprise entre 50 et 160 mm, la pénétration de la fissuration dépend du rapport $k_{f/r}^*$ et de l'amplitude finale du retrait de séchage $\epsilon_{cs,\infty}$. Enfin, lorsque h_{new} est supérieur à 160 mm, la fissuration est généralement stoppée avant d'atteindre l'interface.
- Lorsque les déformations de la nouvelle couche sont totalement entravées ($\mu = 1$), la fissuration traversante du surbéton est évitable si le rapport $k_{f/r}^*$ dépasse un certain seuil. Dans les conditions de nos calculs, ce seuil vaut environ 0.17 MPa^{-1} lorsque la hauteur du surbéton est supérieure à 100 mm.
- Indépendamment de la valeur de $k_{f/r}^*$, il est judicieux de choisir un béton dont l'*amplitude du retrait de séchage* $\epsilon_{cs,\infty}$ est la plus faible possible.
- La présence d'*autocontraintes dues aux effets d'hydratation* accélère la pénétration de la fissuration du surbéton. De ce fait, il est nécessaire de choisir un béton dont l'amplitude du retrait endogène est faible et de limiter la différence de température au jeune âge entre la vieille et la nouvelle section.
- La mise en place sur le surbéton d'une *étanchéité* à un temps opportun peut permettre de stopper la fissuration de la nouvelle couche.
- L'armature passive et les fibres métalliques présentes dans le surbéton n'ont pas d'influence sur la pénétration de sa fissuration.

Contrôle de la fissuration traversante de la nouvelle couche

- Pour autant que la délamination soit empêchée, le *support* contrôle efficacement la fissuration due au séchage lorsque le rapport h_{new}/h_{old} est inférieur à 2/3.
- L'armature passive devient utile pour contrôler la fissuration traversante du surbéton lorsque la valeur de $k_{f/r}^*$ est inférieure à 0.15 MPa^{-1} , que la hauteur h_{new} est supérieure à 100 mm et que le degré d'entrave μ est élevé.
- La pente de la première partie du diagramme d'adoucissement d'un béton influence fortement le contrôle de la fissuration traversante de la nouvelle couche. En ce sens, l'apport de fibres métalliques à crochets devient significatif pour des dosages supérieurs à 80 kg/m^3 (1.0 % en volume). De plus, de forts dosages en fibres adhérentes (> 1.5 % en volume) semblent être en mesure de produire un contrôle efficace de la fissuration traversante.

Contrôle de la délamination entre les deux bétons

Nos résultats montrent que si la délamination au droit d'une fissure traversante de la nouvelle couche est impossible à la rupture, des déformations imposées telles que le séchage et les effets d'hydratation ne peuvent pas la provoquer. Cette constatation a permis de limiter cette étude à son seul comportement à la rupture. A l'exception de quelques cas d'introduction de forces, la délamination dans les zones de bords est principalement due à des efforts induits par des déformations entravées. Il est donc nécessaire de distinguer ces deux types de délamination.

a) *Délamination au droit d'une fissure traversante de la nouvelle couche :*

- L'emploi d'un nouveau béton dont la résistance à la traction est proche de celle du support permet de diminuer les exigences relatives à la résistance à la traction $f_{ct,int}$ de l'interface.
- La délamination à la rupture est plus difficile à éviter lorsque la hauteur du nouveau béton h_{new} augmente.
- Lorsque le rapport $n = h_{new}/h_{old}$ est inférieur à 0.40, une interface préparée avec soin par hydrodémolition ($f_{ct,int} \cong 75 \%$ de $f_{ct,new}$) suffit à éviter l'apparition de la délamination à la rupture.
- Pour des valeurs de n comprises entre 0.40 et 0.80, une armature peut être mise en oeuvre dans le surbéton pour éviter la délamination. La participation de l'armature permet de diminuer la sollicitation de l'interface. Le taux d'armature à mettre en place afin de garantir le comportement monolithique de l'élément hybride dépend de la valeur de n et de la résistance à la traction de l'interface $f_{ct,int}$.
- Pour ces mêmes valeurs de n , la présence de fibres métalliques dans le surbéton ne permet pas de diminuer de manière significative la sollicitation de l'interface.
- Lorsque la valeur de n est supérieure à 0.80, une étude plus approfondie du comportement à la rupture de l'élément hybride doit être entreprise. En effet, une certaine ampleur de la délamination peut être acceptée sans pour autant compromettre le comportement à la rupture de l'élément hybride ou, si cela n'est pas le cas, le recours à des goujons peut devenir nécessaire [Bren95].

b) *Délamination dans les zones de bords :*

- Dans le cas d'une poutre isostatique, la délamination dans les zones de bords est évitée si la résistance à la traction du nouveau béton $f_{ct,new}$ est supérieure à 65 % de $f_{ct,old}$ et que l'interface est préparée avec soin par hydrodémolition.

- Si l'extrémité du support n'est pas libre de se déplacer, la délamination dans les zones de bords est difficilement évitable. Une butée constructive ou l'utilisation de goujons sont recommandées.

L'étude paramétrique a mis en évidence que la fissuration traversante d'une nouvelle couche de béton armé, dont les déformations sont totalement entravées, peut être évitée grâce à l'influence des effets visqueux. Ce résultat peut être transposé aux éléments de structure formés d'un seul béton et dont les déformations dues au séchage sont entravées (tranchées couvertes ou caissons bétonnés en plusieurs étapes). Si les effets visqueux permettent d'éviter qu'une fissure traversante n'apparaisse, les prescriptions des normes sur lesquelles est basée la détermination de l'armature minimale ne sont plus valables. En effet, cette quantité d'armature est calculée en admettant que la fissure traversante est apparue. Bien qu'il existe d'autres causes favorisant l'apparition de fissures traversantes dans un élément de structure, les présents résultats devraient servir de base à une étude plus approfondie de la détermination de l'armature minimale.

Chapitre 7

Dimensionnement des éléments hybrides

7.1 Introduction

Les résultats obtenus au chapitre précédent sont d'un grand intérêt afin de déterminer une *démarche de dimensionnement* d'un élément hybride. L'*objectif* d'une telle démarche est d'être en mesure de concevoir un élément hybride dont la fonction de portance et la fonction protectrice (voir tableau 1.1) sont assurées à long terme.

Aujourd'hui, seuls l'état de détérioration du support existant et des habitudes constructives permettent de déterminer l'épaisseur des couches d'un élément hybride. Toutefois, nos résultats mettent en avant la contradiction suivante :

- afin d'assurer un comportement monolithique à la rupture d'un élément hybride soumis à un moment de flexion, il est judicieux que le rapport h_{new}/h_{old} soit le plus petit possible. Il est donc important de minimiser la réduction de l'épaisseur du vieux béton durant sa préparation et de choisir une épaisseur minimale du nouveau béton.
- Du point de vue de l'aptitude au service d'un élément hybride, il n'est pas avantageux de trop réduire la valeur de h_{new} pour les deux raisons suivantes :
 - 1) les fissures traversantes induites dans le nouveau béton par les déformations entravées de séchage sont plus difficiles à éviter lorsque la hauteur h_{new} diminue,
 - 2) pour un moment de rupture M_R donné et lorsque la nouvelle couche est placée du côté de la zone tendue, le fait de diminuer la valeur de h_{new} implique une augmentation du taux d'armature à mettre en place dans cette nouvelle couche. Or, nous savons que cette armature contribue à l'entrave des déformations induites par le séchage du nouveau béton et à l'endommagement du béton d'enrobage. Il est donc important de minimiser le taux d'armature mise en place dans la nouvelle couche.

En conséquence, la détermination de h_{new} et h_{old} est une étape importante du dimensionnement d'un élément hybride. Ce choix doit tenir compte à la fois de critères liés à l'aptitude au service et à ceux liés à la sécurité structurale de l'élément hybride. De plus, l'importance des critères liés à l'aptitude au service est fortement dépendante du système statique de l'élément hybride et des propriétés physiques du béton.

La démarche de dimensionnement proposée dans ce chapitre est *applicable* à des éléments hybrides qui satisfont aux hypothèses suivantes :

- la technique de préparation de l'interface a permis d'obtenir une adhérence de bonne qualité ($f_{ct,int} \geq 0.60 f_{ct,new}$),
- le nouveau béton est choisi de telle sorte que son module d'élasticité ($E_{c,new} = E_{c,old} \pm 10000 \text{ N/mm}^2$) et sa résistance à la traction ($f_{ct,new} = 0.80 \div 1.00 f_{ct,old}$) soient proches des valeurs correspondantes relatives au vieux béton,
- afin de garantir une mise en place correcte de la nouvelle couche de béton armé, son épaisseur minimale est fixée à 50 mm,
- pour une couche non armée, la valeur minimale de h_{new} peut être diminuée à 30 mm,
- les éléments hybrides ne sont pas précontraints,
- la nature du cas de charge déterminant pour le comportement à la rupture de l'élément hybride est la flexion simple.

La suite de ce chapitre débute par la présentation d'une démarche de dimensionnement à la rupture d'un élément hybride. La valeur de h_{new} et le taux d'armature ρ_s présente dans la nouvelle couche sont déterminés de manière à assurer le comportement monolithique de l'élément pour une valeur donnée du moment de rupture M_R . La fin de ce chapitre présente la méthode permettant de vérifier l'aptitude au service d'un élément hybride en mettant l'accent sur la limitation de la fissuration traversante de la nouvelle couche.

7.2 Sécurité structurale de l'élément hybride

Plusieurs critères doivent être pris en compte afin d'assurer la sécurité structurale d'un élément hybride :

- son comportement à la rupture doit être monolithique,
- le moment de rupture M_R doit être supérieur ou égal au moment de dimensionnement M_d multiplié par le facteur de résistance $\gamma_R = 1.20$ [SIA162],
- le taux d'armature ne doit pas être inférieur à un taux minimal $\rho_{s,min,flexion}$, afin de contrôler la fissuration provoquée par les sollicitations de flexion [SIA162].

A titre d'exemple, le dimensionnement transversal d'une dalle de roulement d'un pont bi-poutre renforcée par un surbéton nécessite de s'intéresser à deux types de sections. D'une part, la section sur appui au droit de laquelle la *nouvelle couche est située du côté de la zone tendue*. D'autre part, la section à mi-travée de la portée centrale au droit de laquelle la *nouvelle couche est située du côté de la zone comprimée*.

Nouvelle couche du côté de la zone tendue :

Pour des éléments hybrides satisfaisant aux hypothèses faites au paragraphe 7.1, les résultats donnés aux figures 6.23 a) et b) peuvent être généralisés par la courbe enveloppe $\rho_{s,délam}$, illustrée à la figure 7.1 a) en fonction de $n = h_{new}/h_{old}$. Sur cette figure, le taux d'armature ρ_s correspond au rapport entre l'aire de l'armature mise en place dans la nouvelle couche A_s et l'aire du

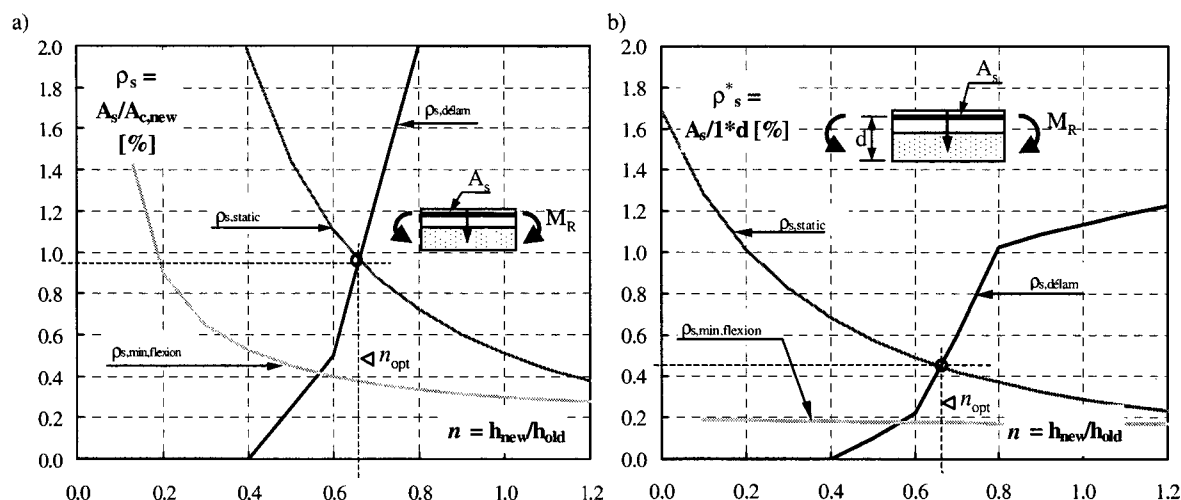


Figure 7.1: Démarche de dimensionnement à la rupture d'un élément hybride pour $M_R = 90$ kNm et $h_{old} = 150$ mm . Le taux d'armature est défini soit par a) $\rho_s = A_s/A_{c,new}$, soit par b) $\rho_s^* = A_s/l * d$

nouveau béton $A_{c,new}$. La courbe enveloppe $\rho_{s,délam}$ met à nouveau en évidence les trois zones : 1) $n \leq 0.4$, le comportement monolithique est garanti sans armature ; 2) $0.40 < n < 0.80$, la présence de l'armature permet d'assurer le comportement monolithique et 3) $n \geq 0.80$, une étude plus approfondie du comportement à la rupture de l'élément hybride doit être entreprise. La valeur maximale de $\rho_{s,délam}$ est limitée à 2 % pour des raisons constructives.

Pour des valeurs données de M_R et de h_{old} , le taux d'armature statiquement nécessaire $\rho_{s,static}$ peut être calculé à l'aide des règles applicables aux structures en béton armé. L'évolution de $\rho_{s,static}$ est illustrée à la figure 7.1 a) en fonction de $n = h_{new}/h_{old}$ pour $M_R = 90$ kNm et $h_{old} = 150$ mm .

Le point d'intersection entre les courbes $\rho_{s,délam}$ et $\rho_{s,static}$ constitue une combinaison de valeurs n et ρ_s qui permet de minimiser la quantité d'armature nécessaire tout en satisfaisant les deux premiers critères de dimensionnement à la rupture d'un élément hybride. Il reste à vérifier que, pour ce point d'intersection, les deux conditions suivantes sont remplies : a) que la valeur de n soit supérieure à $n_{min} = 50/h_{old}$ en mm et b) que la valeur de ρ_s soit supérieure à celle de $\rho_{s,min,flexion}$. Si la première condition n'est pas remplie, alors $n_{opt} = n_{min}$. Si la seconde ne l'est pas, c'est le point d'intersection entre les courbes $\rho_{s,min,flexion}$ et $\rho_{s,délam}$ qui constitue la combinaison optimale de valeurs n et ρ_s .

Pour des valeurs de M_R et h_{old} données, la connaissance de n_{opt} permet de déterminer la valeur de h_{new} et la quantité d'armature à mettre en oeuvre dans la nouvelle couche ρ_s . Pour l'exemple de la figure 7.1 a), n_{opt} vaut environ 2/3, ce qui correspond à une valeur de h_{new} de 100 mm et à un taux ρ_s d'environ 0.95 % ($\phi 14$ s = 150 mm).

Afin de comparer les valeurs obtenues par cette démarche avec les taux d'armature habituellement calculés en flexion simple d'un élément formé d'un seul béton, la figure 7.1 b) reprend les résultats de la figure 7.1 a) en fonction d'un taux d'armature $\rho_s^* = A_s/bd$, calculé à l'aide de la hauteur statique d et d'une largeur $b = 1$ m .

Nouvelle couche du côté de la zone comprimée :

Etant donné que la quantité d'armature présente dans le support est connue, il s'agit de vérifier si, dans ce cas, la hauteur statique d est suffisante pour garantir que $M_R \geq M_d \gamma_R$.

Ensuite, pour une valeur de $n = 1/n_{opt}$ (en général >1.0), les résultats de la figure 6.22 b) peuvent être utilisés afin de vérifier que la délamination à la rupture est empêchée. En extrapolant les courbes obtenues pour des valeurs de $f_{ct,new}/f_{ct,old}$ comprises entre 1.00 et 1.25 (valeurs inverses de 0.80 à 1.00 admises sous 7.1), on remarque que la résistance à la traction de l'interface $f_{ct,int}$ doit être élevée pour éviter l'apparition d'une délamination à la rupture. Ce résultat n'est pas étonnant, étant donné que nous savons que la délamination à la rupture est difficilement évitable lorsque l'interface se trouve au niveau de l'axe neutre calculé en stade fissuré.

Notre étude ne permet pas de définir précisément les conséquences au niveau de la sécurité structurale de cette délamination difficilement évitable. Des informations complémentaires peuvent être trouvées dans [Bren95]. Pour des éléments formés d'un seul béton, les résultats expérimentaux de Schläfi [Schl99] ont montré que ce type de délamination apparaît peu avant l'état ultime et que sa propagation est faible. En effet, lorsque l'axe neutre atteint sa position la plus profonde dans la section, les contraintes de compression sont proches de la résistance du béton. Lorsque la résistance à la traction de l'interface est suffisamment élevée ($f_{ct,int} \geq 0.60 f_{ct,new}$), on peut supposer que l'influence de ce type de délamination sur le comportement à la rupture d'un élément hybride est faible.

7.3 Vérification de l'aptitude au service

La démarche proposée pour vérifier l'aptitude au service d'un élément hybride consiste, d'une part, à s'assurer que les *effets d'hydratation au jeune âge* et, d'autre part, le *retrait endogène à long terme et le retrait de séchage* de la nouvelle couche ne peuvent pas induire une fissuration traversante de la nouvelle couche. D'autres aspects de l'aptitude au service, tels que la vérification des flèches d'une structure hybride ne sont pas abordés dans ce chapitre. Etant donné que le dimensionnement à la rupture permet d'éviter l'apparition d'une délamination, ces autres aspects peuvent être étudiés en suivant la démarche applicable à un ouvrage monolithique.

Effets d'hydratation au jeune âge :

Une nouvelle section de béton est mise en place sur un support existant. Le degré d'entrave moyen des déformations du nouveau béton vaut $\bar{\mu}$. Au temps t_{pic} (voir figure 7.2), la température du nouveau béton atteint son pic et l'autocontrainte moyenne $\sigma_{entrave}(t)$, calculée dans la nouvelle couche en négligeant l'influence du retrait endogène et celle du fluage en compression, vaut $\sigma_{comp,pic}$. Admettons qu'au temps t_{fiss} , une fissure traversante apparaît dans le nouveau béton. Pour des épaisseurs usuelles d'éléments de structure et pour des bétons traditionnels, la valeur de t_{pic} varie entre vingt et trente heures et celle t_{fiss} entre cinq et sept jours. Sur la base de ces hypothèses, nous pouvons calculer, en négligeant toujours l'influence du retrait endogène et celle du fluage du béton, l'augmentation de contrainte $\Delta\sigma_{refroid}$, définie à la figure 7.2 :

$$\Delta\sigma_{refroid} = [\Delta T_{o-n,pic} - \Delta T_{o-n,fiss}] \bar{\mu} \bar{E}_{ct} \bar{\alpha}_T \leq f_{ct,new}(t_{fiss}) - \sigma_{comp,pic} \quad (7.1)$$

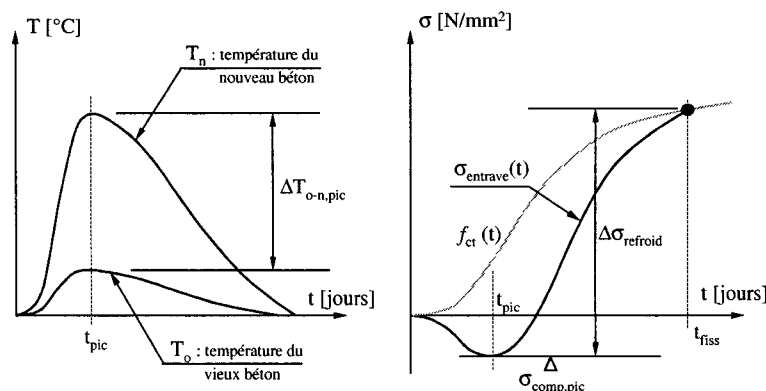


Figure 7.2: Démarche simplifiée pour prendre en compte les effets d'hydratation au jeune âge

avec $\Delta T_{o-n,pic}$: différence de température entre le vieux et le nouveau béton au temps t_{pic} , $\Delta T_{o-n,fiss}$: différence de température entre le vieux et le nouveau béton au temps t_{fiss} , $\bar{E}_{ct}$: module d'élasticité moyen du nouveau béton entre t_{pic} et t_{fiss} , $\bar{\alpha}_T$: coefficient de dilatation thermique moyen entre t_{pic} et t_{fiss} , $f_{ct,new}(t_{fiss})$: résistance à la traction du nouveau béton au temps t_{fiss} .

Nous avons vu au paragraphe 2.6.1 que l'influence du retrait endogène et celle du fluage au jeune âge du béton ont pour effet de diminuer l'amplitude de la contrainte de compression $\sigma_{comp,pic}$ atteinte au pic et de décaler la courbe $\sigma_{entrave}(t)$ vers le haut. Par la suite, nous allons prendre en compte l'influence de ces deux phénomènes en admettant que la valeur de $\sigma_{comp,pic}$ est nulle dans l'équation 7.1. Dans cette équation, nous allons aussi négliger la contribution de $\Delta T_{o-n,fiss}$ qui, au temps t_{fiss} , est faible. De plus, nous allons admettre que le module d'élasticité moyen du nouveau béton $\bar{E}_{ct}$ correspond à la valeur du module mesurée à un âge de trois jours et que le coefficient de dilatation thermique α_T est constant entre t_{pic} et t_{fiss} .

A l'aide de ces simplifications, l'équation 7.1 peut être reformulée de la manière suivante :

$$\Delta T_{o-n,pic} = \Delta T_{o-n,adm} = \frac{f_{ct,new}(t_{fiss})}{\bar{\mu} E_{ct,3} \alpha_T} \quad (7.2)$$

Par exemple, en choisissant les valeurs forfaitaires suivantes : $f_{ct,new}(t_{fiss}) = 2.5 \text{ N/mm}^2$, $\bar{\mu} = 0.75$, $E_{ct,3} = 28000 \text{ N/mm}^2$ et $\alpha_T = 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, la différence maximale admissible de température $\Delta T_{o-n,adm}$ entre le vieux et le nouveau béton vaut $12 \text{ }^\circ\text{C}$.

La définition précédente du critère $\Delta T_{o-n,adm}$ permet d'établir une démarche simplifiée de vérification de l'influence des effets d'hydratation au jeune âge sur l'aptitude au service des éléments hybrides. Cette démarche consiste à déterminer la valeur effective $\Delta T_{o-n,eff}$ de la différence maximale de température entre le vieux et le nouveau béton au cours de l'hydratation de la nouvelle section d'un élément hybride donné. La valeur de $\Delta T_{o-n,eff}$ est généralement celle qui est mesurable au moment du pic de température. Il s'agit de vérifier l'inégalité suivante :

$$\Delta T_{o-n,eff} \leq \Delta T_{o-n,adm} \quad (7.3)$$

L'avantage de cette démarche simplifiée est qu'elle permet au concepteur d'effectuer uniquement des calculs thermiques et tous les aspects liés au comportement mécanique vieillissant du

béton sont synthétisés dans la valeur de $\Delta T_{o-n,adm}$. Il faut toutefois signaler que les nombreuses simplifications effectuées pour définir cette démarche limitent son domaine d'application. En effet, une telle démarche est applicable principalement lors du prédimensionnement des structures hybrides. Elle peut également servir à définir si d'éventuelles mesures constructives doivent être prises ou si une étude numérique plus approfondie à l'aide d'un outil d'analyse tel que celui proposé au chapitre 4 de cette thèse doit être entreprise.

