

**Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau**

**Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes**

**Dipartimento federale dei trasporti, delle comunicazioni e delle energie
Ufficio federale delle strade**

Comportement au jeune âge du béton et limitation de la fissuration traversante des structures hybrides

Betonverhalten in jungem Alter und Begrenzung der
Trennrissbildung in Verbundbauteilen

Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne

MCS – Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages

Olivier Bernard, Dr. sc. techn. ing. civil dipl. EPFL/SIA

Emmanuel Denarié, Dr. sc. techn. ing. civil dipl. EPFL/SIA

Eugen Brühwiler, Prof. Dr. sc. techn. ing. civil dipl. EPFZ/SIA

**Mandat de recherche 82/97 sur demande du groupe de
travail recherche en matière de ponts**

Octobre 2001

OFFICE FÉDÉRAL DES ROUTES

Mandat de recherche 82/97 sur demande du groupe de travail recherche en matière de ponts

Comportement au jeune âge du béton et limitation de la fissuration traversante des structures hybrides

Betonverhalten in jungem Alter und Begrenzung der Trennrissbildung in Verbundbauteilen

Centre de recherche

MCS – Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages

ISS - DGC - EPFL, Lausanne

Olivier Bernard, Dr. sc. techn. ing. civil dipl. EPFL/SIA

Emmanuel Denarié, Dr. sc. techn. ing. civil dipl. EPFL/SIA

Eugen Brühwiler, Prof. Dr. sc. techn. ing. civil dipl. EPFZ/SIA

Rapport final, Octobre 2001

NOTE

Dans un souci didactique et de dissémination des connaissances au niveau le plus vaste, on a fait apparaître par des paginations de couleurs différentes les parties du rapport selon le public visé.

- Les pages rouges constituent la base qui doit impérativement être lue pour comprendre le sujet.**
- Les pages vertes constituent une synthèse des connaissances directement applicables en pratique.**

AVANT-PROPOS

Dans le cadre du mandat de recherche 82/97 attribué par l'Office Fédéral des Routes (OFROU), et effectué dans la période allant de janvier 1997 à mars 2001, ce rapport fait la synthèse de travaux de recherche menés conjointement dans le domaine du comportement au jeune âge du béton par trois laboratoires de l'Institut de Statique et Structures (ISS) de l'EPFL, à savoir : le laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages (MCS) - Prof. E. Brühwiler, Dr E. Denarié, Dr. O. Bernard, Dr. P. Mivelaz, S. Wolf, K. Habel; le laboratoire de Construction Métallique (ICOM) – Dr. J.P. Lebet, Dr. J.M. Ducret, Dr. M. Gomez; et le laboratoire de Mesures et Analyse des Contraintes (IMAC) – Dr. B. Glisic. La contribution du MCS concerne l'étude du comportement au jeune âge des éléments de structure formés de bétons d'âges différents et du développement d'un outil de calcul numérique permettant de reproduire ce comportement, Bernard (2000), celle de l'ICOM traite du comportement au jeune âge des ponts mixtes, Ducret (1997), Gomez (2000), et celle de l'IMAC du développement d'un capteur à fibres optiques permettant de mesurer des déformations à l'intérieur du béton dès les premières heures qui suivent sa mise en place, Inaudi (1997), Glisic (2000). Ce mandat de recherche a donc largement contribué à l'élaboration de quatre thèses issues de l'ISS à l'EPFL.

Le MCS s'est par ailleurs chargé de la synthèse des travaux effectués dans les différents laboratoires et de la rédaction du présent rapport.

Les auteurs remercient l'Office Fédéral des Routes (OFROU) pour son aide financière, son appui et pour toutes les informations fournies.

Les auteurs tiennent en particulier à remercier les membres de la commission d'accompagnement de ce projet de recherche, à savoir Monsieur Peter Matt, président de la commission et Messieurs Donzel, Favre, Muttoni, Fleischer, Wüst, et Figi.

On notera que la structure du rapport pris dans son ensemble reflète le travail scientifique effectué et constitue à ce titre un document de référence pour des recherches futures.

Dans un souci didactique et de dissémination des connaissances au niveau le plus vaste, on a fait apparaître par des paginations de couleurs différentes les parties du rapport selon le public visé. Les pages rouges constituent la base qui doit impérativement être lue pour comprendre le sujet. Les pages vertes constituent une synthèse des connaissances directement applicables en pratique.

Prof. Eugen Brühwiler, octobre 2001.

TABLE DES MATIERES

AVANT-PROPOS	VII
RÉSUMÉ	XIII
ZUSAMMENFASSUNG	XV
SUMMARY	XVII
1 INTRODUCTION.....	1
2 CONTEXTE DE L'ÉTUDE	5
2.1 Phénomènes responsables de la fissuration du béton	5
2.2 Conséquences de la fissuration	9
2.2.1 Généralités	9
2.2.2 Effets sur les phénomènes de transport.....	9
2.2.3 Effets sur les processus de corrosion	11
2.2.4 Synthèse - conclusions	13
2.3 Objectifs et limitations de la recherche.....	15
2.4 Démarche générale	15
2.5 Contenu du rapport.....	17
3 FISSURATION TRAVERSANTE AU JEUNE ÂGE.....	20
3.1 Degré d'entrave des structures hybrides.....	20
3.1.1 Généralités	20
3.1.2 Calcul du degré d'entrave	22
3.1.2.1 Hypothèses et principe de calcul	22
3.1.2.2 Expression générale pour une structure isostatique	22
3.1.2.3 Expression pour une structure isostatique à sections rectangulaires	23
3.1.2.4 Degré d'entrave des structures hyperstatiques.....	23
3.1.2.5 Exemples de calcul	24
3.2 Structuration du béton en cours d'hydratation	27
3.2.1 Différentes phases	27
3.2.2 Hydratation du ciment, dégagement de chaleur.....	28
3.2.3 Retrait endogène.....	29
3.2.4 Structure interne de la pâte de ciment durcie (pcd)	31
3.2.5 Interfaces inclusions et pâte de ciment	33
3.3 Capacité de déformation du béton en traction	33
3.3.1 Comportement quasi-statique	34
3.3.1.1 Description du phénomène	34
3.3.1.2 Evolution des propriétés mécaniques en fonction de l'âge du béton	35
3.3.2 Influence de l'histoire des déformations imposées.....	38
3.3.2.1 Comportement sous l'effet de sollicitations lentes	38
3.3.2.2 Définitions relatives au comportement viscoélastique	39
3.3.2.3 Phénomènes responsables du fluage propre	39
3.3.2.4 Evolution du comportement visqueux en fonction de l'âge du béton	40
3.3.2.5 Relations entre le comportement visqueux et la microfissuration	40
3.4 Comportement structural d'un élément hybride	42
3.4.1 Effets thermiques au jeune âge.....	42
3.4.2 Retrait endogène.....	44

3.4.3	Comportement viscoélastique	44
3.5	Synthèse et justification de la démarche choisie.....	45
4	MESURES AU JEUNE ÂGE SUR ÉLÉMENTS HYBRIDES.....	46
4.1	Objectifs et démarche des essais.....	46
4.2	Paramètres des éléments testés en laboratoire	46
4.3	Principes des essais	49
4.3.1	Conditions de bord	49
4.3.2	Instrumentation.....	50
4.3.3	Fonctionnement des capteurs à fibres optiques.....	52
4.4	Formulation des bétons.....	52
4.5	Essais de caractérisation	53
4.5.1	Dégagement de chaleur d'hydratation	53
4.5.2	Résistances et modules	55
4.5.3	Retrait endogène et fluage au jeune âge	57
4.5.4	Capteurs à fibres optiques dans le béton au jeune âge	58
4.6	Résultats des mesures en laboratoire sur éléments hybrides	60
4.6.1	Evolution de la température	60
4.6.2	Début du comportement monolithique	62
4.6.3	Evolution des déformations.....	64
4.6.4	Evolution des contraintes dans la section métallique.....	67
4.6.5	Détermination des autocontraintes.....	68
4.7	Mesures in-situ	69
4.7.1	Programme des mesures	70
4.7.2	Résultats des mesures in-situ	70
4.8	Synthèse des résultats	75
5	DESCRIPTION ET VALIDATION DE LA MODÉLISATION.....	77
5.1	Introduction.....	77
5.2	Description des modèles	78
5.2.1	Maturité du béton	78
5.2.2	Transport thermique	79
5.2.3	Transport hydrique	79
5.2.4	Retrait endogène.....	80
5.2.5	Evolution des caractéristiques mécaniques	80
5.2.6	Viscoélasticité.....	81
5.2.6.1	Viscoélasticité propre	81
5.2.6.2	Influence de la température, de l'humidité et du niveau de contrainte	81
5.2.6.3	Viscoélasticité transitoire.....	81
5.2.7	Fissuration.....	82
5.2.7.1	Comportement quasi-statique	82
5.2.7.2	Fissuration différée.....	83
5.2.8	Modélisation de l'interface.....	83
5.2.9	Prise en compte de l'armature	83
5.3	Détermination des paramètres.....	84

5.4	Validation de la modélisation	84
5.4.1	Evolution de la température	84
5.4.2	Evolution des déformations	85
5.4.3	Evolution des contraintes	86
5.5	Synthèse.....	88
6	LIMITATION DE LA FISSURATION TRAVERSANTE	91
6.1	Généralités	91
6.2	Caractérisation du risque de fissuration traversante au jeune âge	93
6.2.1	Facteurs d'influence des effets thermiques	93
6.2.2	Démarche de calcul simplifiée.....	95
6.2.3	Exemple d'abaques de calcul de la différence de température maximale $\Delta T_{o-n,eff}$	97
6.3	Mesures pour limiter la fissuration traversante	98
6.3.1	Utilisation de la méthode de calcul simplifiée.....	98
6.3.2	Exemple d'application de la méthode de calcul simplifiée	100
6.3.3	Exemples d'application de mesures	100
7	CONCLUSIONS.....	105
7.1	Principaux résultats	105
7.2	Propositions de recherche	106
8	BIBLIOGRAPHIE.....	109
ANNEXE A: FICHES CARACTÉRISTIQUES DES BÉTONS UTILISÉS		91

RÉSUMÉ

Lorsqu'un élément de structure en béton est mis en place sur un support existant, ses déformations ne sont pas libres de se produire. L'entrave partielle ou totale due à la présence du support existant génère un état interne d'autocontraintes dont l'amplitude peut être suffisamment élevée pour provoquer l'apparition de fissures traversantes dans la nouvelle section. Ce type d'éléments de structure, appelés par la suite « éléments hybrides », est fréquemment rencontré dans le domaine de la réparation ou de la modification des ouvrages existants en béton ou lors de la construction de nouvelles structures dont la réalisation nécessite plusieurs phases. La construction de structures mixtes acier-béton occupe une large place dans cette dernière catégorie.

Pour garantir la fonction protectrice de la nouvelle couche, le comportement monolithique et la durabilité d'un élément hybride, il convient d'éviter dans la mesure du possible l'apparition de fissures traversantes dans la nouvelle couche. En effet, ce type de fissures compromet l'étanchéité globale de la structure hybride et constitue un chemin d'accès préférentiel au sein de la structure pour les substances agressives. De plus, au droit d'une fissure traversante, les mécanismes susceptibles de ralentir les processus de corrosion sont réduits à néant. La maîtrise de la fissuration traversante impose, d'une part, de connaître de manière précise le comportement au jeune âge du béton et, d'autre part, d'étudier ses implications au niveau du comportement d'une structure de génie civil.

L'objectif général de la présente recherche est d'améliorer la compréhension des phénomènes conduisant à l'apparition de fissures traversantes au jeune âge dans les éléments de structure hybride. Ce travail se limite à l'étude des deux principaux phénomènes liés à l'hydratation du béton, c'est-à-dire les effets thermiques au jeune âge et le retrait endogène.

Les apports de la présente recherche résident tout d'abord en la proposition d'un outil de calcul numérique permettant de reproduire de manière précise le comportement au jeune âge des éléments hybrides. De nouvelles techniques expérimentales sont proposées afin de déterminer les paramètres des différents modèles introduits dans l'outil de calcul. De plus, de nombreux résultats expérimentaux obtenus en laboratoire et in-situ et qui permettent de valider l'outil de calcul numérique sont présentés. En outre, ce travail permet de vérifier expérimentalement l'aptitude des capteurs à fibres optiques à mesurer des déformations induites durant l'hydratation du béton par les effets thermiques au jeune âge et le retrait endogène. Finalement, cette étude permet de définir des recommandations, sous la forme de mesures constructives ou de mesures relatives à la composition du béton, qui pourront être appliquées concrètement pour éviter l'apparition de fissures traversantes au jeune âge dans les éléments de structure hybride.

L'étude du comportement au jeune âge des éléments hybrides a été abordée expérimentalement à l'aide d'essais réalisés sur cinq grands éléments formés de deux couches de béton armé et sur six poutres mixtes acier-béton. Les bétons utilisés correspondent à des matériaux couramment utilisés lors de la réalisation de structures hybrides. Grâce à un choix judicieux des dimensions des éléments testés, l'influence des effets thermiques est prépondérante dans les éléments mixtes acier-béton et celle du retrait endogène l'est également pour les éléments hybrides béton-béton. L'utilisation de l'outil de calcul numérique pour tenter de reproduire le comportement observé en laboratoire a permis d'illustrer l'influence importante du retrait endogène sur le comportement au jeune âge d'un élément hybride. Seule la prise en compte de ce phénomène permet d'expliquer l'amplitude des déformations et de la courbure mesurées sur les éléments hybrides béton-béton à l'aide de

capteurs à fibres optiques. Les essais de rupture réalisés sur les six éléments mixtes et l'utilisation de l'outil de calcul numérique ont permis d'établir que les autocontraintes générées au jeune âge convergent à long terme vers un état permanent qui correspond à une diminution relative de ces autocontraintes de 50 à 70%.

À partir de la présente recherche, il devient clair que le comportement au jeune âge des éléments hybrides dépend à la fois de paramètres liés, d'une part, au béton (science des matériaux) et, d'autre part, à la structure hybride elle-même (ingénierie des structures du génie civil). Les paramètres liés à la structure hybride peuvent être regroupés dans la notion générale du degré d'entrave telle qu'elle a été définie dans ce travail. Cette notion fort utile permet d'orienter le choix des éventuelles mesures à prendre afin d'éviter l'apparition de fissures traversantes au jeune âge dans les éléments hybrides. En effet, si l'entrave est faible, il n'est pas toujours nécessaire de prendre des mesures pour limiter l'influence des effets thermiques au jeune âge ou celle du retrait endogène.

ZUSAMMENFASSUNG

Wenn eine Betonschicht auf einen bestehenden Träger aufgebracht wird, können sich die Verformungen dieser Schicht nicht frei ausbilden. Die teilweise oder vollständige Behinderung der Verformungen durch den bestehenden Träger bewirkt einen Eigenspannungszustand, dessen Amplitude Trennrisse in der neuen Betonschicht hervorrufen kann. Derartige Bauteile, im Folgenden „Verbundbauteile“ genannt, werden häufig auf dem Gebiet der Instandsetzung oder Veränderung bestehender Bauwerke oder bei der Erstellung eines Neubaus in mehreren Phasen angetroffen. Zu der letzten Kategorie gehören auch Verbundbauwerke aus Stahl und Beton.

Um die Schutzfunktion der neuen Betonschicht, das monolithische Verhalten und die Dauerhaftigkeit des Verbundsystems zu garantieren, müssen Trennrisse in der neuen Schicht so weit wie möglich vermieden werden. Derartige Risse beeinträchtigen die Undurchlässigkeit des Verbundbauteils und stellen einen bevorzugten Weg dar, auf dem aggressive Substanzen in das Bauteil eindringen können. Außerdem werden alle Mechanismen, die den Prozess der Korrosion verlangsamen, längs des Trennrisses unwirksam. Um die Bildung von Trennrissen zu beherrschen, muss zum einen das Verhalten des Betons in jungem Alter genau bekannt sein, zum anderen müssen die Auswirkungen dieses Verhaltens auf Bauwerksebene untersucht werden.

Das Hauptziel dieser Forschungsarbeit ist es, das Verständnis der Phänomene zu verbessern, die zu der Bildung von Trennrissen in jungem Alter in Verbundbauteilen führen. Diese Arbeit beschränkt sich auf die Untersuchung der zwei Hauptphänomene, die mit der Hydratation des Betons zusammenhängen, das heißt, die Temperatureinflüsse in jungem Alter und das endogene Schwinden.

Diese Forschungsarbeit besteht aus dem Vorstellen eines numerischen Hilfsmittels (FEM-Programm), mit welchem das Verhalten von Verbundbauteilen in jungem Alter genau nachgebildet werden kann. Neue Versuchstechniken werden vorgeschlagen, um die Parameter für die verschiedenen Modelle, die im numerischen Hilfsmittel verwendet werden, zu bestimmen. Außerdem werden zahlreiche Versuchsergebnisse in der Versuchshalle und in-situ vorgestellt, mit denen das numerische Hilfsmittel validiert wurde. Des weiteren konnte durch diese Forschungsarbeit die Eignung von optischen Fasern zur Messung der Verformungen, die während der Hydratation des Betons infolge von Temperatureinflüssen in jungem Alter und endogenem Schwinden auftreten, bestätigt werden. Schließlich wurden Empfehlungen in Form von konstruktiven oder die Betonrezeptur betreffenden Maßnahmen erarbeitet, die direkt angewendet werden können und mit denen die Bildung von Trennrissen in jungem Alter in Verbundbauteilen vermieden werden kann.

Das Verhalten von Verbundbauteilen in jungem Alter wurde anhand von Versuchen an fünf großen Balken aus zwei Schichten Stahlbeton (Beton – Beton) und aus sechs Verbundbalken aus Stahl und Beton untersucht. Die verwendeten Betone entsprachen dabei den Werkstoffen, die üblicherweise bei der Erstellung von Verbundbauteilen verwendet werden. Dank einer geeigneten Wahl der Dimensionen der Bauteile, war der Einfluss der Temperatureffekte in den Verbundbauteilen Stahl – Beton und der Einfluss des endogenen Schwindens in den Verbundbauteilen Beton – Beton vorherrschend. Durch die Verwendung des numerischen Hilfsmittels konnte die Bedeutung des endogenen Schwindens für das Verhalten der Verbundbauteile in jungem Alter aufgezeigt werden. Nur unter Berücksichtigung des endogenen Schwindens kann die Größe der Verformungen und der Krümmung, die mit Hilfe von optischen Fasern in den Verbundbauteilen Beton – Beton gemessen wurde, erklärt

werden. Die Bruchversuche an den sechs Verbundbauteilen Stahl – Beton und die Verwendung des numerischen Hilfsmittels haben gezeigt, dass die Eigenspannungen, die in jungem Alter erzeugt werden, auf lange Sicht einen Dauerzustand erreichen, der einer relativen Verminderung der Eigenspannungen von 50 bis 70% entspricht.

Diese Forschungsarbeit verdeutlicht, dass das Verhalten der Verbundbauteile in jungem Alter sowohl von den Materialeigenschaften des Betons als auch von den konstruktiven Parametern des Verbundbauteils abhängt. Die konstruktiven Parameter können mit dem Begriff Einspanngrad zusammengefasst werden, der in dieser Arbeit definiert wurde. Dieser Begriff erleichtert die Wahl der richtigen Maßnahmen, um Trennrisse in jungem Alter in Verbundbauteilen zu vermeiden. Wenn der Einspanngrad gering ist, ist es nicht immer nötig, Maßnahmen zu ergreifen, um den Einfluss der Temperatureinflüsse in jungem Alter oder des endogenen Schwindens zu beschränken.

SUMMARY

The deformations of a new structural element cast on to an existing one cannot develop freely. This total or partial restraint induces internal stresses that can be high enough to trigger cracks that penetrate the entire thickness of the new concrete element, i.e. full depth cracks. These kinds of structural elements, herein called hybrid elements, are common in the field of repair and strengthening of existing concrete structures or when the building of a new structure requires several casting phases. A large portion of this latter category are steel-concrete composite structures.

Full depth cracks allow for easy access of aggressive substances to the reinforcement and render the mechanisms which slow down the corrosion process, ineffective. In order to guarantee the protection effect of the new layer as well as the monolithic behavior at failure of the hybrid element and its durability, full-depth cracks must be avoided in the new layer. This requires an accurate understanding of the early age behavior of concrete.

The main aim of this research was to improve the knowledge on the mechanisms leading to the formation of full-depth cracks in hybrid elements, at early age. The scope of the work was limited to the study of the two main phenomena related to cement hydration: the thermal effects at early age and the autogenous shrinkage.

The benefits of the present research are threefold. Firstly, a numerical model, was developed in order to accurately model the influence of thermal effects and autogenous shrinkage on the global behavior of hybrid structures, at early age. This model was validated using experimental results obtained on hybrid structural elements of different kinds. Secondly, new experimental techniques (optical fibers sensors) were tested and used to monitor the strains in early age concrete and to determine the parameters of the numerical model. Thirdly, a general approach was proposed to evaluate the risk of full-depth cracking at early age. This approach was used to make practical recommendations, related either to the construction process or to the choice of materials in order to avoid full-depth cracking at early age.

Eleven hybrid structural elements were experimentally tested: five concrete-concrete elements, which consisted of two layers of concrete of different ages, and six steel-concrete composite beams. The concrete compositions used correspond to materials widely used for the construction of hybrid elements. The dimensions of the steel-concrete composite elements were selected so that the thermal effects at early age were dominant. In the concrete-concrete elements the dimensions were selected so that the influence of autogenous shrinkage could be clearly shown.

For the concrete-concrete elements, the significant influence of the autogenous shrinkage on the early age behavior was demonstrated by the numerical analysis. A good prediction of the observed deformations and curvatures could only be achieved when the autogenous shrinkage was taken into consideration.

For the steel-concrete elements, it was shown both experimentally and numerically, that the internal stresses generated at early age result in residual long term stresses, which correspond to 50 – 70 % of the maximum value reached at early age.

The results obtained in this research demonstrate that the early age behavior of hybrid structural elements depends on two kinds of parameters: 1) those related to the concrete (material science) and 2) those related to the structure (structural mechanics).

The parameters related to the structure can be summarized using the degree of restraint as defined in this study.

Finally, recommendations to avoid the early age formation of full-depth cracks are given, based on the concepts set forward in this research. If the degree of restraint is low, specific measures are not always required to control the influence of thermal effects and of autogenous shrinkage at early age.

1 INTRODUCTION

Fissuration d'éléments de structure au jeune âge

De nombreux éléments de structure réalisés en béton armé présentent des signes de fissuration qui apparaissent peu de temps après leur construction. Une large étude, Krauss et Rogalla (1996), réalisée dans cinquante-deux états américains et qui regroupent plus de deux cent vingt-cinq milles ponts, a permis de mettre en évidence que, pour chacun des états, plus de 52 % des dalles de roulement (écart type 33 %) présentent des fissures transversales visibles à l'œil nu et souvent *traversantes* (c'est à dire qui traversent de part en part l'élément considéré). D'après les spécialistes interrogés, 42 % de ces dalles de roulement (écart type 32 %) se fissurent lors de la première semaine qui suit la construction, 53 % durant le premier mois (écart type 34 %) et 68 % durant la première année (écart type 31 %). Ces résultats illustrent qu'une grande proportion des fissures observées apparaissent lorsque le béton est encore jeune.

Le *jeune âge* est la période durant laquelle le béton passe de l'état fluide plastique à l'état solide. Durant cette période, il acquiert la rigidité, la résistance et la microstructure qui le caractérise. Cette transformation résulte de l'hydratation du ciment qui conduit à la formation d'une matrice, appelée pâte de ciment durcie, qui enrobe les granulats inertes et leur donne une certaine cohésion. Elle s'accompagne d'un dégagement de chaleur conduisant à une élévation de température et à une dilatation thermique du mélange, auxquels s'ajoutent divers retraits physico-chimiques affectant la pâte de ciment. Conventionnellement, le jeune âge dure jusqu'à la stabilisation de la température des éléments fraîchement bétonnés au niveau de la température ambiante. Cette période dure de quelques jours à quelques semaines suivant l'épaisseur des éléments, la composition du béton, le type de coffrage et les méthodes de cure. A la fin de cette période, l'hydratation du ciment n'est pas complète et peut durer encore des années. Néanmoins, les effets thermiques de cette hydratation n'ont alors plus d'influence significative sur le comportement des éléments de structure.

Principaux phénomènes

Les *déformations globales* qui résultent de l'élévation de la température du béton au jeune âge et des différents retraits physico-chimiques sont, dans les structures hybrides, entravées par des éléments préalablement bétonnés et déjà refroidis, ou par d'autres types d'éléments de structure (profilés métalliques ou en bois, murs en maçonnerie). Les ouvrages massifs bétonnés en plusieurs étapes, les ouvrages composés de bétons d'âges différents et les structures mixtes acier-béton et bois-béton sont regroupés sous le vocable de *structure hybride* dans le cadre de la présente recherche.

L'élévation de la température, le refroidissement qui suit lorsque la réaction chimique d'hydratation du ciment ralentit, ainsi que les retraits physico-chimiques déploient leurs effets sur un matériau dont le comportement mécanique et les résistances évoluent rapidement avec l'âge. Les contraintes de traction générées dans les éléments hybrides au jeune âge par les déformations entravées dépendent du comportement viscoélastique vieillissant du béton, en d'autres termes de son fluage en traction et de son âge.

A la différence des dilatations thermiques, les *retraits* physico-chimiques n'affectent que la pâte de ciment. Les déformations locales étant partiellement entravées par la présence du squelette granulaire, des microfissures peuvent se former aux interfaces entre la pâte de ciment et les granulats. Lorsque la déformation globale d'un élément de structure est partiellement ou totalement entravée, l'apparition de ces microfissures dans la pâte de ciment peut favoriser la formation, après quelques mois, de macrofissures qui sont souvent traversantes.

Traitement de la problématique à l'étranger

Sur les cinquante-deux états américains interrogés dans le cadre de l'étude de Krauss et Rogalla (1996), trente-deux considèrent que la présence des fissures survenues au jeune âge est nuisible pour l'étanchéité de la structure, pour la protection de l'acier d'armature contre la corrosion et pour son esthétique. Douze autres états considèrent que la présence de ces fissures est sans conséquence sur la durabilité de la structure et les huit états restants sont sans opinion.

Les constatations issues de cette étude américaine sont représentatives des observations et des différences de sensibilité liées à l'apparition de la fissuration au jeune âge qui peuvent être mise en évidence dans de nombreux autres pays. En Australie et au Japon, la fissuration au jeune âge est apparue comme un problème au début des années quatre-vingt. L'autorité compétente australienne a tenté de contrôler l'ouverture d'éventuelles fissures en imposant un taux minimal d'armature de 0.4 % dans les éléments de structure susceptibles de se fissurer, Australian Standards Association (1988). L'approche japonaise est similaire et admet que la présence de fissures est acceptable pour autant que leur ouverture ne dépasse pas une valeur typique de 0.2 mm. Dans les pays scandinaves, l'apparition de fissures au jeune âge ne semblent plus être une question de première importance. Il faut signaler que la plupart de leurs structures en béton armé sont coulées en place et précontraintes. De plus, un effort particulier a été mis en œuvre pour prévenir l'apparition des fissures au jeune âge. Dans ces pays, les connaissances acquises dans le domaine du comportement au jeune âge des structures hybrides, Emborg (1989), sont déjà passées du stade de la recherche à celui d'applications pratiques d'envergure. Elles ont notamment conduit à réaliser de plus en plus d'ouvrages enterrés et situés dans des milieux agressifs comme les régions côtières sans protéger leurs surfaces externes à l'aide d'une étanchéité ou d'un enduit, Roelfstra et al. (1994).