La valeur effective de $\Delta T_{o-n,eff}$ dépend, d'une part, des propriétés thermiques du nouveau béton et, d'autre part, des dimensions de la nouvelle section de béton et surtout de sa position par rapport au support. Dans le cas des surbétons, l'échauffement du support est en général suffisamment important pour que la valeur de $\Delta T_{o-n,eff}$ ne dépasse pas la valeur admissible de 12 °C. Par conséquent, des mesures particulières visant à limiter les effets d'hydratation au jeune âge ne sont pas utiles dans ce cas.

Pour des structures hybrides dont l'échauffement du support est négligeable (élargissement d'une dalle de roulement, bétonnage ou remplacement d'une bordure ou d'un parapet d'un pont), la valeur effective de $\Delta T_{o-n,eff}$ doit donc être évaluée, puis comparée à $\Delta T_{o-n,adm} = 12$ °C.

Afin de faciliter le travail d'un concepteur d'éléments hybrides, l'outil d'analyse, décrit au chapitre 4, a été utilisé afin de déterminer des valeurs effectives de $\Delta T_{o-n,eff}$ en fonction de différents dosages en ciment CEM I 42.5 (mouture 3675 cm²/g, chaleur totale d'hydratation 325 J/g) en suivant la démarche simplifiée précédemment définie. Ces résultats sont illustrés à la figure 7.3. L'échauffement du support étant négligé, $\Delta T_{o-n,eff}$ correspond à la différence entre la température au pic T_{max} et la température du béton frais T_{frais} , admise identique à la température ambiante T_e au cours des calculs. Si, pour un cas concret, les valeurs de T_{frais} et T_e sont différentes, on peut se référer aux différents cas calculés en utilisant une température de référence $T_{réf}$ valant la moyenne entre la température ambiante T_e et la température du béton frais T_{frais} . $\Delta T_{o-n,eff}$ est calculé pour une section carrée, infiniment longue, dont le côté vaut D. Une section rectangulaire peut être considérée équivalente au cas de la section carrée en admettant l'équivalence des aires, pour autant que la différence de longueur des arêtes du rectangle ne soit pas trop grande. De plus, nous admettons que l'élément de béton fait son hydratation dans un coffrage en bois ($\pi_T = 3.5$ W/m² · °K).

Pour un dosage en ciment donné, il est possible de déterminer une valeur limite D_{lim} de D pour laquelle $\Delta T_{o-n,eff} = \Delta T_{o-n,adm} = 12$ °C. L'évolution de D_{lim} est donnée à la figure 7.4 pour différentes valeurs de $T_{réf}$ en fonction du dosage et du type de ciment utilisé (CEM I 32.5 : mouture 3000 cm²/g, chaleur totale d'hydratation 300 J/g et CEM I 52.5 : mouture 4300 cm²/g, chaleur totale d'hydratation 354 J/g).

Les résultats présentés à la figure 7.4 permettent d'évaluer si des mesures doivent être prises pour diminuer l'influence des effets d'hydratation au jeune âge. Si la dimension caractéristique de l'ouvrage D est inférieure à D_{lim} , la valeur effective de ΔT_{o-n} ne dépassera pas 12 °C. Par conséquent, aucune mesure particulière n'est nécessaire. Dans le cas contraire, la démarche suivante doit être entreprise :

- Des mesures visant à diminuer la température de référence $T_{réf}$ et à modifier le type et le dosage du ciment peuvent être envisagées. L'influence de ces mesures est illustrée à la figure 7.4.
- Si de telles mesures ne suffisent pas à satisfaire la condition $D \leq D_{lim}$, une étude plus approfondie de l'influence des effets d'hydratation au jeune âge devra être entreprise au moyen d'un outil d'analyse tel que celui décrit au chapitre 4 de cette thèse.

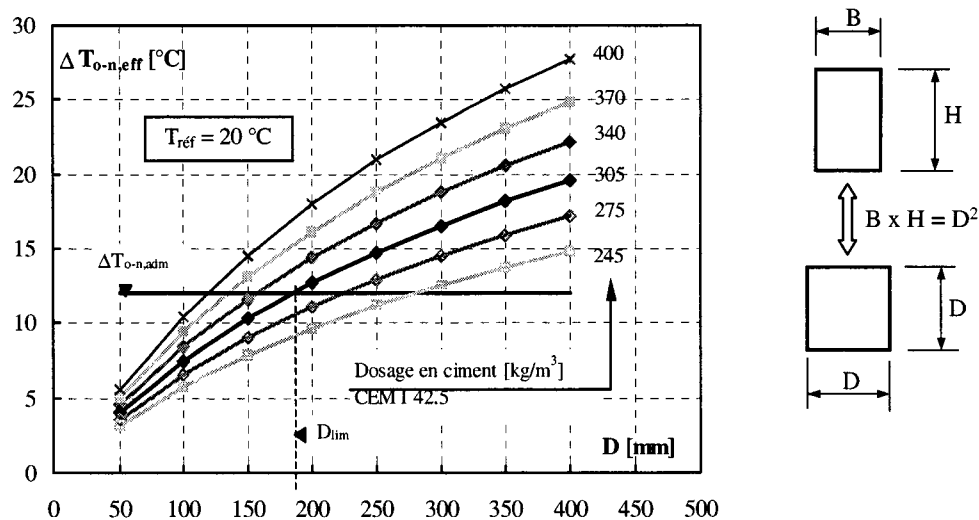


Figure 7.3: Détermination de la valeur effective de $\Delta T_{o-n,eff}$ pour un ciment CEM I 42.5 ($T_{réf} = 20\text{ °C}$)

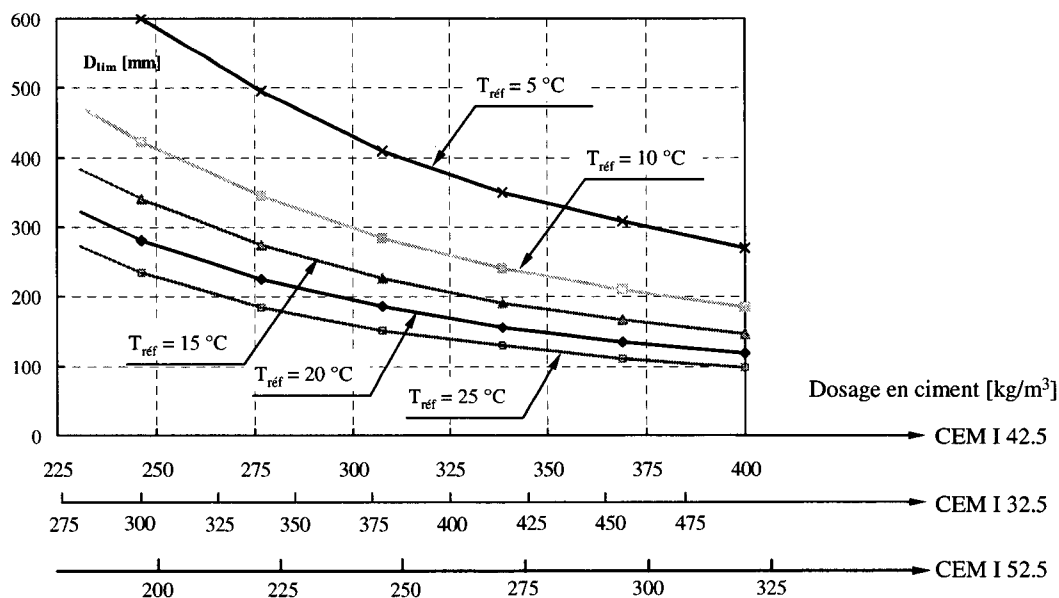


Figure 7.4: Dimension limite D_{lim} en fonction de $T_{réf}$, du dosage et du type de ciment utilisé

- Si les résultats de cette étude approfondie confirme l'apparition de fissures traversantes au jeune âge, des mesures constructives indépendantes de la technologie du béton, telles que la modification du pouvoir isolant des procédés de cure durant l'hydratation du béton, la modification du phasage des étapes de bétonnage afin de réduire le degré d'entrave des nouvelles sections ou l'utilisation de conduits de refroidissement placés au coeur même du béton, devront être envisagées. L'efficacité de ces mesures constructives pourra être déterminée à l'aide d'un outil d'analyse tel que celui décrit au chapitre 4 de cette thèse.

A titre d'exemple, prenons le cas d'une bordure de pont (300x450 mm) devant être bétonnée contre le porte-à-faux existant de la dalle de roulement. La dimension caractéristique D vaut 367 mm. Initialement, il est prévu d'utiliser un béton dosé à 325 kg/m^3 de ciment ordinaire CEM I 42.5 et de bétonner sans se préoccuper de la température ambiante ou de celle du béton frais ($T_{réf} = 20^\circ\text{C}$). Dans ces conditions, la valeur de D_{lim} , donnée par la figure 7.4, vaut 170 mm. D étant plus grand que D_{lim} , des mesures doivent être prises pour limiter les autocontraintes dues aux effets d'hydratation au jeune âge. Sans modifier la recette du matériau, un bétonnage à une température de $T_{réf} = 5^\circ\text{C}$ permet d'augmenter la valeur de D_{lim} à 375 mm. Si cette condition n'est pas réalisable pratiquement, il est judicieux de choisir un ciment à mouture plus grossière (CEM I 32.5). Pour un même dosage de ce nouveau ciment et une température $T_{réf}$ de 10°C , la valeur de D_{lim} passe à 380 mm. Pour pouvoir mettre en place cette bordure à une température $T_{réf}$ de 15°C , le dosage en ciment CEM I 32.5 doit être inférieur à 280 kg/m^3 .

Retrait endogène à long terme et retrait de séchage :

L'influence du retrait endogène à long terme et du retrait de séchage sur la fissuration traversante d'une nouvelle couche peut être évaluée à l'aide du tableau de la figure 7.5. Trois classes de béton sont différenciées en fonction de la valeur finale $\epsilon_{tot,\infty} = \epsilon_{endo,\infty} + \epsilon_{cs,\infty}$. La classe de béton n°2 ($\epsilon_{tot,\infty} = 600 \mu\text{m/m}$) est la plus couramment rencontrée. Trois niveaux d'entrave sont distingués. Le niveau A correspond aux structures hybrides isostatiques pour lesquelles le degré d'entrave reste toujours compris entre 0.45 et 0.60. Le niveau B correspond aux structures hyperstatiques à degré d'entrave moyen ($0.60 < \mu \leq 0.80$). Pour finir, le niveau C correspond aux structures hybrides hyperstatiques à degré d'entrave élevé ($0.80 < \mu \leq 1.00$).

En fonction de la classe de béton et du niveau d'entrave, les résultats obtenus au chapitre 6 nous permettent de définir des conditions de vérification de l'aptitude au service (voir tableau de la figure 7.5). Dans certains cas (A1 et A2), la fissuration n'atteint jamais l'interface, pour autant que les hypothèses admises sous 7.1 soient remplies. Dans d'autres cas (A3, B1 à B3, C1, C2) des conditions sont définies sur la valeur de $k_{f/r}^*$, en fonction de la hauteur du nouveau béton h_{new} . Rappelons que la valeur de $k_{f/r}^*$, exprimée en MPa^{-1} , correspond au rapport entre la déformation spécifique de fluage en traction et la déformation de séchage, mesurées à nonante jours sur des éprouvettes et dans des conditions d'essais normalisées (voir paragraphe 6.2). Pour finir, signalons que la fissuration traversante est inévitable dans le cas C3.

Pour certains cas, la vérification de l'aptitude au service de l'élément hybride nécessite la détermination de la valeur $k_{f/r}^*$ du matériau utilisé. Cette procédure impose de réaliser des essais délicats dont la durée est longue. Néanmoins, notre étude a permis de montrer que l'utilisation du rapport $k_{f/r}^*$ permet d'anticiper de manière simple et cohérente la fissuration à long terme des éléments hybrides.

Si la condition imposée sur $k_{f/r}^*$ n'est pas remplie, le béton choisi doit être optimisé afin

			Classes de béton		
			1	2	3
			$\epsilon_{tot,\infty} = 300 \mu\text{m/m}$	$\epsilon_{tot,\infty} = 600 \mu\text{m/m}$	$\epsilon_{tot,\infty} = 900 \mu\text{m/m}$
Niveaux d'entrave	A	Isostatique $0.45 < \mu \leq 0.60$	OK	OK	- pour $h_{new} \leq 75 \text{ mm}$: $k_{fr}^* \geq 0.15 - 0.002 (h_{new} - 50)$ - pour $h_{new} > 75 \text{ mm}$: OK
	B	Hyperstatique $0.60 < \mu \leq 0.80$	- pour $h_{new} \leq 75 \text{ mm}$: $k_{fr}^* \geq 0.15 - 0.002 (h_{new} - 50)$ - pour $h_{new} > 75 \text{ mm}$: OK	- pour $h_{new} \leq 160 \text{ mm}$: $k_{fr}^* \geq 0.23 - 0.0013 (h_{new} - 50)$ - pour $h_{new} > 160 \text{ mm}$: OK	- pour $h_{new} \leq 200 \text{ mm}$: $k_{fr}^* \geq 0.25 - 0.001 (h_{new} - 50)$ - pour $h_{new} > 200 \text{ mm}$: OK
	C	Hyperstatique $0.80 < \mu \leq 1.00$	- pour $h_{new} \leq 100 \text{ mm}$: $k_{fr}^* \geq 0.18 - 0.0016 (h_{new} - 50)$ - pour $h_{new} > 100 \text{ mm}$: OK	- pour $h_{new} \leq 120 \text{ mm}$: $k_{fr}^* \geq 0.25 - 0.001 (h_{new} - 50)$ - pour $h_{new} > 120 \text{ mm}$: $k_{fr}^* \geq 0.18$	Pas OK

Figure 7.5: Limitation de la fissuration traversante à long terme de la nouvelle couche d'un élément hybride ($k_{f/r}^*$ en MPa^{-1})

d'augmenter la valeur de $k_{f/r}^*$ ou de diminuer celle de $\epsilon_{tot,\infty}$. Sur la base de nos connaissances actuelles, cette optimisation n'est pas encore évidente (se référer aux informations données au paragraphe 2.6.3).

Afin d'éviter les conditions imposées sur $k_{f/r}^*$, le concepteur peut être tenté d'augmenter la hauteur du nouveau béton h_{new} . Cette modification nécessite de revoir le dimensionnement à la rupture de l'élément hybride et de s'assurer à nouveau que les effets d'hydratation au jeune âge n'engendrent pas une fissuration traversante de la nouvelle couche.

A titre d'exemple, reprenons le cas de la dalle de roulement hybride dimensionnée à la rupture ($h_{new} = 100 \text{ mm}$) pour un béton de classe 2. Le système statique transversal étant isostatique, aucune vérification particulière n'est imposée au tableau de la figure 7.5. Longitudinalement, le niveau d'entrave des travées centrales correspond au niveau B. Dans ce cas, une condition est imposée sur la valeur de $k_{f/r}^*$ qui doit être supérieure à 0.165 MPa^{-1} .

Chapitre 8

Conclusion

8.1 Buts poursuivis

Le but principal de cette recherche comporte deux aspects majeurs.

- 1) Le premier est d'améliorer la compréhension du *comportement à long terme des éléments de structure hybride* en béton armé non précontraint. Cette amélioration passe par l'identification des différents phénomènes qui influencent les fonctions protectrice et de portance d'un élément hybride. Dans ce contexte, l'étude apporte des réponses aux questions suivantes :
 - Pour quelle épaisseur de nouveau béton et dans quelles conditions les effets d'hydratation ont-ils une influence importante sur la durabilité des éléments hybrides ?
 - Comment évoluent les autocontraintes dues aux effets d'hydratation ? Disparaissent-elles ou convergent-elles vers un état permanent ?
 - Dans quelles conditions le séchage du nouveau béton constitue-t-il une cause de détérioration des éléments hybrides ?
 - En fonction de l'épaisseur de la nouvelle couche, quel est le rôle joué par la présence, dans cette même couche, d'une armature passive ou de fibres métalliques sur la performance d'un élément hybride ?
- 2) Le second aspect est de *fournir des moyens pour prédire le comportement à long terme* des éléments hybrides et de les utiliser afin de *développer une démarche de dimensionnement* applicable à ce type d'éléments de structure.

8.2 Démarche retenue

La démarche a été établie afin d'être en mesure de simuler numériquement le comportement à long terme des éléments hybrides. L'étude de la littérature a permis d'identifier l'ensemble des phénomènes dont l'influence sur le comportement à long terme de ce type de structure est significative (chapitre 2). Une campagne expérimentale sur des grands éléments formés de deux bétons d'âges différents (chapitre 3) a été entreprise dans le but d'utiliser ses résultats pour valider l'outil d'analyse numérique dont la structure est décrite au chapitre 4. Après l'étape de

validation de l'outil d'analyse (chapitre 5), une étude paramétrique est effectuée au moyen de ce dernier dans le but d'améliorer nos connaissances relatives au comportement à long terme des éléments hybrides (chapitre 6). Pour finir, un travail de synthèse a permis de définir les différentes étapes d'une démarche de dimensionnement permettant de concevoir des éléments de structure hybride durable (chapitre 7).

8.3 Conclusions

8.3.1 L'outil d'analyse numérique

L'originalité de l'outil d'analyse proposé dans ce travail réside dans sa structure qui lui permet de prendre en compte tous les phénomènes physiques nécessaires ainsi qu'un grand nombre de leur couplage.

Sur la base d'un outil d'analyse existant [Roel89], l'effort majeur de modélisation fourni au cours de cette thèse s'est concentré sur les couplages entre le comportement viscoélastique du béton, son comportement hygro-thermique et sa fissuration. A partir d'un modèle rhéologique de Maxwell généralisé [Baza74], dont les propriétés dépendent de la maturité du béton, les effets non-linéaires dus à la température et à l'humidité relative sont complétés en deux temps. En effet, la température et l'humidité relative influençaient déjà la cinétique du fluage par l'intermédiaire de la notion de maturité [Baza72b] [Rego80]. Le premier complément est introduit à l'aide de la notion de temps équivalent [Baza74], de celle de l'énergie d'activation pour la contribution thermique [Krau75] et d'une loi empirique pour la contribution hydrique [Baza85]. Ce premier complément permet de tenir compte d'une modification de la cinétique du fluage lorsque ce dernier a lieu à une température constante différente de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ou à une humidité relative constante différente de l'état saturé. Le second complément permet de tenir compte des variations de la température et de l'humidité relative du béton durant les phases transitoires. Ce second complément est effectué en ajoutant un second terme aux coefficients de dilatation thermique et hydrique [Baza85] qui dépend du niveau de contraintes.

Le couplage entre le comportement viscoélastique et la fissuration du béton est introduit en deux étapes. Tout d'abord, la cinétique du fluage dépend du niveau de contrainte en traction par l'intermédiaire de la notion de temps équivalent et d'une loi empirique, basée sur la notion d'énergie d'activation [Krau75]. La fissuration du béton étant modélisée à l'aide d'une approche répartie "*smeared crack*" [Baza83], une résistance à la traction dépendante de l'amplitude des déformations visqueuses a ensuite été introduite. Cet apport original permet de simuler des ruptures différées du béton en traction.

Etant donné le grand nombre de phénomènes et de couplages pris en compte, la détermination de tous les paramètres de l'outil d'analyse devient une phase complexe. Cette thèse propose une démarche qui permet de déterminer la valeur des différents paramètres cherchés en fonction des résultats d'essais de caractérisation des matériaux et des données disponibles dans la littérature.

8.3.2 Comportement à long terme des éléments hybrides

La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, effectuée lors de la phase de validation de l'outil d'analyse, a permis de mettre en évidence les phénomènes suivants :

1. Le *retrait endogène* doit être pris en compte dans le but de reproduire de manière suffisamment précise l'évolution des déformations durant les deux premiers jours qui suivent la mise en place de la nouvelle couche. Les contraintes que ce phénomène engendre au jeune âge peuvent conduire à l'apparition d'une fissuration traversante de la nouvelle couche de béton.
2. Les *effets thermiques au jeune âge* engendrent des contraintes quasiment négligeables dans des éléments hybrides tels que ceux testés aux cours de la campagne expérimentale.
3. Bien que l'élévation de la température du béton au jeune âge soit plus grande lorsque la hauteur de la nouvelle couche augmente, la *différence de température entre le vieux et le nouveau béton* constitue un paramètre important pour anticiper l'apparition de fissures traversantes dues aux effets thermiques au jeune âge.
4. Le *taux d'armature* mise en place dans la nouvelle couche entrave les déformations de séchage de l'élément hybride et contribue à l'endommagement de la partie supérieure du nouveau béton.
5. Les *autocontraintes générées au jeune âge* par les effets d'hydratation sont relaxées au cours du temps. Elles convergent vers un état permanent d'autocontraintes qui correspond, après un an, à une diminution relative de ces autocontraintes de 50 à 70 %.

L'utilisation de l'outil d'analyse dans le cadre de l'étude du comportement à long terme des éléments hybrides a mené aux conclusions suivantes :

Pénétration dans la nouvelle couche de la fissuration due au séchage :

1. Le *fluage en traction du nouveau béton* permet de ralentir et parfois de stopper la pénétration de la fissuration de la nouvelle couche de béton armé en relaxant les contraintes induites par le séchage. Cet effet favorable est d'autant plus fort que la hauteur du nouveau béton h_{new} est grande. De plus, il ne dépend pas de manière significative de la hauteur du support h_{old} .
2. Le *système statique de l'élément hybride* influence fortement la pénétration de la fissuration du surbéton. L'ampleur de la fissuration du surbéton augmente lorsque le *degré d'entrave* μ des déformations de la nouvelle couche augmente.
3. Tel qu'il a été défini dans cette thèse, le rapport $k_{f/r}^*$ entre le fluage spécifique en traction et le retrait de séchage est un paramètre consistant pour évaluer si le séchage peut induire une fissuration traversante de la nouvelle couche.
4. L'*armature passive et les fibres métalliques* présentes dans la nouvelle couche n'ont pas d'influence sur la pénétration de la fissuration induite par le séchage.

Contrôle de la fissuration traversante de la nouvelle couche

1. Pour autant que la délamination soit empêchée, le *support* contrôle efficacement la fissuration due au séchage lorsque le rapport h_{new}/h_{old} est inférieur à 2/3.
2. La *pente de la première partie du diagramme d'adoucissement* d'un béton influence fortement le contrôle de la fissuration traversante de la nouvelle couche.
3. L'*armature passive* devient utile pour contrôler la fissuration traversante du surbéton lorsque le fluage est faible par rapport au séchage ($k_{f/r}^* < 0.15$), que la hauteur h_{new} est supérieure à 100 mm et que le degré d'entrave μ est élevé.

Contrôle de la délamination entre les deux bétons :

1. La délamination au droit d'une fissure traversante du nouveau béton est plus difficile à éviter à la rupture lorsque la hauteur du nouveau béton h_{new} augmente.
2. L'emploi d'un nouveau béton dont la résistance à la traction est proche de celle du support permet de diminuer les exigences relatives à la résistance à la traction $f_{ct,int}$ de l'interface.
3. La mise en oeuvre d'une armature passive dans la nouvelle couche permet aussi de diminuer les exigences relatives à la résistance à la traction $f_{ct,int}$ de l'interface. Son apport est intéressant lorsque le rapport $n = h_{new}/h_{old}$ est compris entre 0.40 et 0.80. En effet, l'armature permet d'assurer le comportement monolithique à la rupture d'un élément hybride. Lorsque n est inférieur à 0.40, l'armature est inutile, pour autant que l'interface soit préparée avec soin par hydrodémolition.
4. La présence de fibres métalliques dans le surbéton ne permet pas de diminuer de manière significative les exigences relatives à la résistance à la traction $f_{ct,int}$ de l'interface.

8.3.3 Conception des éléments hybrides

La démarche de dimensionnement proposée au chapitre 7 est constituée d'outils qui devront permettre à l'avenir de concevoir des ouvrages hybrides durables. Cette thèse démontre que le comportement à long terme de ces éléments ne dépend pas seulement des propriétés physiques et mécaniques du béton, mais également de paramètres structuraux tels que le système statique, la position de la nouvelle section de béton par rapport au support et la hauteur de la nouvelle couche. En fonction de ces paramètres structuraux, il n'est pas toujours nécessaire de prendre des mesures visant à limiter les effets thermiques au jeune âge ni de se préoccuper de conditions relatives aux paramètres $k_{f/r}^*$ et $\epsilon_{tot,\infty}$.

Cette thèse démontre également que si les paramètres structuraux favorisent l'apparition d'une fissuration traversante de la nouvelle couche (degré d'entrave élevé, importantes différences de température entre le nouveau béton et le support), des mesures existent afin d'éviter que ce type de fissuration apparaisse. Ce travail fournit les premiers éléments qui pourront permettre à terme de dépasser le stade du contrôle a posteriori de la fissuration. Dans le cas des effets thermiques au jeune âge, l'utilisation de ciments à mouture plus grossière à des dosages moins élevés peut parfois suffire à éviter l'apparition de fissures traversantes. Si cela n'est pas le cas, des systèmes de refroidissement interne du béton peuvent être mis en oeuvre. Dans les cas du retrait de séchage et du retrait endogène du béton, c'est principalement la recette du béton qui doit être optimisée afin de satisfaire aux conditions relatives aux paramètres $k_{f/r}^*$ et $\epsilon_{tot,\infty}$. Bien qu'aujourd'hui cette optimisation ne soit pas encore maîtrisée, l'utilisation de ciments à mouture plus grossière à des dosages moins élevés devrait permettre d'augmenter la valeur de $k_{f/r}^*$ et de diminuer celle de $\epsilon_{tot,\infty}$.

8.4 Suggestions pour des travaux futurs

Ce travail a montré que le domaine étudié est vaste et qu'il peut être abordé de plusieurs manières. Afin de concentrer les efforts sur quelques aspects, il a été nécessaire de limiter l'étendue de l'étude. Afin d'élargir les connaissances acquises durant ce travail, les directions de recherche suivantes sont proposées :

- Une campagne expérimentale devrait être entreprise dans le but de caractériser la valeur du coefficient $k_{f/r}^*$ pour la plupart des bétons couramment utilisés. Il s'agirait d'étudier l'influence sur $k_{f/r}^*$ de la composition du béton, celle de l'âge de mise en sollicitation et celle de la taille de l'élément qui effectue son séchage. Il s'agirait de rendre possible l'optimisation d'un matériau en fonction des conditions relatives aux paramètres $k_{f/r}^*$ et $\epsilon_{tot,\infty}$.
- Une méthode expérimentale devrait être développée afin de mesurer l'évolution isotherme du retrait endogène du béton de manière fiable dès sa mise en place dans un coffrage. Cette méthode permettrait ensuite de caractériser l'amplitude réelle du retrait endogène pour différentes compositions du béton. En parallèle, un autre essai devrait être réalisé en entravant les déformations endogènes d'un élément afin de mesurer l'évolution des contraintes de traction qui s'y développent. Une meilleure connaissance de ce phénomène pourra permettre d'améliorer la modélisation du couplage entre les effets chimiques du béton et son comportement hydrique et viscoélastique au jeune âge.
- Une recherche devrait être entreprise afin d'améliorer la compréhension du fluage transitoire hygro-thermique aussi bien au jeune âge qu'à long terme. Les données expérimentales relatives à ce phénomène sont quasiment inexistantes. La mise en évidence des mécanismes physiques à l'origine de ce phénomène pourrait permettre d'améliorer leur prise en compte au niveau de la modélisation. Au jeune âge, cette étape est cruciale afin d'être en mesure de prédire des contraintes qui tiendront compte de manière plus précise de la relaxation due aux variations de la température et de l'humidité relative. A long terme, la connaissance de ces phénomènes est nécessaire pour étudier le comportement des éléments hybrides dans leur environnement. En effet, ces éléments sont soumis à des variations périodiques de température et d'humidité relative qui n'ont pas été prises en compte dans ce travail.
- En améliorant la modélisation de l'armature dans la version actuelle de l'outil d'analyse, l'étude de l'endommagement en peau dû à l'entrave des déformations de séchage provoquée par la présence de l'armature pourrait être approfondie.
- Même si l'influence du niveau de contraintes en traction sur le comportement à long terme des éléments hybrides n'a pas paru être significative, il serait intéressant de continuer l'étude du couplage entre les phénomènes viscoélastiques et la fissuration du béton, afin d'améliorer la modélisation proposée dans ce travail. L'apparition de ruptures différées dans le béton pourrait être caractérisée en fonction de la composition du béton, de l'âge de mise en sollicitation, de la nature de la sollicitation ou encore de la taille de l'élément sollicité.
- Dans le cadre des éléments hybrides, il serait utile de définir le domaine d'application des matériaux fibrés présentant un diagramme d'adoucissement dont la partie initiale est optimisée. Il faudrait éventuellement préciser les conditions dans lesquelles l'armature passive pourrait être abandonnée grâce à l'utilisation de tels matériaux.
- A terme, une modélisation tridimensionnelle des phénomènes retenus au cours de ce travail pourrait avoir des bénéfices non négligeables pour étudier le comportement à long terme de structures hybrides plus complexes que celles abordées dans ce travail.

Bibliographie

- [Abde89] M.A.H.Abdel-Halim, H.Schorn (1989) Strength evaluation of shotcrete-repaired beams. ACI Structural Journal, Vol.86, n°3, pp. 272 - 276.
- [ACI318] ACI Committee 318 (1983) Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-83). American Concrete Institute, Detroit.
- [Acke88] P.Acker (1988) Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique. Rapport de recherche LPC n°152. LCPC Paris.
- [Ali99] M.A.Ali, R.N.White (1999) Enhanced contact model for shear friction of normal and high strength concrete. ACI Structural Journal, Vol.96, n°3, pp. 348 - 360.
- [Alku75] M.A.Al-Kubaisy, A.G.Young (1975) Failure of concrete under sustained tension. Magazine of Concrete Research, Vol.27, N°92, pp. 171-178.
- [Alva94] A.M.Alvaredo (1994) Drying shrinkage and crack formation. Doctoral thesis in ETHZ-IBWK. Building materials reports n°5. Zurich.
- [Alva95] A.M.Alvaredo, A.Helbling, F.H.Wittmann (1995) Shrinkage data of drying concrete. Building Materials Reports n°4, ETHZ, Aedificatio Verlag, 67 pp.
- [Atti87] E.K.Attiogbe, D.Darwin (1987) Submicrocracking in cement paste and mortar. ACI Materials Journal, Nov.-Dec., pp. 491-500.
- [Baro94] V.Baroghel-Bouny (1994) Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons : méthodes, analyse et interprétations. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 465 pp.
- [Baro00] V.Baroghel-Bouny, P.-C.Aïtcin (2000) Shrinkage of concrete. Proceedings PRO 17 of the International RILEM Workshop Shrinkage 2000, Paris.
- [Bass89] R.A.Bass, R.L.Carrasquillo, J.O.Jirsa (1989) Shear transfert across new and existing concrete interfaces. ACI Structural Journal, Vol.86, n°4, pp. 383 - 393.
- [Baya92] Z.Bayasi, P.Souroushian (1992) Effect of steel fibre reinforcement on fresh mix properties of concrete. ACI Materials Journal, Vol.89, n°4, pp. 369-374.
- [Baza72a] Z.P.Bazant (1972) Thermodynamics of hindered adsorption and its implications for hardened cement paste and concrete. Cement and Concrete Research, Vol.2, pp. 1-16.
- [Baza72b] Z.P.Bazant, L.J.Najjar (1972) Nonlinear water diffusion in non saturated concrete. Materials and Structures, Vol.5, N°25, pp. 1-20.
- [Baza72c] Z.P.Bazant (1972) Numerical determination of stress response to a given strain history in concrete. Bulletin d'information du Comité Européen du Béton, n°80.
- [Baza74] Z.P.Bazant, S.T.Wu (1974) Thermoviscoelasticity of aging concrete. Journal of the Engineering mechanics division, Juin, pp. 575-597.

- [Baza83] Z.P.Bazant, B.H.Oh (1983) Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, Vol.16, pp. 155-177.
- [Baza85] Z.P.Bazant, J.C.Chern (1985) Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism. *Materials and Structures*, Vol.18, N°103, pp. 1-20.
- [Baza86] Z.P.Bazant, S.Sener, J.K.Kim (1986) Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete. *ACI Materials Journal*, Vol.84, n°7, pp. 351-357.
- [Baza88] Z.P.Bazant (1988) Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete. RILEM, edited by Z.P.Bazant, Wiley and Sons, 459 pp.
- [Baza92] Z.P.Bazant, R.Gettu (1992) Rate effects and load relaxation in static fracture of concrete. *ACI Materials Journal*, Vol.89, N°5, pp. 456-468.
- [Baza94] Z.P.Bazant, Y.Xi (1994) Drying creep of concrete : constitutive model and new experiments separating its mechanisms. *Materials and Structures*, Vol.27, pp. 3-14.
- [Baza98] Z.P.Bazant, J.Planas (1998) Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. CRC Press. New York.
- [Benm92] B.Benmokrane, G.Ballivy, O.Chaallal, M.Pigeon (1992) Experimental study of the strains generated in concrete by variations in climatic conditions. *Materials and Structures*, Vol.25, pp. 149-156.
- [Benn69] E.W.Bennett, B.C.Collings (1969) High early strength concrete by means of very fine Portland cement. *Proc. Inst. Civil Engineering*, pp. 1-10.
- [Bent77] A.Bentur, R.L.Berger, J.H.Kung, N.B.Milestone, J.F.Young (1977) Structural properties of calcium silicate pastes : II Effect of curing temperature. *Journal of American Ceraminc Society*, Vol.62, n°7, pp. 362-366.
- [Bern96] O.Bernard, E.Brühwiler (1996) Comportement au jeune âge du tablier formé de vieux et de nouveau béton. Remise en état et élargissement du pont du Javroz. Rapport interne MCS n°95.36.01. EPFL-Lausanne.
- [Bern99] O.Bernard, E.Brühwiler (1999) Caractérisation du béton de type I - Remise en état et élargissement du pont du Javroz. Rapport interne MCS n°95.36.02. EPFL-Lausanne.
- [Bern00] O.Bernard (2000) Comportement à long terme d'éléments de structure formés de bétons d'âges différents - Rapport des essais. Rapport interne n° MCS96.01.01. EPFL-MCS Lausanne.
- [Bert99] A.Bertoncini (1999) HCB Suisse Romande SA. Informations recueillies lors de discussions.
- [Biss96] B.Bissonnette (1996) Le fluage en traction : un aspect important de la problématique des réparations minces en béton. Thèse de doctorat de l'Université de Laval. Québec.
- [Biss98] B.Bissonnette (1998) Travaux de recherche sur la réparation superficielle des ouvrages en béton : projets réalisés et à venir. 5ème colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, avril, Québec.
- [Bjon00] O.Bjontegaard, E.J.Sellevold (2000) Interaction between thermal dilation and autogenous deformation in high performance concrete. Article tiré de [Baro00].
- [Boiv98] S.Boivin, P.Acker, S.Rigaud, B.Clavaud (1998) Experimental assessment of chemical shrinkage of hydrating cement pastes. Tiré de [Taza98], pp. 81-92.
- [Bonz80] J.Bonzel, M.Schmidt (1980) Einfluss von Erschütterungen auf frischen und auf jungen Beton. *Beton*, n°9 et 10, pp. 333-337 et 372-378.

- [Bors86] R.De Borst (1986) Computational aspects of smeared crack analysis. In Constitutive Modelling of Concrete Structures. Pineridge Press. Swansea.
- [Bran89] H.Brandl, J.Günzler (1989) Einfluss von Erschütterungen im frühen Erhärtungsstadium von Beton auf den Haftverbund mit Stahl. Bauplanung-Bautechnik, Vol.43, n°1, pp. 13-16.
- [Bren95] P.Brenni (1995) Il comportamento al taglio di una struttura a sezione mista in calcestruzzo a getti successivi. Dissertation ETHZ-IBK Bericht n°221.
- [Breu91] K.van Breugel (1991) Simulation of hydration heat and formation of structure in hardening cement-based materials. Thesis of Delft University. 295 pp.
- [Brüh88] E.Brühwiler (1988) Bruchmechanik von Stauermauerbeton unter quasi-statischer und erdbebedynamischer Belastung. Thèse de doctorat de l'EPFL n°739. Lausanne.
- [Brüh89] E.Brühwiler, P.E.Roelfstra (1989) Tensile softening properties and structural response of a concrete member. In Fracture of Concrete and Rock - Recent developments, edited by S.P.Shah, S.E.Swartz, B.Barr, Elsevier Applied Science, Cardiff, pp. 682-692.
- [Brüh90] E.Brühwiler, F.H.Wittmann (1990) Failure of dam concrete subjected to seismic loading conditions. Engineering Fracture Mechanics, Vol.35, N°1/2/3, pp. 565/571.
- [Buil90] M.Buil (1990) Comportement physico-chimique du système ciment-fumées de silice. Annales de l'ITBTP, n°483, pp. 19-29.
- [Carl93] A.Carles-Gibergues, F.Saucier, J.Grandet, M.Pigeon (1993) New-to-old concrete bonding : influence of sulfates type of new concrete on interface microstructure. Cement and Concrete Research, Vol.23, pp. 431-441.
- [Carp97] A.Carpinteri, S.Valente, F.P.Zhou, G.Ferrara, G.Melchiorri (1997) Tensile and flexural creep rupture tests on partially-damage concrete zone. Materials and Structures, Vol.30, pp. 269-276.
- [Cebf90] CEB-FIP Model Code (1990) CEB Bulletin d'information n°213/214.
- [Char98] H.Charif, P.Mivelaz (1998) Construction de la nouvelle usine GENEX 4 à Genève. ESM Charif + Mivelaz. Rapport 497.023-3.2. St-Sulpice.
- [Char99] H.Charif, P.Mivelaz (1999) Limitation de la fissuration des tranchées couvertes et d'autres ouvrages enterrés. ESM Charif + Mivelaz. Rapport 497.003-2.1. St-Sulpice.
- [Chau97] H.Chausson (1997) La durabilité des rechargements minces adhérents en bétons renforcés de fibres métalliques. Thèse de doctorat n°2708 de l'Université Paul Sabatier de Toulouse, 198 pp.
- [Choi95] D.Choi, D.W.Fawler, J.O.Jirsa (1995) Use of Hilti shear connectors in bonded concrete overlay test sections. Research Report of the University of Texas, Austin.
- [Choi99] D.Choi, D.W.Fawler, J.O.Jirsa (1999) Interface shear strength of concrete at early age. ACI Structural Journal, Vol.96, n°3, pp. 343-347.
- [Cife93] P.Ciferni (1993) Shrinkage compensated mortars : an approach to concrete structural repairs. Proceedings of the 2nd Bolomey Workshop on Adherence of Young on Old Concrete, Sion, pp. 129-140.
- [Curb87] M.Curbach (1987) Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Dissertation, Heft 1, TU Karlsruhe.
- [Dahl87] O.Dalblom (1987) Constitutive modelling and finite element analysis of concrete structures with regard to environmental influence. Report TVSM-1004, Lund Institute of Technology, Sweden, tiré de [Alva94].

- [Dasc86] F.Daschner (1986) Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 372, pp.33-90.
- [Dena00] E.Denarié (2000) Etude expérimentale des couplages viscoélasticité - croissance des fissures dans le béton de ciment. Thèse de doctorat de l'EPFL n°2195. Lausanne.
- [Derj33] B.V.Derjaguin (1933) Elastic form of thin water layers. Z. Phys., Vol.84, pp. 657-670.
- [Deut82] Deutscher Betonverein (1982) Instandsetzen von Betonbauteilen. Merkblatt.
- [DIN89] DIN 4762 (1989) Oberflächenrauheit. Begriffe; Oberflächen und ihre Kenngrößen, Ausgabe Januar.
- [Diru93] M.Diruy (1993) Variation du coefficient de dilatation et du retrait de dessiccation des bétons en place dans les ouvrages. Bulletin de liaison des LPC, N°186, p. 45-54.
- [Dixo83] J.F.Dixon, V.K.Sunley (1983) Use of bond coats in concrete repair. Concrete (London), Vol.17, pp. 34 - 35.
- [Domo74] P.L.Domone (1974) Uniaxial tensile creep and failure of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol.26, N°88, p. 144-152.
- [Ducr97] J.-M.Ducret (1997) Etude du comportement réel des ponts mixtes et modélisation pour le dimensionnement. Thèse de doctorat de l'EPFL n°1738. Lausanne.
- [Elfg89] L.Elfgren (1989) Fracture mechanics of concrete structures - from theory to applications. RILEM Report. Chapman and Hall. 407 pp.
- [Embe90a] N.K.Emberson, G.C.Mays (1990) Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. Part 1 : Properties of repair systems. Magazine of Concrete Research, Vol.42, n°152, Septembre, pp. 147-160.
- [Embe90b] N.K.Emberson, G.C.Mays (1990) Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. Part 2 : Axially loaded reinforced concrete members. Magazine of Concrete Research, Vol.42, n°152, Septembre, pp. 161-170.
- [Embe96] N.K.Emberson, G.C.Mays (1996) Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. Part 3 : Reinforced concrete members in flexure. Magazine of Concrete Research, Vol.48, n°174, Mars, pp. 45-57.
- [Embo89] M.Emborg (1989) Thermal stresses in concrete structures at early ages. Doctoral Thesis of Lulea University of Technology. 285 pp.
- [Emmo93] P.H.Emmons, A.M.Vaysburd, J.E.McDonald (1993) A rational approach to durable concrete repairs. Concrete International. Vol.15, n°9, pp. 40-45.
- [Emmo94a] P.H.Emmons, A.M.Vaysburd (1994) Factors affecting the durability of concrete repairs : the contractor's viewpoint. Construction and Building Materials. 8 (1), pp. 5-16. Tiré de [Biss96].
- [Emmo94b] P.H.Emmons, A.M.Vaysburd, J.E.McDonald (1994) Concrete repairs in the future turn of the century - Any problems?. Concrete International. Vol.16, n°3, pp. 42-49.
- [Emmo98] P.H.Emmons, A.M.Vaysburd, R.W.Poston, J.E.McDonald (1998) Performance criteria for concrete repairs materials, Phase II : field studies. Technical report REMR-CS-60, US Army Engineer Waterways Experiments Station, Vicksburg.
- [Eyri36] H.Eyring (1936) Viscosity, plasticity and diffusion as examples of absolute reaction rates. Journal Chem. Phys., Vol.4, pp. 283-291.
- [Facc99] M.Facchini, P.Jacquot (1999) Speckle interferometry applied to the determination of the behaviour of concrete beams and slabs in bending experimental tests. IMAC Internal Report, EPF - Lausanne, 41 pp.

- [Fafa00] M.Fafard, M.T.Boudjelal, B.Bissonnette, A.Cloutier (2000) Three-dimensional viscoelastic constitutive model for anisotropic materials with non constant coefficients. *Journal of Engineering Mechanics*, à paraître.
- [Feld68] R.F.Feldman, P.J.Sereda (1968) The model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties, *Materials and Structures*, Vol.1, pp. 509-520.
- [Ferr87] C.F.Ferraris, F.H.Wittmann (1987) Shrinkage mechanisms of hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, Vol.17, pp. 453-464.
- [FIP82] Fédération Internationale de la Précontrainte (1982) Guide to good practice -shear at the interface of precast and in-situ concrete. FIP Publication 15.903.
- [Fieb93] M.H.Fiebrich (1993) Influence of the surface roughness on the adhesion between concrete and gunite mortar overlays. In the Proceedings of the 2nd Bolomey Workshop on adherence of young on old concrete, Sion, Switzerland, April, pp. 107 - 114.
- [Fitc98] M.G.Fitch, O.A.Abdulshafi (1998) Field and laboratory evaluation of silica fume modified concrete bridge deck overlays in Ohio, in *Transportation Research Record* n°1610, National Research Council, pp. 20-27.
- [Fran99] R.François, G.Arliguie (1999) Effect of microcracking and cracking on the development of corrosion in reinforced concrete members. *Magazine of Concrete Research*, Vol.51, N°2, pp. 143-150.
- [Gagn99] R.Gagné, I.Aouad, J.Shen, C.Poulin (1999) Development of a new experimental technique for the study of the endogenous shrinkage of cement paste. *Materials and Structures*, Vol.32, pp. 635-642.
- [Gamb78] B.R.Gamble, L.J.Parrott (1978) Creep of concrete in compression during drying and wetting. *Magazine of Concrete Research* : Vol.30, n°104, pp. 129-138.
- [Geis99] D.G.Geissert, S.E.Li, G.C.Frantz, J.E.Stephens (1999) Splitting prism test method to evaluate concrete-to-concrete bond strength. *ACI Materials Journal*, Vol.96, n°3, pp. 359-366.
- [Glis00] B.Glisic (2000) Behaviour of Fibre Optic Sensors in Their Environment. Thèse de doctorat de l'EPFL (en préparation).
- [Grand93] F.Grandhaie (1993) Le béton de fibres métalliques amorphes comme nouveau matériau de réparation. Thèse de doctorat de l'Université Paul Sabatier, Toulouse.
- [Grang94] L.Granger, J.M.Torrenti, M.Diruy (1994) Simulation numérique du retrait du béton sous hygrométrie variable. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°190, mars-avril, pp. 57-64.
- [Grang96] L.Granger (1996) Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Ouvrages d'art OA21, LCPC, Paris, 381 pp.
- [Gran96] J.L.Granju, H.Chausson (1996) Fibre reinforced thin bonded overlays : the mechanism of their debonding in relation with their cracking. *Proceedings of Concrete Repair, Rehabilitation and Protection*, Edité par R.K.Dhir et M.R.Jones. E & FN Spon, pp. 583-589.
- [Grüb97] P.Grügl, R.Kern (1997) *Wksamkeit von Nachbehandlungsverfahren*. DBV Forschungsvorhaben, TU Darmstadt, 106 pp.
- [Guen97] I.Guénot-Delahaie (1997) Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton. Thèse de l'ENPC, LCPC OA25, 180 pp.