Traitement de la problématique en Suisse

En Suisse, l'Office Fédéral des Routes (OFROU) a constaté l'apparition de fissures au jeune âge sur une partie des quelques trois mille cent ponts que compte son réseau d'autoroutes. L'approche suisse consiste à admettre que la fissuration au jeune âge ne peut pas être évitée avec certitude et qu'un taux d'armature passive de 0.5 % doit être mis en place dans les éléments susceptibles de se fissurer. De plus, une couche d'étanchéité est quasiment toujours mise en place entre le béton de la dalle de roulement et les couches d'enrobé bitumineux. L'apparition de fissures isolées largement ouvertes est donc évitée grâce à la présence de l'armature passive. En lieu et place, des fissures régulièrement espacées et peu visibles à l'œil nu (l'ouverture maximale de ces fissures est admise en général à 0.2 mm) sont générées. On notera par ailleurs qu'au niveau des déformations du béton, la Norme SIA 162 ne prend en considération que le fluage et le retrait de dessiccation (retrait hydrique par séchage du béton vers le milieu extérieur), et ceci de manière approximative.

Conséquences

La mise en œuvre d'un *taux minimal d'armature* rend aux yeux des usagers la fissuration du béton beaucoup plus acceptable, car cette dernière affecte ainsi peu l'aspect des ouvrages. Par contre la formation d'un grand nombre de fines fissures au lieu de fissures plus visibles, mais isolées, fait craindre des problèmes d'étanchéité des éléments de structures et de protection des barres d'armature contre la corrosion.

En effet, diverses recherches de la dernière décennie, Keller (1991), François et Arliguie (1999), dont certaines conduites à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Mivelaz (1996), Laurencet (1999), ont montré qu'en dessous de 0.4 à 0.5 mm, l'ouverture des fissures avait une influence secondaire sur la protection des barres d'armature contre la corrosion et sur l'étanchéité des ouvrages en béton. Le paramètre important n'est pas l'ouverture de la fissure, mais plutôt sa présence et sa typologie. De plus, d'après les résultats récents de la littérature, François et al. (1999), le paramètre déterminant pour le développement de la corrosion en présence de chlorures dans un béton armé fissuré est la perméabilité du béton d'enrobage autour des fissures.

Orientations de la recherche

Fort de ces constatations, les efforts de recherche s'orientent aujourd'hui vers la *compréhension des phénomènes conduisant à la fissuration du béton* et vers les moyens de la prévenir, plutôt que, comme par le passé, vers les moyens de contrôler l'ouverture des fissures. Dans ce contexte, la présente recherche a pour objectif de contribuer à améliorer la compréhension des phénomènes qui conduisent à la fissuration traversante au jeune âge des éléments de structure hybrides d'une manière générale, aussi bien dans le cas de bétons nouveaux sur anciens que dans le cas des structures mixtes aciers – bétons.

Organisation du rapport

Dans un premier temps, on montre comment la géométrie de la structure hybride (degré d'entrave lié aux rapports des rigidités des différentes couches, et conditions d'appui) influence le développement des efforts dans le nouveau béton. Dans un deuxième temps on met en évidence les phénomènes déterminants au jeune âge dans le cadre du bilan déformationnel du béton. Ces phénomènes liés à l'hydratation du ciment sont d'une part les effets thermo-mécaniques au jeune âge et le retrait endogène (qui peuvent être apparentées à des sollicitations), et d'autre part le fluage en traction (qui contribue à compenser une partie des déformations de retrait imposées et à relaxer les contraintes occasionnées par ces déformations). Dans un troisième temps, on valide les concepts sur la base d'essais sur des éléments de structure hybrides, au laboratoire, et sur des ouvrages, et en comparaison avec les prédictions d'un outil de modélisation numérique. Finalement, on présente une approche synthétique et des recommandations permettant de prévenir la fissuration traversante, avec des exemples d'application sur des ouvrages.

2. CONTEXTE DE L'ÉTUDE

2.1 Phénomènes responsables de la fissuration du béton

De manière générale, les phénomènes responsables de l'apparition de fissures dans les structures en béton peuvent être distingués en fonction de leur *temps caractéristique*. Une première catégorie de phénomènes déploie ses effets *au jeune âge*, une autre est constituée par des actions variables ou permanentes agissant *à long terme*.

Les phénomènes agissant *au jeune âge* sont :

- la dessiccation précoce du béton avant sa prise, appelé aussi le *retrait plastique* ;
- l'autodessiccation de la pâte de ciment et sa contraction chimique dues à la réaction d'hydratation et qui provoquent le *retrait endogène à court terme* ;
- les *effets thermiques* induits par le dégagement de chaleur au cours de l'hydratation ;
- la *vibration* du béton soit par les engins permettant de mettre en place le béton, soit par un éventuel trafic routier conservé sur la structure en cours de construction ;
- les *déplacements différentiels* des éléments en cours d'hydratation provoqués par d'éventuels tassements du coffrage ;
- les *forces imposées* par la mise en œuvre d'une nouvelle étape de bétonnage sur les éléments de structures construits précédemment.

Retrait plastique

Lorsque le taux d'évaporation de l'humidité à la surface du béton est plus grand que le taux d'apport d'eau par ressuage, le *retrait plastique* conduit, avant la prise du béton, à la formation de fissures dont l'ouverture visible en surface est grande (w_m peut atteindre 1 mm), peu profondes (profondeur variant entre 50 et 75 mm) et jamais traversantes, Krauss et Rogalla (1996). L'apparition de ces fissures peut être évitée par la mise en place, dans un délai suffisamment court, d'un procédé de cure permettant soit d'éviter l'évaporation de l'eau de ressuage ou d'apporter de l'eau à la surface de l'élément, Grübl et Kern (1997). Tant que la prise n'a pas commencé, une revibration du béton frais peut permettre de faire disparaître les éventuelles fissures dues au retrait plastique, Charif et Mivelaz (1998b). De manière générale, les conditions atmosphériques (vent, température, humidité relative, rayonnement solaire) influencent l'amplitude du taux d'évaporation de l'humidité en surface, Krauss et Rogalla (1996).

Retrait endogène à court terme

Le volume des produits de la réaction d'hydratation du ciment est plus faible que celui des constituants initiaux, Le Châtelier (1900). Cette contraction chimique, connue sous le nom de contraction Le Châtelier, est progressivement entravée au cours de l'hydratation par la formation d'un squelette d'hydrates dans un milieu qui devient poreux, Boivin et al. (1998). Les tensions capillaires qui naissent dans le milieu poreux à la suite de la consommation de l'eau par la réaction d'hydratation provoque un retrait d'autodessiccation qui se superpose à la contraction chimique, Hua (1992). Ces deux phénomènes sont à l'origine du *retrait endogène à court terme* du béton. Ce retrait, qui n'affecte que la pâte de ciment, est entravé par la présence des granulats et des microfissures aux interfaces entre la pâte de ciment durcie et les granulats peuvent apparaître. Si la déformation globale due au retrait endogène à court terme est entravée, ce phénomène peut être à l'origine de fissures traversantes dans un élément hybride.

L'amplitude du retrait endogène à court terme est fortement influencée par le rapport eau/ciment (e/c) du béton. Il est courant d'admettre que l'amplitude de ce retrait est négligeable pour des bétons dont le rapport e/c est supérieur ou égal à 0.50. Par contre, son influence devient importante lorsque le rapport e/c devient inférieur à 0.40. D'autres facteurs, tels que la finesse de mouture du ciment et les différentes proportions des composants du clinker formant le ciment, ont une influence encore méconnue sur l'amplitude du retrait endogène, Tazawa (1998). De plus, la mesure précise de l'amplitude de ce phénomène et surtout de celle des efforts qu'il peut engendrer dans un élément complètement entravé manquent encore aujourd'hui.

Effets thermiques au jeune âge

La réaction d'hydratation est une réaction chimique exothermique. Le dégagement de chaleur qui s'en suit est à l'origine des *effets thermiques au jeune âge*. En fonction de l'épaisseur des éléments en béton, des conditions thermiques ambiantes, des conditions de cure et du type de béton, les variations de température du béton au cours des phases d'échauffement et de refroidissement peuvent provoquer d'importantes déformations qui, si elles sont entravées, peuvent conduire à l'apparition de fissures traversantes, Emborg (1989), Roelfstra et al. (1994), Charif et Mivelaz (1999). Etant donné que le module d'élasticité du béton augmente avec son âge, ces éventuelles fissures apparaissent principalement durant la phase de refroidissement. En plus des fissures traversantes provoquées par les effets thermiques dans les éléments hybrides dont les déformations globales sont entravées, une fissuration de la peau des éléments massifs peut avoir lieu durant la phase d'échauffement, Acker (1988). En effet, le cœur de l'élément voulant plus se dilater que sa peau, cette dernière se met en traction et peut se fissurer. Cet effet de section peut encore être accentué lors d'un décoffrage trop hâtif qui aurait pour conséquence de favoriser le refroidissement de la peau d'un élément alors que son cœur est encore chaud. A la fin du cycle de température, le cœur d'un élément massif est sollicité par des autocontraintes résiduelles de traction. En effet, son raccourcissement est empêché par la peau de l'élément qui, elle, est déjà en équilibre thermique avec le milieu ambiant. Il faut toutefois signaler que ces autocontraintes résiduelles de traction ne sont pas suffisamment élevées pour provoquer la fissuration du cœur d'un élément. En d'autres termes, l'effet de section lié aux effets thermiques au jeune âge ne peut pas, à lui seul, provoquer l'apparition de fissures traversantes.

Vibration

Dans l'étude réalisée par Krauss et Rogalla (1996), certaines fissures transversales de dalles de roulement de pont sont attribuées à une mise en place du béton sans une vibration suffisante de ce dernier ayant pour effet de laisser se développer des zones de moindre qualité. Ce type de défauts est facilement évitable en planifiant les zones de dépose du béton frais et en contrôlant la qualité du travail de mise en place du béton.

Des fissures peuvent éventuellement être générées au jeune âge dans un élément hybride si le trafic est conservé durant la construction. Une phase critique survenant entre trois et quatorze heures après la mise en place du béton frais est mise en évidence lors de certaines recherches, Hulshizer et Desai (1984), Brandl et Günzler (1989). Des vibrations affectant la structure durant cette phase critique peuvent avoir une influence néfaste sur la résistance du béton et provoquer l'apparition de fissures. Les efforts engendrés dans une dalle de roulement par le trafic étant principalement des moments de flexion et des efforts tranchants, les fissures engendrées ne sont en général pas traversantes. Aussitôt que le béton a atteint une résistance à la traction de cinq à six N/mm^2 , même de fortes vibrations n'auront plus d'influence sur sa qualité une fois durci, Bonzel et Schmidt (1980).

Déplacements différentiels et forces imposées

Des moments de flexion peuvent être engendrés dans un élément hybride au jeune âge à la suite d'un tassement des coffrages, Krauss et Rogalla (1996). Ce tassement peut être facilement évité en contrôlant la qualité et la densité de l'étaillage. La mise en œuvre de nouvelles étapes de bétonnage provoque l'apparition d'efforts supplémentaires et éventuellement de fissures traversantes ou non dans les éléments de structures bétonnés précédemment, Charif et Mivelaz (1999). Ces efforts supplémentaires peuvent être dus soit aux effets thermiques ou au retrait endogène liés à l'hydratation de la nouvelle étape de bétonnage ou à l'action de son poids propre.

Les phénomènes agissant à long terme sont :

- les *forces imposées*, telles que le poids propre de la structure, les charges utiles, le trafic, le vent, la neige ou l'effet de la précontrainte ;
- les *tassements d'appui* ;
- les *déformations imposées par les variations climatiques* de la température ambiante et de l'humidité relative, soit les effets thermiques à long terme comprenant également l'action des cycles de gel et de dégel, ainsi que le séchage (ou dessiccation) du béton ;
- les *déformations imposées par le retrait endogène à long terme* ;
- les *réactions chimiques ou électrochimiques*, telles que l'alcali-réactivité des granulats et la corrosion des barres d'armature.

Forces imposées et tassements d'appui

La fissuration provoquée par les *forces imposées* et les *tassements d'appui* durant la vie de l'ouvrage est une fissuration inévitable propre au fonctionnement mécanique du béton armé. Il n'est donc pas réaliste de vouloir construire des éléments de structure en béton armé sans la moindre apparition de fissures. Les forces imposées génèrent principalement des efforts de flexion dans les éléments de structure. Par conséquent la fissuration qu'elles provoquent n'est, en général, pas traversante. La fissuration provoquée par les forces imposées apparaît dans des zones renforcées à l'aide d'armature passive. Par conséquent, cette fissuration reste habituellement peu ouverte et répartie dans les zones tendues.

Effets thermiques à long terme

Les *effets thermiques à long terme* peuvent être la cause d'une microfissuration de la peau des éléments de structure lorsqu'ils donnent lieu à des gradients thermiques important sur l'épaisseur des éléments. Ils peuvent également conduire à l'apparition de fissures traversantes ou non lorsqu'ils provoquent des différences importantes de température entre divers éléments dont les déformations globales ne sont pas libres de se produire. Certaines études, Krauss et Rogalla (1996), Simon et al. (2001), mettent en évidence que des fissures traversantes apparaissent dans le courant de l'hiver dans des structures hybrides fortement entravées dont la construction a été réalisée en été. Ce résultat montre que les conditions thermiques ambiantes lors de la construction d'une structure hybride peuvent avoir une influence sur sa fissuration traversante à plus long terme. Une bonne conception de la structure peut éventuellement permettre d'éviter l'apparition des fissures traversantes dues aux effets thermiques à long terme.

Retrait endogène à long terme

Certaines recherches récentes, Le Roy (1996), Ulm et al. (1999), mettent en évidence l'existence d'un *retrait endogène à long terme* attribué à un fluage interne dû aux efforts de compression générés dans le squelette rigide de la pâte de ciment par les tensions capillaires.

Entre dix et mille jours, le retrait endogène mesuré par Le Roy (1996) a atteint 40 $\mu\text{m}/\text{m}$ (0.04 ‰) et 75 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour des bétons dont le rapport e/c vaut respectivement 0.50 et 0.42. Bien que ce phénomène de retrait endogène à long terme n'ait jamais été reconnu, à lui seul, comme un phénomène responsable de la fissuration traversante d'une structure hybride, son amplitude et surtout le fait qu'il affecte uniquement le nouveau béton de manière uniforme laissent penser que son influence n'est pas négligeable lorsqu'il est entravé.

Retrait de séchage (ou de dessiccation)

Une fois l'hydratation du ciment terminée ou quasiment terminée, une quantité d'eau équivalente à celle utilisée par la réaction chimique est encore contenue dans les pores d'un béton traditionnel (rapport e/c voisin de 0.50). L'humidité relative des pores de la pâte de ciment est donc plus élevée que celle du milieu ambiant dans lequel se trouve l'élément de structure. Une phase transitoire de séchage a lieu avant que l'élément se retrouve en équilibre hydrique. Ce séchage provoque un retrait important appelé le retrait de séchage ou retrait de dessiccation. Malgré une amplitude finale du retrait de séchage quatre à six fois plus grande que la déformation élastique ultime en traction du béton, ce phénomène ne conduit généralement pas à l'apparition de fissures traversantes dans des éléments de structure usuelle bien que leurs déformations globales soient entravées. Cette constatation s'explique par le fait que pour des éléments de dimensions usuelles, le phénomène de séchage est fortement ralenti, Acker (1988), et que ce ralentissement laisse le temps au fluage de relaxer les contraintes induites, Bernard (2000b).

Pour des éléments hybrides formés de deux bétons traditionnels d'âges différents, la fissuration de la nouvelle couche due au retrait de séchage est, par contre, difficilement évitable si son épaisseur est inférieure à 50 mm, Bernard (2000b). Au début du séchage, le retrait de la peau d'un élément est empêché par son cœur qui ne sèche pas encore. Cette entrave provoque l'apparition d'un faïençage de microfissures en peau visible parfois à la surface du béton après une pluie.

Réactions chimiques et électrochimiques

Les gonflements internes provoqués par l'action des cycles de gel-dégel, par l'alcali-réactivité des granulats et par la corrosion des barres d'armatures provoquent des éclatements du béton visibles en surface sous la forme de fissures. Ces gonflements doivent impérativement être évités en mettant en œuvre un béton résistant au gel et dont les granulats sont inertes. De plus, les barres d'armature doivent être protégées de la corrosion durant la vie de l'ouvrage.

Performance des structures hybrides

Avant de discuter au paragraphe suivant des conséquences réelles de la fissuration sur la protection des barres d'armature contre la corrosion et sur l'étanchéité d'une structure hybride, on peut admettre que la performance d'un élément de structure hybride évolue selon le concept décrit à la Figure 1. Ce concept se justifie à l'aide de nombreuses études in-situ, Krauss et Rogalla (1996), Charif et Mivelaz (1998), qui ont permis d'observer que la plupart des fissures traversantes sont dues à des phénomènes agissant au jeune âge. De plus, comme le montre la Figure 1, une diminution de la proportion de l'endommagement au jeune âge α permet d'augmenter de manière importante la performance à long terme d'une structure hybride.

Par conséquent, un effort particulier de compréhension des phénomènes responsables de la fissuration au jeune âge des éléments hybrides semble être un premier pas obligé dans le but d'assurer une durée de vie suffisante d'une structure hybride.

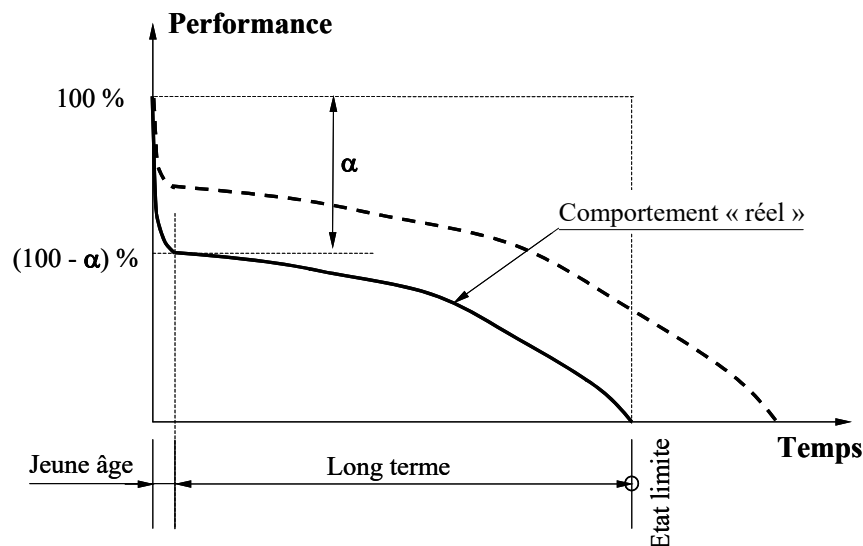


Figure 1- Évolution de la performance des structures hybrides

2.2 Conséquences de la fissuration

2.2.1 Généralités

Jusqu'à très récemment, les conséquences de la fissuration du béton sur la durabilité des structures en béton armé ont été évaluées de manière quasi empirique. Ce type d'approche conduit dans beaucoup de cas à des conclusions erronées. En fait, la fissuration du béton armé a des conséquences à deux niveaux sur la durabilité. Au premier niveau, il s'agit de déterminer l'effet de la présence des fissures, de leur type et de leur ouverture sur les phénomènes de transport (par diffusion ou par capillarité). Au deuxième niveau, il importe d'examiner l'influence de la fissuration sur les processus de corrosion. Finalement, la réalité des phénomènes physiques observés doit guider le choix des mesures les plus adéquates et efficaces pour garantir la durabilité voulue.

Pratiquement, les observations réalisées sur des ouvrages ont montré que les fissures présentant un réel danger pour le développement de la corrosion des aciers d'armature sont les fissures traversantes, Keller (1991), Hartl et Lukas (1987) entre autres – *par fissures traversantes, on entend les fissures qui traversent de part en part un élément de structure*. De plus, les observations faites par de nombreux auteurs ont montré que le processus de corrosion (vitesse) au droit de fissures n'était pas influencé de manière notable, après la phase d'amorçage, par leur ouverture si cette dernière est comprise entre 0.05 et 0.4-0.5 mm, Schiessl (1976), Keller (1991). En réalité, les facteurs déterminant pour le développement de la corrosion dans un béton fissuré sont la présence des fissures et non pas leur ouverture, le type de fissure (traversante ou non), et enfin la perméabilité du béton d'enrobage qui est liée à sa qualité et à son degré d'endommagement. Ce dernier est lui-même directement relié au niveau de sollicitation des barres d'armature qu'il recouvre, François et al (1994), (2000), Arliguie et al. (1999).

2.2.2 Effets sur les phénomènes de transport

De manière générale : par diffusion sous pression, plus l'ouverture de fissure est grande, plus le débit de liquide augmente, Mivelaz (1996); au contraire par capillarité, l'effet inverse se

produit, plus les fissures sont fines, plus leur absorption capillaires est élevée, Lunk et al. (1998) comme on le voit sur la Figure 2.

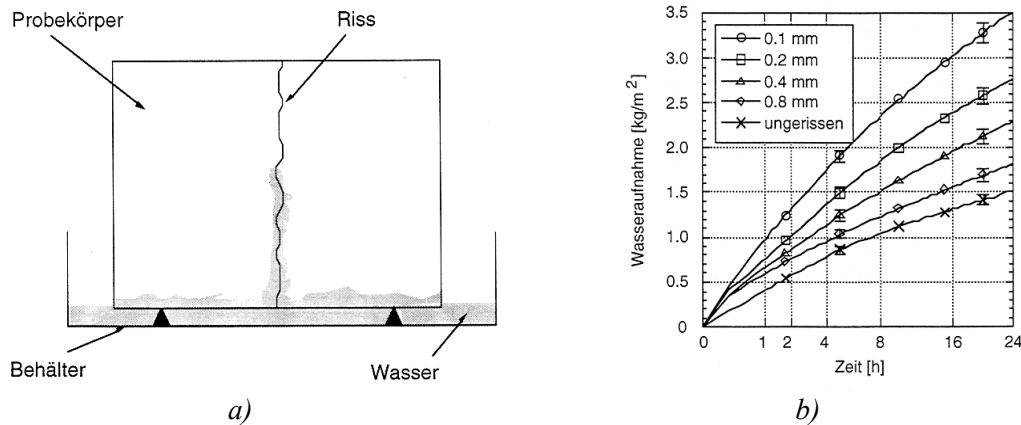


Figure 2 - Pénétration d'eau par capillarité dans un élément en béton fissuré, d'après Lunk et al. (1998), a) géométrie des éprouvettes, b) effet de l'ouverture de fissures modèles à faces planes (béton $E/C=0.5$).

Au niveau de la structure du béton, des travaux récents, Arliguie et al. (1999), François et al. (1994), (2000), Lunk et al. (1998) ont révélé l'influence prépondérante de la microfissuration du béton d'enrobage sur les processus de transport et par voie de conséquence sur la diffusion des agents agressifs (chlorures,..) et des agents moteurs de la corrosion (eau, oxygène). Ainsi, la Figure 3 (a) d'après Lunk et al. (1998) présente l'absorption capillaire de surfaces en béton en fonction de la durée de la cure (protection de la dessiccation) qui leur a été imposée au jeune âge. On constate que pour une durée de cure insuffisante (2 jours), l'absorption capillaire est nettement plus marquée. Cet effet peut être attribué à une microfissuration du béton de peau dû à la cure insuffisante, occasionnant une dessiccation précoce. La Figure 3 (b) ci-dessous d'après Arliguie et al. (1999), présente le coefficient de diffusion relatif apparent des chlorures pour un béton d'enrobage en fonction du niveau de sollicitation de la barre d'armature enrobée. On constate que ce coefficient de diffusion augmente fortement avec le niveau de sollicitation, signe de l'influence de la microfissuration.

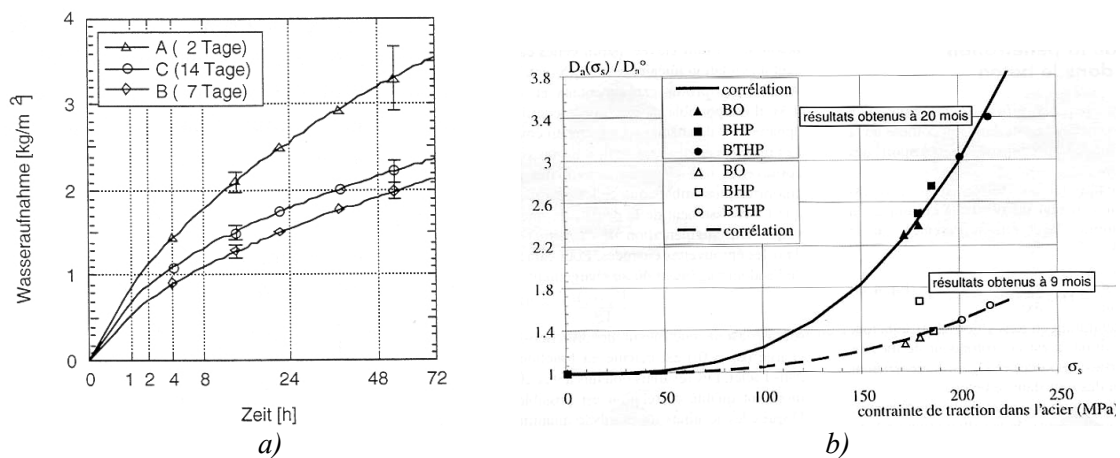


Figure 3 - a) Absorption capillaire de surfaces en béton, en fonction de la durée de cure, d'après Lunk et al. (1998). b) Coefficient de diffusion relatif apparent des chlorures pour un béton d'enrobage, en fonction du niveau de sollicitation de la barre enrobée et du type de béton, d'après Arliguie et al. (1999).

Cette microfissuration principalement localisée aux interfaces pâte de ciment-granulats est d'ailleurs tout aussi importante pour les bétons normaux que pour les BHP ou les BTHP, pour un même niveau de sollicitation imposé en termes de contrainte dans la barre d'armatures enrobée par le béton, Arliguie et al. (1999). Ceci démontre que la qualité du béton d'enrobage non endommagé n'est pas le seul facteur déterminant pour sa perméabilité, mais que son niveau de sollicitation joue un rôle critique à cet égard.

Enfin, au niveau de la structure en béton armé, les fissures traversantes constituent un chemin d'accès privilégié permettant aux eaux chargées en substances agressives de pénétrer à l'intérieur des éléments de structure, de s'y accumuler et le cas échéant d'y occasionner des dégâts par corrosion des armatures passives ou de précontrainte, Figure 4, Laurencet (1999).



Figure 4 - Pénétration d'eau par des fissures traversantes dans un élément de caisson de pont, d'après Laurencet (1999).

2.2.3 Effets sur les processus de corrosion

Les 2 figures ci-dessous présentent les principaux facteurs nécessaires au développement du processus de corrosion, ainsi que les réactions électrochimiques associées, de manière simplifiée.