- [Gvoz66] A.A.Gvozdev (1966) Creep of concrete. Mekhanika Tverdogo Tela, Moscou, pp.137-152 (tiré de [Biss96]).
- [Haar91] P.Haardt (1991) Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton. Dissertation, Heft 13, TU Karlsruhe.
- [Habe99] K.Habel (1999) Risswachstum und Ablösung in Verbundbauteilen aus Betonen unterschiedlichen Alters. Travail pratique de diplôme de l'EPFL et du TU Karlsruhe.
- [Habe00] K.Habel, O.Bernard, E.Brühwiler (2000) Numerical investigation of delamination in hybrid reinforced concrete elements. article soumis dans le cadre du 3rd Symposium pour Ph.D. Student, septembre 2000, Vienne, Autriche.
- [Hans60] T.C.Hansen (1960) Creep of concrete. The influence of variations in the humidity of the ambient atmosphere. 6th Congress of the IABSE, Stockholm, p. 57-65.
- [Hans66] T.C.Hansen, A.H.Mattock (1966) Influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete. ACI Journal, Février, pp. 267-290.
- [Hans86] T.C.Hansen (1986) Physical structure of hardened cement paste. A classical approach. Materials and Structures, Vol.19, n°114, pp. 423-436.
- [Hans87] W.Hansen (1987) Drying shrinkage mechanisms in Portland cement paste. Journal of American Ceramic Society, Vol.70, n°5, pp. 323-328.
- [Hans91] E.A.Hansen (1991) Influence of sustained load on the fracture energy and the fracture zone of concrete. In Fracture Process in Concrete, Rocks and Ceramics, edited by J.G.M.Van Mier, J.G.Rots and A.Baker. pp. 829-838.
- [Hear99] N.Hearn (1999) Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete. ACI Materials Journal, March-April, pp. 234-241.
- [Hell99] C.Hellmich (1999) Shotcrete as part of the New Austrian Tunneling Method : from thermochemomechanical material modeling to structural analysis and safety assessment of tunnels. Ph.D. Thesis, Vienna University of Technology, Austria.
- [Hill83] A.Hillerborg (1983) Analysis of a one single crack. In fracture Mechanics of Concrete, edited by F.H.Wittmann, Elsevier, pp. 223-249.
- [Hind90] K.R.Hindo (1990) In-place bond testing and surface preparation of concrete. Concrete International, Vol.12, n°4, pp. 46-48.
- [Hsu63] T.T.C.Hsu, F.O.Slate, G.M.Sturman, G.Winter (1963) Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve. ACI Journal, N°60, pp. 209-224.
- [Hua92] C.Hua (1992) Analyses et modélisation du retrait d'autodessiccation de la pâte de ciment durcissante. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées ENPC, Paris.
- [Huet69] C.Huet (1969) Contribution à l'étude des effets différés dans les constructions composites. Internal Symposium of Bearing Walls, Varsovie.
- [Huet74] C.Huet (1974) Opérateurs matriciels en viscoélasticité linéaire avec vieillissement, et application aux structures viscoélastiques hétérogènes. Symposium on the mechanics of viscoelastic media and bodies, Göteborg.
- [Huet80] C.Huet (1980) Adaptation d'un algorithme de Bazant au calcul des multilames viscoélastiques vieillissants. Materials and Structures, Vol.13, n°74, pp 91-98.
- [Hugh91] T.J.R.Hughes (1991) The finite element method. Prentice-Hall.
- [Huls84] A.J.Hulshizer, A.J.Desai (1984) Shock vibration effects on freshly placed concrete. Journal of Construction Engineering and Management, Vol.110, n°2.

- [Ills65] J.M.Illston (1965) The creep of concrete under uniaxial tension. Magazine of Concrete Research, Vol.17, N°51, p. 77-84.
- [Igar99] S.Igarashi, A.Bentur, K.Kovler (1999) Stresses and creep relaxation induced in restrained autogenous shrinkage of high-strength pastes and concretes. Advances in Cement Research, Vol.11, N°4, pp. 169-177.
- [Ivan89] G.Iványi, W.Buschmeyer (1989) Anwendung hartkornverzahnter Epoxidbeläge für nachträgliche Querschnittsergänzungen von Biegetragwerken im schubbereich I. Forschungsberichte aus dem fachbereich Bauwesen 45. Universität Gesamthochschule Essen.
- [Jacc85] J.-P.Jaccoud, H.Charif (1985) Armature minimale pour le contrôle de la fissuration - Rapport final des essais série C. Publication IBAP n°109, Lausanne.
- [Jenn92] H.M.Jenning, Y.Xi (1992) Cement-aggregate compatibility and structure property relationships including modelling. Proceedings of the 9th International Congress on the Chemistry of Cement, New Delhi, pp. 663-694.
- [Kauf71] N.Kaufmann (1971) Das Sandflächenverfahren. Strassenbautechnik. Heft 3.
- [Köni91] R.König (1991) Zweidimensionale Erfassung von Betonoberflächen mit computer-gestütztem Infrarot-Laser. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Beton- und Stahlbetonbau, Universität Dortmund.
- [Körm86] H.A.Körmeling (1986) Strain rate and temperature behaviour of steel fibre concrete in tension. Doctoral thesis, Delft University of Technology.
- [Kosm88] S.H.Kosmatka, W.C.Panarese (1988) Design and control of concrete mixtures. 13th edition, Portland Cement Association, Skokie, 205 pp.
- [Kovl95] K.Kovler (1995) Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension. Journal of Materials in Civil Engineering, May, pp. 96-101.
- [Kran98] S.Krans (1998) Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächen-nahen Zonen von Betonstrukturen. Dissertation, TU Karlsruhe.
- [Krau96] P.D.Krauss, E.A.Rogalla (1996) Transverse cracking in newly constructed bridge decks. NCHRP Report 380. Transportation Research Board, National Research Council.
- [Krau75] A.S.Krausz, H.Eyring (1975) Deformation Kinetics. Wiley-Interscience, tiré de [Baza98].
- [Krus87] M.Kruse (1987) Einfluss von Verkehrs-Erschütterungen auf die Spritzbeton-Qualität bei Brückensanierungen. Spritzbeton und seine Eigenschaften, IBETH-Projekt 048/86, ETH-Zurich, 73 pp.
- [Laco99] P.Lacombe, D.Beaupré, N.Pouliot (1999) Rheology and bonding characteristics of self-leveling concrete as a repair material. Materials and Structures, Vol.32, pp.593-600.
- [Lapl93] P.Laplante (1993) Propriétés mécaniques des bétons durcissants : analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances. Ouvrage LCPC OA13. Paris.
- [Lapl94] P.Laplante, C.Boulay (1994) Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton en fonction de sa maturité aux tout premiers âges. Materials and Structures, Vol.27, pp.596-605.
- [Laur99] P.Laurencet (1999) Précontrainte et armature pour contrôler l'ouverture résiduelle des fissures. Thèse de doctorat de l'EPFL n°2028. Lausanne.
- [LeCha1900] H. Le Châtelier (1900) Sur les changements de volume qui accompagnent le durcissement des ciments. Bull. Société de l'Encouragement pour l'Industrie Nationale, 5ème série, tome 5.

- [LeRo96] R.Le Roy (1996) Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances. Etudes et recherches des LPC, OA22, LCPC, Paris.
- [Li95] V.C.Li, M.Maalej, Y.M.Lim (1995) Fracture and flexible behaviour in strain-hardening cementitious composites. In *Fracture of brittle disordered materials : concrete, rock and ceramics*, edited by G.Baker and B.L.Karihaloo, pp. 101-115.
- [Loov94] R.E.Loov, A.K.Patnaik (1994) Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface. *PCI Journal*, Vol.39, n°1, pp. 48-69.
- [MacI79] C.MacInnis, P.W.Kosteniuk (1979) Effectiveness of revibration and high speed slurry mixing for producing high strength concrete. *ACI Journal*, Vol.76, n°12, pp.1255-1265.
- [Malt98] J.Maltais (1998) Utilisation du béton armé de fibres métalliques pour la fabrication de dallage. Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, Canada.
- [Mand58] J.Mandel (1958) Sur les corps viscoélastiques linéaires dont les propriétés dépendent de l'âge. *C.R. Acad. Sc. Paris*, t.247, pp. 175-178.
- [Mang81] P.S.Mangat, R.Baggot, D.A.Evans (1981) Creep characteristics of polymer modified concretes under uniaxial compression. *Proceedings of the 3rd International Congress of Polymers in Concrete*, Nihon University, Koriyama.
- [Mann81] D.G.Manning (1981) Effect of traffic-induced vibrations on bridge-deck repairs. *NCHRP Synthesis n°86*, Transportation Research Board, Washington, 40 pp.
- [Maro91] M.Marosszeki, J.G.Yu, C.M.Ng (1991) Study of bond in concrete repairs. *ACI SP 126-70*, édité par V.M.Malhotra, Montréal, pp. 1331 - 1354.
- [Mart95] G.Martinola, F.H.Wittmann (1995) Application of fracture mechanics to optimize repair mortar systems, in *Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2*, F.H.Wittmann Ed., Aedificatio, pp. 1481-1492.
- [Maso67] J.C.Maso (1967) La nature minéralogique des agrégats, facteur essentiel de la résistance des bétons à la rupture et à l'action du gel. Thèse de doctorat de l'INSA de Toulouse.
- [Mays87] G.Mays, W.Wilkinson (1987) Polymer repairs to concrete : their influence on structural performance. *Proceedings of K.and B.Mather International Conference on Concrete Durability*, ACI-SP-100-22, Vol.1, pp. 351-375.
- [Mela83] I.Meland (1983) Influences of condensed silica fume and fly ash on the heat evolution in cement paste. In *fly ash, silica fume, slag and other mineral by-product in concrete*. ACI SP-79, Vol.2, édité par V.M.Malhotra, Detroit, pp. 665-676.
- [Menn93] C.Menn, P.Brenni, T.Keller, L.Pellegrinelli (1993) Zustandsermittlung, Zustandsbeurteilung und Verstärkung bei Stahlbetonbrücken - Teil 1 : Verbindung von altem und neuem Beton. *Forschungsauftrag 82/90 EVED*. Zurich.
- [Meth82] P.K.Metha, O.E.Gjorv (1982) Properties of Portland cement concrete containing fly ash and condensed silica fume. *Cement and Concrete Research*, Vol.12, n°5, pp.587-595.
- [Mirz91] J.Mirza (1991) Characterization of mortars as surface repair materials. *ACI SP 128-36*, édité par V.M.Malhotra, Hong-Kong, pp. 577 - 592.
- [Mive96] P.Mivelaz (1996) Etanchéité des structures en béton armé : fuites au travers d'un élément fissuré. Thèse de doctorat de l'EPFL n°1539. Lausanne.
- [Mive00] P.Mivelaz (2000) Mesures relevant de la technologie du béton pour réduire le retrait : 2ème partie - Maîtrise du retrait thermique. Présentation dans le cadre du séminaire TFB 804511 - Maîtrise du retrait pour la réalisation d'ouvrages durables en béton, novembre, Fribourg.

- [Mull93] H.S.Müller, M.Pristl (1993) Creep and shrinkage of concrete at variable ambient conditions. 5th. International RILEM Symposium Concreep5, Barcelona, p. 15-26.
- [Murd79] L.J.Murdock, K.M.Brook (1979) Concrete materials and practice. Edward Arnold, (tiré de [Soro93]).
- [Nevi83] A.M.Neville, W.H.Dilger, J.J.Brooks (1983) Creep of plain and structural concrete. Construction Press.
- [Nevi95] A.M.Neville (1995) Properties of concrete. Longman editors. Fourth edition.
- [Nish78] S.Nishibayashi (1978) Tensile creep of concrete. Proceedings of the RILEM Colloquium on creep of concrete. A.M.Neville, J.J.Brooks Eds, University of Leeds, pp.274-287, tiré de [Dena00].
- [Nmai98] C.K.Nmai, R.Tomita, F.Hondo, J.Buffenbarger (1998) Shrinkage-reducing admixtures. Concrete International, Vol.20, n°4, pp. 31-37.
- [Odma68] S.T.A.Odman (1968) Effects of variations of volume, surface area exposed to drying and composition of concrete on shrinkage. RILEM/CEM Bureau Int. Colloquium on the shrinkage of hydraulic concretes, Vol.1, 20 pp. (tiré de [Nevi95]).
- [Odot91] Ohio Department of Transportation (1991) Bridge deck repair and overlay with micro-silica modified concrete. Proposal note n° 107-91, novembre.
- [Parr79] L.J.Parrott (1979) A study of transitional thermal creep in hardened cement paste. Magazine of Concrete Research, Vol.31, N°107, pp. 99-103.
- [Paul97] J.Paulsson (1997) Effects of repairs on the remaining life of concrete bridge decks. Doctoral thesis of Stockholm University.
- [Pick42] G.Pickett (1942) The effect of change in moisture-content of the creep of concrete under a sustained load. ACI Journal, Vol.13, N°4, p. 333-355.
- [Pige92] M.Pigeon, F.Saucier (1992) Durability of repaired concrete structures. Advanced in concrete technology, édité par V.M.Malhotra, compte rendu de conférences, Athènes, pp. 741 - 773.
- [Post98] R.W.Poston, K.E.Kesner, P.H.Emmons, A.M.Vaysburd (1998) Performance criteria for concrete repair materials, Phase II laboratory results. Technical report REMR CS-57, US Army Engineer Waterways Experiments Station, Vicksburg.
- [Rand97] N.Randl (1997) Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten. Institut für Betonbau, Universität Innsbruck.
- [Rein85] H.W.Reinhardt, H.W.A.Cornelissen (1985) Sustained tensile tests on concrete. Baustoffe 85, Bauverlag, Wiesbaden, pp. 162-167.
- [Rein90] H.W.Reinhardt (1990) Loading rate, temperature and humidity effects. In fracture mechanics of concrete : test method. Report prepared by the RILEM Technical committee 89.
- [Rego80] M.Regourd, E.Gauthier (1980) Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré. Annales de l'ITBTP, n° 387, pp. 65-96.
- [Rehm80] G.Rehm, R.Eligehausen, F.Paul (1980) Verbundbewehrung in Fugen von Platten ohne Schubbewehrung. Forschungsbericht des Institutes für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Januar.
- [Road69] Road Research Laboratory (1969) Road note n°27. Harmondsworth.
- [Roel87] P.E.Roelfstra (1987) Numerical simulation of time-dependent deformations under hygral or thermal transient conditions. In Transactions of SMIRT-9, Lausanne, Vol.H, pp. 83-102.

- [Roel89] P.E.Roelfstra (1989) A numerical approach to investigate the properties of concrete - numerical concrete. Thèse de doctorat de l'EPFL n°788. Lausanne.
- [Roel94] P.E.Roelfstra, A.M. Salet, J.E.Kuiks (1994) Defining and application of stress-analysis-based temperature difference limits to prevent early-age cracking in concrete structures. *Proceedings n°25 of the International RILEM Symposium : Thermal cracking in concrete at early age*, pp. 273-280. Munich.
- [Ross87] P.Rossi, P.Acker, Y.Malier (1987) Effect of steel fibres at two stages : the material and the structure. *Materials and Structures*, Vol.20, pp. 436-439.
- [Ross98] P.Rossi (1998) Les bétons de fibres métalliques. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, ISBN 3-410-65638-3.
- [Sado97] H.Sadouki, J.G.M.Van Mier (1997) Simulation of hygral crack growth in concrete repair systems. *Materials and Structures*, Vol.30, pp. 518-526.
- [Sauc90] F.Saucier (1990) La durabilité de l'adhérence des réparations en béton. Thèse de doctorat de l'Université de Laval. Québec.
- [Sauc91] F.Saucier, M.Pigeon (1991) Durability of new-to-old concrete bondings. *ACI SP 128-43*, édité par V.M.Malhotra, Hong-Kong, pp. 689 - 705.
- [Scha96] H.G.Schäfer, W.Schmidt-Kehle (1996) Zur Oberflächenrauheit von Fertigplatten mit Ortbetoneergänzung. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 456, pp.95-132.
- [Schl99] M.Schläfli (1999) Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton. Thèse de doctorat de l'EPFL n°1998. Lausanne.
- [Schr92] E.K.Schrader (1992) Mistakes, misconceptions, and controversial issues concerning concrete and concrete repairs - Part 1, 2 and 3. *Concrete International*, Vol.14, (part 1) n°9, pp. 52-56; (part 2) n°10, pp. 48-52; (part 3) n°11, pp. 54-59.
- [Schut96] G.De Shutter, L.Tearwe (1996) Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete. *Materials and Structures*. Vol.29. pp.335-344.
- [Scri88] K.L.Scrivener, E.M.Gariner (1988) Microstructural gradients in cement paste around aggregate particles. *Proceedings of the Materials Research Symposium*, Vol.114, pp. 77-85.
- [SIA162] SIA 162 (1993) Ouvrages en béton. Norme suisse éditée par la société suisse des ingénieurs et architectes. 83 pp.
- [SIA162/5] SIA 162/5 (1997) Conservation des structures en béton. Norme suisse éditée par la société suisse des ingénieurs et architectes. 35 pp.
- [Sica96] V.Sicard, J.F.Cubaynes, G.Pons (1996) Modélisation des déformations différées des bétons à hautes performances : relation entre le retrait et le fluage. *Matériaux et Structures*, Vol.29, pp. 345-353.
- [Sies65] R.Siestrunck, P.Lamer, C.Huet, L.Alviset (1965) Action de l'humidité sur la céramique envisagée dans le cadre de l'association béton-céramique. Communication C.T.T.B. au symposium Rilem/C.I.B., Helsinki.
- [Silf86] J.Silfwerbrand (1986) Bonding between old and new concrete in structures loaded by static and time-dependent load. *Proceedings of a RILEM International Symposium on Adhesion between polymers and concrete*. (édité par H.R.Sasse) pp. 309 - 319.
- [Silf90] J.Silfwerbrand (1990) Improving concrete bond in repaired bridge decks. *Concrete International*, Vol.12, n°9, pp. 61-66.

- [Silf92] J.Silfwerbrand (1992) Influence of traffic vibrations on repaired concrete bridge decks. Proceedings of the 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation, Darmstadt University, pp. 415-424.
- [Silf96] J.Silfwerbrand (1996) Differential shrinkage in normal and high strength concrete overlays. Nordic Concrete Research. pp. 55-68.
- [Silf97] J.Silfwerbrand (1997) Stresses and strains in composite concrete beams subjected to differential shrinkage. ACI Structural Journal, July-August, pp. 347-353.
- [Somm83] H.Sommer, G.Hartl (1983) Beschichtungen auf Zementbasis mit kräftschlüssigem Verbund mit einer Betonfahrbahndecke. Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, 1. Internationales Kolloquium, édité par F.H.Wittmann, Technische Akademie Esslingen, pp. 107 - 112.
- [Soro93] I.Soroka (1993) Concrete in hot environments. E & FN SPON, édité par Chapman and Hall, 251 pp.
- [Spri92] M.M.Sprinkel (1992) Twenty-year performance of latex-modified concrete overlay, in Transportation Research record n°1335, National Research Council, pp. 20-27.
- [Sund95] H.Sunderland, A.Toulou, E.Denarié, L.Job, C.Huet (1995) Use of the confocal microscope to study pre-existing microcracks and crack growth in concrete. Proceedings FRAMCOS-2, F.H.Wittmann Ed., Aedificatio, pp. 239-248.
- [Swed85] Swedish National Road Administration (1985) Repairs of concrete bridges.
- [Taza98] E.Tazawa (1998) Autogenous shrinkage of concrete. Proceedings of the International Workshop "Autoshrink98" organized by JCI (Japan Concrete Institute, edited by E.Tazawa.
- [Taya86] S.D.Tayabji (1986) Bridge deck and garage floor scarification by hydrojetting. Concrete International, Vol.8, n°5, pp. 43-48.
- [Thel83] S.Thelandersson (1983) On the multiaxial behaviour of concrete exposed to high temperature. Nuclear Engineering Design, Vol.75, pp. 271-282.
- [Thel88] S.Thelandersson, A.Martensson, O.Dahlblom (1988) Tension softening and cracking in drying concrete. Materials and Structures, Vol.21, pp. 416-424.
- [Trau00] J.-L.Trausch (2000) Verhalten der grenzflächennahen Zone von Instandsetzungs- und Schutzsystemen für Stahlbeton. Dissertation Technische Wissenschaften ETH Zürich.
- [Uchi92] Y.Uchida, K.Rokugo, W.Koyanagi (1992) Application of fracture mechanics to size effect on flexural strength of concrete. Proceedings of JSCE, Concrete Engineering and Pavements, 442, pp. 101-107.
- [Ulm96] F.-J.Ulm, I.Schaller, D.Chauvel, P.Rossi, F.De Larrard (1996) Ferrailage minimum dans les aéroréfrigérants : étude numérique de la fissuration due aux gradients hygrométriques. BHP 96, Paris, pp. 1163-1173.
- [Ulm97] F.-J.Ulm, P.Acker (1997) Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons. Article en préparation obtenu lors d'une rencontre avec les auteurs.
- [Ulm99] F.-J.Ulm, F.Le Maou, C.Boulay (1999) Creep and shrinkage coupling : new review of some evidence. Special issue of Revue Française de Génie Civil - Creep and Shrinkage of Concrete, pp. 21-38.
- [VanM91] J.G.M. Van Mier (1991) Mode I fracture of concrete : discontinuous crack growth and crack interface grain bridging. Cement and Concrete Research, Vol.21, pp. 1-15.

- [Verb68] G.J.Verbeck, R.H.Helmuth (1968) Structures and physical properties of cement paste. Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo, pp. 1-32.
- [Vurp95] S.Vurpillot, D.Inaudi, P.Mivelaz (1995) Low-coherence deformation sensors for the monitoring of concrete structures. European Symposium on Optics for Environmental and Public Safety, Munich, SPIE vol.2507, pp. 35-44.
- [Wall86] J.S.Wall, N.G.Shrive, B.R.Gamble (1986) Testing of bond between fresh and hardened concrete. Proceedings of RILEM Symposium on adhesion between polymers and concrete (Aix-en-Provence), Chapman and Hall Ltd., London, pp. 335 - 344.
- [Wang94] J.Wang (1994) Development and application of a micromechanics-based numerical approach for the study of crack propagation in concrete. Thèse de doctorat de l'EPFL n°1233. Lausanne.
- [Ward69] M.A.Ward, D.J.Cook (1969) The mechanism of tensile creep in concrete. Magazine of Concrete Research. Vol.21, N°68, pp.151-158.
- [Warn98] J.Warner, S.Bhuyan, W.G.Smoak, K.R.Hindo, M.M.Sprinkel (1998) Surface preparation for overlays. Concrete International, Vol.20, n°5, pp. 43-46.
- [Weis98] W.J.Weiss, A.Schiessl, W.Yang, S.P.Shah (1998) Shrinkage cracking potentiel, permeability and strength for High Performance Concrete : influence of w/c, silica fume, latex, and shrinkage reducing admixtures.
- [Wilk92] W. Wilk, G. Tsohos. (1992) Verstärkung und Erneuerung von Betonbelägen. Forschungsauftrag EVED 14/86. Betonstrasse AG. Wildegg.
- [Witt80] F.H. Wittmann, P.E.Roelfstra (1980) Total deformation of loaded drying concrete. Cement and Concrete Research, Vol.10, pp. 601-610.
- [Witt82] F.H.Wittmann (1982) Creep and shrinkage mechanisms. In *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, édité par Z.P.Bazant et F.H.Wittmann, Wiley and Sons, pp. 129-161.
- [Witt87a] F.H. Wittmann (1987) Structure of concrete and crack formation. In K.P.Hermann et L.H.Larsson (Eds.), *Fracture of non-metallic materials*. ECSC, EAEC, Brussels. pp. 309-340.
- [Witt87b] F.H. Wittmann, P.E.Roelfstra, H.Mihashi, Y.Huang, X.Zhang, N.Nomura (1987) Influence of age of loading, water-cement ratio and rate of loading on fracture energy of concrete. *Materials and Structures*, Vol.20, pp.103-110.
- [Witt88] F.H.Wittmann (1988) Matériaux de construction I, Partie B. Cours donné aux étudiants de génie civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [Witt93] F.H. Wittmann, T.Müller (1993) Adherence and fracture energy. Proceedings of the 2nd Bolomey Workshop on Adherence of Young on Old Concrete, Sion, pp. 97-106.
- [Wolf99] S.Wolf, E.Brühwiler (1999) Remise en état et élargissement du pont du Javroz : étude du système de refroidissement. Rapport interne EPFL-MCS 95.36.03. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 28 pp.
- [Wolf99b] S.Wolf (1999) Essais de retrait flexionnel pour qualifier les bétons de réparation. Travail pratique de diplôme 1998-1999 réalisé au Département de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [Yoon89] W.H.Yoon (1989) Untersuchungen der Temperatur- und Feuchtebedingten Spannungsverhältnisse im Bereich von Instandsetzungen bei massiven Betonbauten. Dissertation von Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.

- [Youn88] J.F.Young (1988) Physical mechanisms and their mathematical description. In Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete, édité par Z.P.Bazant, Wiley and Sons, pp. 63-98.
- [Yuan91] Y.S.Yuan, M.Marosszeki (1991) Major factors influencing the performance of structural repair. ACI SP 128-43, édité par V.M.Malhotra, Hong-Kong, pp. 819 - 837.
- [Yuan94] Y.S.Yuan, M.Marosszeki (1994) Restrained shrinkage in repaired reinforced concrete elements. Materials and Structures, Vol.27, pp. 375-382.
- [Zhou92] F.P.Zhou (1992) Time-dependent crack growth and fracture in concrete. Doctoral Thesis, Lund, Sweden.
- [Zhu92] Y.Zhu (1992) Effect of surface moisture condition on bond between new and old concrete : second test series Bulletin n°159, Royal University of technology, Stockholm..
- [Zien91] O.C.Zienkiewicz, R.L.Taylor (1991) La méthode des éléments finis : formulation de base et problèmes linéaires. Traduit par J.-H.Saïac et al., Afnor, Paris, 620 pp.

Annexe A

Technologie des réparations en béton

A.1 Introduction

Cette partie fait la synthèse d'une large étude bibliographique visant à rassembler les connaissances actuelles relatives à la technologie des réparations en béton. Sa lecture peut s'avérer fort utile en phase d'avant-projet dans le but de fixer les exigences qui permettront de réaliser une structure hybride durable.

Les différents aspects technologiques seront traités en discutant chronologiquement chaque étape de la réalisation d'un élément hybride.

A.2 Préparation du support existant

La première étape de la réalisation d'un élément hybride est de décaper le béton existant sur une certaine épaisseur pour préparer sa surface à recevoir une couche de nouveau béton. Il s'agit de donner à la surface du support une texture appropriée, en termes de *rugosité*, de *porosité*, de *dureté*, de *humidité* et de *propreté*. La qualité de la préparation doit être en relation avec les exigences mécaniques relatives à la résistance attendue de l'interface d'un élément hybride.

Techniques de démolition

Pour exécuter ce décapage, de nombreuses techniques sont disponibles. Tout d'abord, les *techniques mécaniques*, telles que le marteau-piqueur, la boucharde ou le rouleau à pointes diamantées. Puis, les *techniques par projection*, telles que le jet de sable ou l'hydrodémolition. Selon les conditions de chantier et pour autant que les exigences relatives à la qualité de l'interface soient garanties, il est possible de combiner différentes techniques de démolition. Par exemple, un premier décapage grossier peut être effectué à l'aide d'une technique mécanique, puis le décapage final est réalisé à l'aide de l'hydrodémolition. Il existe également des techniques de projection qui combinent le jet de sable et l'hydrodémolition [Bert99].

Le choix de la technique utilisée repose souvent sur des questions d'accessibilité, de protection de l'environnement, de disponibilité et de temps. Le coût n'est un critère de choix objectif que si l'on compare deux techniques capables de satisfaire aux exigences de qualité fixées.

Il faut savoir que l'adhérence obtenue diffère en fonction de la technique employée. En effet, une microfissuration plus ou moins importante est induite sur les premiers millimètres du support. Une synthèse comparative de l'influence des différentes techniques de démolition peut être consultée dans [Warn98]. Hindo [Hind90] a comparé l'état de microfissuration de la partie supérieure du support à la suite d'une démolition à l'aide, d'une part, d'un marteau-piqueur et, d'autre part, de l'hydrodémolition. Les images prises ont bien montré que la microfissuration induite par l'utilisation du marteau-piqueur est beaucoup plus importante que celle due à l'hydrodémolition. Cette microfissuration a été relevée sur une profondeur d'environ 9 mm. Les valeurs obtenues de la résistance à la traction de l'interface préparée par hydrodémolition sont approximativement le double de celles mesurées pour une interface préparée à l'aide du marteau-piqueur. Cet avantage de l'hydrodémolition est justifié par la quasi absence de microfissures, une rugosité plus marquée et une augmentation de la microporosité de la surface de contact.

Silfwerbrand [Silf90] a confirmé ces résultats en mettant en évidence que l'utilisation de l'hydrodémolition conduit à un pourcentage bien moins élevé de rupture à l'interface lors d'essais d'arrachement. Cette étude a comparé les effets de l'hydrodémolition à ceux du marteau-piqueur et du jet de sable. Si le jet de sable n'engendre pas plus de microfissuration du support que l'hydrodémolition, la rugosité du profil est par contre bien plus faible. La résistance moyenne à la traction d'une interface préparée par jet de sable vaut environ 75 % de celle d'une interface préparée par hydrodémolition. Lorsque la même interface est préparée à l'aide du marteau-piqueur, sa résistance moyenne à la traction vaut environ 40 % de celle préparée par hydrodémolition.

Tayabji [Taya86] s'est intéressé à l'influence de la profondeur d'hydrodémolition sur la résistance au cisaillement¹ de l'interface. L'étude a été menée en comparant trois profondeurs moyennes, à savoir 6,4 mm, 12,7 mm et environ 60 mm. En utilisant un béton de latex² comme nouveau béton ($f_{cw,28} \cong 35 \text{ N/mm}^2$), les résistances au cisaillement de l'interface ont atteint respectivement les valeurs de 4.3 N/mm^2 , 3.3 N/mm^2 et 2.1 N/mm^2 . Il est intéressant de noter que, plus la profondeur d'hydrodémolition est importante, plus la résistance au cisaillement diminue. Ceci s'explique certainement par le fait que, pour obtenir une profondeur d'hydrodémolition plus élevée, la pression de sortie du jet d'eau est parfois augmentée et ce dernier doit persister plus longtemps au même endroit. Ces effets augmentent la microfissuration induite dans le support.

Sur la base de ces constatations, l'hydrodémolition est la technique à recommander pour préparer la surface du support. Cette méthode laisse une surface rugueuse, légèrement poreuse et sans microfissure. Elle permet également de ne pas endommager et de nettoyer l'armature existante. Après l'exécution de l'hydrodémolition, la surface doit encore être soigneusement nettoyée, puis contrôlée au marteau afin d'ôter les morceaux qui ne se seraient pas complètement détachés.

L'épaisseur décapée peut varier selon l'état du béton existant et l'état de corrosion de l'armature en place. Si ces armatures sont mises à nu au cours du décapage, il est important de les dégager complètement [Silf90]. S'il n'est pas nécessaire de mettre à jour l'armature ou si des raisons statiques l'interdisent, il est important d'obtenir une texture appropriée de la surface du support en ne décapant que le minimum de béton nécessaire.

¹En théorie, la résistance au cisaillement de l'interface correspond à la force par unité de surface qu'il faut appliquer pour créer une rupture en mode II (cisaillement pur). D'un point de vue pratique, cet état de fissuration est quasiment impossible à réaliser lors d'un essai. En effet, une composante de propagation de la fissuration en mode I (traction pure) est toujours présente. Pour la suite de ce document, les valeurs de la résistance au cisaillement de l'interface sont, sauf indication, issues du slant shear test (ASTM C882-99).

²Il s'agit de bétons ordinaires auxquels du latex concassé est ajouté durant le gâchage dans le but de réduire le module d'élasticité du matériau.

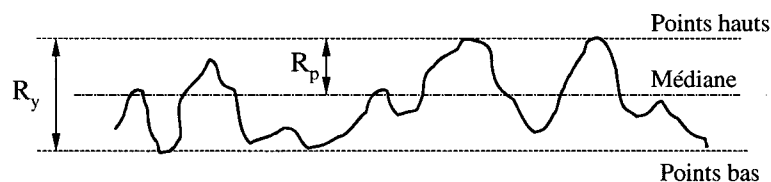


Figure A.1: Définition de la rugosité selon la norme DIN 4762 [DIN89]

Etant donné que cette méthode possède une grande capacité d'intervention, elle peut permettre de diminuer le temps nécessaire aux opérations de démolition. Si l'utilisation de l'hydrodémolition est impossible, d'autres techniques de démolition par projection (jet de sable) sont à recommander. Les techniques mécaniques de démolition, utilisées seules, sont à proscrire.

Influence de la rugosité et de la porosité

Avant de s'intéresser à l'influence de la rugosité sur le comportement de l'interface, il est bon de passer en revue les méthodes existantes qui permettent de quantifier cette rugosité. Fiebrich [Fieb93] évalue la rugosité en observant le pourcentage de gros granulats mis à nu par l'hydrodémolition. Kaufmann [Kauf71] a modifié une méthode anglaise [Road69] consistant à épandre en cercle un volume connu de sable sur une partie de la surface rugueuse. Il s'agit de remplir les cavités provoquées par la rugosité, d'aplanir la surface supérieure du sable et de mesurer le diamètre de la surface remplie. En divisant le volume connu de sable par la surface horizontale remplie, on trouve une profondeur de rugosité R selon Kaufmann. Des méthodes de triangulation par mesures au laser ont été adaptées à l'évaluation de la rugosité d'une surface en béton [Köni91]. L'exploitation de ces mesures est basée sur les recommandations de la norme allemande DIN 4762 [DIN89] qui définit la rugosité d'une surface à l'aide de deux valeurs : R_y , hauteur maximale du profil et R_p , hauteur maximale du point le plus haut. Ces deux valeurs sont définies à la figure A.1. La ligne médiane est définie de telle manière que la matière située au-dessus d'elle remplisse tous les vides situés au-dessous d'elle.

Schäfer et al. [Scha96] ont effectué une comparaison de ces méthodes d'évaluation de la rugosité. Pour une même rugosité, la méthode de Kaufmann donne une profondeur R supérieure à R_p mesuré au laser. Ce travail a permis de mettre en évidence une corrélation entre la mesure de R_p au laser et la résistance à la traction de l'interface. Ces résultats sont présentés à la figure A.2.

D'après [Rehm80] et [Emmo94a], le contact entre deux bétons dépend, d'une part, de phénomènes d'*adhésion pure* et, d'autre part, de l'*adhérence mécanique*. L'adhésion pure constitue la composante la plus importante de la résistance de l'interface [Emmo94a]. Cette dernière est associée à des forces de surface de type "Van der Waals" et probablement à des liens chimiques. Plus la rugosité de la surface est importante et plus la surface de contact augmente. Par conséquent, la composante d'adhésion pure dépend indirectement de la rugosité.

Des essais réalisés par Marosszeki et al. [Maro91] ont mis en évidence l'influence de la rugosité sur les résistances à la traction et au cisaillement du contact entre deux bétons. Une augmentation de la rugosité se traduit par une élévation de ces deux résistances. Il faut toutefois noter que l'influence est plus significative pour la résistance au cisaillement. Ceci s'explique par le fait qu'au cisaillement, l'adhérence mécanique (frottement, effet de butée) est mise beaucoup

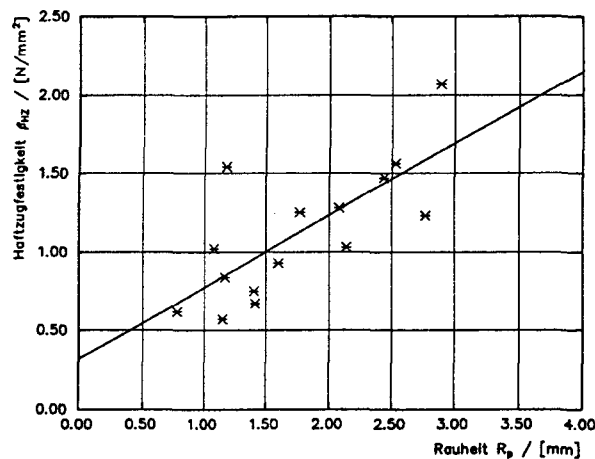


Figure A.2: Influence de la rugosité sur la résistance à la traction de l'interface d'après [Scha96]

plus à contribution qu'en traction. Une faible rugosité conduit donc à abaisser plus fortement la résistance au cisaillement que la résistance à la traction du joint. Toutefois, une contribution de l'adhérence mécanique à la résistance à la traction de l'interface réside dans la pénétration du matériau de réparation dans la structure poreuse du support [Biss96].

Sur la base des constatations précédentes, une valeur de R_p comprise en 3 et 10 mm est à recommander. D'après [Maro91], il ne semble pas utile d'augmenter de manière exagérée la rugosité de l'interface, car celle-ci ne se traduit plus par une augmentation significative des résistances. D'un point de vue pratique, une forte rugosité impose d'exécuter un bon compactage du béton frais afin d'éviter la création de poches d'air et, par la même, d'affaiblir la résistance de l'interface [Silf90].

Couches de liaison

Une couche de liaison est parfois mise en place afin d'améliorer l'adhérence entre le vieux et le nouveau béton. Des matériaux tels que les coulis ou les mortiers de ciment Portland, les polymères (par exemple les résines époxydes) ou les mortiers de ciment modifiés à l'aide de polymères (par exemple, les émulsions de caoutchouc ou de latex) sont utilisés.

Il faut être conscient des problèmes de coordination, de temps et de coût que demande l'application de telles couches de liaison pour un résultat pas toujours satisfaisant [Schr92]. Si le séchage de ces agents de liaison est mal maîtrisé avant la pose de la nouvelle couche, des réductions importantes de la résistance de l'interface peuvent apparaître [Dixo83]. De plus, ces matériaux de liaison ont en général un fort dosage en ciment qui se traduit par un retrait plus important que celui du nouveau béton au droit de l'interface. Des couches à base de résine époxyde peuvent entraîner des discontinuités dans les propriétés thermiques des matériaux et être néfastes à la performance de l'élément hybride [Mirz91].

Saucier [Sauc90] a montré que le rapport e/c d'un coulis de ciment, utilisé comme couche de liaison, a une influence importante sur son efficacité. Lorsque cette valeur est faible ($e/c < 0.30$), son utilisation conduit à la formation d'une couche de liaison très dense pouvant être

sensible à l'action du gel. Si cette valeur est modérée ($0.30 < e/c < 0.45$), son utilisation permet d'obtenir une adhérence plus élevée et durable. Par contre, lorsque la valeur du rapport e/c est élevée ($e/c = 0.60$), la résistance et la durabilité de l'interface obtenue avec l'utilisation de ce type de coulis sont inférieures à celles obtenues sans couche de liaison. De plus, l'épaisseur de la couche de liaison a une influence significative sur l'adhérence. Wall et al. [Wall86] ont montré que l'utilisation d'une couche de liaison composée de 6 mm de mortier de ciment provoque une diminution de la résistance au cisaillement de l'interface de 22 % par rapport à une couche de liaison dont l'épaisseur vaut 3 mm.

En conclusion, l'utilisation d'une couche de liaison n'est pas nécessaire et peut même être nuisible [Schr92]. En fait, le rôle du coulis est de pallier à l'incapacité du nouveau béton à épouser parfaitement l'interface [Biss96]. Toutefois, dans certains cas et dans de bonnes conditions, son utilisation peut accroître la régularité et la fiabilité de l'adhérence [Sauc90].

Humidité de la surface

D'une manière générale, la pratique veut que le support soit humidifié pendant un à trois jours afin de saturer sa surface avant de mettre en place la nouvelle couche. Les normes ne sont pas unanimes sur la durée du mouillage à effectuer. Par exemple, en Suède [Swed85], il est recommandé de mouiller et de garder humide la surface du support pendant au moins quarante-huit heures. La Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP³) [FIP82] impose un mouillage d'un jour lorsque l'épaisseur du support est inférieure ou égale à 150 mm. Ce mouillage doit être augmenté si l'épaisseur du support est plus grande. Ces règles reposent principalement sur des considérations empiriques ou liées à l'expérience des praticiens. Les résultats de la recherche sur ce sujet montrent qu'un mouillage mal contrôlé peut être nuisible à l'obtention d'une interface résistante [Schr92].

Saucier [Sauc90] a étudié l'influence du mouillage de la surface du support sur la résistance au cisaillement de l'adhérence et sa durabilité. Le mouillage n'a pas semblé avoir une influence significative sur la résistance de l'interface. Il est cependant apparu que le mouillage du support pendant vingt-quatre heures a eu un effet variable selon le rapport e/c de la couche de liaison. La résistance mécanique a été réduite lorsque la valeur du rapport e/c est faible et augmentée lorsque cette valeur est élevée. De plus, en soumettant des éprouvettes à des cycles de gel-dégel ou de mouillage-séchage pendant environ trois cent cinquante jours, puis à du séchage à l'air pendant une centaine de jours, l'évolution de la résistance de l'interface s'est avérée différente en fonction de l'état d'humidité du support. Une humidification de la surface du support a provoqué une diminution de la résistance au cisaillement de l'interface plus marquée que pour une surface sèche. En d'autres termes, l'humidité du support peut avoir une influence sur l'évolution de la résistance de l'interface entre un vieux et un nouveau béton.

A l'aide d'un essai de fendage de type "Brésilien", Geissert et al. [Geis99] ont montré que la résistance moyenne à la traction de l'interface entre deux bétons est significativement plus importante lorsque la surface du support n'est pas saturée.

La condition hydrique idéale de la surface du support devant recevoir un béton traditionnel n'est pas d'être saturée, mais plutôt d'avoir subi quelques cycles de mouillage et de séchage. De plus, au moment de la mise en place du nouveau béton, il faut que la surface du support soit légèrement sèche [Zhu92] [Pige92] [Schr92]. Cette condition se remarque par un éclaircissement de la surface ; on parle de surface "humide mate". Ce léger séchage va favoriser la pénétration du

³ Aujourd'hui FIB : Fédération Internationale du Béton.

nouveau béton dans la structure poreuse du support et améliorer l'adhérence. De plus, la faible absorption par le support de l'eau du nouveau béton provoque une réduction du rapport e/c proche de l'interface. Cette réduction se traduit par une augmentation de la résistance de l'interface et par une diminution locale du retrait. De plus, le refroidissement à l'eau du support suivi d'un séchage superficiel est bénéfique lorsque l'ouvrage est exposé au soleil. Une température trop élevée du support peut se traduire par une prise trop rapide, une fissuration précoce du nouveau matériau due au retrait plastique, ou encore une rigidification excessive du béton frais [Schr92].

Mise en oeuvre d'un goudonnage

Lorsqu'il doit assembler deux bétons d'âges différents, l'ingénieur se pose souvent la question de savoir s'il doit ou non ajouter des goujons à l'interface entre les deux éléments. Ces goujons doivent permettre d'augmenter la résistance au cisaillement de l'interface et d'assurer le comportement monolithique à la rupture de l'élément hybride. La mise en oeuvre de goujons repose principalement sur des raisonnements effectués à l'état ultime des éléments hybrides. De plus, les valeurs pessimistes de la résistance au cisaillement d'une interface entre deux bétons, prédites par les codes européens [Cebf90] ou américains [ACI318], sont responsables de ce recours à un goudonnage quasi systématique. En effet, dans le cas d'un élément hybride formé de deux bétons traditionnels de classe C30 et sans armature de cisaillement, le code modèle CEB-FIP 90 [Cebf90] prédit une valeur de la résistance ultime au cisaillement d'une interface rugueuse de $0,80 \text{ N/mm}^2$ et le code ACI 318 [ACI318], une valeur de $0,82 \text{ N/mm}^2$. Dans les mêmes conditions, des résultats d'essais [Taya86] [Sauc90] [Maro91] illustrent plutôt des résistances ultimes au cisaillement de l'interface variant entre 2,5 et $3,5 \text{ N/mm}^2$.

Sachant que l'apparition d'une fissure est nécessaire à l'activation mécanique d'un goujon [Loov94], leur mise en oeuvre ne devrait pas a priori augmenter la résistance au cisaillement ultime de l'interface. Toutefois, Bass et al. [Bass89] ont démontré, à l'aide d'une campagne expérimentale, que la résistance ultime au cisaillement d'une interface rugueuse dépend de la quantité de goujons mise en place. Cette constatation peut s'expliquer par le fait qu'un glissement relatif parallèle à l'interface rugueuse de deux bétons génère également un déplacement perpendiculaire à cette interface provoquant une mise en traction des goujons [Menn93], qui s'accompagne d'une mise en compression du béton au droit de l'interface. Cela crée un confinement permettant de mobiliser un effort ultime de cisaillement plus élevé. D'après Bass et al. [Bass89], la résistance ultime au cisaillement de l'interface peut doubler selon la quantité de goujons mise en place. Cette augmentation dépend principalement de la longueur d'ancrage du goujon. Le code ACI 318-83 [ACI318] recommande une longueur d'ancrage minimale de vingt-quatre fois le diamètre du goujon de part et d'autre de l'interface. Les résultats de Bass et al. [Bass89] ont montré que l'effet du confinement était déjà bien marqué pour des longueurs d'ancrage valant entre six à douze fois le diamètre du goujon. Notons encore que, dans le cas d'une interface dont la rugosité est faible, l'effet de fretage devient négligeable car les goujons ne sont pratiquement plus sollicités en traction [Menn93]. A l'attention du lecteur intéressé, une très bonne synthèse des modèles et des codes proposés pour évaluer la résistance au cisaillement d'une interface béton-béton munie de goujons peut être consultée dans [Loov94] et [Ali99].

L'effet majeur de la présence des goujons se manifeste lorsque l'interface est fissurée. En effet, plus la quantité d'acier est importante, plus ductile sera le comportement en stade fissuré. Il semble donc que l'apport majeur d'un goudonnage soit d'assurer, à l'état ultime, une résistance résiduelle au cisaillement de l'interface et donc d'assurer le comportement monolithique à la rupture de l'élément hybride.

La question qu'il reste à se poser est de savoir si les goujons ont une influence bénéfique sur l'état de service d'un élément hybride. Les goujons sont souvent concentrés aux extrémités des éléments hybrides dans le but d'ancrer les efforts dus aux effets thermiques et au séchage de la nouvelle couche. A nouveau, pour que ces goujons deviennent actifs, une délamination doit d'abord apparaître. Dans le but de réaliser un élément hybride durable, la fissuration de l'interface doit être à tout prix évitée. Par conséquent, la mise en place de goujons n'apporte pas de bénéfice. De plus, lorsqu'une fissure verticale atteint l'interface, elle constitue une nouvelle amorce de délamination de manière quasi similaire à une extrémité d'un élément hybride. Par conséquent, si les goujons devaient servir à contrôler toute délamination possible, il faudrait également en disposer de part et d'autre des fissures verticales du nouveau béton. En d'autres termes, cela reviendrait à en disposer partout de manière uniforme sur l'interface. Le coût d'une telle opération devient vite prohibitif pour un résultat limité.

En résumé, si la texture de l'interface est convenablement préparée du point de vue de sa propreté et de sa rugosité, les résistances obtenues doivent permettre de se passer de goujons [Silf90]. De plus, il semble judicieux d'avoir recours à d'autres mesures constructives, plutôt qu'à des goujons, pour ancrer les efforts sollicitant la nouvelle couche dans les zones de bords (voir dans [Bren95]). Du point de vue de l'état limite de service, il semble beaucoup plus logique de tenter de diminuer l'importance des causes pouvant entraîner une délamination plutôt que de les ignorer et de compter sur les goujons pour contrôler les dégâts. Dans le cas où l'interface doit transmettre des efforts de précontrainte, une évaluation des contraintes tangentielles au droit de l'interface devra être effectuée avant de prendre la décision de se passer ou non des goujons.

A.3 Choix du nouveau béton

Dans le domaine de la réparation de structures en béton, chaque fournisseur propose sa propre recette permettant d'obtenir une adhérence durable sur le support et d'assurer la performance de l'élément hybride. De nouveaux matériaux arrivent fréquemment sur le marché en vantant telles ou telles de leurs propriétés. De plus, sur la base de leurs expériences, il n'est pas rare qu'une administration ou un maître de l'ouvrage impose certaines caractéristiques du béton. Devant cette panoplie, l'ingénieur doit orienter le choix du nouveau béton en *établissant clairement les exigences* que ce matériau devra remplir, les *procédures de contrôle* pour vérifier si ces exigences sont remplies et les éventuelles *mesures correctives* en cas de non conformité.

Afin de faciliter l'établissement de ces exigences relatives au nouveau béton, ce paragraphe a pour but d'effectuer un inventaire des propriétés mécaniques et physiques des différents matériaux disponibles. Il s'agit surtout de dégager l'influence de ces propriétés sur la performance d'un élément hybride.