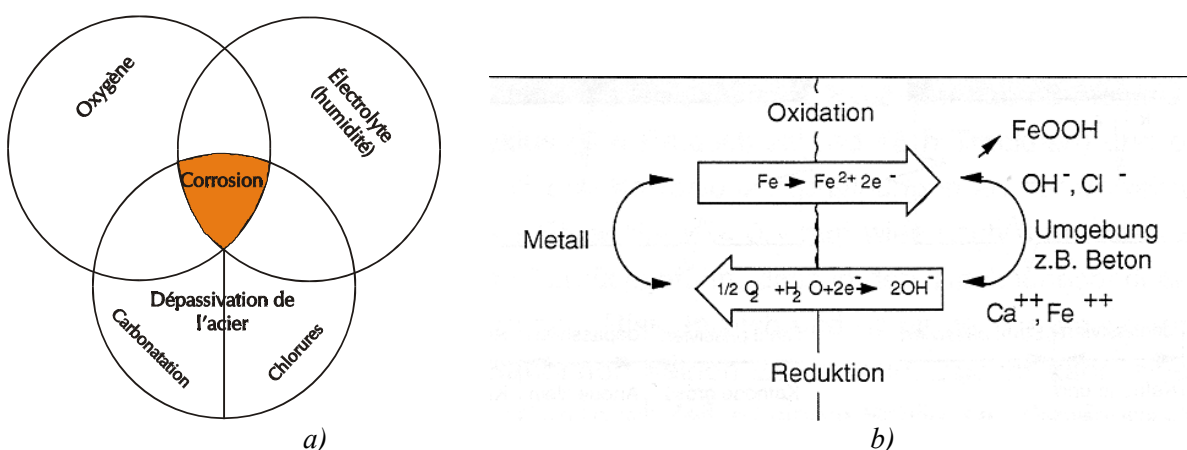


Figure 5 - Corrosion des aciers d'armature : a) paramètres principaux, b) réactions électrochimiques simplifiées.

La Figure 6 ci-dessous d'après Keller (1991) illustre les phénomènes dans le cas de corrosion induite soit par la carbonatation du béton d'enrobage, soit par la pénétration de chlorures dans

ce dernier, pour un béton non fissuré. La différence principale entre les 2 cas tient dans la répartition et dans l'étendue des cathodes et des anodes. Dans le cas de corrosion dans un béton carbonaté, on a une succession de cathodes et d'anodes réparties uniformément sur la barre d'armatures, avec de faibles différences de potentiel. Au contraire, en présence de chlorures, la corrosion est localisée et se manifeste par une anode localisée et une cathode étendue sur une grande surface de la barre d'armature, d'où une forte différence de potentiel.

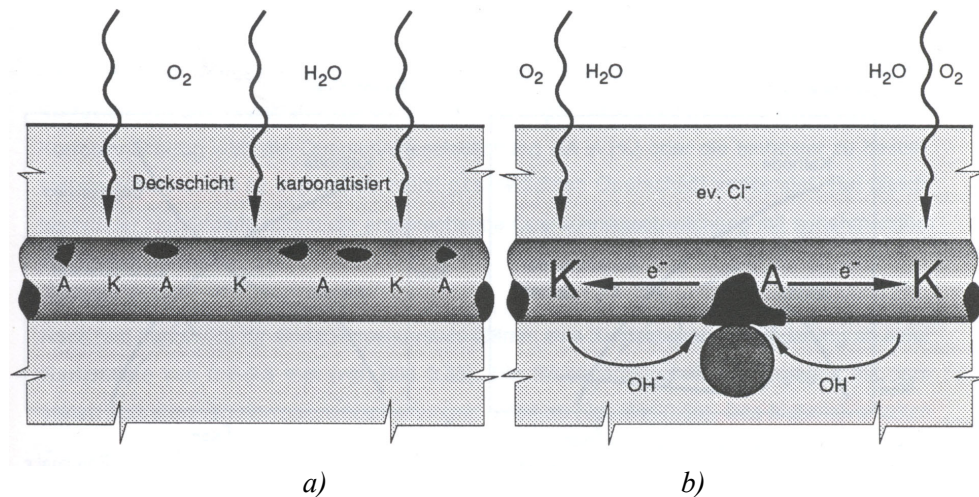


Figure 6 - Réactions de corrosion dans un béton non fissuré, a), soumis à la carbonatation, b) sous l'action des chlorures, d'après Keller (1991).

La Figure 7 illustre les 2 mêmes cas, dans le cas d'un béton fissuré.

- Dans le cas de la carbonatation Figure 7 (a), le processus de corrosion au droit de la fissure est conditionné par de petites anodes localisées immédiatement au voisinage des faces de la fissure. L'entretien du processus électrochimique de corrosion au droit de la fissure demande donc un apport en électrolyte (eau) et en oxygène au travers de la fissure. Dans le cas d'une fissure non-traversante, si un bouchon de produits de corrosion auto-colmate le fond de fissure, l'apport en eau et en oxygène est fortement ralenti et le processus de corrosion est ralenti en conséquence, Duval (1992). **Dans le cas de la corrosion induite par la carbonatation, le processus de corrosion au droit d'une fissure est entièrement gouverné par les conditions régnant dans la fissure.**

François et al. (1994) et Laurencet et al. (2001) voient le phénomène d'autocolmatage des fissures comme actif dans le cas du ralentissement de la corrosion due aux chlorures, ce qui n'est pas le cas de Duval (1992). Il apparaît plus plausible de considérer les données du phénomène électrochimique (étendue des anodes et cathodes) dans ce cas, comme expliqué dans ce qui suit, Keller (1991), Denarié (2000b).

- Avec la corrosion induite par les chlorures, Figure 7 (b) ci-dessous, le processus de corrosion induit au droit de la fissure est conditionné par de grandes cathodes constituées par des parties de la barre d'armature situées de part et d'autre de la fissure, sous le béton d'enrobage. L'apport en eau et en oxygène nécessaire à l'alimentation du processus de corrosion au droit de la fissure suppose donc une pénétration suffisante de ces derniers produits au travers du béton d'enrobage. Dans ce cas, une fois la réaction de corrosion amorcée au droit de la fissure, c'est la perméabilité à l'eau et aux

gaz du béton d'enrobage situé au voisinage de la fissure qui va conditionner l'évolution de la corrosion. Si cette perméabilité est suffisamment basse, après l'amorçage direct, on note un fort ralentissement de la corrosion. Cette dernière recommence à accélérer lorsque les chlorures ont traversé toute l'épaisseur d'enrobage à côté de la fissure. **Les paramètres déterminants dans le cas de la corrosion induite par les chlorures, au droit d'une fissure, sont donc l'épaisseur et la perméabilité du béton d'enrobage situé au voisinage de cette fissure.**

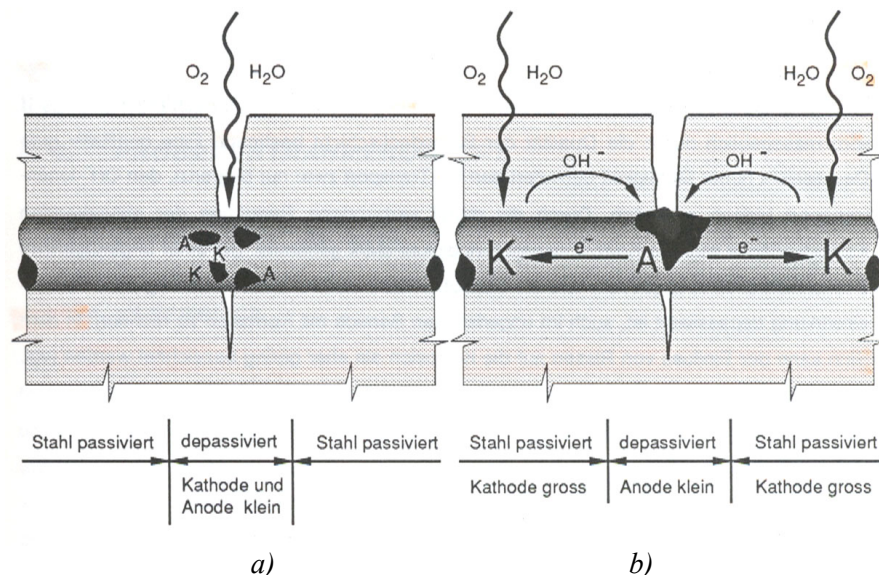


Figure 7 - Réactions de corrosion dans un béton fissuré, a) soumis à la carbonatation, b) sous l'action des chlorures, d'après Keller (1990).

2.2.4 Synthèse - conclusions

La Figure 8 ci-dessous d'après Laurencet (1999) et inspirée de François et al. (1994) synthétise les diverses considérations qui précèdent sur l'influence de la fissuration sur le processus de corrosion. Dans le cas du béton non-fissuré, Tuuti (1982), la phase d'incubation, sans dommages apparents est directement suivie par la phase de propagation de la corrosion. Dans le cas du béton fissuré, selon le type de fissure on distingue 2 cas :

- Dans le cas d'une fissure traversante, aucun mécanisme favorable n'est susceptible de ralentir la vitesse de corrosion, une fois que celle-ci est amorcée. En effet, leur aspect traversant permet une circulation des liquides (illustrée par la Figure 4) qui a pour conséquences d'empêcher la formation de bouchons de produits de corrosion (qui permettent de ralentir fortement ce processus, une fois qu'il est amorcé dans le cas d'un béton carbonaté) et d'alimenter constamment en éléments nécessaires au processus de corrosion (eau, oxygène) les barres d'armatures qu'elles croisent, tout en permettant un délavage progressif de la chaux.
- Dans le cas d'une fissure non-traversante, après l'amorçage de la corrosion (vitesse rapide) 2 facteurs peuvent le cas échéant ralentir fortement la vitesse de corrosion avec pour effet une "phase dormante". Si la carbonatation est la cause de la corrosion en fond de fissure, il s'agit du colmatage par les produits de corrosion et des effets associés. Si la pénétration des chlorures est la cause de l'amorçage de la corrosion, il s'agit de l'épaisseur et de la perméabilité du béton d'enrobage au voisinage de la

fissure. Cette perméabilité est elle-même fonction de la qualité du béton d'enrobage et de son niveau d'endommagement (microfissuration). Si ces derniers sont faibles, la vitesse de corrosion sera fortement réduite après la phase d'amorçage, conduisant à une phase dormante de longue durée.

Finalement, la fin de la "phase dormante" sera marquée par l'arrivée au niveau des armatures, des agents agressifs (front de carbonatation, chlorures), dans le béton non fissuré de manière visible. À partir de ce moment, la vitesse de corrosion sera la même au droit des fissures visibles et sous le béton d'enrobage apparemment non fissuré.

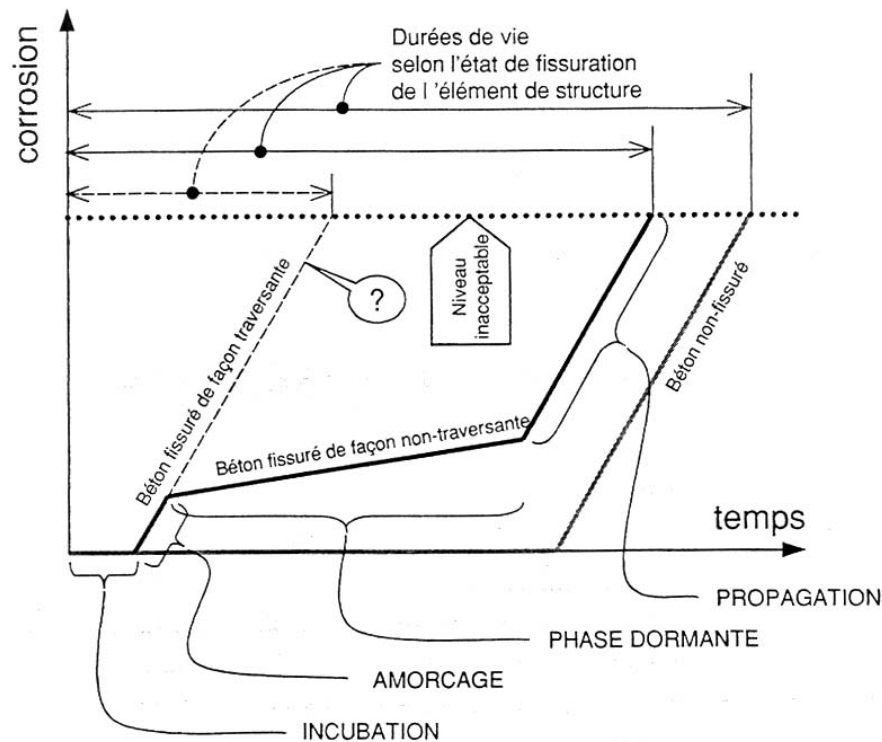


Figure 8 - Développement de la corrosion en fonction de la fissuration du béton armé, d'après Laurencet (1999).

En conclusion,

1. C'est surtout la présence des fissures traversantes qui semble nuisible pour l'étanchéité d'un élément de structure et pour la protection des barres d'armature.
2. Les conséquences néfastes de la fissuration non-traversante sur les phénomènes de corrosion ne sont pas influencées de manière significative par une limitation de l'ouverture des fissures lorsque celle-ci est comprise entre 0.05 et 0.4-0.5 mm.
3. Dans le cas de fissures non-traversantes, la qualité du béton d'enrobage (épaisseur et perméabilité) joue un rôle déterminant sur l'évolution du processus de corrosion d'un élément en béton armé.
4. La perméabilité de ce béton d'enrobage dépend fortement du niveau de sollicitation imposé par les armatures qu'il enrobe.

Fort de ces constatations, il apparaît donc judicieux :

1. D'éviter la présence de fissures traversantes.
2. De limiter le nombre de fissures non traversantes, tout en limitant leur ouverture à des valeurs inférieures à 0.4-0.5 mm.
3. De réduire la perméabilité de la couche de béton d'enrobage. Ceci peut se faire en augmentant l'épaisseur du béton d'enrobage, en améliorant sa qualité (béton dense) et en limitant son niveau de sollicitation (effets de microfissuration).

Il importe donc en premier lieu d'améliorer la compréhension des phénomènes responsables de la fissuration en générale et traversante en particulier, dans les éléments de structures hybrides, et de prendre des mesures pour éviter les fissures traversantes dans ces structures.

La durée de vie d'une structure hybride pourra être améliorée avec certitude si et seulement si cette dernière condition est remplie. De plus, l'absence de fissures traversantes pourra permettre de simplifier la construction des structures hybrides en rendant, par exemple, inutile la mise en place d'une quantité trop importante d'armature passive ou celle d'une couche d'étanchéité.

2.3 Objectifs et limitations de la recherche

L'objectif général de la présente recherche est *d'améliorer la compréhension* des phénomènes conduisant à l'apparition de fissures traversantes au jeune âge dans les éléments de structure dont les déformations globales sont entravées par la présence d'un support existant.

Ce travail se limite à l'étude de deux phénomènes liés à l'hydratation du béton, c'est-à-dire *les effets thermiques au jeune âge* et *le retrait endogène*.

Deux objectifs plus spécifiques sont :

- de tester expérimentalement l'aptitude des *capteurs à fibres optiques* à mesurer des déformations induites durant l'hydratation du béton par les effets thermiques au jeune âge et le retrait endogène ;
- de *fournir les paramètres* de matériaux et de *valider* les techniques nécessaires à l'utilisation d'un *outil de calcul numérique* permettant de reproduire de manière précise le comportement au jeune âge des éléments hybrides.

Cette étude permet également de définir des *recommandations*, sous la forme de mesures constructives ou de mesures relatives à la composition du béton, qui pourront être appliquées concrètement pour éviter l'apparition de fissures traversantes au jeune âge dans les éléments de structure hybride.

2.4 Démarche générale

La démarche choisie dans le cadre général de cette recherche consiste à mener une campagne expérimentale et, en parallèle, d'avoir recours à la simulation numérique. Cette démarche est présentée à la Figure 9.

L'outil de calcul numérique utilisé est le logiciel HEAT 6.0 de la société FEMMASSE b.v., développé par le Dr. P. Roelfstra, Roelfstra (1989), Roelfstra et al. (1994).

Plus récemment, de nouveaux développements ont été introduits dans HEAT6.0 afin d'améliorer la modélisation des couplages entre le comportement viscoélastique du béton, les mécanismes de transport thermiques et hydriques et la fissuration du béton, Bernard (2000b). 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.

Pour permettre la *validation* de l'outil de calcul numérique, une *campagne d'essais en laboratoire* est réalisée sur des grands éléments de structure hybride. Cette campagne d'essais est divisée en *deux parties* :

- la première consiste à étudier le comportement au jeune âge d'éléments hybrides dont le support est un *profilé métallique*. Ces premiers essais sont développés de telle manière que l'influence des effets thermiques au jeune âge est prépondérante par rapport à celle du retrait endogène ;
- la seconde partie se concentre sur le comportement au jeune âge d'éléments de structure hybride formés de *bétons d'âges différents*. Dans ce cas, ces essais sont conçus de manière à mettre en évidence l'influence du retrait endogène au profit de celle des effets thermiques au jeune âge.

Dans le même temps, des *mesures in-situ* sont effectuées lors de la construction de structures hybrides.

Les résultats issus de la campagne d'essais en laboratoire et des mesures in-situ sont ensuite comparés à ceux obtenus lors d'une simulation réalisée indépendamment à l'aide de l'outil de calcul numérique en imposant les mêmes conditions de bords. Si la concordance des résultats est jugée bonne, l'outil de calcul numérique peut alors être appliqué pour satisfaire aux objectifs de la présente étude, à savoir : prédire la durée de vie de n'importe quelle autre structure hybride, améliorer la compréhension des phénomènes provoquant l'apparition de fissures au jeune âge et définir des recommandations visant à éviter que ces fissures n'apparaissent.

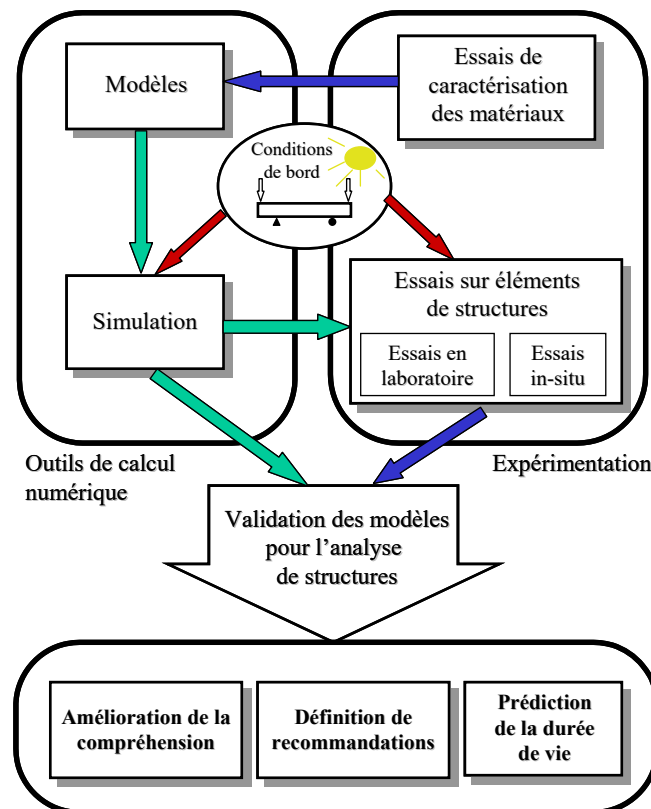


Figure 9 – Démarche générale de l'étude

2.5 Contenu du rapport

Les connaissances nécessaires à l'étude du comportement au jeune âge des éléments de structure hybride sont développées au *chapitre 3*. 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 section de béton. Une expression générale de ce degré d'entrave est fournie au paragraphe 3.1.2.2 en tenant compte du système statique de la structure hybride. Ensuite, la structuration du béton en cours d'hydratation est décrite à l'échelle du matériau au paragraphe 3.2. Cette partie permet également de décrire les mécanismes physiques responsables des effets thermiques au jeune âge et du retrait endogène. Ensuite, la capacité totale de déformation du béton en traction est décrite en fonction de son âge au paragraphe 3.3. 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 3.4. Il s'agit d'étudier les implications structurales relatives aux effets thermiques au jeune âge et au retrait endogène.

Les résultats expérimentaux de la recherche sont décrits au *chapitre 4*. Il s'agit d'un condensé des principaux résultats obtenus lors des deux parties de la campagne d'essais en laboratoire et des mesures in-situ. Tous les résultats expérimentaux peuvent être consultés en détail dans les rapports suivants, Monney et Ducret (1999), Blanc et Gomez Navarro (1999), Bernard (2000a), Glisic (2000).

La modélisation du comportement au jeune âge des structures hybrides est décrite au *chapitre 5*. Ce chapitre présente ensuite la procédure permettant de déterminer les paramètres des différents modèles. Pour finir, les résultats expérimentaux sont confrontés aux résultats issus de la modélisation afin de valider cette dernière. Le chapitre se termine en récapitulant les principaux résultats obtenus au cours de cette phase de validation.

Des recommandations visant à éviter l'apparition de fissures traversantes au jeune âge dans les éléments de structure hybride sont présentées au *chapitre 6*. Ces recommandations regroupent, d'une part, des mesures relatives à la composition du béton et, d'autre part, des mesures constructives affectant soit le déroulement des étapes de bétonnage, soit les propriétés isolantes des procédés de cure externe ou interne.

Les principales conclusions qui peuvent être tirées sur la base des résultats obtenus au cours de la présente recherche sont résumés au *chapitre 7*. Des propositions de recherches futures qui, à terme, devront permettre de maîtriser totalement l'apparition de fissures traversantes dans les éléments de structure hybride sont ensuite formulées.

Pour finir, signalons qu'une base de données relative au comportement au jeune âge d'une dizaine de recettes de béton est présentée à l'*annexe A* de ce rapport. Cette base de données regroupe tous les paramètres des modèles utilisés pour représenter à la fois les effets thermiques au jeune âge, le retrait endogène et l'évolution au cours du temps des propriétés mécaniques des différents bétons. Les matériaux regroupés dans cette base de données sont, d'une part, ceux utilisés au cours de la présente recherche et, d'autre part, ceux dont l'analyse a été effectuée durant la même période dans le cadre d'autres mandats et dont les résultats ont été mis à disposition, Bernard et Brühwiler (1999), Simon et al. (2001).

3. FISSURATION TRAVERSANTE AU JEUNE ÂGE

3.1 Degré d'entrave des structures hybrides

3.1.1 Généralités

La nouvelle section de béton est mise en place sur un *support rigide* de vieux béton ou d'acier. 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* illustrées, dans le cas d'un retrait empêché uniforme du nouveau béton, à la Figure 10. L'apparition de fissures traversantes dans la nouvelle section de béton est donc provoquée par les autocontraintes longitudinales de traction ($\sigma_{new,1}$ et $\sigma_{new,2}$). Des autocontraintes perpendiculaires à l'interface et des contraintes tangentielles sont également présentes dans les zones de bords, Haardt (1991). Elles peuvent conduire à des délaminations entre la nouvelle section de béton et le support. L'objectif du présent travail étant de se concentrer uniquement sur les phénomènes responsables de l'apparition de fissures traversantes dans la nouvelle section, le problème de la délamination ne sera pas abordé. Des informations à ce sujet peuvent être consultées dans Bernard (2000b) pour des éléments formés de bétons d'âges différents.

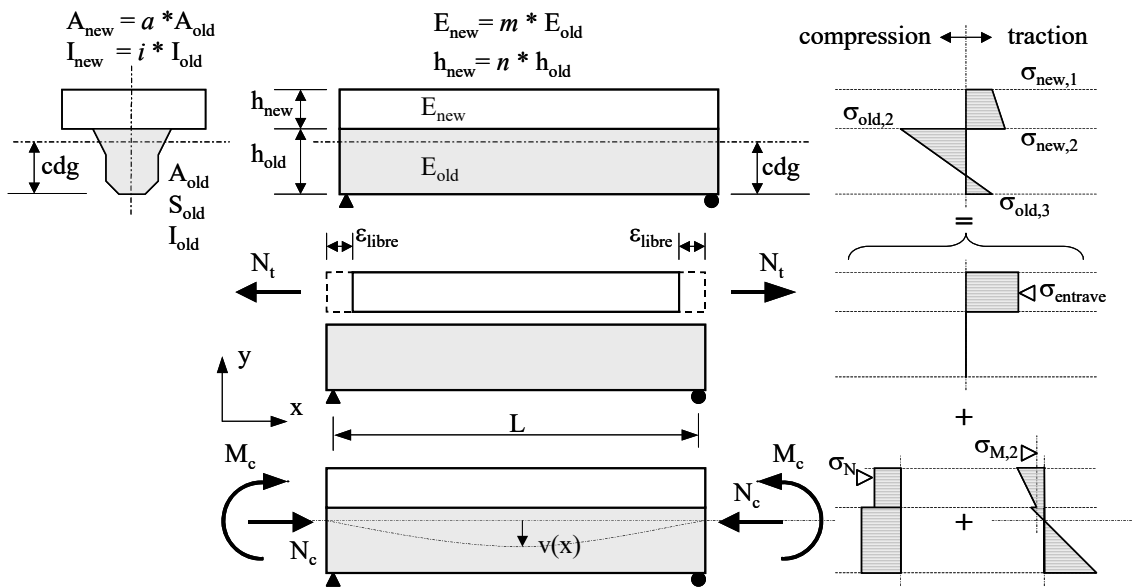


Figure 10 – Autocontraintes longitudinales dans un élément de structure hybride

Dans le but de faire l'inventaire des principaux paramètres qui influencent le comportement au jeune âge des éléments de structure hybride, utilisons l'équation simplifiée 3.1 qui permet d'estimer la valeur de la contrainte $\sigma_{new,2}$ de traction dans la nouvelle couche due à une déformation imposée ϵ_{libre} (voir Figure 10). 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 ϵ_{libre} qui pourrait être mesurée sur la hauteur de la nouvelle couche si le support n'était pas présent.

$$\sigma_{new,2} = \mu E_{new} \epsilon_{libre} = \mu \sigma_{entrave} \quad (3.1)$$

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 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 pour différents types de structures hybrides et l'importance des différents paramètres précédents sont développées au paragraphe 3.1.2.

Etant donné que les sollicitations ε_{libre} qui nous intéressent agissent au jeune âge, il est nécessaire de connaître l'évolution au cours du temps de la valeur du module d'élasticité effectif E_{new} du béton. Il est donc indispensable de s'intéresser à la *structuration du béton en cours d'hydratation*. Cette notion est abordée au paragraphe 3.2. Cette étape nous permet de nous pencher sur les deux causes de déformations ε_{libre} du béton au jeune âge étudiées, à savoir : les *effets thermiques et le retrait endogène*. Dans le but de faire apparaître les *mécanismes physiques* à l'origine de ces deux sollicitations, leur étude est effectuée, dans un premier temps, au niveau du comportement du matériau.