Classification

Le "béton hydraulique" est un *matériau granulaire* formé d'inclusions dans une matrice. Ce matériau est caractérisé par la *composition de son squelette* formé par les inclusions et par celle de sa matrice. De plus, il faut garder en mémoire que la zone d'interface entre les inclusions et la matrice influence de manière importante son comportement mécanique et sa perméabilité.

Squelette : les inclusions sont constituées par un *squelette granulaire rocheux*. La granulométrie est réglementée afin d'optimiser la rhéologie du matériau. Le squelette est en général constitué de granulats grossiers (4 à 32 mm de diamètre) et de granulats fins (0 à 4 mm). Le diamètre maximal des granulats est à choisir aussi grand que le permettent la dimension minimale de l'élément à bétonner et l'espacement entre les armatures [Witt88]. Lorsque ce diamètre maximal est inférieur ou égal à 4 mm, on parle de *mortiers* [SIA162/5]. Lorsque celui-ci est compris entre 4 et 32 mm, on parle de *bétons*. D'après [Deut82], un diamètre maximal de 8 mm est recommandé lorsque l'épaisseur de la nouvelle couche est inférieure à 40 mm. Pour des épaisseurs de nouvelle couche comprises entre 40 et 80 mm, le diamètre maximal recommandé est de 16 mm. Sommer [Somm83] propose une règle basée sur l'expérience qui préconise de fixer le diamètre du plus gros granulat à 40 % au plus de l'épaisseur minimale de la nouvelle couche. Il ne faut pas perdre de vue qu'à compacité égale, un plus petit diamètre maximal des granulats provoque une augmentation de la proportion volumique de la matrice.

Afin d'améliorer les propriétés du béton, des *fibres* sont parfois ajoutées au squelette granulaire. Les plus couramment utilisées sont les fibres métalliques à crochets afin d'améliorer leur ancrage dans la matrice. On trouve également sur le marché des fibres de formes différentes et constituées d'autres matériaux tels que les fibres de verre, de carbone, de kevlar ou encore de polypropylène. L'efficacité des fibres dépend principalement de leur dosage et de leur module d'élasticité⁴. De plus, la présence de fibres augmente la porosité du matériau. D'après Bayasi et al. [Baya92], 1 % en volume de fibres augmente la porosité du matériau de 2 %. Une bonne description du comportement mécanique d'un béton de fibres métalliques peut être consultée dans [Ross98].

D'autres ajouts minéraux sont fréquemment mis en oeuvre dans le but d'*optimiser la fraction fine des granulats*. Les plus courants de ces ajouts sont les *fumées de silice* et les *cendres volantes*. Ils permettent de diminuer la porosité du béton grâce à l'effet de remplissage (effet de "filler"), illustré à la figure A.3 tirée de [Soro93]. Sur la base des résultats de Metha et Gjorv [Meth82], la figure A.3 illustre également la distribution du diamètre des pores lorsque 30 % du ciment Portland est remplacé, d'une part, par des cendres volantes et, d'autre part, par des fumées de silice. Comparativement à l'effet des cendres volantes, les fumées de silice diminuent plus fortement la porosité du béton. De plus, la résistance de l'interface entre les granulats et la matrice s'en trouve améliorée. L'influence de ces ajouts peut être consultée dans [Soro93].

Matrice : différentes catégories de *matrice* sont utilisées dans le domaine de la réparation des structures en béton, à savoir :

- le ciment Portland (CC),
- le ciment Portland modifié à l'aide de polymères (PCC) et
- les polymères (ECC).

Le ciment Portland est depuis très longtemps largement utilisé dans le domaine des structures du génie civil. Le recours aux polymères est plus récent et se justifie par une augmentation des résistances mécaniques et de la résistance chimique [Witt88] du matériau. Les plus utilisés sont les résines époxydes, acryliques ou polyester, les émulsions de latex, d'acétate de vinyle et de

⁴Pour que les fibres aient un effet favorable, il faut que leur module d'élasticité soit plus important que celui du béton. Sachant que ce dernier évolue avec le temps, certaines fibres pourront avoir un effet favorable uniquement au jeune âge (fibres de verre) et d'autres (fibres métalliques) de manière permanente.

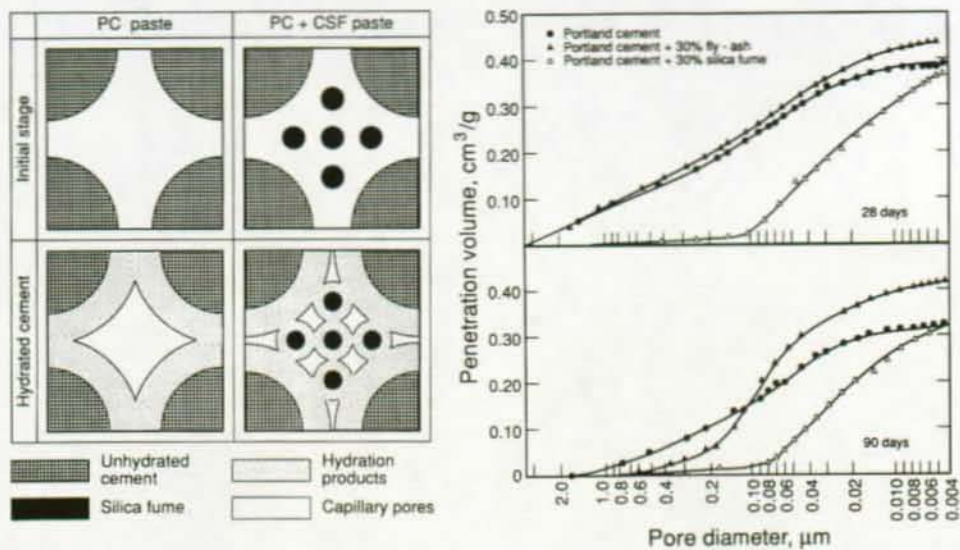


Figure A.3: Influence des ultrafines sur la porosité de la pâte de ciment, tirés de [Soro93] sur la base des résultats de [Meht82]

styrène butadiène. Le vieillissement des polymères et leur incompatibilité à l'humidité⁵ du béton ne sont pas encore véritablement maîtrisés. De très bonnes synthèses bibliographiques concernant l'influence des différents types de polymères sur les propriétés mécaniques et physiques du béton peuvent être consultées dans [Mays87] ou [Haar91].

Il faut reconnaître que le recours aux polymères se justifie surtout dans le cas des reprofilages à l'aide de couches minces. Néanmoins, l'influence des différents types de polymères sur les propriétés du béton étant tellement diverse, il semble important de s'y intéresser quelque peu même dans le cadre d'un travail orienté sur les éléments de structure hybride.

Après avoir réalisé ce petit inventaire des matériaux disponibles, il y a lieu de s'intéresser à l'influence de leurs propriétés sur l'adhérence proprement dite entre deux bétons d'âges différents et sur la performance d'un élément hybride.

Caractéristiques mécaniques

Module d'élasticité : Emberson et Mays [Embe96] recommandent d'utiliser un béton dont le module d'élasticité, après durcissement, ne diffère pas de plus de $\pm 10000 \text{ N/mm}^2$ par rapport à celui du support. Un trop faible module d'élasticité provoque une augmentation des contraintes dans le support et une concentration des contraintes tangentielles au droit de l'interface. Si le module du nouveau matériau est trop élevé, la nouvelle couche va "attirer" les contraintes et la sollicitation de l'interface augmente inutilement. Sans modifier directement la résistance de l'interface, une trop grande différence entre les modules des deux matériaux provoque, au droit de l'interface, une augmentation des contraintes dues à une sollicitation extérieure. Cette augmentation de contrainte impose d'avoir des résistances plus élevées afin d'éviter toute fissuration.

L'utilisation de polymères a tendance à affaiblir le module d'élasticité du béton aussi bien

⁵ On pense ici à l'influence de l'humidité du béton sur la durabilité de polymères tels que les résines époxydes.

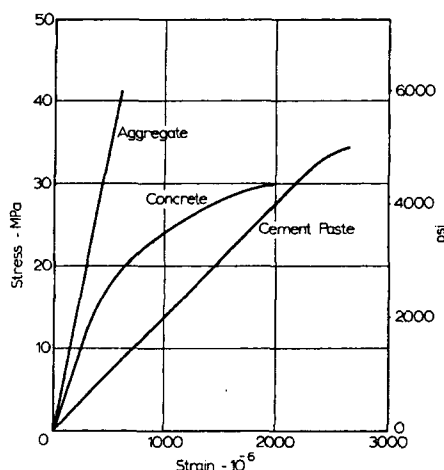


Figure A.4: Relation contrainte-déformation pour le béton, les agrégats et la pâte de ciment d'après [Nevi95]

en compression qu'en traction [Embe90a] [Mirz91] [Post98]. Dans le cas des mortiers de ciment Portland modifié avec des polymères, des diminutions du module allant jusqu'à 50 % ont été relevées lors d'une étude bibliographique effectuée par Haardt [Haar91]. Cette diminution est proportionnelle à la teneur en polymères du mortier.

Le module du béton dépend à la fois du module d'élasticité du squelette et de celui de la matrice. La figure A.4, tirée de [Nevi95], illustre la valeur du module d'élasticité d'un béton traditionnel et de ses constituants en fonction du niveau de la contrainte appliquée. Pour des niveaux de contraintes de service, le module du béton dépend principalement du module des granulats. Par conséquent, une diminution du diamètre du plus gros granulat se traduit par une diminution du module d'élasticité du béton. De même, une augmentation du dosage en ciment se traduit par une diminution du module d'élasticité du béton. Notons tout de même que ces influences restent faibles. La présence de cendres volantes et de fumées de silice augmentent quelque peu le module d'élasticité du béton [Nevi95]. La présence de fibres ayant pour effet de rigidifier le squelette, elle devrait se traduire par une faible augmentation du module d'élasticité du béton.

Coefficient de Poisson : d'après Emberson et Mays [Embe90b], une différence entre les coefficients de Poisson des deux matériaux provoque des concentrations de contraintes au droit de l'interface. Cet effet est important lorsque l'interface est perpendiculaire à la direction de la sollicitation. En effet, les déformations transversales, proportionnelles au coefficient de Poisson, sont entravées par le support au droit de l'interface. Il en résulte donc, à cet endroit, des concentrations de contraintes. Comparativement à l'effet de la différence entre les modules d'élasticité, celui de la différence entre les coefficients de Poisson n'est que secondaire sur la redistribution des contraintes [Embe96]. Le coefficient de Poisson d'un béton de ciment Portland varie en général entre 0.15 et 0.22 [Nevi95]. Pour la plupart des polymères, le coefficient de Poisson varie entre 0.30 et 0.50. L'ajout de filler à ces résines et surtout la présence du squelette granulaire permet d'abaisser la valeur du coefficient de Poisson de ces matériaux à des valeurs similaires à celles du béton de ciment Portland [Embe90a].

Résistance à la traction : d'après [Maro91], il semble qu'une bonne corrélation existe entre la résistance à la traction du béton et les résistances à la traction et au cisaillement de l'interface.

Les bétons ou mortiers de polymères ont une résistance à la traction pouvant atteindre deux à trois fois celle d'un béton de ciment Portland [Embe90a]. Les bétons ou mortiers de ciment Portland modifié à l'aide de polymères illustrent la même tendance à l'augmentation de la résistance à la traction [Haar91]. Toutefois, l'augmentation dépend du type et du dosage du polymère utilisé. Des essais de résistance à la traction du nouveau béton sont à conseiller afin de déterminer l'effet réel de l'ajout. En effet, Marosszeky et al. [Maro91] ont obtenu des résistances à la traction très faibles en utilisant des ajouts tels que les résines acryliques ou les émulsions d'acétate de vinyle-éthylène.

L'ajout de particules fines telles que les fumées de silice ou les cendres volantes peut contribuer à augmenter la résistance à la traction du matériau. Leur effet majeur est d'améliorer l'adhérence entre les granulats et la pâte de ciment.

Ductilité : Wittmann [Witt93] propose d'utiliser la longueur caractéristique ($\ell_{ch} = E_{cc}G_F/f_{ct}^2$) pour évaluer la ductilité d'un béton. Dans cette expression, E_{cc} constitue le module d'élasticité du béton en traction, G_F son énergie spécifique de rupture et f_{ct} sa résistance à la traction directe.

L'utilisation de mortiers de polymères ayant pour effet d'augmenter la résistance à la traction du béton et de diminuer son module d'élasticité, la ductilité d'un tel matériau est fortement diminuée par rapport à un béton de ciment Portland traditionnel.

Les fibres métalliques à crochets ont une influence faible sur le module d'élasticité du matériau et sur sa résistance à la traction. Par contre, l'énergie de rupture est fortement augmentée par la présence de ces fibres. Cette augmentation dépend, d'une part, du module d'élasticité des fibres et, d'autre part, de leur proportion dans le squelette. En pratique, le dosage en fibres métalliques à crochets se situe aux alentours de 40 kg de fibres par m^3 de béton. Maltais [Malt98] a montré que, pour obtenir une ductilité importante du matériau une fois fissuré, le dosage de ces fibres doit varier entre 70 et 110 kg/ m^3 .

L'utilisation d'un béton à hautes performances BHP (par exemple 5 à 10 % de fumées de silice et réduction du rapport e/c à l'aide de superfluidifiant) permet d'améliorer la résistance à la traction du béton, mais n'affecte que très peu son module d'élasticité et son énergie de rupture. Par conséquent, un BHP non fibré possède généralement une ductilité en traction moins importante que celle d'un béton ordinaire.

Résistance de l'interface : Mirza [Mirz91] a réalisé une étude expérimentale visant à comparer trente-cinq bétons mis en place sur un support de béton traditionnel. Tout d'abord, la résistance au cisaillement est évaluée à l'aide de l'essai de cisaillement oblique (*slant shear test* ASTM C882-99). Un mortier de ciment Portland constitue le matériau de référence; la résistance au cisaillement de son interface obtenue à vingt-huit jours vaut 4,9 N/mm². Cette valeur est sensiblement supérieure à la valeur moyenne préconisée par la littérature qui se situe plutôt entre 2,8 et 3,5 N/mm². Les résultats obtenus pour les autres bétons sont très variables et se situent entre 0,4 N/mm² et 35,1 N/mm². Les mortiers à base de résines époxydes sont ceux qui ont obtenu les résistances les plus élevées. Les bétons à base de copolymères ont atteint des résistances très faibles et sont à déconseiller. En remplaçant 6 % du ciment par des fumées de silice et en diminuant le rapport e/c de 0,4 à 0,31 à l'aide d'un superfluidifiant, la résistance au

cisaillement de l'interface a été multipliée par 2,5. Ceci démontre l'importance de l'apport de particules très fines pour l'amélioration de l'interface.

Marosszeky et al. [Maro91] ont réalisé une étude expérimentale similaire à celle de Mirza [Mirz91]. Aucun des ajouts de polymères n'a permis d'améliorer les résistances au cisaillement et à la traction de l'interface de manière significative. Néanmoins, l'adhérence des bétons modifiés à l'aide de polymères s'est révélée sensiblement moins affaiblie par les différents procédés de cure que l'adhérence obtenue à l'aide d'un béton de ciment Portland.

Paulsson [Paul97] a suivi l'état de sept ponts dont la dalle de roulement en béton a été réparée durant la deuxième moitié des années 80 à l'aide d'un nouveau béton de fibres métalliques. Le dosage en fibres varie entre 55 et 75 kg/m³. Le dosage en ciment de ces matériaux varie entre 375 et 440 kg/m³ et le facteur e/c entre 0,34 et 0,45. A l'exception d'un ouvrage, le diamètre du plus gros granulats a été choisi entre 16 et 20 mm. Dans cinq cas sur sept, le béton contient des fumées de silice dosées à 10 % du poids de ciment. Toutes les surfaces des supports ont été préparées par hydrodémolition. L'épaisseur hydrodémolie varie entre 10 et 30 mm et celle des nouvelles couches entre 60 et 120 mm. Des essais de traction directe effectués sur des carottes prélevées sur les ouvrages permettent de mesurer la résistance à la traction de l'interface entre les deux bétons. Ils ont été réalisés un mois après les travaux (soit entre 1985 et 1988 selon l'ouvrage) et en 1995 afin de suivre l'évolution de la résistance à la traction de l'interface. Les résistances moyennes à la traction mesurées varient entre 1,30 et 2,09 N/mm², avec toutefois des coefficients de variation importants. Dans presque tous les cas, la résistance moyenne a augmenté dans le laps de temps qui sépare les travaux et 1995. Bien que cette augmentation soit faible (entre 10 à 20 %), le mode de rupture a tendance à évoluer de manière plus marquée. Après un mois, les ruptures ont lieu principalement à l'interface, alors qu'en 1995 les ruptures sont plus fréquentes dans le vieux béton. Sur place, aucun pont n'a montré de délamination entre le vieux et le nouveau béton.

Pour finir ce paragraphe, il est indispensable de souligner l'importante conclusion formulée par Saucier [Sauc91]. Sur la base de ses essais, il a pu mettre en évidence l'absence d'adéquation entre la résistance mécanique de l'interface et l'évolution de sa valeur au cours du temps. Afin de s'assurer de la durabilité d'une quelconque interface, il est nécessaire de comparer les résultats de tests effectués à des échéances différentes.

Fluage en traction : il ne s'agit pas ici d'entrer dans les détails du comportement visqueux en traction d'un béton. Toutefois, sachant que cette propriété peut permettre de relaxer les contraintes induites dans un élément hybride par le séchage, il est important qu'elle soit connue.

Bissonnette [Biss96] a démontré que le fluage en traction du béton constitue une composante importante de la capacité totale de déformation d'une nouvelle couche d'un élément hybride. Il a montré que l'utilisation de fibres métalliques de diverses formes pouvait modifier l'amplitude du fluage en traction du béton. L'ajout de 40 kg/m³ de fibres métalliques à crochets a provoqué une augmentation d'environ 30 % du fluage en traction. De plus, cette propriété semble proportionnelle au dosage de ces fibres. Pour des fibres métalliques ondulées, le fluage en traction du béton a diminué.

Contrairement au fluage en compression, la diminution de la proportion volumique de la matrice (pâte de ciment) dans le béton semble augmenter l'amplitude du fluage en traction [Biss96].

Des données expérimentales relatives au fluage en traction du béton sont rares, car tech-

niquement pas simples à réaliser. Souvent, ce comportement est admis analogue au fluage en compression du même matériau. Pour un béton de ciment Portland traditionnel, il semble que le fluage en traction soit de l'ordre de 20 à 50 % plus élevé qu'en compression [Nevi95]. Poston [Post98] a réalisé une étude comparative des fluages en compression et en traction de douze bétons. Les résultats de ces mesures ont surtout montré l'importante variation du fluage en traction en fonction de la composition du béton. L'ajout de polymères a augmenté de manière similaire les fluages en traction et en compression. Dans le cas des PCC, l'augmentation du fluage en compression du béton est proportionnelle au dosage en polymères [Mang81].

En général, le fluage en compression d'un béton à haute résistance est significativement plus faible que celui d'un béton traditionnel sans ajout de fumées de silice [Lapl93].

Caractéristiques physiques

Dilatations thermiques : une trop grande différence entre les coefficients de dilatation thermique de chaque matériau provoque des contraintes internes dans l'élément hybride dues à l'entrave mutuelle des déformations propres de chaque matériau. Ce comportement est similaire à celui d'un bilame⁶.

Les mortiers et bétons de polymères ont un coefficient de dilatation thermique significativement plus élevé que celui d'un béton ordinaire [Embe90a]. Les mortiers et bétons de ciment Portland modifiés à l'aide de polymères ont un coefficient de dilatation thermique proche de celui d'un béton de ciment Portland usuel.

Mirza [Mirz91] a étudié expérimentalement la compatibilité thermique de nouveaux bétons à l'aide de cycles de gel-dégel (de -50°C à 50°C) durant quarante-huit heures. La plupart des couches de mortiers de polymères se sont désolidarisées du support de vieux béton après peu de cycles. Ce résultat met bien en évidence l'importance de ne pas se limiter à la seule résistance de l'interface à vingt-huit jours, mais bien de se préoccuper de la performance dans son ensemble.

Effets d'hydratation : sans entrer dans les détails de l'hydratation du ciment, il faut noter que la quantité de chaleur dégagée durant l'hydratation du ciment est une caractéristique importante du matériau. En effet, lors de la phase de refroidissement du nouveau béton, ses déformations sont entravées par le support existant et des contraintes internes de traction apparaissent. La quantité totale de chaleur dégagée dépend de la finesse de la mouture du ciment et de son dosage dans le béton.

Malgré que certaines ultrafines soient réactives, leur utilisation en remplacement d'une partie du ciment permet de réduire la quantité totale de chaleur d'hydratation. Les figures A.5 a) et b), issues des résultats de Meland [Mela83] et adaptées dans [Soro93], montrent que le remplacement de 10 % du ciment Portland par des cendres volantes permet de réduire la quantité totale de la chaleur d'hydratation d'environ 15 %. Lorsque ce remplacement est effectué à l'aide de fumées de silice, la réduction vaut environ 8 %.

Durant la polymérisation de certains polymères, des températures importantes peuvent également être atteintes très rapidement dans la nouvelle couche [Embe90a]. Il est important de bien connaître les propriétés thermiques des polymères utilisés afin d'éviter des endommagements de l'interface durant les premières heures qui suivent la mise en place du nouveau béton.

⁶Outil composé de deux lames de métaux différents utilisé pour mesurer la température.

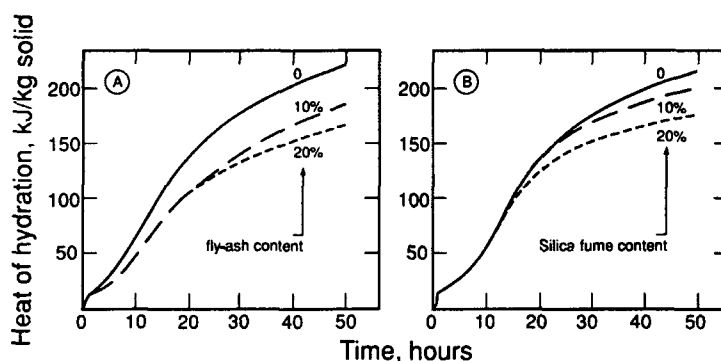


Figure A.5: Influence du remplacement du ciment par a) des cendres volantes et b) de la fumée de silice sur la quantité totale de chaleur d'hydratation, d'après [Mela83] et tiré de [Soro93]

Un autre aspect important pouvant être relié à l'hydratation du ciment est sa capacité à compenser son retrait. De nombreux fabricants [Cife93] proposent des produits dits à "retrait compensé"⁷. De l'avis de l'auteur, de tels produits doivent être choisis avec beaucoup de précautions. En effet, la cinétique du gonflement de ces ciments est souvent concomitante à l'hydratation du béton. Par conséquent, le gonflement a lieu lorsque le module d'élasticité du nouveau matériau est faible et ne se traduit pas par une mise en "précontrainte" de la nouvelle couche. En d'autres termes, le retrait de ces ciments est réellement compensé si l'éprouvette testée est libre de se déplacer, mais ne l'est plus lorsqu'une entrave existe. En conclusion, des essais préliminaires sont nécessaires à la mise en oeuvre de tels produits.

Retrait de séchage : le retrait de séchage est reconnu, par de nombreux chercheurs [Somm83] [Sauc90] [Haar91] [Emmo98], comme la propriété la plus importante à connaître dans le but d'assurer la fonction protectrice d'une couche de nouveau béton. Les méthodes pour évaluer la susceptibilité d'un matériau à avoir un retrait important et à présenter des risques de fissuration sont, d'une part, la mesure du retrait libre et de la perte de masse d'une éprouvette de dimensions normalisées et, d'autre part, les essais de retrait empêché, tels que l'essai d'anneau, l'essai de plaque SPS et l'essai allemand d'angle [Emmo98].

Marosszeky et al. [Maro91] comparent le comportement d'un béton de ciment Portland (référence) à celui de bétons de ciment Portland modifié à l'aide de polymères. Le retrait de séchage a été mesuré sur des échantillons de chacun de ces matériaux et des différences notables ont été remarquées. En effet, comparativement au béton de référence, certains ajouts de polymères ont permis de diviser de moitié le retrait de séchage. D'autres ajouts de polymères ont eu pour effet de doubler la valeur du retrait. Il semble que l'utilisation d'émulsions de latex permette de diminuer le retrait du béton d'environ 30 à 40 % [Weis98].

Emberson et Mays [Embe90a] comparent le retrait de séchage de neuf bétons (trois mortiers de polymères, trois mortiers de ciment Portland modifié à l'aide de polymères et trois mortiers de ciment Portland). La comparaison est effectuée sur la base, d'une part, du retrait entre zéro et vingt-quatre heures et, d'autre part, du retrait à long terme à partir de vingt-quatre heures. A nouveau, il est difficile de tirer des conclusions générales sur l'influence d'un ajout sur le retrait de séchage du béton. Seul des essais peuvent permettre d'appréhender cette valeur de manière

⁷Le gonflement est en général produit par l'expansion de la chaux libre contenue dans le ciment.

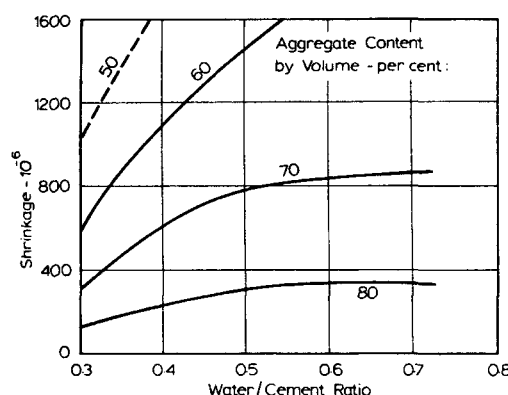


Figure A.6: Influence de la teneur en granulats et du rapport e/c sur le retrait de séchage (d'après [Odma68] tiré de [Nevi95])

correcte. Le lecteur voulant approfondir l'effet des différents ajouts de polymères peut se référer aux résultats de Emberson et Mays [Embe90a].

Bissonnette [Biss96] a montré que l'utilisation de fibres métalliques n'influence pas de manière significative le retrait du béton. Seule une faible diminution a été mesurée indépendamment de la forme et du dosage des fibres.

D'après Emberson et Mays [Embe90a], la présence de l'armature contribue à restreindre le retrait de séchage du béton. De plus, l'armature étant souvent placée proche des bords d'un élément de structure, son rôle d'entrave aux déformations du béton d'enrobage est effectif dès les premiers jours de séchage.

Sans entrer dans le détail du retrait de séchage du béton, il est important de savoir que seule la matrice sèche et que le squelette granulaire entrave le retrait de la matrice. Cette influence est illustrée à la figure A.6 tirée de [Nevi95]. Par conséquent, la diminution du diamètre du plus gros granulats provoque une diminution de l'entrave provoquée par le squelette et donc une augmentation du retrait de séchage. De plus, la figure A.6 illustre également l'influence du rapport e/c sur le retrait du béton. D'après [Kosm88], c'est la quantité totale d'eau ajoutée au ciment plutôt que le rapport e/c qui est importante vis-à-vis du retrait.

L'ajout de particules fines telles que les fumées de silice ou les cendres volantes ne permet pas de diminuer de façon significative le retrait du béton [Weis98]. Dans certains cas, une augmentation du retrait due à l'augmentation de la finesse des pores capillaires peut être observée [Nmai98].

Depuis 1983, de nouveaux adjuvants ayant pour effet de réduire le retrait de séchage du béton sont arrivés sur le marché de la construction. Ces adjuvants SRA (shrinkage reducing admixtures), décrits dans [Nmai98], agissent au cœur de la microstructure du matériau et permettent de diminuer les tensions capillaires qui ont lieu au niveau des hydrates du ciment. Des essais réalisés par Weiss et al. [Weis98] ont montré qu'une réduction de moitié du retrait de séchage pouvait être atteinte. Cette réduction semble être proportionnelle à la valeur du rapport e/c du béton. A l'aide d'essais d'anneau entravé, Weiss et al. [Weis98] ont montré que l'utilisation des adjuvants SRA permet de retarder, voire même d'éviter l'apparition d'une fissure dans le béton. Un résultat identique a été obtenu en utilisant des émulsions de latex. Par contre, la seule utili-

sation de fumées de silice a réduit le temps d'apparition de la première fissure sur l'anneau. Cela confirme que l'ajout de fumées de silice diminue sensiblement la capacité totale de déformation du béton en traction.

Ces derniers résultats illustrent que la relaxation du nouveau béton joue un rôle très important pour la durabilité d'un élément hybride. D'après Bissonnette [Biss96], il semble beaucoup plus judicieux de caractériser un béton en terme de bilan entre les déformations dues au fluage en traction et celles dues au retrait de séchage.

A.4 Procédés de mise en place et consistance

La mise en place du béton sur une surface horizontale ne pose traditionnellement pas de problème particulier. Par contre, lorsque celui-ci doit être appliqué contre une surface verticale ou sous un plafond (en surplomb), le choix du procédé de mise en place devient important. Le béton peut être mis en place soit *par projection*, soit *dans un coffrage*, puis vibré ou non.

La technique du béton projeté par voie sèche est de plus en plus employée pour réaliser des reprofilages à l'aide de couches minces. Toutefois, la structure interne et les propriétés de ce matériau demeurent encore mal connues [Biss98].

Abdel-Halim et Schorn [Abde89] ont évalué la capacité portante de poutres réparées au moyen de béton projeté. Les conclusions de cette étude n'ont montré qu'une très faible diminution de la capacité portante induite par ce procédé de réparation. En effet, cette diminution a atteint environ 8 % lorsque 20 mm de vieux béton ont été remplacés et 12,5 % lorsque l'épaisseur réparée vaut 35 mm. Aucune délamination entre les deux bétons n'a été remarquée. Comparativement aux poutres non réparées, l'ouverture des fissures a été légèrement supérieure pour les poutres réparées⁸.

Bass et al. [Bass89] ont étudié la résistance à l'effort tranchant de la liaison entre vieux et nouveau béton en fonction du procédé de mise en place du matériau. Leurs résultats ont montré que la mise en place du nouveau béton par projection réduisait d'environ 15 % la résistance au cisaillement de l'interface par rapport à un béton mis en place dans un coffrage. La mise en place du nouveau béton sur une surface horizontale ou contre une surface verticale n'a pas influencé la résistance au cisaillement de l'interface. Par contre, la diminution de cette même résistance est importante lorsque le nouveau béton est mis en place en surplomb. En effet, la résistance au cisaillement est passée de 3,5 N/mm² pour les surfaces horizontale et verticale et à 1,1 N/mm² pour la mise en place en surplomb.

Lacombe et al. [Laco99] ont comparé la capacité de remplissage et la qualité de l'adhérence entre un support de béton et une nouvelle couche mise en place en surplomb par trois procédés différents. La nouvelle couche a été mise en place soit par projection, soit dans un coffrage. Pour la seconde catégorie, d'une part, le béton a été mis en place de manière traditionnelle par pervibration et, d'autre part, un béton autocompactant a été utilisé. La mise en place du béton par projection s'est avérée être la meilleure technique. La bonne capacité de remplissage du béton autocompactant a permis d'obtenir une adhérence de haute qualité. Le béton mis en place par pervibration n'a pas rempli le coffrage de manière satisfaisante et la qualité de l'interface a été moindre.

⁸Pour une charge valant 75 % de la charge ultime, l'ouverture moyenne de fissures des poutres non réparées atteint 50 μm , alors que cette même valeur atteint environ 100 μm pour les poutres réparées à l'aide d'un béton projeté.

Le nouveau béton devant épouser la surface rugueuse du support, il est primordial que sa *consistance* soit étudiée de manière à garantir une mise en place correcte. Un béton de consistance plastique à ferme nécessitera un compactage afin d'éviter la formation de poches d'air à l'interface ou la présence de nids de gravier. De nos jours, la consistance d'un béton est fréquemment évaluée sur le chantier à l'aide du cône d'Abrams (slump test). D'après Schrader [Schr92], ce test n'est pas un bon indicateur de la capacité du béton à se mettre en place correctement et à se consolider sous l'effet de la vibration. Le test ASTM C995 est une alternative intéressante à la mesure du slump. Ce test consiste à retourner le même moule et à le remplir de béton frais. Le moule avec sa petite ouverture vers le bas est surélevé de 76 mm. Ensuite, l'aiguille du vibreur est insérée dans le béton frais. Le temps nécessaire pour que tout le béton frais se soit écoulé au travers de l'orifice du moule constitue la mesure de référence de ce test. L'utilisation de rhéomètres [Laco99] peut également être utile afin d'optimiser la rhéologie d'un béton en vue de faciliter sa mise en place.

Certains chercheurs [Emmo94b] [Paul97] s'accordent pour affirmer que la planification du travail et la qualité de la main d'oeuvre constituent des paramètres importants pour assurer la performance à long terme d'un élément hybride. En se basant sur des observations in-situ, Paulsson [Paul97] fait le lien entre les hétérogénéités du béton durci et sa technique de mise en place. Le béton frais devrait être déversé sur le support existant de manière à limiter l'utilisation des aiguilles vibrantes qui sont des sources d'hétérogénéité. De même, lorsque le béton est mis en place par pompage [Bert99], les emplacements de déversement du béton doivent être suffisamment rapprochés afin de limiter l'utilisation des aiguilles vibrantes. De plus, le tuyau d'évacuation doit être maintenu au niveau des armatures afin d'éviter une ségrégation du mélange durant sa chute.

A.5 Procédés de cure

Pour effectuer son hydratation dans les meilleures conditions, le béton a besoin d'eau, de temps et d'une température adéquate. Mal maîtriser l'un de ces trois paramètres a pour effet de réduire la résistance et la perméabilité du béton [Schr92].

Les traitements de cure peuvent être divisés en deux catégories : les traitements empêchant l'eau ou l'humidité de quitter le béton durant son durcissement et ceux visant à apporter de l'eau au béton durant son durcissement. Sur la base de nombreux critères, Gröbl et Kern [Grüb97] ont comparé l'efficacité de divers traitements de cure. Aucune différence significative entre les deux catégories de traitements de cure n'a été mise en évidence. L'influence du moyen de cure sur l'hydratation du béton n'a été identifiée que sur les 20 premiers *mm* de l'épaisseur d'un élément de béton. En termes de perméabilité du béton de peau, le fait de n'effectuer aucune cure du béton et de laisser la surface en contact avec l'air est préjudiciable. Une mesure telle que le bétonnage sous enceinte est fortement recommandée si des bétonnages doivent être effectués par temps froid ou pour protéger le support et le béton frais des intempéries [Bert99]. Le lecteur intéressé par une étude comparative des différents traitements de cure peut se référer à [Grüb97].

Sommer [Somm83] considère que l'influence du traitement de cure est tout aussi décisive que celle du séchage sur la pérennité des éléments hybrides. Ce fait a été confirmé expérimentalement par Marosszeky et al. [Maro91], qui ont montré que la résistance de l'interface augmente lorsque la durée de la cure augmente. Ce résultat s'est avéré valable pour une large gamme de bétons.

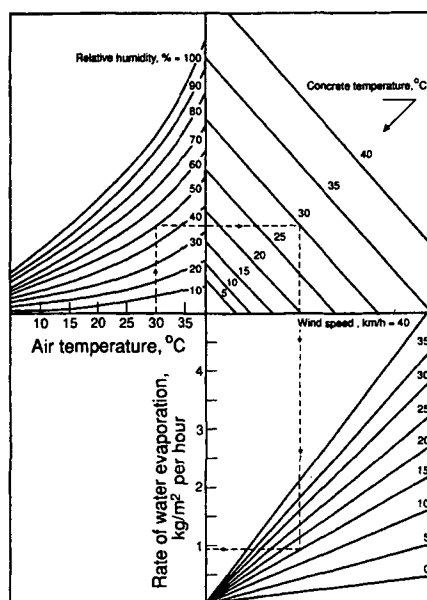


Figure A.7: Taux d'évaporation à la surface du béton frais (d'après [Murd79] tiré de [Soro93])

Pour un mortier traditionnel subissant une cure⁹ de sept jours, la résistance à la traction de l'interface a augmenté de 40 % par rapport à une résistance mesurée sur un élément hybride n'ayant pas subi de cure. Par rapport à une cure d'une durée de trois jours, cette augmentation vaut environ 15 %. Sur la base de ces résultats, une cure d'au moins cinq jours est à recommander.

Choi et al. [Choi99] ont étudié le développement de la résistance au cisaillement d'une interface rugueuse entre deux bétons en fonction du traitement de cure. Les résultats montrent que, lorsqu'une cure empêchant l'eau de quitter le béton est réalisée, une résistance supérieure à $1,3 \text{ N/mm}^2$ est atteinte après vingt-quatre heures déjà. La vitesse à laquelle la résistance au cisaillement augmente est grande durant les trois premiers jours. L'arrêt du traitement de cure se traduit par une chute de la résistance au cisaillement de l'interface. Une cure minimale de trois jours est recommandée par cette étude.

Dans le but d'éviter l'apparition de fissures dues au retrait plastique du béton frais, certaines recommandations [Odot91] interdisent de mettre en place une nouvelle couche si le taux d'évaporation à la surface du béton frais dépasse la valeur de $0,5 \text{ kg/m}^2/\text{h}$. La figure A.7, tirée de [Murd79], permet de déterminer la valeur du taux d'évaporation en fonction des paramètres environnementaux et de la température du béton frais. Le retrait plastique est provoqué par le séchage de la surface du béton avant sa prise [Nevi95]. Les fissures provoquées par ce séchage sont peu profondes, très ouvertes, parallèles et d'une longueur de l'ordre de 10 à 20 cm. Elles sont nuisibles principalement pour la durabilité du béton de peau et doivent être à tout prix évitées par la mise en oeuvre aussi rapide que possible d'un traitement de cure.

⁹On parle ici d'un traitement de cure visant à empêcher l'eau de quitter le béton.

A.6 Influences extérieures

Cycles de mouillage-séchage

Saucier [Sauc90] a étudié l'effet de cycles de mouillage-séchage sur la pérennité de la résistance de l'interface. Ces résultats ont montré que l'influence de ces cycles est quasiment négligeable par rapport à l'effet du seul séchage. Cette faible influence s'explique par le fait que les périodes de mouillage permettent un apport d'eau qui favorise l'hydratation. On peut conclure que le lien entre un support et un nouveau béton à faible rapport e/c devrait voir sa résistance augmenter à la suite des cycles de mouillage-séchage. D'autre part, les périodes de mouillage permettent de diminuer l'amplitude des déformations entravées dues au séchage.

Cycles de gel-dégel

De la même manière, Saucier [Sauc90] a soumis ses éprouvettes à des cycles de gel-dégel quotidiens en conditions saturées. Cette action s'est toujours traduite par une augmentation de la résistance de l'interface au cisaillement en fonction du temps. A nouveau, l'essai étant réalisé en conditions saturées en humidité, l'hydratation du ciment est favorisée par rapport à une éprouvette séchant à l'air. Il faut noter que ces essais ont été réalisés avec une même recette pour le support et le nouveau béton. D'autres essais [Schr92] ont montré que si les perméabilités des deux matériaux étaient trop différentes, une rupture du lien peut survenir à la suite de cycles de gel-dégel.

Geissert [Geis99] a également soumis des éprouvettes composites à trois cents cycles de gel-dégel après sept jours de mûrissement (en conditions non saturées). Aucune influence significative de ces cycles sur la résistance à la traction de l'interface n'a été mise en évidence.

Charges permanentes

Sur les sept ponts étudiés par Paulsson [Paul97], des comparaisons ont été faites entre les résistances à la traction de l'interface mesurées à mi-travée ou sur appui. Les résultats de cette étude n'ont révélé aucune influence de l'emplacement des mesures sur la résistance mesurée.

Charges variables

Dans le cas d'éléments hybrides dont la rugosité de l'interface est importante, les tests réalisés par Silfwerbrand [Silf86] n'ont pas permis de mettre en évidence une réduction quelconque de la résistance à la fatigue¹⁰ par rapport à un élément formé d'un seul béton. La cinétique de l'évolution des déformations en fonction du nombre de cycles est semblable, que l'élément soit hybride ou non.

Vibrations durant la pose

La question de savoir si le trafic routier peut être conservé ou non sur une structure en cours de réparation se pose souvent.

¹⁰Nombre de cycles plus grand que 50'000.

D'après MacInnins et al. [MacI79], la revibration du béton après 2,5 heures provoque une augmentation de l'ordre de 3 à 9 % de sa résistance à la compression. L'effet des vibrations dépend principalement de leur amplitude, du temps à partir duquel elles débutent et de leur durée.

Pour des vitesses d'oscillations inférieures à 20 mm/s, Bonzel et Schmidt [Bonz80] prétendent que l'influence des vibrations sur la résistance et la rigidité du béton durci est négligeable si l'amplitude des vibrations est inférieure à 0,70 mm. Une phase critique entre trois et quatorze heures, durant laquelle des vibrations peuvent avoir une influence néfaste sur l'évolution de la résistance du béton, est mise en évidence par certains chercheurs [Huls84] [Bran89]. Au chapitre 2, on a vu que cette période correspond approximativement à la prise du ciment. Toutefois, d'après [Bonz80], il semble qu'aussitôt que le béton a atteint une résistance à la compression de 5 à 6 N/mm², même de fortes vibrations n'auront plus d'influence sur sa qualité une fois durci.

D'autres recherches [Mann81] [Krus87] [Silf92] sont également arrivées à la conclusion que les vibrations dues au trafic pendant les travaux n'influencent pas de manière significative la résistance de l'interface. D'autre part, les périodes de bétonnage peuvent être planifiées de manière à ce que la prise du ciment s'effectue la nuit ou durant les périodes au cours desquelles le trafic des poids lourds est nul.

A.7 Conclusions

Sur la base de cette étude bibliographique, les conclusions suivantes reflètent l'état actuel des connaissances dans le domaine de la technologie des réparation en béton :

- l'*hydrodémolition* est la technique à recommander pour préparer la surface du support. Cette méthode laisse une surface rugueuse, légèrement poreuse et sans microfissures. Elle permet également de ne pas endommager et de nettoyer l'armature existante. Après l'exécution de l'hydrodémolition, la surface doit être soigneusement nettoyée, puis contrôlée au marteau afin d'ôter les morceaux qui ne se seraient pas complètement détachés. L'épaisseur décapée peut varier selon l'état du béton existant et l'état de corrosion de l'armature en place. Si ces armatures sont mises à nu au cours du décapage, il est important de les dégager complètement [Silf90]. S'il n'est pas nécessaire de mettre à jour l'armature ou si des raisons statiques l'interdisent, il est important d'obtenir une texture appropriée de la surface du support en ne décapant que le minimum de béton nécessaire. Etant donné que cette méthode possède une grande capacité d'intervention, elle peut permettre de diminuer le temps nécessaire aux opérations de démolition. Si l'utilisation de l'hydrodémolition est impossible, d'autres techniques de démolition par projection (jet de sable) sont à recommander. Les techniques mécaniques de démolition, utilisées seules, sont à proscrire.
- La *condition hydrique idéale* de la surface du support devant recevoir un nouveau béton n'est pas d'être saturée, mais plutôt d'avoir subi quelques cycles de mouillage et de séchage. De plus, au moment de la mise en place du nouveau béton, il faut que la surface du support soit légèrement sèche [Zhu92] [Pige92] [Schr92]. Cette condition se remarque par un éclaircissement de la surface ; on parle de surface *humide mate*. Ce léger séchage va favoriser la pénétration du nouveau béton dans la structure poreuse du support et améliorer l'adhérence. De plus, la faible absorption par le support de l'eau du nouveau matériau provoque une réduction du rapport e/c proche de l'interface. Cette réduction se traduit par une augmentation de la résistance de l'interface et par une diminution locale du retrait.

- L'utilisation d'une *couche de liaison* entre le support et le nouveau béton n'est pas nécessaire et peut même s'avérer nuisible dans certains cas [Schr92]. Le seul rôle joué par cette couche est de pallier à l'incapacité d'un béton, dont la consistance ne serait pas assez fluide, à épouser l'interface.
- Si la texture de l'interface est convenablement préparée du point de vue de sa propreté et de sa rugosité, les résistances obtenues doivent permettre de se passer de goujons [Silf90]. De plus, il semble judicieux d'avoir recours à d'autres mesures constructives, plutôt qu'à des goujons, pour ancrer les efforts sollicitant la nouvelle couche dans les zones de bords (voir dans [Bren95]). Du point de vue de l'état limite de service, il semble beaucoup plus logique de tenter de diminuer l'importance des causes pouvant entraîner une délamination plutôt que de les ignorer et de compter sur les goujons pour contrôler les dégâts. Dans le cas où l'interface doit transmettre des efforts de précontrainte, une évaluation des contraintes tangentielles au droit de l'interface devra être effectuée avant de prendre la décision de se passer ou non des goujons.
- Lors du *choix du nouveau béton*, il semble judicieux de choisir un matériau qui se rapproche le plus possible du matériau constituant le support. Le module d'élasticité du nouveau béton ne devrait pas être différent de plus ou moins $10'000\text{ N/mm}^2$ par rapport au vieux béton. Pour vérifier si les exigences relatives au nouveau béton sont remplies, des essais doivent impérativement être effectués. Parmi ceux-ci, la détermination de la quantité de chaleur d'hydratation du ciment et celle de l'amplitude du retrait de séchage sont les plus importants. Le fluage en traction du nouveau béton peut également être quantifié.
- Pour des nouvelles couches disposées directement sur un support faisant office de coffrage, un béton mis en place à la règle vibrante constitue une bonne solution, qu'il soit pompé ou non.
- Pour des nouvelles couches mises en place sur des surfaces verticales ou en surplomb, la technique du béton projeté par voie sèche peut donner de bons résultats. À l'avenir, l'utilisation des bétons autocompactants devrait être une technique de réparation intéressante.
- Une *cure minimale* de cinq jours est impérative pour l'obtention d'un élément hybride de bonne qualité. Aucun traitement de cure particulier ne ressort de notre étude. Toutefois, il faut veiller à ce que les surfaces des nouveaux éléments soient alimentées en eau ou protégées contre son évaporation durant la cure. De plus, un bétonnage sous enceinte peut permettre d'améliorer la qualité d'exécution d'un élément hybride réalisé par temps froid ou soumis aux intempéries.
- Les *vibrations engendrées par un éventuel trafic* maintenu sur l'ouvrage en cours de modification ne semblent pas avoir une influence sur la performance d'un élément hybride. Toutefois, une phase critique existe entre trois et quatorze heures après la confection du béton frais. Les périodes de bétonnage peuvent être planifiées de manière à ce que la prise du ciment s'effectue la nuit ou durant les périodes au cours desquelles le trafic des poids lourds est nul.