Afin de mieux comprendre et de modéliser l'apparition de la fissuration dans les éléments de structure hybride, la *fissuration du béton* en traction est un phénomène qui doit être pris en compte. Les notions utiles sont présentées au paragraphe 3.3.1 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 au jeune âge dans un élément hybride. En effet, lorsque le *taux de déformation imposée* $d\varepsilon_{libre}/dt$ diminue, la relaxation des autocontraintes due aux effets visqueux augmente. L'influence du taux de déformation imposée $d\varepsilon_{libre}/dt$ sur le comportement en traction du béton est abordée au paragraphe 3.3.2. À ce stade, les *couplages* entre le comportement viscoélastique et la fissuration du béton sont traités.

Dans l'équation simplifiée 3.1 et à la Figure 10, les autocontraintes sont obtenues en admettant une déformation imposée ε_{libre} constante sur toute la hauteur de la nouvelle section. Dans un élément de structure hybride, les effets thermiques au jeune âge et le retrait endogène peuvent induire des gradients de déformation sur la hauteur du nouveau béton. Il est donc indispensable de *transposer les connaissances* acquises au niveau du comportement du matériau à celui d'un élément de structure hybride. Ce pas est effectué au paragraphe 3.4.

Après avoir acquis les connaissances nécessaires à la compréhension du comportement au jeune âge des éléments hybrides, il est utile d'effectuer une synthèse de ces connaissances afin de justifier et de motiver les moyens mis en œuvre dans le cadre de la présente recherche. Cette synthèse est décrite au paragraphe 3.5.

3.1.2 Calcul du degré d'entrave

3.1.2.1 Hypothèses et principe de calcul

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.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- le comportement mécanique des deux matériaux est admis linéaire et élastique,
- le coefficient de Poisson des deux matériaux est admis nul,
- 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} (voir Figure 10). 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).

3.1.2.2 Expression générale pour une structure isostatique

Le degré d'entrave μ est défini de la manière suivante (voir Figure 10) :

$$\mu = \frac{\sigma_{new,2}}{\sigma_{entrave}} = \frac{\sigma_{entrave} + \sigma_N + \sigma_{M,2}}{\sigma_{entrave}} = 1 + \mu_N + \mu_M \quad (3.2)$$

Les coefficients μ_N et μ_M sont différents de zéro lorsque les degrés de liberté respectivement axiaux et flexionnels sont libres. Pour une structure isostatique, cette condition est bien remplie. Dans ce cas, le degré d'entrave μ est différent de 1 et les coefficients μ_N et μ_M peuvent être considérés comme des soulagements de contraintes dus, d'une part, à l'effet axial (σ_N) et, d'autre part, à l'effet flexionnel ($\sigma_{M,2}$). Après calcul, ces deux coefficients prennent les valeurs suivantes (a , A_{old} , m , h_{old} , i , I_{old} , s , S_{old} et n sont définies au paragraphe précédent) :

$$\mu_N = \frac{-ma}{ma+1} \quad (3.3)$$

$$\mu_M = \frac{-m \cdot a \cdot A_{old} \cdot \left[h_{old} \left(1 + \frac{n}{2} \right) - cdg \right] \cdot (h_{old} - cdg)}{I_{old} (m \cdot i + 1) + A_{old} \left(cdg - \frac{S_{old}}{A_{old}} \right)^2 + m \cdot a \cdot A_{old} \left[h_{old} \left(1 + \frac{n}{2} \right) - cdg \right]^2} \quad (3.4)$$

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

3.1.2.3 Expression pour une structure isostatique à sections rectangulaires

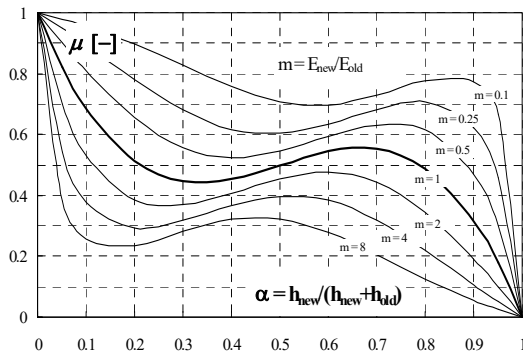
Lorsque la section du support et celle du nouveau béton sont rectangulaires de largeurs respectives b_{old} et b_{new} ($b = b_{new}/b_{old}$), les expressions 3.2, 3.3 et 3.4 du degré d'entrave se simplifient de la manière suivante :

$$\mu = \frac{(4 \cdot m \cdot n^3 \cdot b + 3 \cdot m \cdot n^2 \cdot b + 1)}{(m^2 \cdot n^4 \cdot b^2 + 4 \cdot m \cdot n^3 \cdot b + 6 \cdot m \cdot n^2 \cdot b + 4 \cdot m \cdot n \cdot b + 1)} \quad (3.5)$$

Dans l'expression 3.5, le degré d'entrave ne dépend plus que des rapports m , n et b .

Pour une dalle hybride ($b=1$), l'expression 3.5 devient identique à celle établie par Silfwerbrand (1996). Pour de telles structures, la figure 2 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 ($\alpha = n/(n+1) = h_{new}/(h_{old}+h_{new})$).

a) Dalle hybride isostatique ($b=1$)



b) Dalle hybride encastrée appuyée ($b=1$)

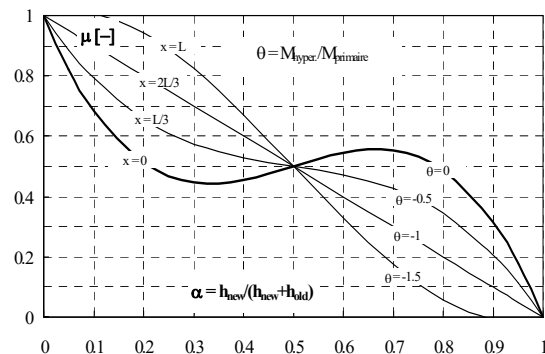


Figure 11 – Abaques pour le calcul du degré d'entrave a) d'une dalle isostatique, d'après Silfwerbrand (1996), et b) d'une dalle encastrée appuyée

Dans le cas de la mise en place d'un surbéton sur une dalle de roulement de pont, le degré d'entrave transversal peut être calculé à l'aide de l'abaque de la Figure 2 a). Le rapport n prend des valeurs usuelles variant entre 1/3 et 1.50 (soit $0.25 < \alpha < 0.60$) et la valeur de m est relativement proche de 1. Par conséquent, le degré d'entrave μ de la nouvelle couche de béton est compris entre 0.40 et 0.60.

3.1.2.4 Degré d'entrave des structures hyperstatiques

Lors du calcul du degré d'entrave, la valeur des coefficients μ_N et μ_M dépend du système statique. Si le degré de liberté associé à l'un des deux coefficients n'est pas libre, le coefficient correspondant est nul.

Pour une poutre hybride bi-encastrée (voir Figure 12), les degrés de liberté axiaux et flexionnels ne sont pas libres. Par conséquent, les coefficients μ_N et μ_M valent zéro et le degré d'entrave vaut donc 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 paramètres liés au matériau, à savoir : E_{new} et ε_{libre} , et ne dépend plus de paramètres liés à la structure ou à la présence du support.

Dans le cas de la poutre encastrée-appuyée de la Figure 12, le degré de liberté axial est libre. Par conséquent la valeur de μ_N reste inchangée par rapport à celle calculée pour une structure isostatique. Par contre, le degré de liberté flexionnel n'est plus totalement libre. 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 valent 1, le degré d'entrave μ de la poutre encastrée-appuyée est donné par l'expression 3.6 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 b) permet de déterminer le degré d'entrave μ en fonction de n et de θ ou de la position x le long de la poutre encastrée-appuyée. Dans certaines conditions, le degré d'entrave peut être doublé à l'encastrement par l'effet hyperstatique.

$$\mu = \frac{(3 \cdot \theta \cdot n^2 + 4 \cdot n^2 - n + 3 \cdot \theta \cdot n + 1)}{(n^3 + 3 \cdot n^2 + 3 \cdot n + 1)} \quad (3.6)$$

$$\text{avec } \theta = \frac{M_{hyper}}{M_{primaire}}$$

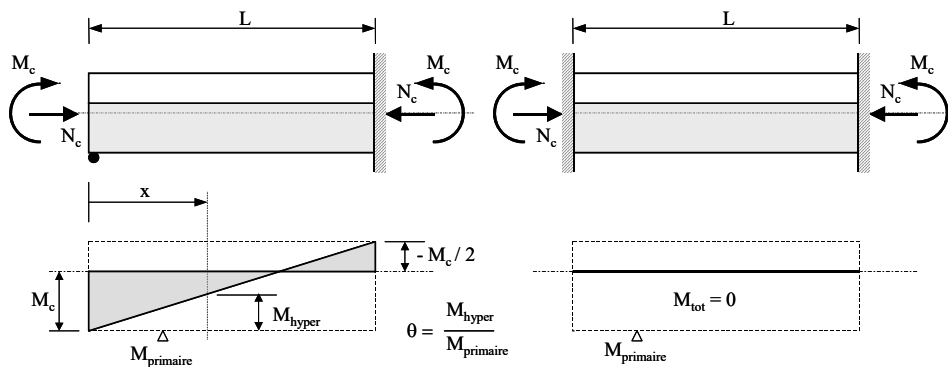


Figure 12 - Redistribution des moments dans des structures hyperstatiques

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 surbéton 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 μ_M disparaît après les premières travées. Le degré d'entrave des travées centrales peut donc s'exprimer par $\mu = 1 + \mu_N = 1/(m+1)$. Transversalement, le système statique est fréquemment isostatique. Par conséquent, le degré d'entrave des travées centrales de la dalle de roulement est 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.

3.1.2.5 Exemples de calcul

Les formules 3.2 à 3.4 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 coupe-types sont données à la Figure 13. 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. Les degrés d'entrave sont calculés pour un module d'élasticité du nouveau béton E_{new} de 20000 N/mm² dans le but d'évaluer, en fin de paragraphe, la contrainte dans la nouvelle couche induite par les effets thermiques au jeune âge. Les propriétés des deux sections sont regroupées au Tableau 1.

Les Figure 14 a) et b) illustrent l'évolution du degré d'entrave μ de ponts ayant le même support que celui des ponts étudiés et dont la hauteur h_{new} du nouveau béton varie. Ces figures présentent le degré d'entrave $\mu = 1 + \mu_N + \mu_M$ dans le cas où le système statique longitudinal des ponts est isostatique, le degré d'entrave d'éventuelles travées centrales $\mu = 1 + \mu_N$ (degré de liberté flexionnel bloqué) et la contribution μ_M seule. Pour les deux ponts considérés et leur valeur respective de α , les degrés d'entrave obtenus sont donnés au Tableau 2. Dans le cas où

ces deux ponts seraient des poutres simples isostatiques, le degré d'entrave du pont hybride du Javroz est 25% plus élevé 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 plus importante du degré d'entrave total. Étant donné que la hauteur de la poutre métallique est importante par rapport à celle de la dalle en béton et que le module d'élasticité de l'acier est environ dix fois plus grand que celui du nouveau 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 identiques. Ceci s'explique par le fait que μ_N ne dépend que des rapports $m a$, peu différents pour les deux ponts.

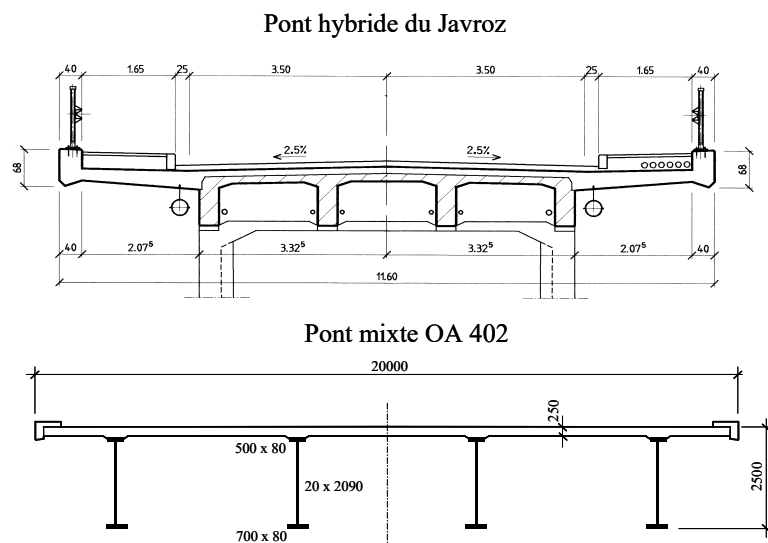


Figure 13 – Coupe-types du pont du Javroz et du pont OA 402

	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	0.05
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	0.005
I_{old}	$[mm^4]$	$1.5 \cdot 10^{11}$	$5.0 \cdot 10^{11}$	cdg	$[mm]$	788	1637

Tableau 1 – Propriétés des sections

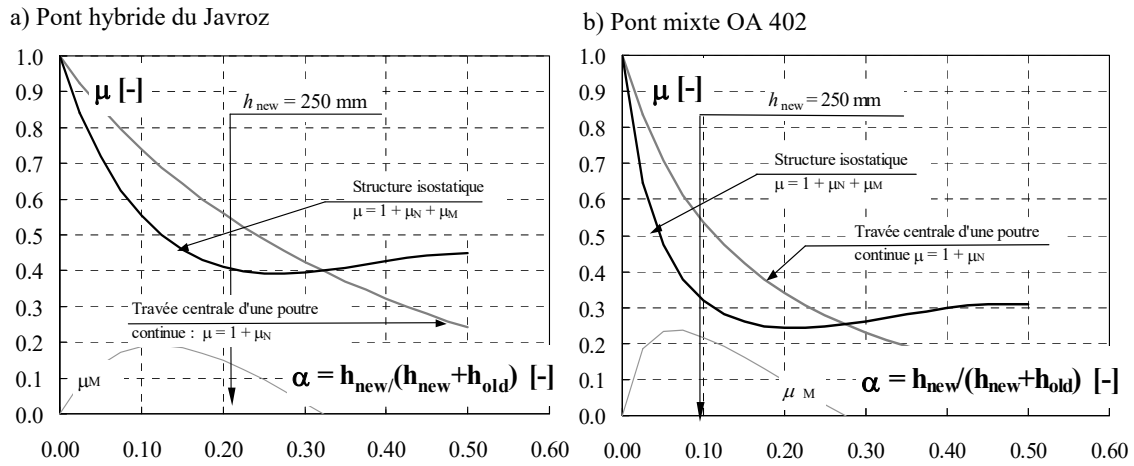


Figure 14 – Évolution du degré d'entrave du pont du Javroz et du pont OA 402 en fonction de α (uniquement variation de h_{new})

	Javroz	OA 402
Poutre isostatique : $\mu = 1 + \mu_N + \mu_M$	0.40	0.32
Travées centrales : $\mu = 1 + \mu_N$	0.54	0.54
Contribution μ_M	0.14	0.22

Tableau 2 – Degrés d'entrave

Si, au lieu d'une dalle d'épaisseur de 250 mm, le support du pont du Javroz avait simplement été remis en état à l'aide d'une couche mince de nouveau béton dont l'épaisseur vaut 50 ou 70 mm (surbéton seul), le degré d'entrave d'une travée centrale $\mu = 1 + \mu_N$ atteint respectivement 0.90 et 0.80 (voir Figure 14 a). Ce résultat montre bien que, dans le cas du pont du Javroz, un bétonnage simultané du surbéton, des dalles en porte-à-faux et des bordures peut permettre de diminuer fortement le degré d'entrave.

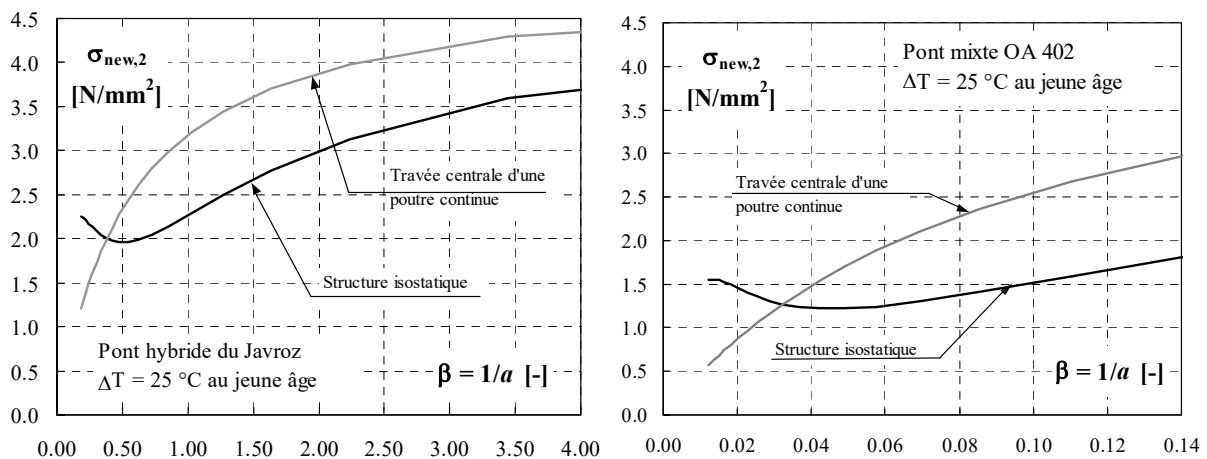


Figure 15 – Évolution de la contrainte $\sigma_{new,2}$ induite dans la nouvelle couche lors du refroidissement au jeune âge

A titre d'exemple d'utilisation du degré d'entrave, la contrainte de traction dans la nouvelle couche $\sigma_{new,2}$ induite par les effets thermiques au jeune âge peut être évaluée, à la fin du refroidissement du nouveau béton, en utilisant la formule : $\sigma_{new,2} = \mu E_{new} \Delta T_2 \alpha_T$ avec $\Delta T_2 =$ refroidissement de 25 °C et $\alpha_T = 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$. L'évolution de $\sigma_{new,2}$ en fonction du facteur de retenue β , défini dans Ducret (1997), par $\beta = A_{old}/A_{new} = 1/a$, est illustrée, pour les deux ponts, à la

Figure 15. Les valeurs de β , valables pour de nombreux ouvrages, sont généralement comprises entre 0.06 et 0.14 pour un pont mixte acier-béton et 0.5 et 2 pour un pont hybride béton-béton.

Pour le pont mixte OA 402, on retrouve les résultats de Ducret (1997) lorsque les effets flexionnels sont bloqués ($\mu_M = 0$). Lorsque la structure est isostatique, la contrainte $\sigma_{new,2}$ dépend toujours de β mais son amplitude est moindre. Pour le pont hybride du Javroz, la valeur de $\sigma_{new,2}$ est comparativement plus élevée lorsque la structure est isostatique et elle est relativement proche de celle du pont OA 402 lorsque les effets flexionnels sont bloqués.

3.2 Structuration du béton en cours d'hydratation

3.2.1 Différentes phases

Le mélange des granulats, du ciment et d'une certaine quantité d'eau permet d'obtenir une pâte plastique pouvant être travaillée et mise en place aisément. Ensuite, les grains de ciment s'hydratent au contact de l'eau et la structuration du béton commence. La notion de degré d'hydratation $\xi(t)$ est couramment utilisée pour caractériser l'avancée de la réaction chimique au cours du temps t . Ce degré $\xi(t)$ correspond au rapport entre la quantité d'eau consommée par l'hydratation au temps t et la quantité totale d'eau qui sera utilisée pour hydrater complètement le ciment. Trois phases importantes peuvent être distinguées durant l'hydratation (voir Figure 16):

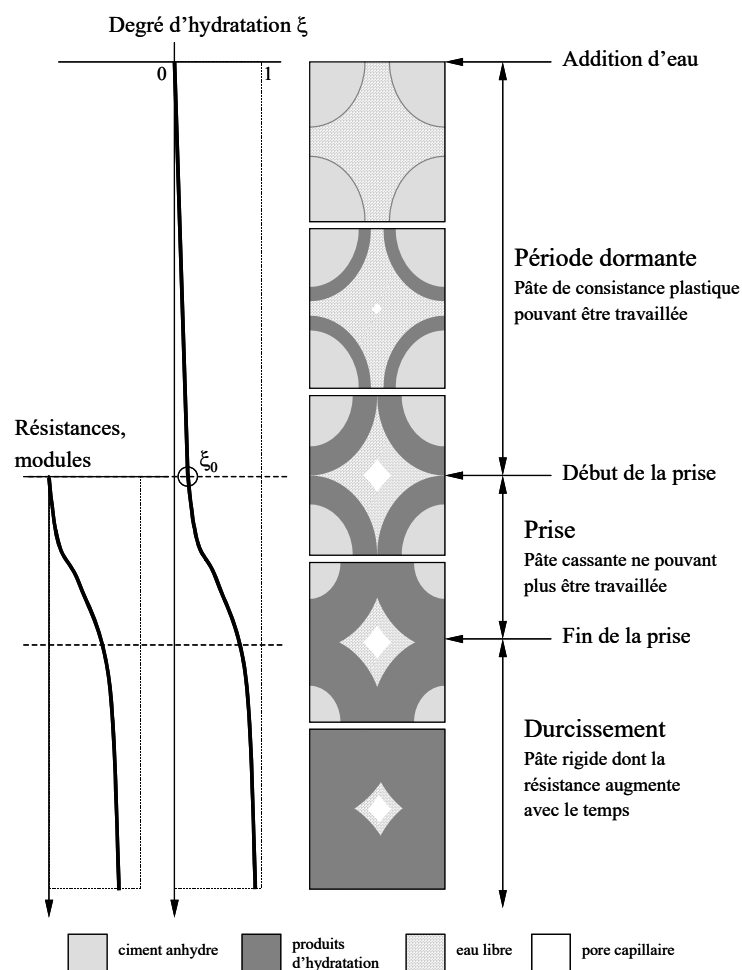


Figure 16 – Description schématique de la structuration de la pâte de ciment, adaptée d'après Soroka (1993)

- 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, Van Breugel (1991), De Schutter et Tearwe (1996), 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 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 (1988), 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, Neville (1995)).

3.2.2 Hydratation du ciment, dégagement de chaleur

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 thermiques au jeune âge et celle du retrait endogène sur le comportement au jeune âge d'une structure hybride.

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'aluminate tricalcique C_3A et l'aluminoferrite tétracalcique C_4AF (ou célite), selon la dénomination adoptée par les cimentiers. Dans la plupart des cas, les C_3S 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, du filler calcaire ou des cendres volantes. Au contact de l'eau, chaque constituant anhydre s'hydrate selon une réaction chimique différente. 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* $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 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 (1988) 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 17, d'après Bennett et Collings (1969) et tirée de Neville (1995), illustre l'influence de la finesse de mouture sur le développement de la résistance à la compression d'un béton dont le rapport eau/ciment vaut 0,4.

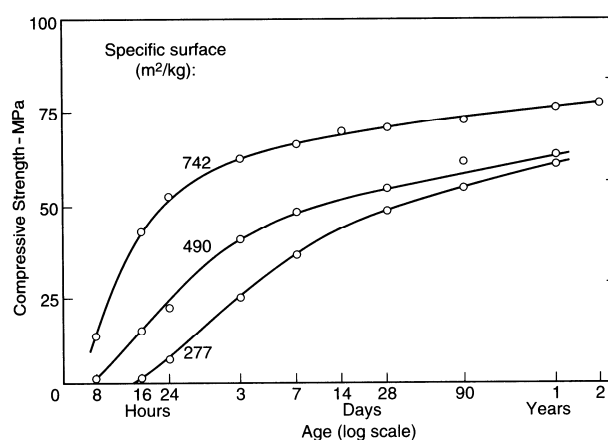


Figure 17 – Influence de la finesse de mouture sur l'évolution de la résistance à la compression, tiré de Neville (1995)

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, Bentur et al. (1977), 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, Verbeck et Helmuth (1968).

3.2.3 Retrait endogène

Le volume molaire total des produits d'hydratation du ciment est inférieur de l'ordre de 8 à 12 %, Le Châtelier (1900), Buil (1990), 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*, Le Châtelier (1900), et ne dépend pas du rapport e/c.

Avant le début de la prise (voir Figure 18 b), tirée de Tazawa (1998), le volume de ciment frais est une suspension dense dont la forme extérieure s'adapte aux variations absolues de volume des constituants. À 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.

À 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 18 a), tirée de Boivin et al. (1998)). 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, Acker (1988). 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, Buil (1990), Hua (1992), Baroghel-Bouny (1994). De plus, il est observable lorsque l'éprouvette n'est pas en contact avec une source d'eau extérieure. D'après Buil (1990), la contraction Le Châtelier ne peut pas être dissociée du retrait d'autodessiccation. En fait, elle en constitue même le moteur, Hua (1992).

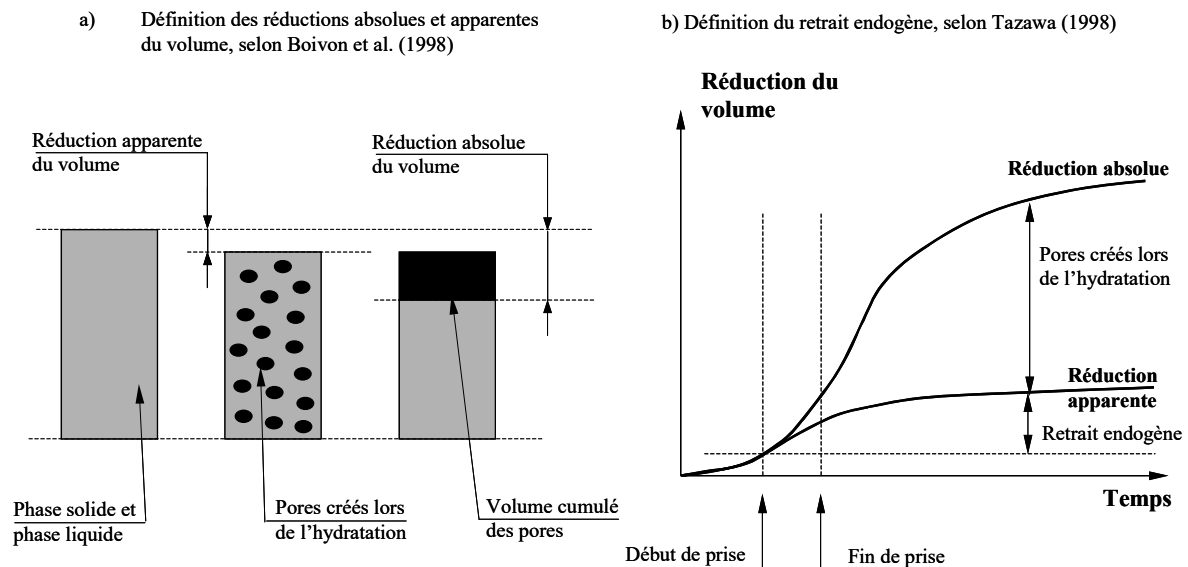


Figure 18 – a) Définitions des réductions de volume absolues et apparentes au cours de l'hydratation du ciment, Boivin et al. (1998) et b) définition du retrait endogène, Tazawa (1998)

Si les déformations globales 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, Tazawa (1998), Gagné et al. (1999).

Les phénomènes physiques à l'origine du retrait endogène sont donc, à court terme, la contraction Le Châtelier, Acker (1988), et l'autodessiccation de la pâte de ciment, Hua (1992). Les travaux de Hua (1992) 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 (1996), illustrées à la Figure 19 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 19 b), tirée de Tazawa (1998). 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 19 b) démontrent qu'un clinker qui contient une plus faible proportion d'aluminates (C_3A et C_4AF) et une plus grande proportion de bélite (C_2S) 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, Tazawa (1998).

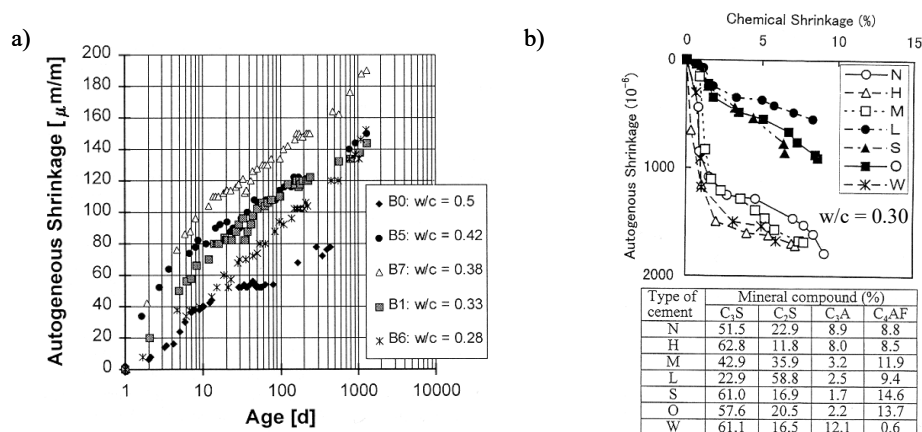


Figure 19 – a) retrait endogène à long terme, d'après Le Roy (1996) et tiré de Ulm et al. (1999) et b) influence des constituants du clinker sur l'amplitude finale du retrait endogène, d'après Tazawa (1998)

Pour un béton de ciment Portland traditionnel sans ajouts d'ultrafines, les résultats illustrés à la Figure 19 a) (béton B5, $e/c = 0.42$) montrent que l'amplitude du retrait endogène peut atteindre $150 \mu m/m$. 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, Laplante et Boulay (1994), Glisic (2000), permettent d'estimer que, pour un même type de béton, le retrait endogène peut atteindre une valeur de $100 \mu m/m$ 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 Van Breugel (1991), Baroghel-Bouny (1994), Tazawa (1998), Baroghel-Bouny et Aïtcin (2000).

3.2.4 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 comportement visqueux du béton 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 (1968) à la Figure 20, est suffisante pour décrire la microstructure de la pcd.

La phase solide poreuse est constituée principalement par des *feuillet de CSH* et des cristaux plus grossiers de *Portlandite* qui ne sont pas représentés à la Figure 20. Si la pâte de ciment n'est pas complètement hydratée, des grains de ciment anhydre sont également présents. La Figure 21, tirée de Hansen (1986), 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.

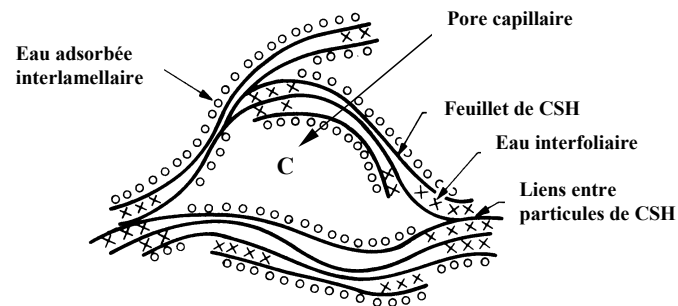


Figure 20 – Représentation schématique de la structure de la pcd selon Feldman et Serada (1968)

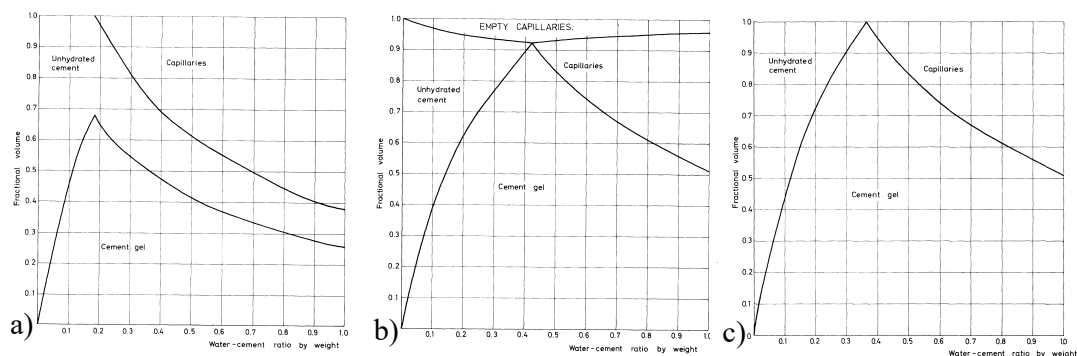


Figure 21 – Répartition volumique d'une pcd en fonction du degré d'hydratation et du traitement de cure, selon Hansen (1986) ; a) pcd hydratée à 50% et très mauvaises conditions de cure, b) pcd protégée du séchage jusqu'à hydratation complète, c) pcd faisant sa cure dans l'eau et hydratée à 100 %

Différentes échelles de porosité existent à l'intérieur de la pcd. Elles sont décrites à la Figure 22, tirée de Van Breugel (1991) et adaptée par Guénou-Delahaie (1997). 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 (méso-, 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, Baroghel-Bouny (1994).

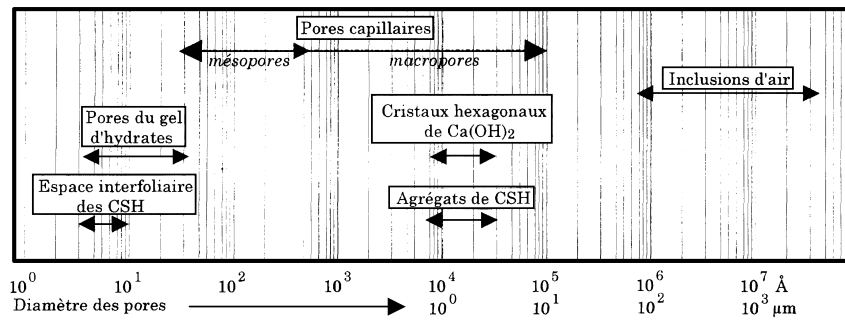


Figure 22 – Différents ordres de grandeur impliqués dans la pcd, d'après Van Breugel (1991) et adapté par Guénout-Delahaie (1997)

Différents types d'eau sont également 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.

3.2.5 Interfaces inclusions et pâte de ciment

Le comportement mécanique d'un béton traditionnel étant fortement influencé par sa nature composite, Wang (1994), 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, Scrivener (1988), sur une épaisseur de l'ordre de 20 µm. D'après Jennings (1992), l'auréole de transition présente une couche de 2 à 3 µm, 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 (1990), 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.

3.3 Capacité de déformation du béton en traction

Après avoir étudié la nature des principales sollicitations qui influencent le comportement au jeune âge des éléments hybrides, il est nécessaire de s'intéresser à la réponse du béton à ces déformations imposées.

Étant 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 en fonction de son âge, tout d'abord, pour une sollicitation quasi-statique, puis, en tenant compte de l'histoire des déformations imposées.

3.3.1 Comportement quasi-statique

3.3.1.1 Description du phénomène

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 ressuage lors de la mise en place du béton. Précisons que d'après Sunderland et al. (1995), la densité de ces microfissures est faible pour un béton de structure.

Lorsqu'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 23 par la loi σ - ε , pour une valeur de σ qui correspond à la contrainte moyenne agissant sur chaque section de l'élément.

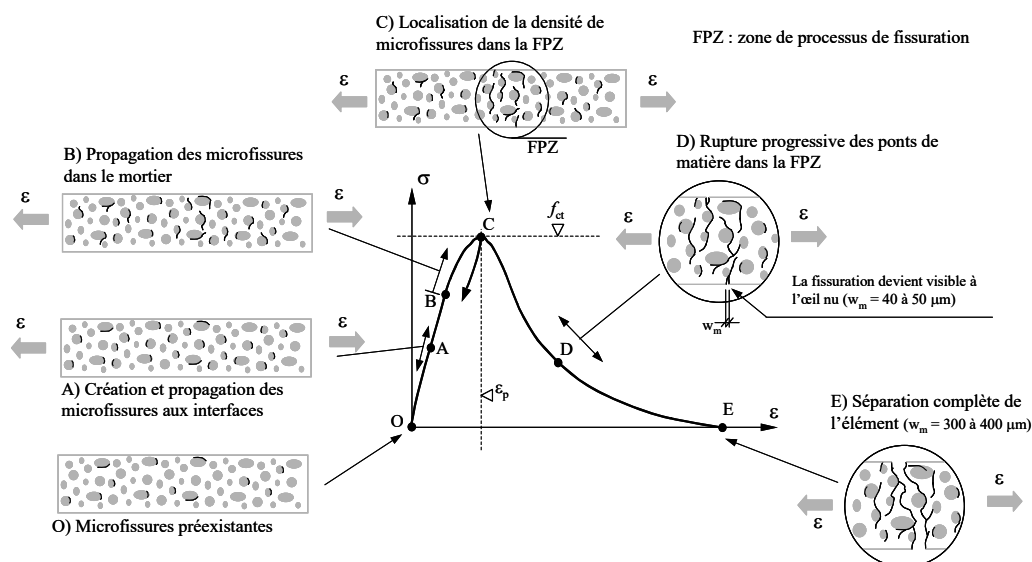


Figure 23 – Représentation schématique du comportement quasi-statique du béton en traction et de la progression de la fissuration

Lorsque la déformation axiale imposée ε augmente, trois mécanismes distincts du développement de la fissuration, Hsu et al. (1963), 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 allant entre 20 et 40 % de la contrainte maximale f_{ct} que l'élément peut transmettre, Al-Kubaisy et Young (1975). Dans le cas de la traction directe, f_{ct} correspond à la résistance à la traction du béton ;
- le second a été mis en évidence par Attiogbe et Darwin (1987). 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} , Hsu et al. (1963).

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, Brühwiler (1988), et des conditions aux limites du système étudié, Denarié (2000).

Comme nous l'avons vu au paragraphe précédent, l'ajout de fumées de silice ou de cendres volantes a 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. À 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.

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, Van Mier (1991). 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'œil nu. L'œil humain perçoit une fissure lorsque son ouverture est de l'ordre de 40 à 50 μm . Nous admettons également que cette ouverture de fissure (40 à 50 μm) correspond à la transition entre les microfissures et les macrofissures. 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 macrofissure visible en surface dépasse 300 à 400 μm .

3.3.1.2 Evolution des propriétés mécaniques en fonction de l'âge du béton

Le comportement quasi-statique décrit précédemment dépend bien évidemment du degré d'hydratation $\xi(t)$ du ciment. En admettant que $\xi(t)$ correspond au rapport entre la quantité de chaleur dégagée par l'hydratation au temps t et la quantité totale de chaleur d'hydratation, De Schutter et Taerwe (1996) ont déterminé l'évolution des propriétés mécaniques de plusieurs bétons. Leurs valeurs moyennes, tirées des résultats expérimentaux, sont illustrées à la Figure 24 pour deux types de ciment (ciment Portland CEM I 52.5 et un ciment de laitier de haut fourneau CEM III 32.5). On retrouve la notion de seuil d'hydratation ξ_0 qui vaut respectivement 0.25 et 0.29. Cette valeur dépend donc du type de ciment utilisé. Il est important de signaler qu'indépendamment du type de ciment, le module d'élasticité $E(\xi)/E(\xi=1)$ évolue plus vite que les résistances et que la résistance à la traction $f_{ct}(\xi)/f_{ct}(\xi=1)$ évolue également plus vite que la résistance à la compression $f_c(\xi)/f_c(\xi=1)$. D'après De Schutter et Taerwe (1996), l'évolution de ces propriétés mécaniques peut être exprimée en fonction du degré d'hydratation par les équations (3.7).

Les paramètres obtenus expérimentalement par les auteurs valent, pour chaque ciment, respectivement $c_1 = 0.26$ et 0.43 ; $c_2 = 0.46$ et 0.78 ; $c_3 = 0.84$ et 0.97 . À nouveau, le type de ciment influence l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton.

$$E(\xi) = \left(\frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right)^{c_1} \cdot E(\xi=1) \quad f_{ct}(\xi) = \left(\frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right)^{c_2} \cdot f_{ct}(\xi=1) \quad f_c(\xi) = \left(\frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right)^{c_3} \cdot f_c(\xi=1) \quad (3.7)$$

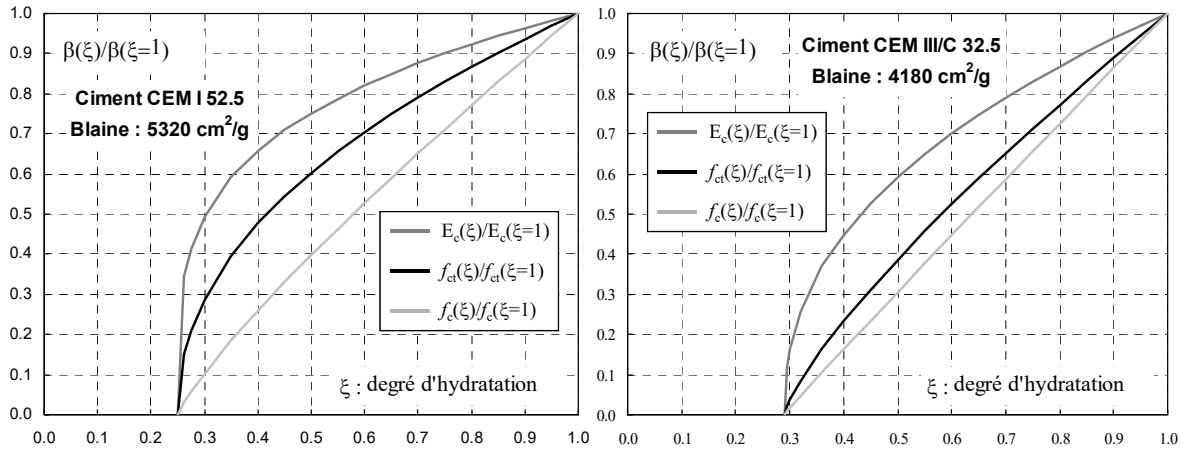


Figure 24 – Evolution des propriétés mécaniques en fonction du degré d'hydratation, d'après les résultats expérimentaux de De Schutter et Taerwe (1996)

L'évolution du module d'élasticité et celle de la résistance à la traction sont souvent exprimées, dans la littérature, en fonction de l'évolution de la résistance à la compression. Les valeurs obtenues des rapports c_1/c_3 et c_2/c_3 varient, respectivement, entre 0.31 et 0.5 et entre 0.66 et 1.00, Byfors (1980), Breitenbücher (1989), Code Model 90 CEB-FIP (1990), Neville (1995), De Schutter et Taerwe (1996).

De nombreux auteurs ont étudiés expérimentalement l'évolution de la résistance à la traction directe f_{ct} du béton en fonction de son âge, Kasai et al. (1971), Springenschmid et Nischer (1973), Byfors (1980). La Figure 25 illustre les résultats de Kasai et al. (1971) qui montrent la dépendance entre la résistance à la traction directe du béton f_{ct} et son âge, le type de ciment, son rapport e/c et la consistance du béton frais. Les résultats de la Figure 25 illustrent que les ciments dont la finesse de mouture est la plus grande présentent une résistance à la traction directe qui évolue plus vite. Un résultat identique est illustré à la Figure 17 pour la résistance à la compression. Indépendamment du type de ciment, un rapport e/c plus grand provoque une diminution de l'amplitude de f_{ct} . Kasai (1962) a également montré que la loi d'évolution des propriétés mécaniques au jeune âge du béton ne dépend pas du rapport e/c et que seule l'amplitude atteinte par ces propriétés en dépend. De plus, d'après les résultats illustrés à la Figure 25, la consistance du béton frais n'influence pas de manière significative l'évolution de la résistance à la traction.

L'évolution des propriétés mécaniques du béton dépend de la taille des éléments et des conditions de cure en cours d'hydratation. En effet, plus la température du béton est élevée durant l'hydratation plus la réaction chimique a lieu rapidement. Ce caractère thermoactivé de l'hydratation affecte directement l'évolution des propriétés mécaniques du béton. Cette dernière remarque démontre que la caractérisation de l'évolution des propriétés mécaniques du béton en fonction de son âge est une démarche moins rigoureuse que si elle est effectuée en fonction du degré d'hydratation du ciment. Certains auteurs, Nurse (1949), Malhotra (1971), proposent d'utiliser la notion de maturité du béton au lieu de son âge afin de prendre

en compte l'influence de la température du béton lors de la caractérisation de l'évolution au jeune âge de ses propriétés mécaniques. La maturité correspond à un âge équivalent du béton dont l'hydratation a lieu à une température constante de 20°C. Par conséquent, si la température au jeune âge du béton est supérieure à 20°C, la maturité du béton est plus élevée que son âge.

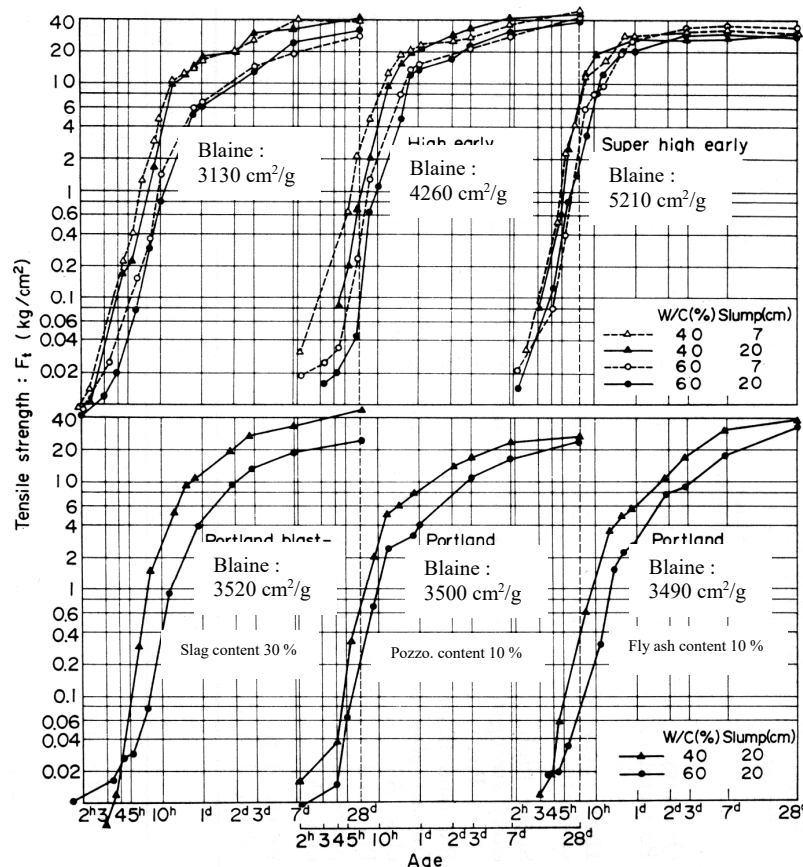


Figure 25 – Evolution de la résistance à la traction en fonction de l'âge du béton, du type de ciment, du rapport e/c et de la consistance du béton frais, d'après Kasai et al. (1971)

Le coefficient de Poisson évolue également avec le degré d'hydratation du ciment. De Schutter et Taerwe (1996) ont mis en évidence une augmentation moyenne du coefficient de Poisson de 0.11 à 0.18 lorsque le degré d'hydratation passe de 0.3 à 1.0. Byfors (1980) a mesuré le coefficient de Poisson dès que la résistance à la compression f_c du béton a atteint 0.1 N/mm². Lorsque la valeur de f_c augmente de 0.1 et 1 N/mm², le coefficient de Poisson diminue d'environ 0.50 à 0.12. Lorsque la valeur de f_c augmente de 1 N/mm² à 50 N/mm², le coefficient de Poisson augmente de 0.12 à 0.24.

Plusieurs résultats expérimentaux, Laplante et Boulay (1994), Glisic (2000), Bjontegaard et Sellevold (2000), mettent en évidence l'évolution du coefficient de dilatation thermique α_T en fonction de l'âge du béton. Ce coefficient passe d'une valeur variant entre 20 et 25·10⁻⁶ 1/°C à une valeur allant de 6 à 10·10⁻⁶ 1/°C durant les vingt premières heures. Par la suite, la valeur de α_T est constante pour certains auteurs, Laplante et Boulay (1994), Glisic (2000) ou, selon d'autres, Bjontegaard et Sellevold (2000), augmente à nouveau de 2 à 4·10⁻⁶ 1/°C durant les 150 heures qui suivent. Cette différence de comportement est due à la prise en compte du couplage entre les effets thermiques au jeune âge et le retrait endogène lors du dépouillement des mesures. En effet, ces deux phénomènes ne semblent pas additifs, Bjontegaard et Sellevold (2000).

3.3.2 Influence de l'histoire des déformations imposées

3.3.2.1 Comportement sous l'effet de sollicitations lentes

Comme l'indique la Figure 26, les taux de déformation correspondant aux effets d'hydratation au jeune âge varient entre 10^{-8} et 10^{-10} s^{-1} , soit environ deux à quatre 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 la capacité de déformation en traction du béton. La Figure 26 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} , Curbach (1987), Brühwiler et Wittmann (1990), Reinhardt (1990). Tous les résultats de ces essais 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.

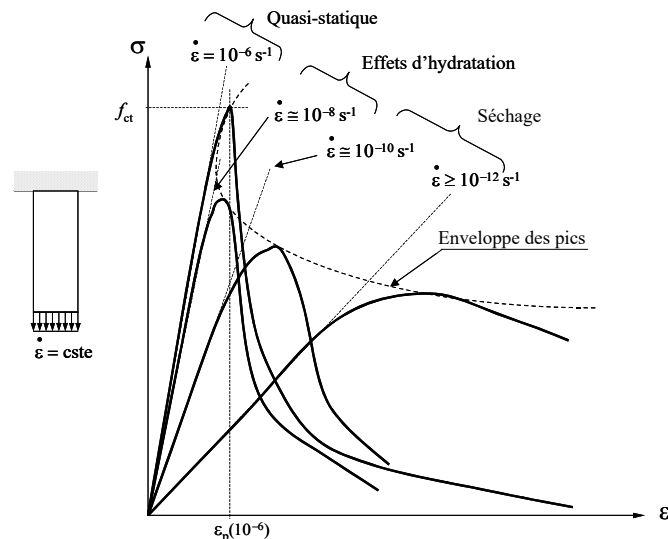


Figure 26 – Représentation schématique de l'influence du taux de déformation sur le comportement mécanique en traction du béton

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. (1987b) 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 (1991) et par Bazant et Gettu (1992) 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 (1990) a réalisé des essais de traction lente en imposant une augmentation constante de la force appliquée. 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 .

3.3.2.2 Définitions relatives au comportement viscoélastique

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 thermiques sont possibles, Parrott (1979) a montré que le fluage mesuré en compression est augmenté d'une nouvelle composante : 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.

3.3.2.3 Phénomènes responsables du fluage propre

Ward et Cook (1969) ont identifiés 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 (1997). 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 Neville (1983) ou Bissonnette (1996). 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, Illston (1965). Une *exception importante* a été mise en évidence par Ward et Cook (1969) et Bissonnette (1996) 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, Neville (1995). 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 et Cook (1969) 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, Denarié (2000).

3.3.2.4 Evolution du comportement visqueux en fonction de l'âge du béton

Les effets thermiques et le retrait endogène sollicitent un élément de structure hybride dès les premières heures qui suivent la mise en place du béton. Par conséquent, la détermination des contraintes induites par ces phénomènes nécessite de connaître l'évolution du comportement visqueux dès le plus jeune âge du béton. Traditionnellement, l'étude du fluage du béton implique de réaliser des essais sur des éprouvettes dont l'âge de mise en sollicitation peut difficilement être inférieur à une vingtaine d'heures. Par exemple, les résultats expérimentaux de Laplante (1993), illustrés à la Figure 27, montrent l'influence de l'âge de mise en sollicitation sur le développement du fluage propre en compression d'un béton traditionnel.

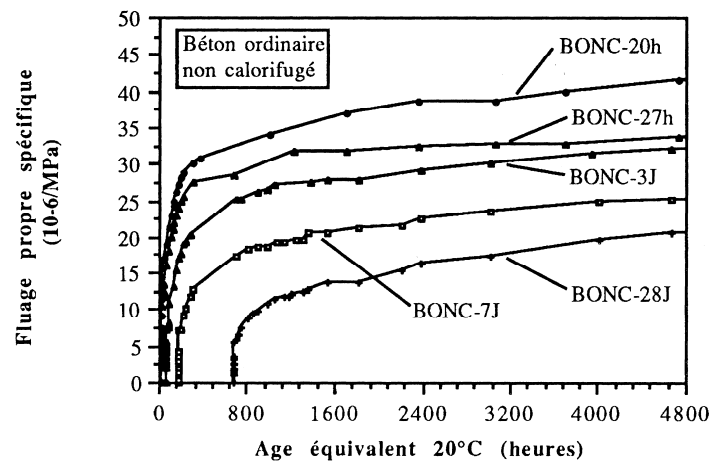


Figure 27 – Influence de l'âge de mise en sollicitation sur l'évolution du fluage propre en compression du béton, tiré de Laplante (1993)

Des essais plus récents, Igarashi et al. (1999), Pigeon et al. (2000), permettent de mesurer, dès les premières heures qui suivent sa fabrication, la part de la capacité de déformation du béton en traction attribuable à son comportement visqueux. Ces essais consistent à compenser les déformations physico-chimiques du béton au cours de l'hydratation et à mesurer l'effort que ces compensations induisent dans une éprouvette de béton. Le grand avantage de ces essais est qu'ils permettent d'avoir accès au comportement visqueux du béton effectif lorsque les effets thermiques au jeune âge et le retrait endogène agissent. Igarashi et al. (1999) ont montré que l'utilisation d'un béton présentant un plus fort retrait endogène (rapport e/c réduit) peut induire des contraintes de traction dans un élément totalement entravé moins élevées que celles induites en utilisant un béton traditionnel. Ceci s'explique par le fait qu'un béton à rapport e/c plus faible présente un fluage au jeune âge plus important que celui d'un béton traditionnel, bien qu'à long terme, le fluage final soit plus faible.

3.3.2.5 Relations entre le comportement visqueux et la microfissuration

Si le niveau de la force imposée au cours d'un essai de fluage est suffisamment élevé, la rupture différée d'un élément de béton peut être observée. La Figure 28, tirée de Denarié (2000), illustre le temps de rupture en fonction du niveau de la force imposée sur la base des résultats de Al-Kubaisy et Young (1975), Nishibayashi (1978), Reinhardt et Cornelissen (1985) et Zhou (1992). 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} .