Annexe B

Utilisation du degré d'entrave

Compléments relatifs à une dalle hybride isostatique :

L'expression du degré d'entrave μ d'une dalle hybride isostatique a été déterminée au paragraphe 2.2. En exploitant ces résultats, la distribution des contraintes axiales peut être calculée. Il s'agit de déterminer les valeurs de $\sigma_{new,1}$, $\sigma_{old,2}$ et $\sigma_{old,3}$ en fonction de $\sigma_{new,2}$ (voir figure 2.2). Ces résultats sont illustrés aux trois autres abaques de la figure B.1. Il est intéressant de noter que, lorsque $m = 1$ et $n = 0.5$ ($\alpha = 1/3$), $\sigma_{new,1}$ vaut 0. Dans ces conditions, une fissuration traversante de la nouvelle couche n'est pas possible, même lorsque ϵ_{libre} est constant sur toute l'épaisseur. Selon ces résultats, une fissuration traversante de la nouvelle couche est favorisée lorsque son épaisseur et son module d'élasticité sont faibles par rapport à ceux du support.

Seul le moment M_c va engendrer des déplacements verticaux $v(x)$ de la poutre simple, représentée à la figure 2.2. La valeur de ce déplacement à mi-travée est donnée par l'expression B.1 en fonction de κ . La valeur de κ est donnée au dernier abaque de la figure B.1 en fonction de m et n . Il est intéressant de noter que, pour une valeur de m donnée, le déplacement vertical peut beaucoup varier en fonction du rapport n .

$$v\left(x = \frac{L}{2}\right) = \kappa \frac{\epsilon_{libre} L^2}{h_{old}} \quad \text{avec } \kappa = \frac{-3 mn(n+1)}{4(m^2n^4 + 4mn^3 + 6mn^2 + 4mn + 1)} \quad (B.1)$$

Exemple de calcul du degré d'entrave :

Les formules 2.2 à 2.4 sont utilisées pour calculer le degré d'entrave de deux structures : le pont hybride béton-béton du Javroz et le pont mixte acier-béton OA 402 dont les coupes-types sont données à la figure B.2. Dans le cas du pont du Javroz, la dalle réelle est remplacée par un rectangle de 11600 mm de largeur et de 250 mm d'épaisseur. Ces degrés d'entrave sont calculés pour un module d'élasticité du nouveau béton E_{new} de 20000 N/mm² dans le but d'évaluer la contrainte dans la nouvelle couche induite par les effets thermiques au jeune âge. Les propriétés des deux sections sont regroupées au tableau B.1.

Les figures B.3 illustrent l'évolution du degré d'entrave μ en fonction de α pour les deux ponts considérés. La variation de α est obtenue en variant uniquement la hauteur h_{new} du nouveau béton. Ces figures présentent le degré d'entrave $\mu = 1 + \mu_N + \mu_M$ d'une structure isostatique, le

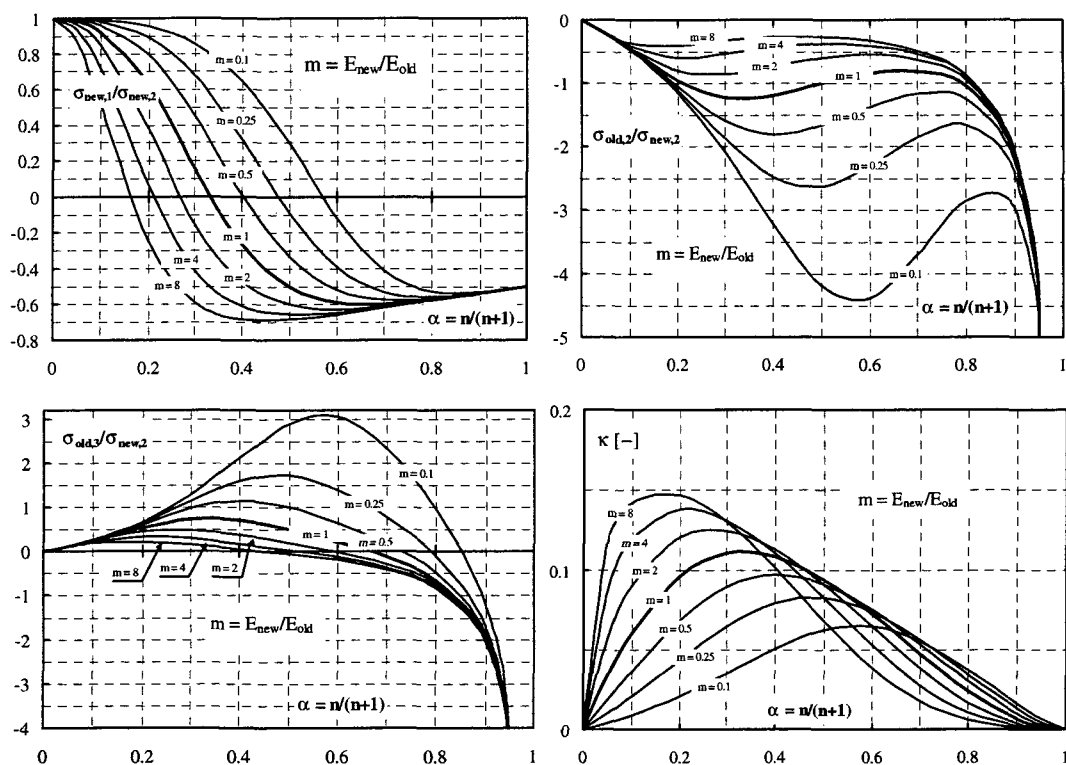


Figure B.1: Abaques pour la détermination des contraintes $\sigma_{new,1}$, $\sigma_{old,2}$ et $\sigma_{old,3}$ et de κ

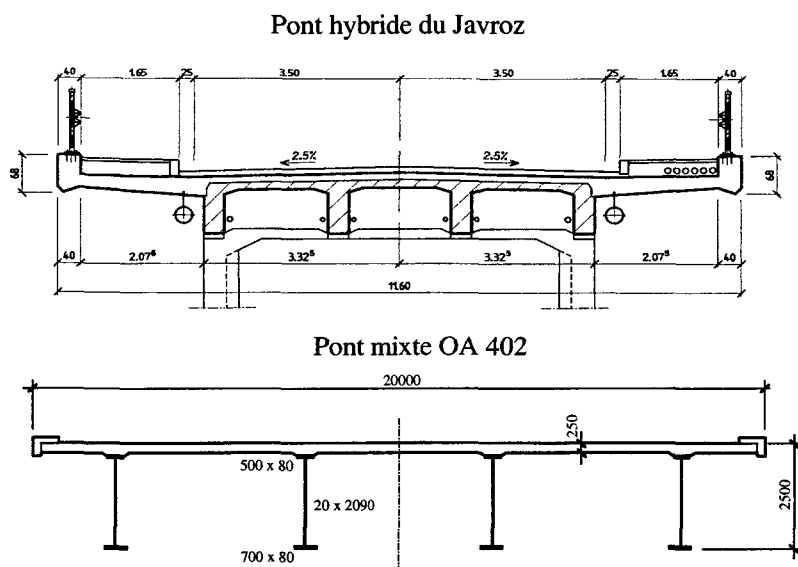
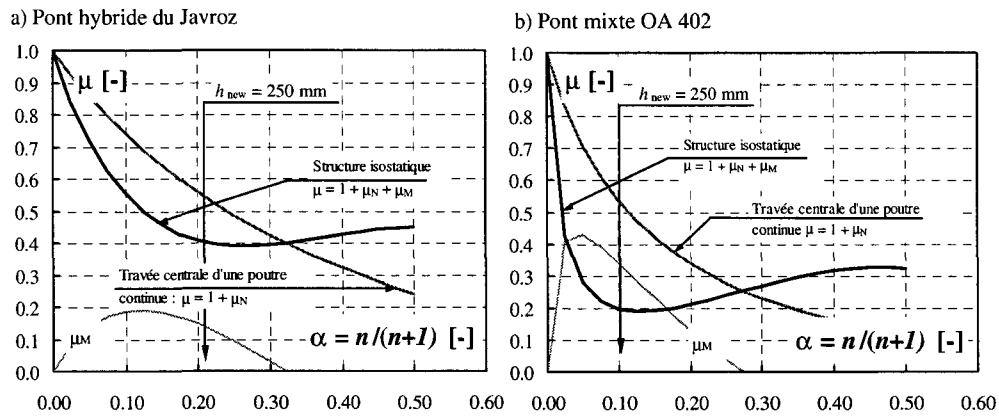


Figure B.2: Coupes-types du pont du Javroz et du pont OA 402

	Unités	Javroz	OA 402		Unités	Javroz	OA 402
E_{new}	$[N/mm^2]$	20000	20000	m	$[-]$	0.57	0.10
A_{new}	$[mm^2]$	$2.9 \cdot 10^6$	$5.0 \cdot 10^6$	a	$[-]$	1.53	9.09
h_{new}	$[mm]$	250	250	n	$[-]$	0.28	0.11
I_{new}	$[mm^4]$	$1.5 \cdot 10^{10}$	$2.6 \cdot 10^{10}$	i	$[-]$	0.10	0.17
E_{old}	$[N/mm^2]$	35000	210000	α	$[-]$	0.21	0.10
A_{old}	$[mm^2]$	$1.9 \cdot 10^6$	$5.5 \cdot 10^5$	β	$[-]$	0.65	0.11
h_{old}	$[mm]$	900	2250	$m a$	$[-]$	0.87	0.91
S_{old}	$[mm^3]$	$1.1 \cdot 10^9$	$5.5 \cdot 10^8$	$m i$	$[-]$	0.06	0.02
I_{old}	$[mm^4]$	$1.5 \cdot 10^{11}$	$1.5 \cdot 10^{11}$	cdg	$[mm]$	788	1637

Tableau B.1: Propriétés des sections

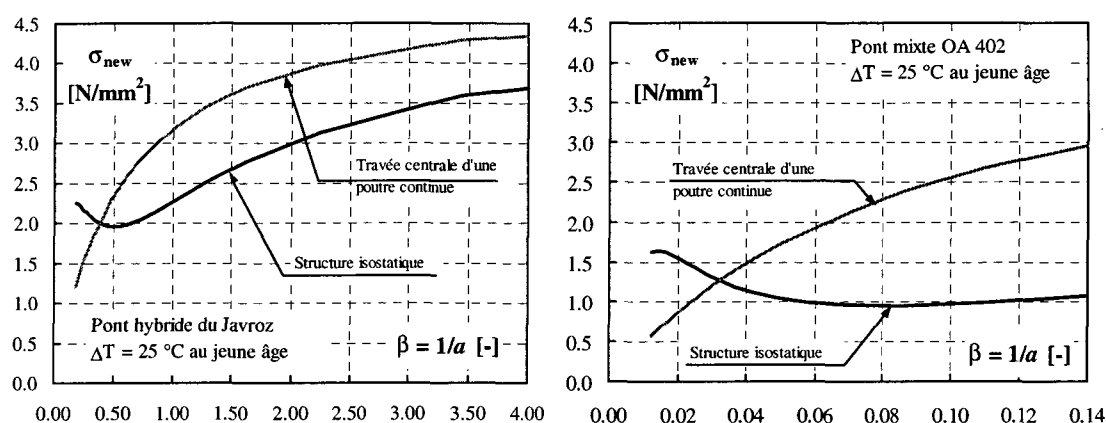
Figure B.3: Evolution du degré d'entrave du pont du Javroz et du pont OA 402 en fonction de α (uniquement h_{new} variable)

degré d'entrave de travées centrales $\mu = 1 + \mu_N$ (lorsque les effets flexionnels ne soulagent pas les autocontraintes) et la contribution μ_M . Pour les deux ponts considérés, les valeurs obtenues sont données au tableau B.2. Dans le cas où ces deux ponts seraient des poutres simples isostatiques, le degré d'entrave du pont hybride du Javroz seraient deux fois plus grand que celui du pont mixte OA 402. Il faut remarquer que, dans le cas du pont mixte OA 402, la contribution des effets flexionnels μ_M provoque une diminution importante du degré d'entrave total. Etant donné que la hauteur de la poutre métallique est importante par rapport à celle de la dalle en béton, on pense intuitivement que les effets flexionnels sont bloqués. En réalité, la dalle en béton étant placée loin de l'axe neutre, une faible courbure suffit à provoquer une contrainte de compression non négligeable dans sa partie inférieure. Lorsque les effets flexionnels sont bloqués par le système statique de la structure, le degré d'entrave $\mu = 1 + \mu_N$ des deux ponts sont quasiment identiques. Ceci s'explique par le fait que μ_N ne dépend que des rapports $m a$, peu différents pour les deux ponts.

A titre d'exemple d'utilisation du degré d'entrave, la contrainte de traction dans la nouvelle couche induite par les effets thermiques au jeune âge peut être évaluée en utilisant la formule : $\sigma_{new,2} = \mu E_{new} \Delta T_2 \alpha_T$ avec ΔT_2 = refroidissement de $25^\circ C$ et $\alpha_T = 10^{-5} 1/^\circ C$. L'évolution de $\sigma_{new,2}$ en fonction du facteur de retenue β , défini dans [Ducr97] par $\beta = A_{old}/A_{new} = 1/a$,

	Javroz	OA 402
Poutre isostatique : $\mu = 1 + \mu_N + \mu_M$	0.40	0.20
Travées centrales d'une poutre continue : $\mu = 1 + \mu_N$	0.54	0.53
Contribution flexionnelle : μ_M	0.14	0.33

Tableau B.2: Degrés d'entrave

Figure B.4: Evolution de la contrainte $\sigma_{new,2}$ dans la nouvelle couche induite par un refroidissement au jeune âge

est illustrée, pour les deux ponts, à la figure B.4. Les valeurs de β , valables pour de nombreux ouvrages, sont généralement comprises entre 0.06 et 0.14 pour un pont mixte et 0.5 et 2 pour un pont hybride.

Pour le pont mixte OA 402, on retrouve les résultats de Ducret [Ducr97] lorsque les effets flexionnels sont bloqués. Par contre, la valeur de $\sigma_{new,2}$ dépend peu de β lorsque la structure est isostatique. De plus, elle reste proche de 1 N/mm^2 . Pour le pont hybride du Javroz, la valeur de $\sigma_{new,2}$ est plus élevée lorsque la structure est isostatique et elle est relativement proche de celle du pont OA 402 lorsque les effets flexionnels sont bloqués.

Annexe C

Paramètres des bétons

Maturité du béton			Transport hydrique			Transport thermique			Retrait endogène	
Q/R	[°K]	4000	D_0	[mm ² /jour]	60	λ_T	[W/m ² °K]	2.2		[μm/m]
T_{ref}	[°K]	293	a_h	[-]	0.05	c_T	[kJ/m ³ °K]	2400	à 0 h.	0
a_c	[-]	0	h_c	[-]	0.92	H_T	[kJ/m ³]	128000	3	0
			α_h	[μm/m]	1800	a_d	[-]	11	6	0
						b_d	[-]	1.15	12	35
						α_T à 0 h.	[μm/m°K]	15	18	62.5
						3		15	24	87.5
						6		10.5	48	125
						12		8.5	72	136
						18		8	96	144
						672		8	168	157
									336	164
									672	170
									1512	174
									2160	176
									5280	178
									7200	179

Propriétés mécaniques					Fissuration		
	f_{ct}	f_{cm}	E_{cc}	ν	α	[-]	0.25
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	w_1	[mm]	0.03
à 0 h.	0.00	0.0	100	0.16	w_2	[mm]	0.3
6	0.10	0.5	100	0.16	γ_f	[-]	0.2
12	0.54	2.0	8000	0.16	a_{cr}	[-]	0.3
24	1.53	11.1	22800	0.16	b_{cr}	[-]	50
48	2.43	25.5	31500	0.16	c_{cr}	[-]	0.25
72	2.88	33.2	33110	0.16			
168	3.33	44.5	36485	0.16			
672	3.73	56.0	40000	0.16			
1200	4.14	59.3	40940	0.16			
2160	4.23	62.0	41660	0.16			
8760	4.41	66.1	43630	0.16			

Viscoélasticité propre							Viscoélasticité non-linéaire		
τ [h]	1	10	100	1000	10000	100000	Q/R	[°K]	4000
							T_{ref}	[°K]	293
							a_t	[-]	0.5
							c_t	[-]	3.8
à 0 h.	0.25	0.24	0.21	0.16	0.10	0.04			
6	0.23	0.22	0.20	0.17	0.12	0.06			
12	0.20	0.195	0.185	0.17	0.145	0.105			
24	0.13	0.14	0.15	0.165	0.19	0.225			
48	0.10	0.11	0.13	0.16	0.215	0.285			
72	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32			
168	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32			
672	0.06	0.08	0.11	0.16	0.24	0.35			
1200	0.04	0.05	0.09	0.15	0.26	0.41			
2160	0.02	0.04	0.07	0.14	0.27	0.46			
8760	0.02	0.04	0.07	0.14	0.27	0.46			

Viscoélasticité transitoire		
$r_{\sigma T}$	[mm ² /N °K]	0.008
$r_{\sigma h}$		
pour $h > 0.95$	[mm ² /N]	5
pour $h < 0.95$		2

Figure C.1: Paramètres relatifs au béton des supports

Maturité du béton			Transport hydrique			Transport thermique			Retrait endogène	
Q/R	[°K]	4000	D_0	[mm ² /jour]	91.2	λ_T	[W/m°K]	2.2		[μm/m]
T_{ref}	[°K]	293	a_h	[-]	0.05	c_T	[kJ/m ³ °K]	2400	à 0 h.	0
a_c	[-]	0	h_c	[-]	0.92	H_T	[kJ/m ³]	108000	3	0
			α_h	[μm/m]	1400	a_d	[-]	11	6	0
						b_d	[-]	1.1	12	28
						α_T à 0 h.	[μm/m°K]	15	18	50
						3		15	24	70
						6		10.5	48	100
						12		8.5	72	108
						18		8	96	112
						672		8	168	116
									336	118
									672	122
									1512	125
									2160	127
									5280	129
									7200	131

Propriétés mécaniques					Fissuration		
	f_{ct}	f_{cm}	E_{cc}	ν	α	[-]	0.25
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	w_1	[mm]	0.03
à 0 h.	0.00	0.0	100	0.16	w_2	[mm]	0.3
6	0.10	0.5	100	0.16	γ_f	[-]	0.2
12	0.54	2.0	8000	0.16	a_{cr}	[-]	0.3
24	1.53	11.1	22800	0.16	b_{cr}	[-]	50
48	2.43	25.5	31500	0.16	c_{cr}	[-]	0.25
72	2.88	33.2	33110	0.16			
168	3.33	44.5	36485	0.16			
672	3.73	56.0	40000	0.16			
1200	4.14	59.3	40940	0.16			
2160	4.23	62.0	41660	0.16			
8760	4.41	66.1	43630	0.16			

Viscoélasticité propre						
τ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
	E_u/E_{cc} [-]					
à 0 h.	0.25	0.24	0.21	0.16	0.10	0.04
6	0.23	0.22	0.20	0.17	0.12	0.06
12	0.20	0.195	0.185	0.17	0.145	0.105
24	0.13	0.14	0.15	0.165	0.19	0.225
48	0.10	0.11	0.13	0.16	0.215	0.285
72	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32
168	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32
672	0.06	0.08	0.11	0.16	0.24	0.35
1200	0.04	0.05	0.09	0.15	0.26	0.41
2160	0.02	0.04	0.07	0.14	0.27	0.46
8760	0.02	0.04	0.07	0.14	0.27	0.46

Viscoélasticité non-linéaire		
Q/R	[°K]	4000
T_{ref}	[°K]	293
a_t	[-]	0.5
c_t	[-]	3.8

Viscoélasticité transitoire		
$r_{\sigma T}$	[mm ² /N °K]	0.008
$r_{\sigma h}$		
pour $h > 0.95$	[mm ² /N]	5
pour $h < 0.95$		2

Figure C.2: Paramètres relatifs aux surbétons des séries 1 et 2

Maturité du béton			Transport hydrique			Transport thermique			Retrait endogène	
Q/R	[°K]	4000	D_0	[mm ² /jour]	60	λ_T	[W/m°K]	2.2		[μm/m]
T_{ref}	[°K]	293	a_h	[-]	0.05	c_T	[kJ/m ³ °K]	2400	à 0 h.	0
a_c	[-]	0	h_c	[-]	0.92	H_T	[kJ/m ³]	128000	3	0
			α_h	[μm/m]	1800	a_d	[-]	11	6	0
						b_d	[-]	1.15	12	35
						α_T à 0 h.	[μm/m°K]	15	18	62.5
						3		15	24	87.5
						6		10.5	48	125
						12		8.5	72	136
						18		8	96	144
						672		8	168	157
									336	164
									672	170
									1512	174
									2160	176
									5280	178
									7200	179

Propriétés mécaniques					Fissuration		
	f_{ct}	f_{cm}	E_{cc}	ν	α	[-]	0.7
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	w_1	[mm]	0.01
à 0 h.	0.00	0.0	100	0.16	w_2	[mm]	10
6	0.10	0.5	100	0.16	γ_f	[-]	0.2
12	0.54	2.0	8000	0.16	a_{cr}	[-]	0.3
24	1.53	11.1	22800	0.16	b_{cr}	[-]	50
48	2.43	25.5	31500	0.16	c_{cr}	[-]	0.25
72	2.88	33.2	33110	0.16			
168	3.33	44.5	36485	0.16			
672	3.73	56.0	40000	0.16			
1200	4.14	59.3	40940	0.16			
2160	4.23	62.0	41660	0.16			
8760	4.41	66.1	43630	0.16			

Viscoélasticité propre							Viscoélasticité non-linéaire		
τ [h]	1	10	100	1000	10000	100000	Q/R	[°K]	4000
	E_u/E_{cc} [-]						T_{ref}	[°K]	293
à 0 h.	0.25	0.24	0.21	0.16	0.10	0.04	a_t	[-]	0.5
6	0.23	0.22	0.20	0.17	0.12	0.06	c_t	[-]	3.8
12	0.20	0.195	0.185	0.17	0.145	0.105			
24	0.13	0.14	0.15	0.165	0.19	0.225			
48	0.10	0.11	0.13	0.16	0.215	0.285			
72	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32			
168	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32			
672	0.06	0.08	0.11	0.16	0.24	0.35			
1200	0.04	0.05	0.09	0.15	0.26	0.41			
2160	0.02	0.04	0.07	0.14	0.27	0.46			
8760	0.02	0.04	0.07	0.14	0.27	0.46			

Viscoélasticité transitoire		
$r_{\sigma T}$	[mm ² /N °K]	0.008
$r_{\sigma h}$		
pour $h > 0.95$	[mm ² /N]	5
pour $h < 0.95$		2

Figure C.3: Paramètres relatifs aux surbétons de la série 3

Curriculum Vitae

Olivier **Bernard**,
Né le 8 novembre 1970,
Suisse,
Marié, 1 enfant

Expériences professionnelles :

- 1986 – 1990 *Apprentissage* de dessinateur en génie civil, bureau d'ingénieurs Meuwly + Soutter SA, Lausanne.
- 1990 – 1996 Diverses occupations durant les vacances universitaires :
- *dessinateur en génie civil* chez Piguët + Associés ingénieurs SA,
- *technicien de chantier* pour l'entreprise Walo Bertschinger SA.
- 1996 – 2000 *Assistant-doctorant à l'EPFL* au laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages (MCS) sous la direction du Prof. Eugen Brühwiler.
- En plus des travaux de recherche relatifs au comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents, mon activité au sein du MCS a consisté à participer à des expertises pour des tiers et à fournir mon aide dans le cadre des activités d'enseignement. Cette aide comprenait l'encadrement de travaux finaux de diplôme des étudiants de génie civil et de divers cours et exercices donnés durant leur formation.*

Formation :

- 1986 *Certificat d'études secondaires*, type mathématiques-sciences
- 1990 *Certificat fédéral de capacité* de dessinateur en génie civil
- 1996 *Diplôme d'ingénieur civil EPF*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
- 1998 *Cours postgrade : Risques et Sécurité des systèmes techniques*, Ecoles Polytechniques Fédérales de Zurich et Lausanne, Université de Saint-Gall

Connaissances linguistiques :

- Français : langue maternelle
- Anglais : bonnes connaissances parlées et écrites
- Allemand : connaissances scolaires