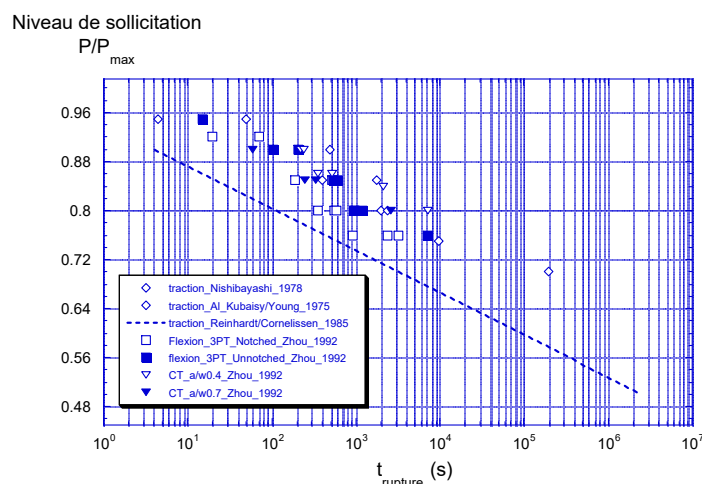


Figure 28 – Temps de rupture en fonction du niveau de la force imposée au cours d'un essai de fluage, tiré de Denarié (2000).

Les résultats précédents ne peuvent pas être utilisés directement pour prédire l'apparition de fissures au jeune âge dans un élément hybride. En effet, les efforts induits sont dus à des déformations imposées et non pas à des forces. Il est donc nécessaire de s'intéresser à la relation entre la relaxation du béton et sa microfissuration pour être en mesure de quantifier de manière précise la capacité totale de déformation du béton en traction.

Les résultats, illustrés à la Figure 29 a), Bazant et Gettu (1992), 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 29 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).

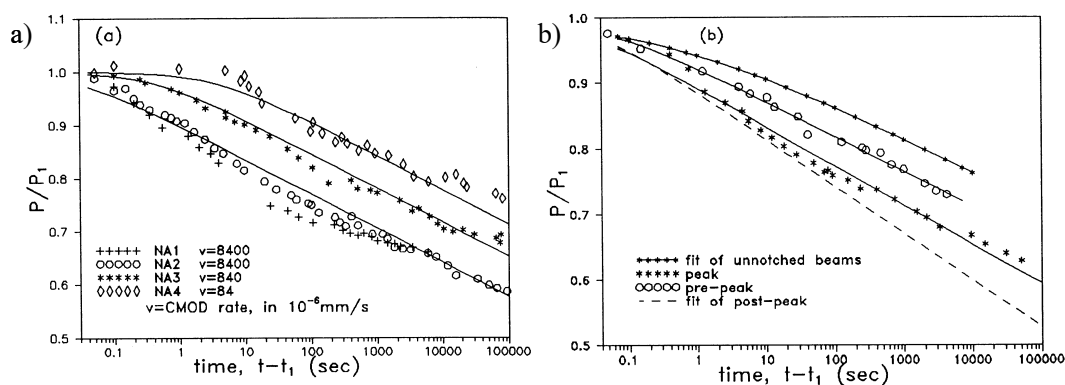


Figure 29 – Relaxation relative du béton en fonction a) du taux de déformation initial pour atteindre un même niveau de sollicitation et b) du niveau du palier de relaxation pour un taux de déformation initial donné, d'après Bazant et Gettu (1992).

A l'aide d'essais de fendage par coin, Denarié (2000) a réalisé des paliers de relaxation successifs déclenchés à différents niveaux sur la courbe enveloppe de rupture.

Les résultats mettent en évidence 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.

En conclusion, la capacité totale de déformation en traction d'un élément de béton dépend de la vitesse à laquelle il est sollicité. Deux phénomènes physiques permettent de dissiper l'énergie fournie au système par la sollicitation, à savoir : la viscosité volumique et la microfissuration. En d'autres termes, les contraintes induites dans un élément peuvent être relaxée, d'une part, par les effets visqueux et, d'autre part, par la microfissuration. Il est bien clair que l'ampleur de la microfissuration doit rester acceptable du point de vue de la durabilité des éléments hybrides. Il n'existe pas aujourd'hui de critère clair permettant de juger de l'ampleur de la microfissuration.

3.4 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. À 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 thermiques au jeune âge et au retrait endogène.

3.4.1 Effets thermiques au jeune âge

À titre d'exemple, la Figure 30 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 œuvre 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.

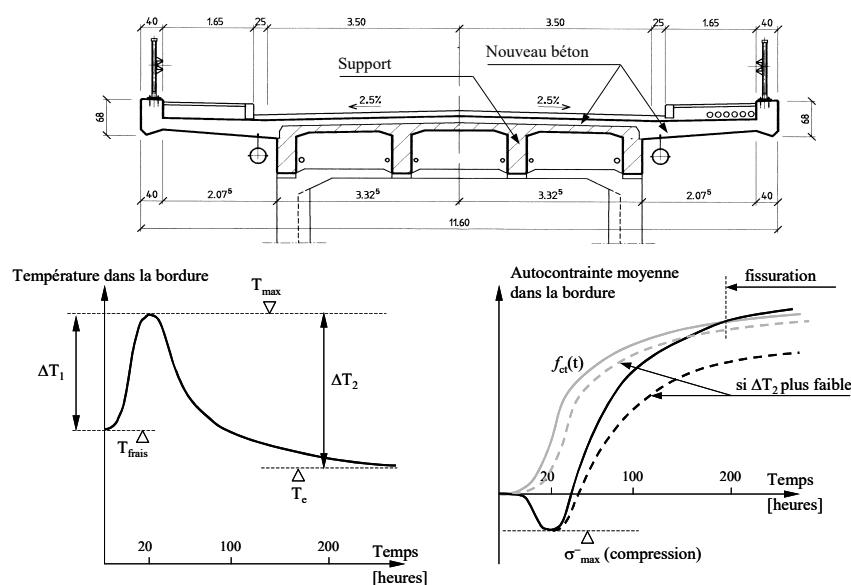


Figure 30 – Effets thermiques au jeune âge lors de l'élargissement du pont du Javroz.

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 la 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 30).

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 :

$$\sigma_{\approx 300 \text{ heures}}^+ = f(\Delta T_2 = T_{\text{frais}} + \Delta T_1 - T_{\text{ambient}}) \quad (3.8)$$

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 6.0 N/mm^2 en admettant un module d'élasticité moyen durant le refroidissement de 20000 N/mm^2 et un coefficient de dilatation thermique de $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. Dans de telles conditions, une fissuration traversante de la nouvelle couche semble inévitable.

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, Ducret (1997). 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 découpage 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, Mivelaz (2000). Cette dernière technique est assimilable à un traitement de cure interne du béton et a déjà fait ses preuves à plusieurs reprises, Wolf (1999) ;
- 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.

3.4.2 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 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 30. Comme l'illustre la Figure 31 a), cet effet favorise l'apparition au jeune âge de fissures traversantes dans la nouvelle couche.

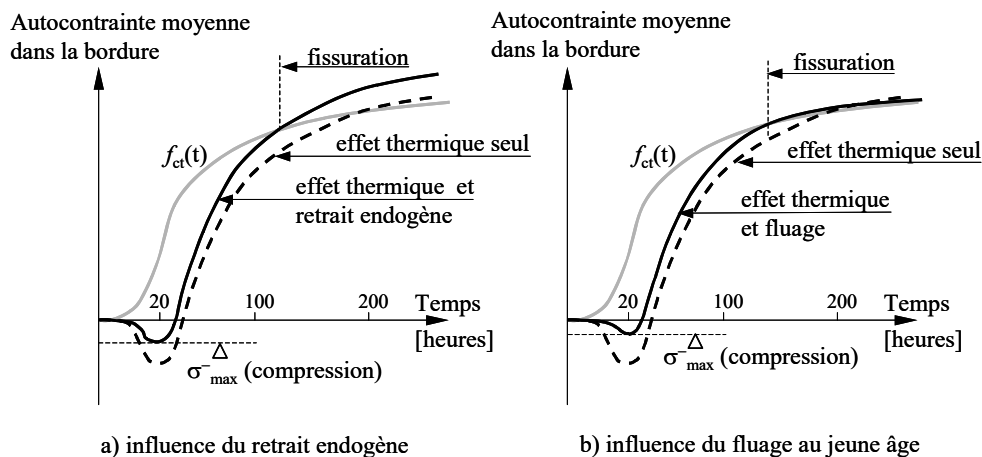


Figure 31 – Influences a) du retrait endogène et du fluage au jeune âge sur l'évolution de l'autocontrainte moyenne.

3.4.3 Comportement viscoélastique

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 31 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. À 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 (1997), a montré expérimentalement que ces autocontraintes sont encore présentes après vingt-huit jours de mûrissement.

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. À l'aide d'essais de fluage en compression sur des éprouvettes de pâte de ciment, Parrott (1979) a montré que le fluage spécifique double rapidement lorsque la température augmente de 20 à 60 °C en cinq heures. A la connaissance des auteurs, 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.

3.5 Synthèse et justification de la démarche choisie

L'origine des *autocontraintes responsables de la fissuration traversante* des éléments de structure hybride a pu être mis en évidence tout au long de ce chapitre. L'enseignement majeur est lié au fait que l'amplitude des contraintes dépend, d'une part, *d'aspects liés à la structure* elle-même, tels que le système statique, la géométrie des sections et les différents types de matériaux utilisés et, d'autre part, *d'aspects liés à la technologie du nouveau béton*.

Si les ingénieurs responsables de la conception des structures hybrides maîtrisent généralement bien les aspects liés à la structure, il n'en est pas de même des aspects liés à la technologie du béton. En effet, le dégagement de chaleur reste un phénomène difficilement quantifiable par les concepteurs et le retrait endogène est occulté sans réelle justification.

Les *méthodes de mesure* permettant de quantifier précisément l'amplitude et la cinétique du retrait endogène dès le début de l'hydratation restent encore des expériences confinées dans les laboratoires de recherche. En outre, le fait que le retrait endogène et les effets thermiques au jeune âge soient des phénomènes thermoactivés non additifs complique encore leur détermination expérimentale. De plus, de nombreuses caractéristiques du béton, telles que le module d'élasticité, le comportement visqueux et la résistance à la traction restent encore difficilement mesurables lorsque le béton a un âge de moins d'un jour.

Sur la base de l'état des connaissances que nous venons de dresser, la compréhension des phénomènes physiques qui influencent le comportement à long terme des éléments de structure hybride semble néanmoins suffisante pour qu'une modélisation physique puisse être entreprise. De plus, seul le recours à la *simulation numérique* permettra de prendre en compte de manière couplée les phénomènes physiques importants. En outre, cette voie numérique n'a pas de sens si elle n'est pas appuyée par de solides résultats expérimentaux sur lesquels les paramètres de chacun des modèles pourront être déterminés.

Sur le plan expérimental, la suite de ce travail s'articule sur trois types d'essais. Tout d'abord des *essais de caractérisation des bétons* sont réalisés sur des éprouvettes normalisées. Le but de ce premier type d'essais est de permettre la détermination des paramètres des modèles utilisés. Dans l'idéal, un essai de caractérisation devrait permettre de déterminer les paramètres propres à un modèle distinct. Toutefois, cette condition ne peut pas être remplie étant donné les nombreux couplages qui existent entre les différents phénomènes physiques étudiés. Ensuite, une *campagne d'essais en laboratoire* est entreprise dans le but de valider la modélisation proposée. Afin de distinguer l'influence des effets thermiques au jeune âge de celle du retrait endogène sur la fissuration traversante des éléments hybrides, la campagne d'essais en laboratoire est divisée en deux parties. D'une part, l'influence de la combinaison des deux phénomènes est étudiée à l'aide d'essais sur des poutres mixtes acier-béton. D'autre part, l'influence prépondérante du retrait endogène est analysée à l'aide d'essais sur des éléments hybrides béton-béton. Finalement, des *mesures in-situ* sont effectuées sur des éléments de structure hybride en cours de construction dans le but de compléter la campagne expérimentale.

La réalisation de mesures sur du béton au jeune âge pose également le problème du choix des instruments de mesure. Ce choix s'est orienté vers l'utilisation des *capteurs à fibres optiques* développés à l'EPFL par l'IMAC, Inaudi (1997). Jusqu'ici, ces capteurs ont été utilisés exclusivement sur des structures en béton durci. Dans la suite de cette étude, il s'agira de déterminer dans quelle mesure ces capteurs à fibres optiques peuvent être également utilisés au jeune âge durant l'hydratation du béton.

4. MESURES AU JEUNE ÂGE SUR ÉLÉMENTS HYBRIDES

4.1 Objectifs et démarche des essais

Les objectifs généraux de cette partie expérimentale sont :

- de contribuer à améliorer la compréhension du comportement au jeune âge des éléments de structure hybride ;
- de fournir des résultats expérimentaux qui permettront de caractériser les paramètres des modèles relatifs aux différents bétons mis en œuvre ;
- de fournir des résultats de mesure qui permettront de valider l'ensemble de la modélisation numérique retenue pour reproduire le comportement au jeune âge des éléments hybrides ;
- et de tester l'applicabilité des capteurs à fibres optiques pour la mesure de déformation dans le béton au jeune âge.

La campagne expérimentale comporte deux volets. Le volet principal concerne des mesures réalisées en laboratoire sur onze éléments de structure hybride dont le support est soit une poutre métallique soit une couche de vieux béton. Les paramètres de ces onze éléments et les conditions de bord rencontrées sont respectivement décrits aux paragraphes 4.2 et 4.3.1. Une présentation succincte de l'instrumentation des éléments testés et du fonctionnement des capteurs à fibres optiques est réalisée aux paragraphes 4.3.2 et 4.3.3. La composition des différents bétons employés lors des essais en laboratoire est donnée au paragraphe 4.4. Chacun de ces bétons a fait l'objet d'essais de caractérisation dont les résultats sont présentés au paragraphe 4.5. Le comportement des capteurs à fibres optiques placés dans le béton frais est étudié à l'aide d'essais de caractérisation décrits au paragraphe 4.5.4. Les résultats du volet principal réalisé en laboratoire sont présentés au paragraphe 4.6. Le second volet de cette campagne regroupe des mesures in-situ effectuées sur chantier lors de la réalisation de structures hybrides. Les résultats de ces mesures in-situ sont donnés au paragraphe 4.7. Ce chapitre se termine par une synthèse des principaux résultats obtenus au cours des mesures sur éléments hybrides. Cette synthèse est effectuée au paragraphe 4.8.

4.2 Paramètres des éléments testés en laboratoire

Les principales caractéristiques des onze éléments testés sont données à la Figure 32 (cotes en mm). La longueur des poutres P1 à P6 dont le support est une poutre en acier est de 8600 mm. Celle des poutres A1 à A5 dont le support est une poutre de béton durci vaut 5400 mm.

La liaison entre la dalle en béton et la poutre métallique des éléments P1 à P6 est assurée à l'aide de goudrons. La surface supérieure des supports des poutres A1 à A5 est préparée par hydrodémolition et soigneusement nettoyée avant la mise en place du nouveau béton. Une description plus détaillée de la fabrication des éléments testés peut être consultée dans Monney et Ducret (1999) pour les poutres P1 à P6 et dans Bernard (2000a) pour les poutres A1 à A5.

Les paramètres variables testés au cours des présents essais en laboratoire sont les suivants :

- le type de support : une poutre en acier ou une poutre en béton ;
- le degré d'entrave en variant les dimensions de la section de la poutre métallique (b_{inf} , d_{inf} et d_w) ou la hauteur du nouveau béton h_{new} ;
- le type de ciment : un ciment traditionnel CEM I 52.5 et un ciment à plus faible dégagement de chaleur d'hydratation CEM II/A-L 32.5 ;

- la température initiale du béton frais : température ambiante et refroidissement à l'aide de l'azote liquide.

Le Tableau 3 rassemble les valeurs de ces différents paramètres pour les éléments testés.

Poutres	Type de support	b_{inf}	d_{inf}	d_w	h_{new}	Ciment	$T_{initial}$ du béton frais
P1	Acier	160	10	4	140	CEM I 52.5 R	25°C (amb.)
P2	Acier	200	15	6	140	CEM I 52.5 R	20°C (amb.)
P3	Acier	300	20	6	140	CEM I 52.5 R	18°C (amb.)
P4	Acier	300	20	6	140	CEM II/A-L 32.5	14°C (amb.)
P5	Acier	300	20	6	140	CEM I 52.5 R	5°C (azote)
P6	Acier	300	20	6	140	CEM I 52.5 R	5°C (azote)
A1	Béton	-	-	-	70	CEM I 52.5 R	19°C (amb.)
A2	Béton	-	-	-	120	CEM I 52.5 R	19°C (amb.)
A3	Béton	-	-	-	120	CEM I 52.5 R	19°C (amb.)
A4	Béton	-	-	-	120	CEM I 52.5 R	19°C (amb.)
A5	Béton	-	-	-	170	CEM I 52.5 R	22°C (amb.)

Tableau 3 – Paramètres variables des éléments testés

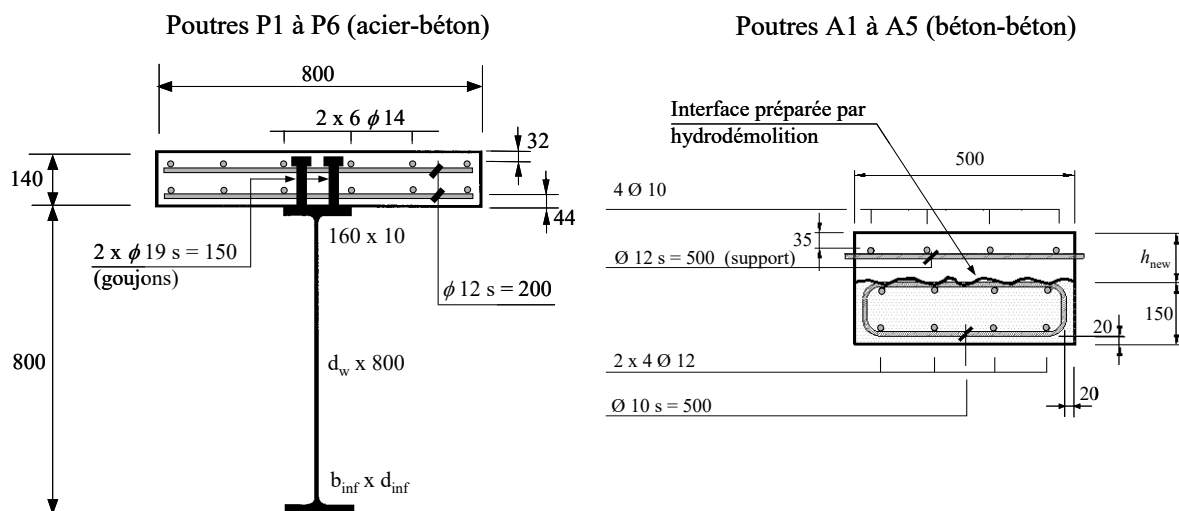


Figure 32 – Coupe-types des poutres hybrides P1 à P6 (acier-béton) et A1 à A5 (béton-béton)

Le choix des deux types de support se justifie par le fait que l'importance des effets thermiques au jeune âge peut être modifiée. En effet, dans le cas du support métallique, l'échauffement de la dalle en béton ne modifie quasiment pas la température de l'âme et de l'aile inférieure du profilé métallique. Par conséquent, la différence maximale de température entre l'acier et le béton au cours de l'hydratation correspond environ à l'augmentation maximale de température du béton. Pour les éléments P1 à P6, les effets thermiques au jeune âge devraient donc avoir une influence plus importante que celle du retrait endogène. Dans le cas des éléments A1 à A5, la température du support est modifiée durant l'hydratation de la nouvelle couche. En effet, les gradients de température agissant sur la section de ces éléments devraient être faibles. Par conséquent, la courbure et les contraintes de traction induites par les effets thermiques devraient donc être négligeables.

La stratégie qui justifie la réalisation des essais sur les poutres A1 à A5 est donc de mettre en évidence l'influence du retrait endogène au profit de celle des effets thermiques dus à l'hydratation. Cette stratégie justifie également que les mesures visant à modifier l'influence des effets thermiques (utilisation d'un ciment à plus faible dégagement de chaleur et diminution de la température initiale du béton frais à l'aide d'azote liquide) soient appliquées uniquement aux éléments dont le support est une poutre en acier.

La variation de la section de la poutre métallique (b_{inf} , d_{inf} et d_w) ou celle de la hauteur du nouveau béton h_{new} ont pour objectif de varier le degré d'entrave des déformations du nouveau béton durant son hydratation. La Tableau 4 présente les valeurs du degré d'entrave calculées à l'aide des formules 3.3 et 3.4 données au chapitre 3. Les calculs sont effectués pour un module d'élasticité moyen du nouveau béton au jeune âge de 20000 N/mm².

Poutres	μ_N	μ_M	$\mu = 1 + \mu_N + \mu_M$	$\beta = \alpha^{-1}$	ma	mi	cdg [mm]	$h_{old} - cdg$ [mm]
P1	-0.63	-0.13	0.24	0.05	1.69	0.026	695	105
P2	-0.53	-0.20	0.27	0.08	1.15	0.019	625	175
P3	-0.47	-0.27	0.26	0.11	0.87	0.015	545	255
P4	-0.47	-0.27	0.26	0.11	0.87	0.015	545	255
P5	-0.47	-0.27	0.26	0.11	0.87	0.015	545	255
P6	-0.47	-0.27	0.26	0.11	0.87	0.015	545	255
A1	-0.21	-0.26	0.53	2.14	0.27	0.058	98	52
A2	-0.31	-0.17	0.52	1.25	0.46	0.292	117	33
A3	-0.31	-0.17	0.52	1.25	0.46	0.292	117	33
A4	-0.31	-0.17	0.52	1.25	0.46	0.292	117	33
A5	-0.39	-0.06	0.55	0.88	0.65	0.832	138	12

Tableau 4 – Degrés d'entrave et propriétés des sections des éléments testés

Le choix des dimensions des différentes poutres repose sur une approche simplifiée qui n'a tenu compte dans le calcul du degré d'entrave μ que du rapport ma entre la rigidité à l'effort normal du nouveau béton et celle du support. Rappelons que cette approche est valable uniquement si les éléments sont testés dans un système statique qui permet de bloquer le degré de liberté flexionnel. Or, comme nous le verrons par la suite, le système statique du support est isostatique lors de la mise en place du nouveau béton. Par conséquent, les degrés de liberté flexionnels et axiaux sont libres. Dans le cas de nos essais, la contribution μ_M doit donc être prise en compte pour évaluer le degré d'entrave des déformations de la nouvelle couche de béton. Les résultats illustrés au Tableau 4 montrent que le degré d'entrave μ des poutres P1 à P6 est inférieur à celui des poutres A1 à A5. De plus, pour chacun des types de support, μ varie peu. Il est même étonnant de constater que le degré d'entrave de la poutre P2 est inférieur à celui de la poutre P3 dont les dimensions de l'aile inférieure sont plus importantes. Ce résultat est dû à la contribution du degré de liberté flexionnel. D'une part, l'augmentation des dimensions de l'aile inférieure de P3 provoque bien une augmentation du rapport entre les rigidités flexionnelles des sections d'acier et de béton (le support de P2 est environ 52 fois plus rigide en flexion que la dalle en béton ; ce rapport vaut 66 pour la poutre P3) qui doit contribuer à augmenter le degré d'entrave μ . D'autre part, l'augmentation des dimensions de l'aile inférieure de P3 provoque également une diminution de la hauteur de l'axe neutre de la section mixte ($cdg = 625$ mm pour P2 et 545 mm pour P3) et donc une augmentation de la distance entre le bas de la dalle et ce même axe neutre. Ce deuxième effet diminue le degré d'entrave μ .

Ces mêmes effets permettent également de comprendre la raison pour laquelle le degré d'entrave de la poutre A5 est supérieur à celui de la poutre A2 malgré que la hauteur du nouveau béton de cette dernière soit plus faible.

A première vue, les dimensions des poutres testées ne semblent pas avoir été choisies de manière judicieuse étant donné leur faible influence sur le degré d'entrave. Toutefois, le souci de se rapprocher le plus possible des dimensions d'éléments de structure réelle justifie la direction choisie. De plus, les éléments testés font également partie d'une campagne expérimentale plus large comprenant des essais à l'état de service, des essais à long terme et des essais de rupture. Les résultats et l'exploitation de ces autres essais peuvent être consultés dans les rapports d'essais, Monney et Ducret (1999) et Bernard (2000a), et dans les thèses de doctorat, Ducret (1997) et Bernard (2000b).

4.3 Principes des essais

4.3.1 Conditions de bord

Les figures 2 et 3 illustrent en élévation les conditions de bord de chaque poutre durant la mise en place du nouveau béton. Des coupe-types sont données à la Figure 35. Les mesures effectuées sur les poutres P1 à P6 ont été réalisées dans la halle de structure de l'EPFL entre le 30 juillet 1996 (poutre P1) et le 31 janvier 1997 (poutre P6). La mise en place du nouveau béton des poutres A1 à A5 a été réalisée dans les locaux de l'entreprise Prébéton SA à Avenches entre le 30 mai 1997 (poutres A1 à A4) et le 11 juin 1997 (poutre A5). La différence d'âge entre le vieux et le nouveau béton des poutres A1 à A5 varie entre 70 jours (poutres A1 à A4) et 85 jours (poutre A5). L'hydrodémolition des supports de vieux béton a eu lieu le 23 mai 1997 à Avenches.

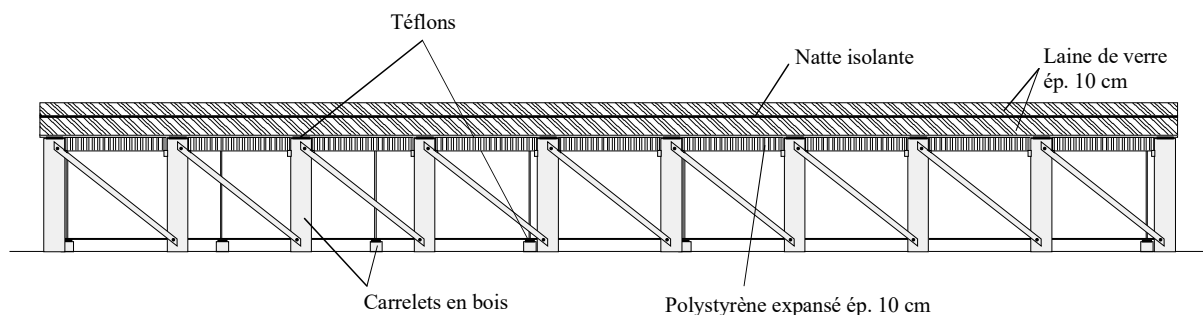


Figure 33 – Vue en élévation des conditions de bord des poutres P1 à P6.

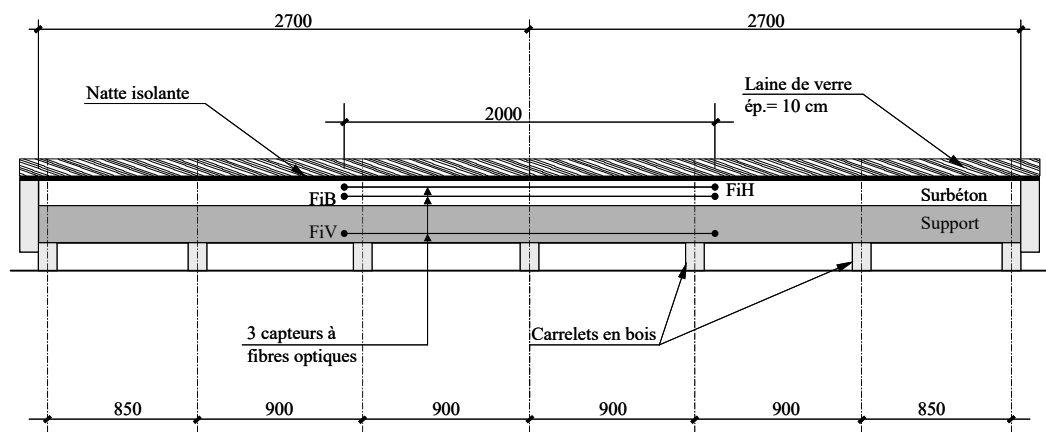


Figure 34 – Vue en élévation des conditions de bord des poutres A1 à A5.

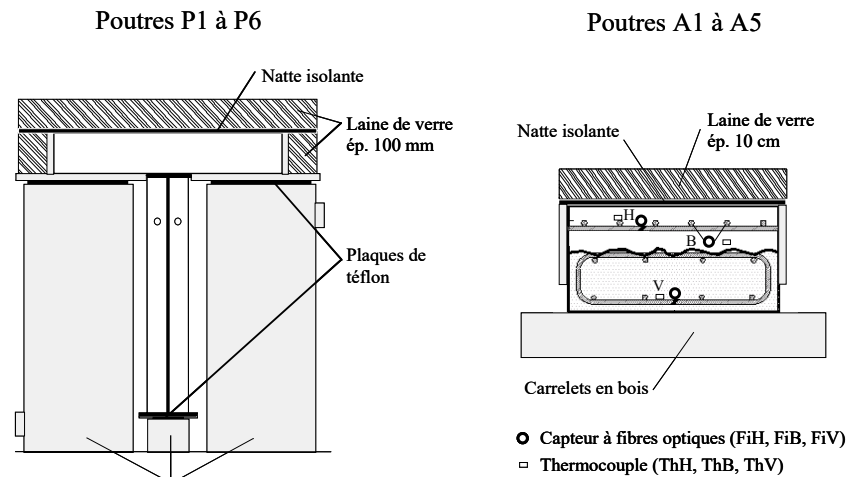


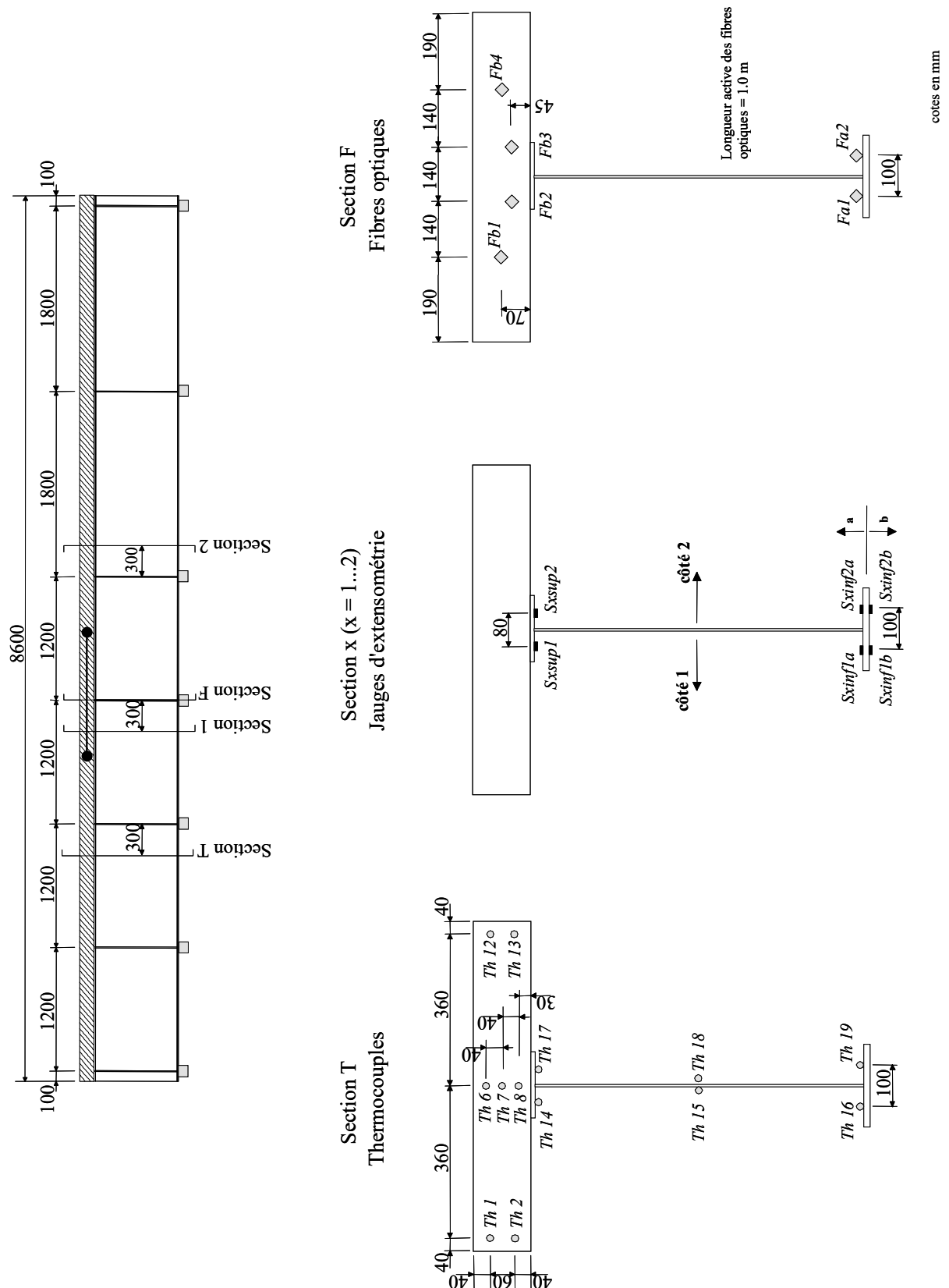
Figure 35 – Vue en coupe des conditions de bord de toutes les poutres.

4.3.2 Instrumentation

Trois différents types de capteurs sont mis en place dans les éléments testés :

- des thermocouples de type K pour mesurer l'évolution de la température en un point ;
- des jauges d'extensométrie de type HBM (Ly11) compensées en température sont collées sur deux sections de chacun des supports métalliques des poutres P1 à P6 afin de mesurer des déformations qui serviront à calculer des contraintes ;
- des capteurs à fibres optiques pour mesurer l'intégrale des déformations dans le béton en cours d'hydratation et dans la partie inférieure des supports. Le principe de fonctionnement des capteurs à fibres optiques est décrit en détail dans Inaudi (1997). De plus, ce principe est rappelé succinctement au paragraphe 4.3.3.

Les poutres P1 à P6 sont chacune équipées de treize thermocouples, douze jauges d'extensométrie et de six capteurs à fibres optiques. L'emplacement de tous les capteurs des poutres P1 à P6 est décrit à la Figure 36. Les poutres A1 à A5 sont chacune munies de trois thermocouples et de trois capteurs à fibres optiques. L'emplacement des capteurs de ces poutres est présenté aux figures 34 et 35.



ASTRA 82.97 - MCS

4.3.3 Fonctionnement des capteurs à fibres optiques

Un capteur à fibres optiques se compose de trois parties principales (voir Figure 37):

- la longueur active (1),
- la région intermédiaire (2),
- la longueur passive (3).

La longueur active se présente sous la forme d'un tube en plastique. Elle est délimitée par deux points d'ancrage (4). C'est entre ces derniers que s'effectue la mesure de la déformation. En effet, le tube en plastique contient deux fibres optiques de longueurs différentes. La première est prétendue lors de la fabrication du capteur. La seconde, d'une longueur plus importante, fait office de fibre de référence. Toute variation d'allongement entre les deux points d'ancrage est accompagnée d'une variation de longueur de la fibre de mesure. Détendu, la fibre de référence garde par contre sa configuration initiale. Pour mesurer une variation d'allongement, chacune des deux fibres est parcourue, au moment de la mesure, par un signal lumineux. L'écart entre les temps de parcours permet de déterminer la déformation correspondante. Cette description sommaire du principe de fonctionnement des capteurs à fibres optiques permet de constater que ces derniers mesurent des allongements réels, dus non seulement aux efforts statiques, mais également aux variations de température.

Le rôle de la longueur passive est simplement de relier la longueur active du capteur à fibres optiques à l'unité de mesure appelée SOFO.

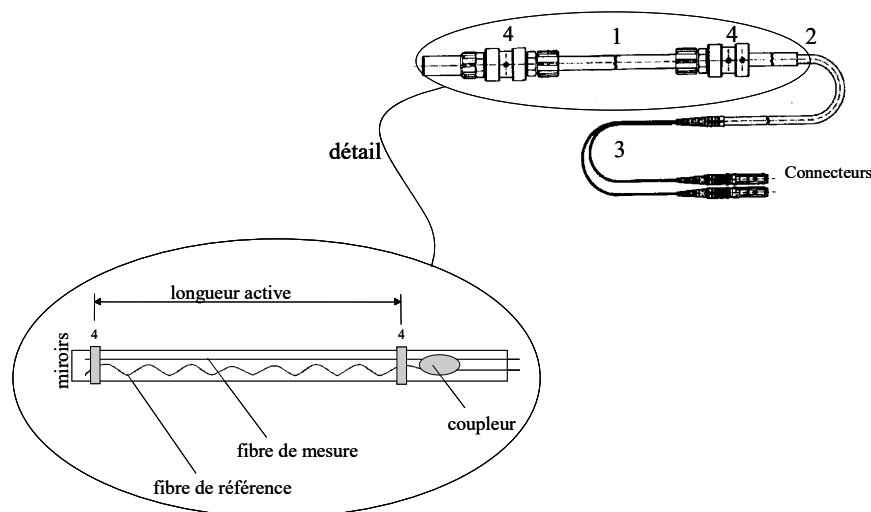


Figure 37 - Schéma explicatif du principe de fonctionnement d'une fibre optique.

4.4 Formulation des bétons

Le Tableau 5 décrit la composition des différents bétons utilisés au cours de la campagne expérimentale. Les recettes utilisées correspondent à celles de bétons de structures usuelles. Le ciment CEM I 52.5 R est un ciment Portland à mouture fine couramment employé par les entreprises de préfabrication. Bien que ce ciment soit peu utilisés dans le domaine de la maintenance des ouvrages ou lors de la réalisation de ponts mixtes, nous l'avons retenu dans le cadre de nos essais afin de provoquer des augmentations de température dans les dalles de 140 mm d'épaisseur des poutres P1 à P6 similaires à celles attendues dans des ponts mixtes réels dont l'épaisseur de la dalle est habituellement plus grande. Dans le but de permettre une comparaison des résultats, ce même ciment a été utilisé pour les poutres A1 à A5. La composition de tous les ciments utilisés est présentée au Tableau 6.

Le ciment CEM II/A-L 32.5 est composé de ciment Portland traditionnel CEM I 42.5 et de 15 % de calcaire incorporé au moment du broyage. Ce remplacement du ciment par du calcaire permet de diminuer la quantité totale de chaleur dégagée par le béton durant l'hydratation. La nature même du ciment n'étant pas influencée, la cinétique du dégagement de chaleur du ciment CEM II/A-L 32.5 reste identique à celle du ciment traditionnel CEM I 42.5.

Poutres	P1 à P3 + P5	P4	A1 à A5 (support)	A1 à A5 (nouveau)
Granulométrie	0 ÷ 32 mm	0 ÷ 32 mm	0 ÷ 16 mm	0 ÷ 16 mm
Type de ciment	CEM I 52.5 R	CEM II/A-L 32.5	CEM I 52.5 R	CEM I 52.5 R
Provenance du ciment	HCB-Eclépens	HCB-Eclépens	Juracime	Juracime
Dosage en ciment	350 kg/m ³	300 kg/m ³	350 kg/m ³	300 kg/m ³
Calcaire incorp. au ciment	-	50 kg/m ³		-
Rapport e/c théorique	0.48	0.48	0.46	0.50
Eau totale	168 kg/m ³	168 kg/m ³	161 kg/m ³	150 kg/m ³
Fluidifiant (Rheobuild)	4.2 kg/m ³	4.2 kg/m ³	3.5 kg/m ³	3.6 kg/m ³

Tableau 5 – Formulation des bétons

	CEM I 52.5 R HCB-Eclépens	CEM II/A-L 32.5 HCB-Eclépens	CEM I 52.5 R Juracime- Cornaux
Composition minéralogique			
C ₃ S	61.5 %	61.5 %	54.5 %
C ₂ S	9.3 %	9.3 %	15.9 %
C ₃ A	8.3 %	8.3 %	8.1 %
C ₄ AF	9.4 %	9.4 %	7.6 %
Surface spécifique (finesse Blaine)	4000 cm ² /g	3675 cm ² /g	4300 cm ² /g
Chaleur d'hydratation totale	350 J/g	325 J/g	354 J/g

Tableau 6 – Spécification des ciments

4.5 Essais de caractérisation

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 constitutifs utilisés pour reproduire numériquement le comportement au jeune âge des éléments hybrides. Ces modèles constitutifs seront décrits au chapitre 5.

4.5.1 Dégagement de chaleur d'hydratation

Dans le cadre de cette recherche, un essai semi-adiabatique a été développé dans le but de permettre la détermination des paramètres des modèles représentant le comportement thermique au jeune âge du béton.

Le principe de l'essai consiste à mesurer, durant l'hydratation du ciment, l'évolution de la température d'un cylindre de béton frais (ø 160 mm, long.= 320 mm) placé dans une moule semi-adiabatique (voir Figure 38). Après avoir refermé et scellé le moule semi-adiabatique, deux thermocouples de type K sont mis en place.

Le premier est disposé au cœur de l'échantillon de béton et le second sur la face extérieure du moule en PVC. L'évolution de la température du béton est mesurée toutes les trente minutes à l'aide d'un enregistreur automatique pendant une durée d'environ sept jours. Deux essais sont en principe réalisés pour caractériser un béton.

Une procédure de calibrage des moules semi-adiabatiques réalisée à l'aide d'eau chaude permet de déterminer les pertes thermiques du moule utilisé.

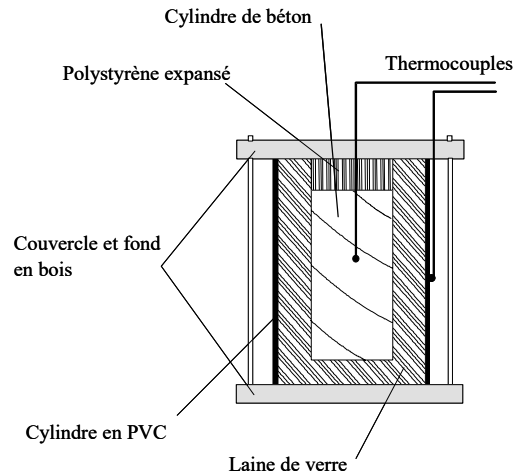
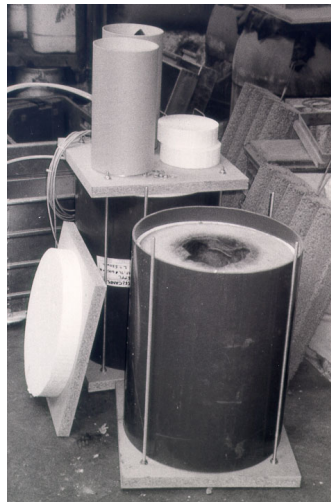


Figure 38 - Principe de l'essai de dégagement de chaleur semi-adiabatique.

Les résultats obtenus aux cours de ces essais de dégagement de chaleur semi-adiabatique sont illustrés à la Figure 39. Sur ces diagrammes, le temps $t = 0$ correspond à l'instant au cours duquel le béton a été confectionné.

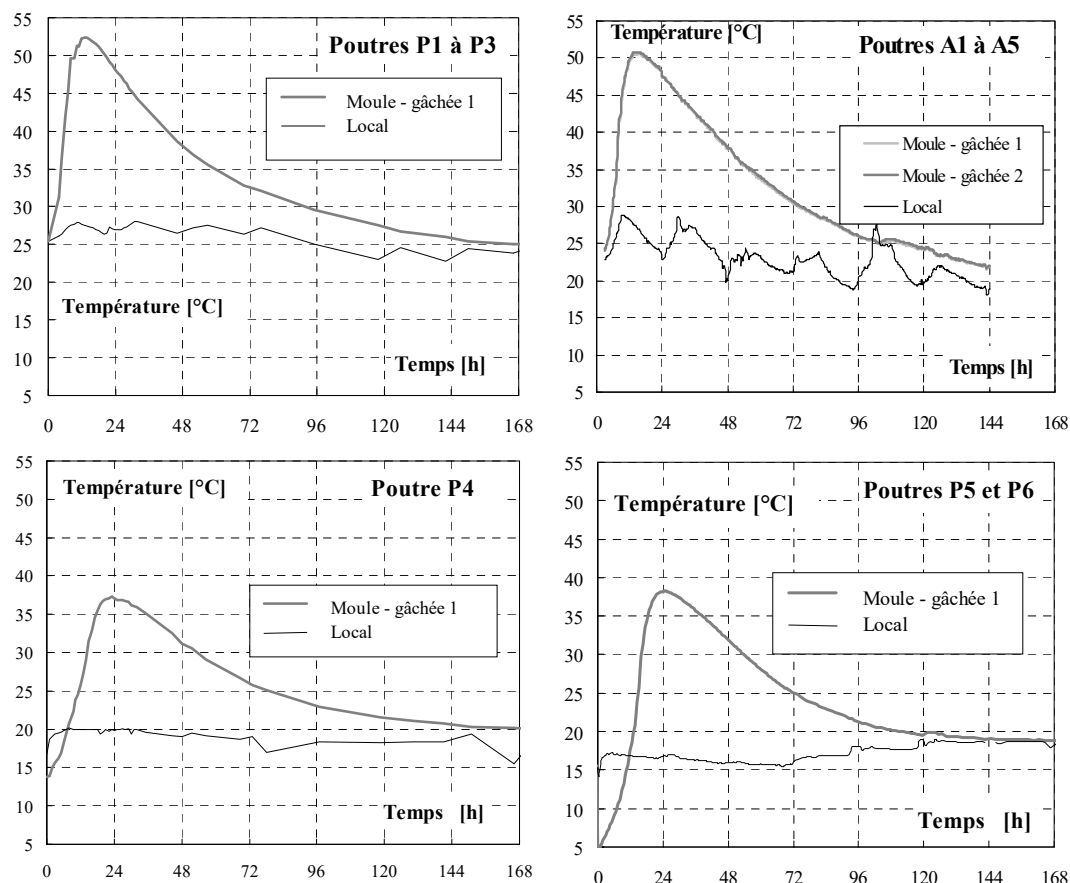


Figure 39 – Résultats des essais de dégagement de chaleur semi-adiabatique

4.5.2 Résistances et modules

Les différents essais de caractérisation ont été réalisés au Laboratoire de Matériaux de Construction (LMC) de l'EPFL pour les bétons et par l'Institut de Construction Métallique (ICOM) de l'EPFL pour l'acier. Lors de chaque bétonnage, des cylindres (\varnothing 160 mm, long.= 320 mm) sont confectionnés afin de réaliser les essais nécessaires. Dans le cas des poutres en acier, les éprouvettes normalisées sont prélevées dans l'âme et dans les ailes. Les différents essais, réalisés en suivant les recommandations de la norme SIA 162/1 (1989) pour le béton et celles de la norme VSM 10921 (1975) pour l'acier, sont les suivants :

- un essai de compression sur cylindre de béton afin de déterminer la résistance à la compression $f_{cm,cyl}$ et le module d'élasticité E_{cm} ;
- un essai de traction pure sur cylindre de béton afin de déterminer la résistance à la traction directe $f_{ct,cyl}$;
- un essai de fendage de type Brésilien sur cylindre de béton pour déterminer la résistance à la traction par fendage $f_{ct,B}$;
- un essai de traction sur éprouvette normalisée d'acier pour déterminer la limite d'élasticité f_{yi} et la résistance à la traction f_t .

Les valeurs moyennes obtenues au cours de ces essais pour les différents matériaux utilisés sont données aux tableaux 5 et 6.

		$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	$f_{ct,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ct,B}$ [N/mm ²]
Poutre P1	28 jours	41.2	38'979	2.4	-
P2	28 jours	44.8	37'280	2.9	-
P3	28 jours	32.9	31'532	2.3	-
P4	28 jours	36.6	35'078	2.8	-
P5	28 jours	50.2	36'574	3.2	-
P6	28 jours	52.8	39'148	2.9	-
A1 à A5 (support)	28 jours	57.0	37'950	-	4.1
A1 à A5 (nouveau)	3 jours	36.4	34'619	-	3.4
	7 jours	41.8	34'598	-	3.7
	28 jours	56.8	38'767	-	4.3

Tableau 7– Caractéristiques mécaniques des bétons

Le module d'élasticité de l'acier des poutres métalliques a été déterminé sur des poutres similaires provenant du même fournisseur que celles présentées dans ce rapport. Pour des tôles dont l'épaisseur varie entre 6 et 10 mm, le module d'élasticité mesuré a atteint une valeur moyenne de 202'000 N/mm². Pour des tôles dont l'épaisseur varie entre 15 et 20 mm, le module d'élasticité mesuré a atteint une valeur moyenne de 192'000 N/mm².

Pour conclure ce paragraphe, il est intéressant de signaler que des essais d'arrachement ont été réalisés sur les éléments A1 à A5 afin de déterminer la résistance à la traction de l'interface entre les deux bétons. En moyenne, la valeur obtenue à un âge de 150 jours atteint 2.80 N/mm², soit environ 75 % de la résistance à la traction directe des nouveaux bétons.

		f_{yi} [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]
Poutre P1	Moyenne dans l'aile sup. et inf. (t = 10 mm)	371	530
	Moyenne dans l'âme (t = 4 mm)	394	538
Poutre P2	Moyenne dans l'aile sup. (t = 10 mm)	idem poutre n°1	idem poutre n°1
	Moyenne dans l'âme (t = 6 mm)	449	560
	Moyenne dans l'aile inf. (t = 15 mm)	364	520
Poutre P3	Moyenne dans l'aile sup. (t = 10 mm)	idem poutre n°1	idem poutre n°1
	Moyenne dans l'âme (t = 6 mm)	idem poutre n°2	idem poutre n°2
	Moyenne dans l'aile inf. (t = 20 mm)	377	524
Poutres P4 à P6	Moyenne dans l'aile sup. (t = 10 mm)	357	516
	Moyenne dans l'âme (t = 6 mm)	463	553
	Moyenne dans l'aile inf. (t = 20 mm)	399	531

Tableau 8– Caractéristiques mécaniques des aciers.

4.5.3 Retrait endogène et fluage au jeune âge

Huit cylindres de béton (\varnothing 160 mm, long. = 320 mm), confectionnés lors du bétonnage des supports (cinq cylindres) et de celui de la nouvelle couche des poutres A1 à A5 (trois cylindres), sont utilisés pour mesurer l'évolution du retrait endogène et du fluage propre au jeune âge du béton. Après que le béton ait acquis une rigidité suffisante, les éprouvettes sont recouvertes de deux couches d'aluminium, puis placées dans leur dispositif de mesure (voir Figure 40 pour le retrait endogène et Figure 42 a) pour le fluage propre au jeune âge).

Les mesures de retrait endogène ont débuté en moyenne vingt-quatre heures après la confection du béton. Par conséquent, le retrait endogène qui se produit avant vingt-quatre heures n'a pas pu être mesuré à l'aide de cette technique. De plus, une partie des déformations mesurées est attribuable aux variations de température du cylindre provoquées par son hydratation. Ces essais sont réalisés dans une salle climatique ($H_R = 65 \pm 5 \%$; $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$). Les déformations sont relevées à l'aide d'un comparateur mécanique dont la précision est de $\pm 2 \mu\text{m}$. La Figure 41 présente l'évolution du retrait endogène mesuré au cours des présents essais.

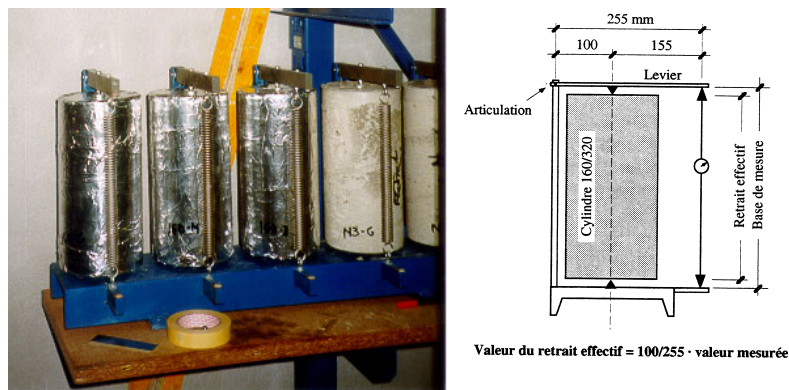


Figure 40 – Éprouvettes pour la mesure du retrait endogène et dispositif de mesure.

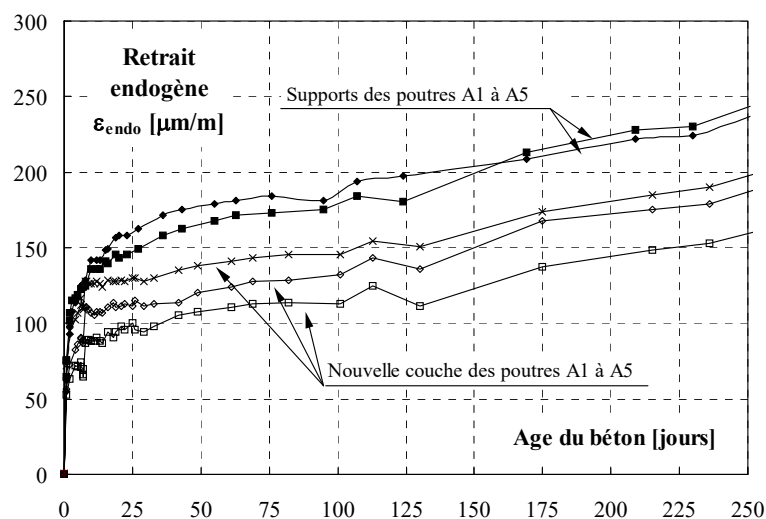


Figure 41 – Évolution du retrait endogène des bétons des poutres A1 à A5.

La mise en compression des éprouvettes de fluage propre a eu lieu lorsque l'âge du béton a atteint 24 heures. La force appliquée sur les trois éprouvettes testées est de 145 kN, ce qui correspond à une contrainte moyenne de compression de 7 N/mm^2 .

Les mesures de fluage propre sont effectuées parallèlement aux mesures de retrait endogène dans la même salle climatisée, sur le même béton des supports des poutres A1 à A5. Les résultats obtenus sont illustrés à la Figure 42 b).

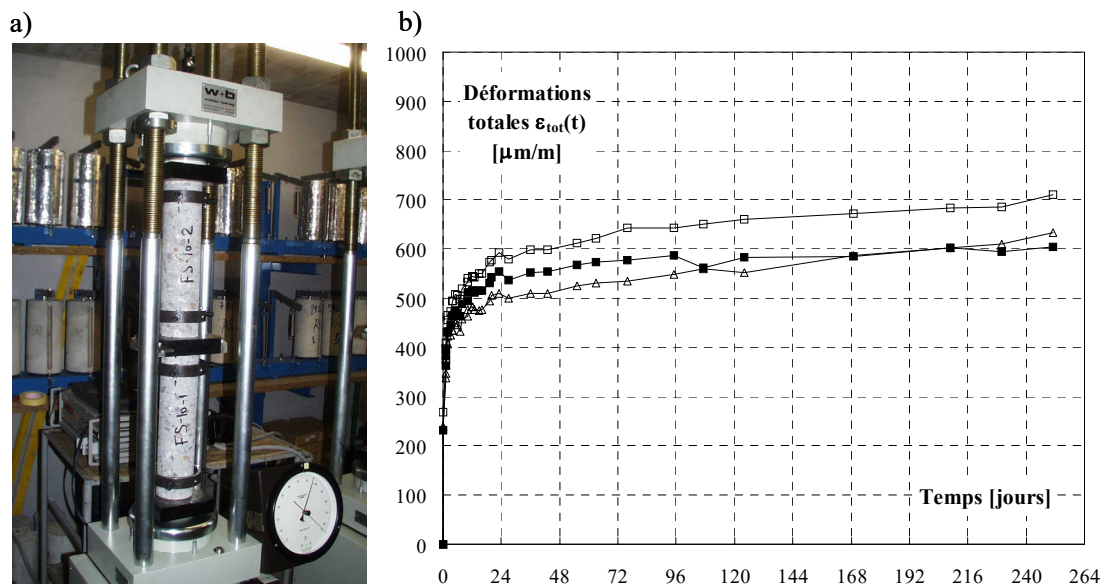


Figure 42 – a) Dispositif de mise en compression et de mesure lors des essais de fluage propre et b) déformations totales des éprouvettes (béton des supports des poutres A1 à A5 - mesures brutes sans déduction du retrait libre).

4.5.4 Capteurs à fibres optiques dans le béton au jeune âge

Ce paragraphe fait la synthèse d'essais de caractérisation effectués dans le but d'étudier l'interaction entre un capteur à fibres optiques et le béton au jeune âge. La totalité de ces essais et leur interprétation sont regroupées dans Glisic (2000).

Le capteur à fibres optiques utilisés dans le cadre des présents essais est fortement moins rigide que le béton une fois durci. Dans ce cas, la présence du capteur n'influence pas de manière significative le champ de déplacements du béton qui peut donc être mesuré avec une précision élevée (précision absolue de $\pm 3 \mu m$).

La rigidité et la résistance du béton frais, puis celles qu'il acquiert durant les premières heures de l'hydratation de son ciment sont beaucoup plus faibles que celle d'un béton durci. De plus, les variations de température sont importantes durant cette phase. Etant donné que le coefficient de dilatation thermique du capteur à fibres optiques est plus élevé que celui du béton au jeune âge, les déformations du capteur et celles du béton ne sont pas compatibles. Le capteur s'allongeant plus que le béton frais, des contraintes internes sont générées pour tenter de conserver la compatibilité des déformations entre le capteur et le béton. Si l'amplitude de ces contraintes est élevée ou si elles atteignent la résistance à la traction du béton au jeune âge, le champ de déplacement du béton est influencé par la présence du capteur qui n'est donc plus à même de fournir des mesures précises. Cet effet perturbant dû à la présence du capteur diminue lorsque la rigidité et la résistance du béton augmentent. Le « point de rigidification » est atteint lorsque la rigidité du béton est suffisamment élevée pour que la présence du capteur n'influence plus de manière significative la précision des mesures. En d'autres termes, on admet que le capteur à fibres optiques mesure précisément les déformations du béton à partir de ce point.

Étant donné que ce point dépend du rapport entre la rigidité du capteur à fibres optiques et celle du béton au jeune âge, il ne peut pas être considéré comme une propriété du béton.

L'objectif des essais de caractérisation décrit dans ce paragraphe est d'étudier l'influence sur la précision des capteurs à fibres optiques de son mode de fixation (fixé sur une barre d'armature ou à l'aide d'attaches en plastique) et de la proximité d'un autre capteur. Il s'agit de voir si le point de rigidification du béton, déterminé à l'aide des capteurs à fibres optiques standards, varie en fonction des paramètres précédents.

Lors du bétonnage de la dalle des poutres P4 et P5, des capteurs à fibres optiques supplémentaires ont été mis en place pour tester l'influence du mode de fixation du capteur et de la proximité de l'armature. La disposition de ces capteurs supplémentaires est donnée à la Figure 43.

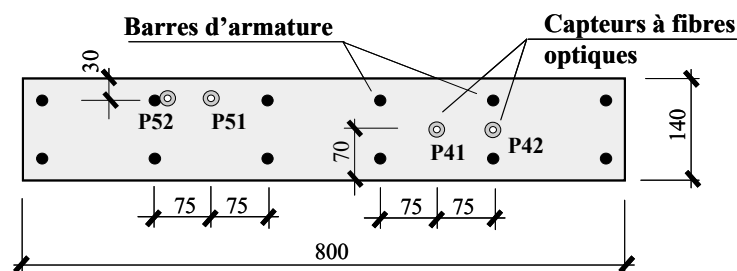


Figure 43 – Disposition des capteurs à fibres optiques dans la dalle des poutres P4 et P5.

Les mesures obtenues à l'aide des capteurs P41 et P42 sont illustrées à la Figure 44. Cette figure illustre également la différence entre la mesure des deux capteurs. Ce résultat montre qu'après une période de stabilisation due aux mouvements accidentels des granulats et de l'eau contenue dans le béton frais, cette différence est constante. Ceci signifie qu'après une heure, les deux capteurs P41 et P42 mesurent précisément le même déplacement. En d'autres termes, la fin de la période de stabilisation semble correspondre au point de rigidification. De plus, la proximité de l'armature n'a donc pas d'influence significative sur la précision des mesures réalisées à l'aide de capteurs à fibres optiques standards. Si la présence de la barre d'armature n'a pas eu d'influence sur les mesures, la proximité d'un autre capteur à fibres optiques ne doit donc pas en avoir étant donné que sa rigidité est plus faible que celle de la barre d'armature. Les mesures réalisées à l'aide des capteurs P51 et P52, qui ne sont pas présentées dans ce rapport, permettent de montrer de manière similaire que le mode de fixation du capteur n'a pas d'influence sur la précision de sa mesure une fois la période de stabilisation terminée.

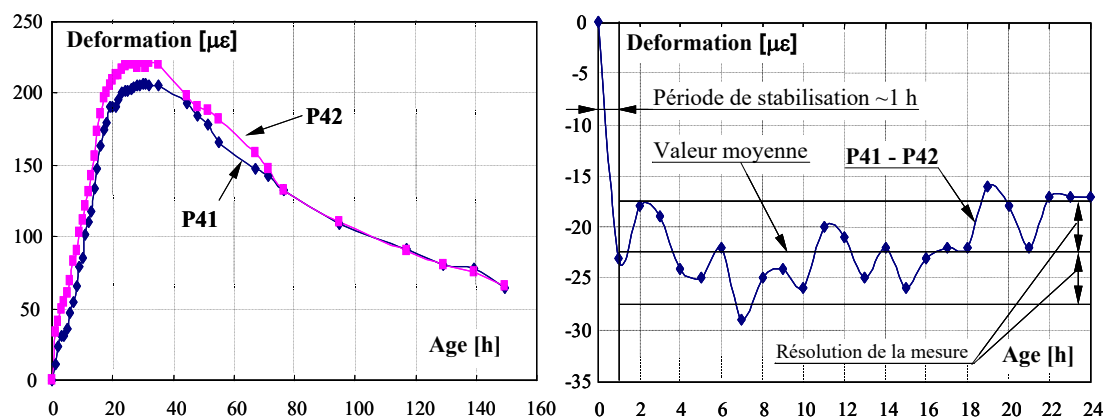


Figure 44 – Mesures obtenues dans la dalle de la poutre P4 (capteurs P41 et P42).

La conclusion de ces premiers essais de caractérisation est qu'ils permettent d'admettre que les capteurs à fibres optiques standards ont une rigidité suffisamment faible qui permet de les utiliser pour obtenir des mesures précises des déformations d'un béton au jeune âge. Après la fin de la période de stabilisation, la précision des capteurs est indépendante du mode de fixation et de la proximité d'un autre capteur ou de celle d'une barre d'armature. Cette conclusion est également appuyée par une étude numérique de l'interaction entre le capteur à fibres optiques et le béton au jeune âge présentée dans Glisic (2000). Cette étude numérique a permis de fixer que pour le capteur à fibres optiques standard, le point de rigidification correspond à un degré d'hydratation du béton de 0.01. Ce degré d'hydratation est atteint après une période pouvant varier entre 2 et 5 heures pour un béton traditionnel. Il se trouve donc que cette période est quasiment similaire à la période de stabilisation d'un béton.

4.6 Résultats des mesures en laboratoire sur éléments hybrides

4.6.1 Evolution de la température

La Figure 45 a) illustre l'évolution de la température mesurée au cours de l'hydratation du béton de la poutre P2. L'augmentation maximale de la température du béton est observée dans la partie supérieure de la dalle (capteur Th 6) et atteint 25°C après 16 heures. Le zéro du temps correspond à l'instant au cours duquel le béton a été malaxé. Ces résultats montrent également que la moitié inférieure de la poutre métallique ne s'échauffe quasiment pas durant l'hydratation et que la température de son aile supérieure suit celle du béton. La Figure 46, tirée de Blanc et Gomes Navarro (1999), illustre l'évolution des gradients de température sur la hauteur de la section d'une poutre mixte identique à la poutre P3. Ces gradients restent faibles sur la hauteur de la dalle en béton et de l'aile supérieure en métal tout au long de l'hydratation.

La Figure 45 b) compare l'évolution de la température dans la partie supérieure (Th 6) des dalles de chacune des poutres acier-béton. Etant donné que la partie inférieure du support métallique ne s'échauffe quasiment pas, les contraintes de traction générées au jeune âge dépendent, en plus du degré d'entrave, de la différence entre la température maximale atteinte dans la dalle et la température atteinte à la fin du cycle thermique. Dans ce sens, les résultats de la Figure 45 b) montrent que les différentes mesures prises pour limiter les effets thermiques des poutres P4 à P6 ont un effet significatif et équivalent. En effet, la différence entre le pic de température et la température à la fin du cycle passe de 23°C en moyenne pour les poutres P1 à P3 à 15°C en moyenne pour les poutres P4 à P6. Toutes les autres mesures de température relatives aux poutres P1 à P6 peuvent être consultées dans Monney et Ducret (1999).

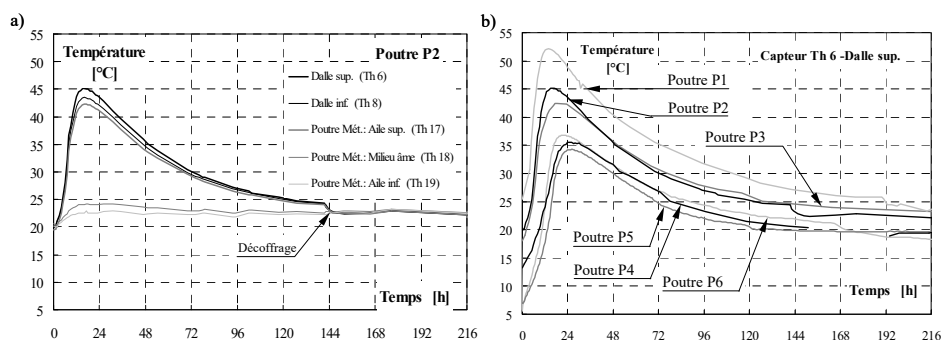


Figure 45 – a) Evolution de la température lors de l'hydratation de la dalle de la poutre P2, b) Evolution de la température dans la partie supérieure (Th 6) des dalles des poutres P1 à P6.

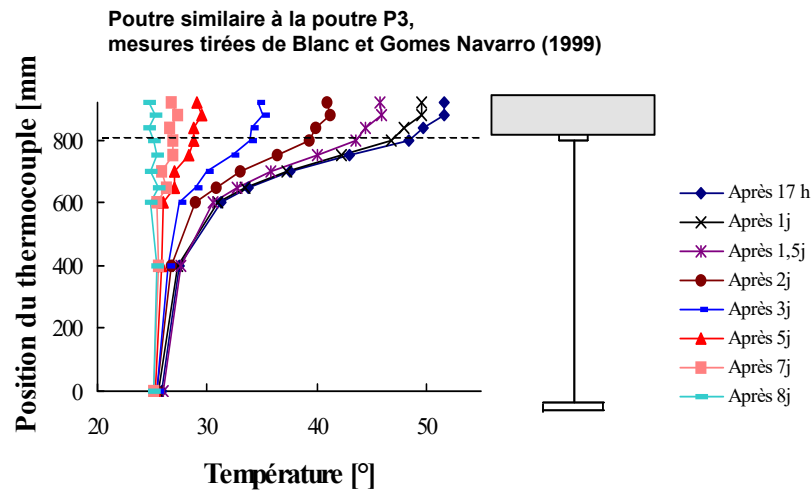


Figure 46 – Distribution de la température sur la hauteur d'une poutre similaire à la poutre P3 (mesures tirées de Blanc et Gomes Navarro (1999)).

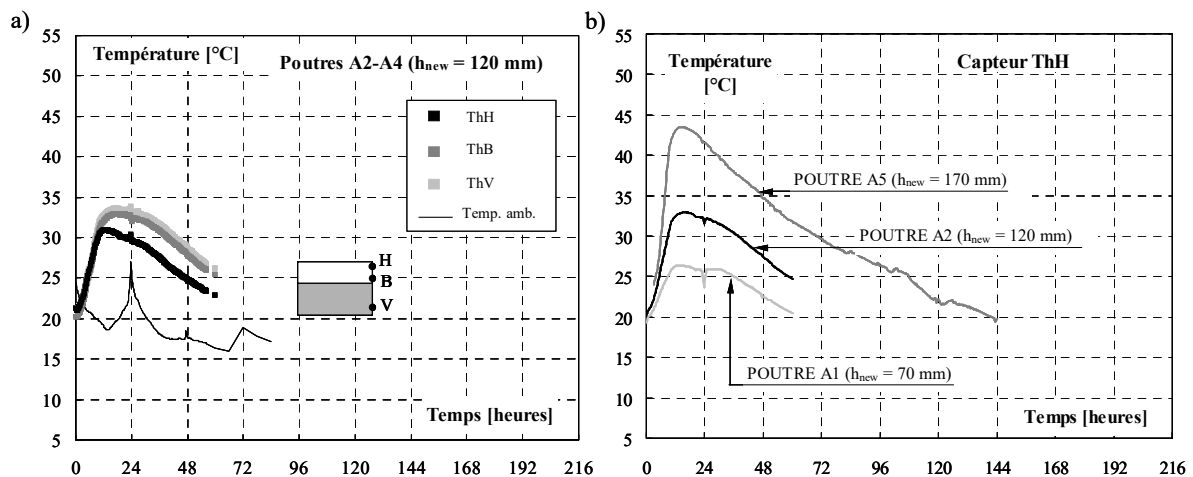


Figure 47 – a) Évolution de la température lors de l'hydratation du nouveau béton de la poutre A2, b) Évolution de la température dans la partie supérieure (ThH) du nouveau béton des poutres A1, A2 et A5.

La Figure 47 a) illustre l'évolution de la température mesurée lors de l'hydratation du nouveau béton de la poutre A2. Contrairement aux poutres acier-béton, cette fois le support de vieux béton s'échauffe presque autant que la nouvelle couche. Les gradients de température restent donc faibles au jeune âge pour les poutres A1 à A5. La différence maximale de température entre le vieux et le nouveau béton a atteint 5°C dans la poutre A5. La Figure 47 b) permet de voir que la température de la partie supérieure du nouveau béton est plus élevée lorsque la hauteur de la nouvelle couche augmente. Cette figure illustre également que la cinétique de la phase de refroidissement n'est pas influencée par la hauteur du nouveau béton. Cela s'explique par le fait que, pour les poutres A1 à A5, la chaleur est dégagée au travers du support qui est identique pour chacune des poutres. La totalité des mesures de température effectuées sur les poutres A1 à A5 peut être consultée dans Bernard (2000a).

4.6.2 Début du comportement monolithique

Avant d'étudier en détail l'évolution des déformations mesurées au jeune âge par les capteurs à fibres optiques, il est utile de déterminer le moment à partir duquel les deux sections de l'élément hybride se comportent de manière monolithique. La notion de point de rigidification du béton et les capteurs à fibres optiques peuvent être utilisés dans ce but.

Le comportement des deux sections des éléments hybrides peut être considéré comme monolithique lorsque l'adhérence entre le nouveau béton et le support est suffisante pour transmettre les efforts de cisaillement et de traction nécessaire à garantir la compatibilité des déformations. Avant la prise du nouveau béton, l'adhérence peut être admise nulle. Ensuite, celle-ci dépend de l'avancée de l'hydratation du nouveau béton. A un certain moment, que l'on pourrait appeler le point de rigidification, l'adhérence devient suffisamment élevée pour assurer un comportement monolithique. Pour les deux types de support, c'est la détermination de cet instant qui constitue l'objectif du présent paragraphe.

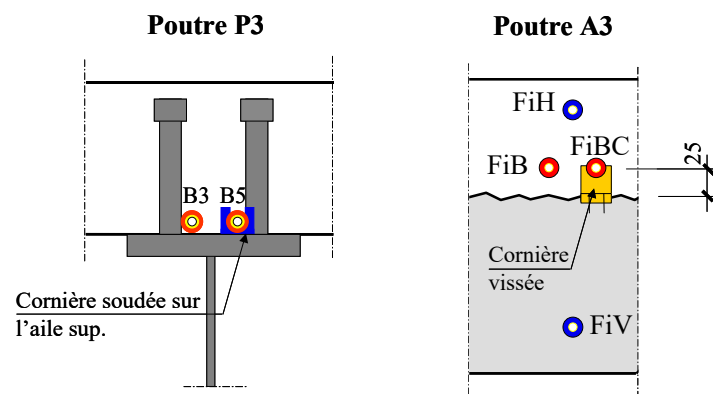


Figure 48 – Position des capteurs à fibres optiques permettant de mesurer le point de rigidification.

Ce point de rigidification est déterminé sur les poutres P3 et A3 en plaçant deux capteurs à fibres optiques près de l'interface de chacune des poutres (voir Figure 48). Un des capteurs est laissé libre dans le nouveau béton (capteurs B3 ou FiB) et l'autre, placé à la même hauteur, est attaché sur deux cornières vissées ou soudées sur le support (capteurs B5 ou FiBC). Pour une poutre donnée, le point de rigidification correspond à l'instant au cours duquel les deux capteurs à fibres optiques mesurent la même déformation. La Figure 49 illustre l'évolution de la différence entre les mesures des deux capteurs de chacune des poutres. Ces résultats montrent que la différence entre les deux capteurs placés dans la poutre P3 devient constante après 8.5 heures. Les deux capteurs mesurent donc à partir de 8.5 heures la même déformation et le comportement de l'élément hybride peut être admis monolithique à partir de cet instant. Selon le même raisonnement, le point de rigidification du béton de la poutre A3 est atteint après 10.5 heures. Sachant que le degré d'entrave de la poutre A3 est plus élevé que celui de la poutre P3 (voir Tableau 4), il est donc logique que le point de rigidification de la poutre A3 soit atteint plus tardivement.

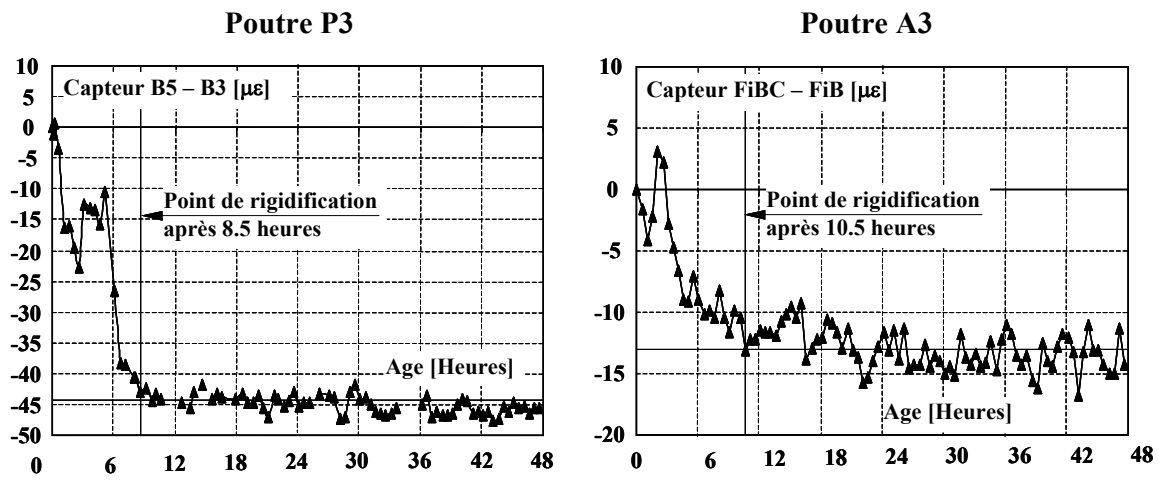


Figure 49 – Évolution de la différence entre les capteurs B5 et B3 (poutre A3), puis FiBC et FiB (poutre A3).

4.6.3 Évolution des déformations

L'évolution des déformations mesurées dans les poutres P2 et P3 à l'aide de capteurs à fibres optiques sont présentées à la Figure 50. L'échelle des déformations est mise à zéro lorsque le capteur placé le plus haut dans la dalle en béton (FB1 ou Fb4) atteint son pic. Aucun décalage significatif dans le temps entre le pic de déformation et le pic de température n'est observé. Sur ces figures, deux grandes périodes peuvent être distinguées : un allongement des trois capteurs entre 0 et 17 heures environ, puis un raccourcissement des trois capteurs. Le retrait des capteurs placés dans la dalle en béton est entre trois et quatre fois supérieur à celui de l'aile inférieure de la poutre métallique. Cette différence engendre donc une courbure des sections droites de l'élément hybride. Les perturbations mesurées aux alentours de cent quarante-quatre heures correspondent à l'instant du décoffrage. Ensuite, les déformations de retrait continuent d'augmenter malgré que la température soit constante dans toute la poutre. Ce retrait à plus long terme est dû à l'influence du séchage de la dalle en béton. Signalons encore que les mesures présentées à la Figure 50 permettent d'établir qu'à partir du point de rigidification les sections planes restent planes au jeune âge. Cette remarque est également valable pour les poutres A1 à A5.

La Figure 51 illustre la moyenne des déformations mesurées dans la dalle en béton des poutres P1 à P6. Conformément aux mesures de température données à la Figure 45 b), le pic des déformations mesurées sur les poutres P4 à P6 est également retardé par rapport à celui des autres poutres. De plus, l'amplitude du retrait mesuré sur les poutres P4 à P6 est similaire. Ce résultat semble logique étant donné que les trois poutres ont le même degré d'entrave et que l'évolution de la température durant la phase de refroidissement est quasiment la même. A la Figure 51, l'amplitude moyenne du retrait mesuré sur les poutres P1 à P3 ne semblent pas être en relation avec le degré d'entrave de chacune des poutres. En réalité, les valeurs données à la Figure 51 ne peuvent pas être utilisées directement pour se faire une idée du degré d'entrave d'un élément hybride.

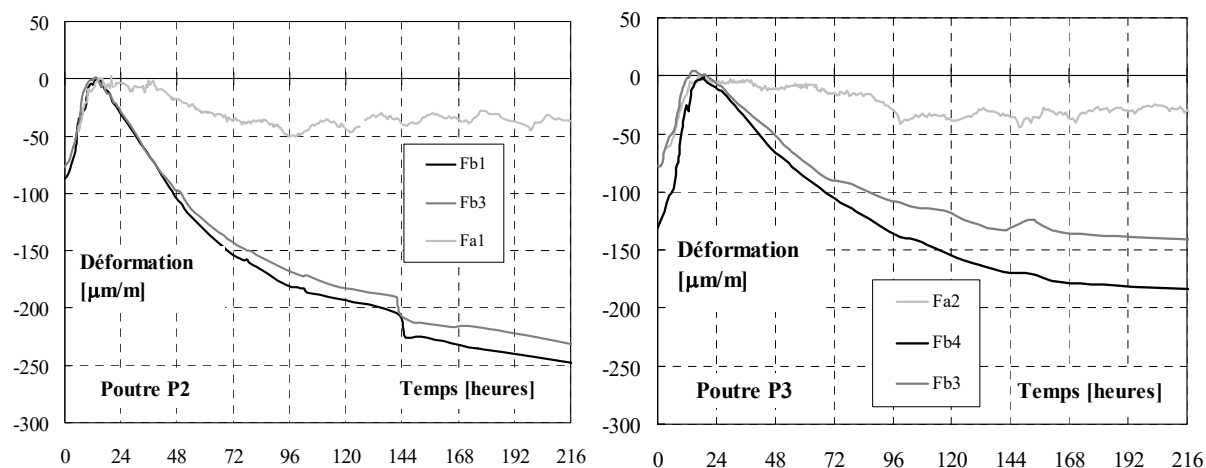


Figure 50 – Evolution des déformations dans les poutres P2 et P3 durant l'hydratation de la dalle.

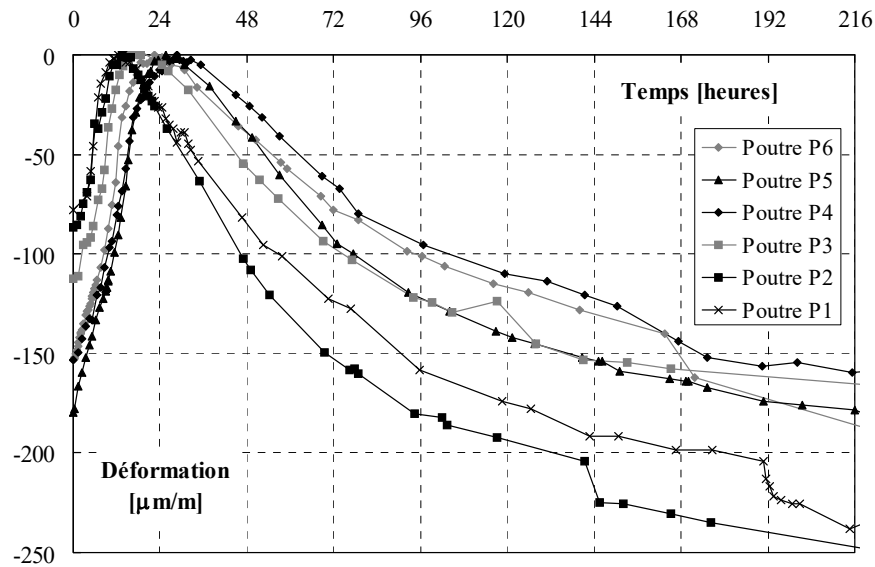


Figure 51 – Déformation moyenne mesurée dans la dalle des poutres P1 à P6.

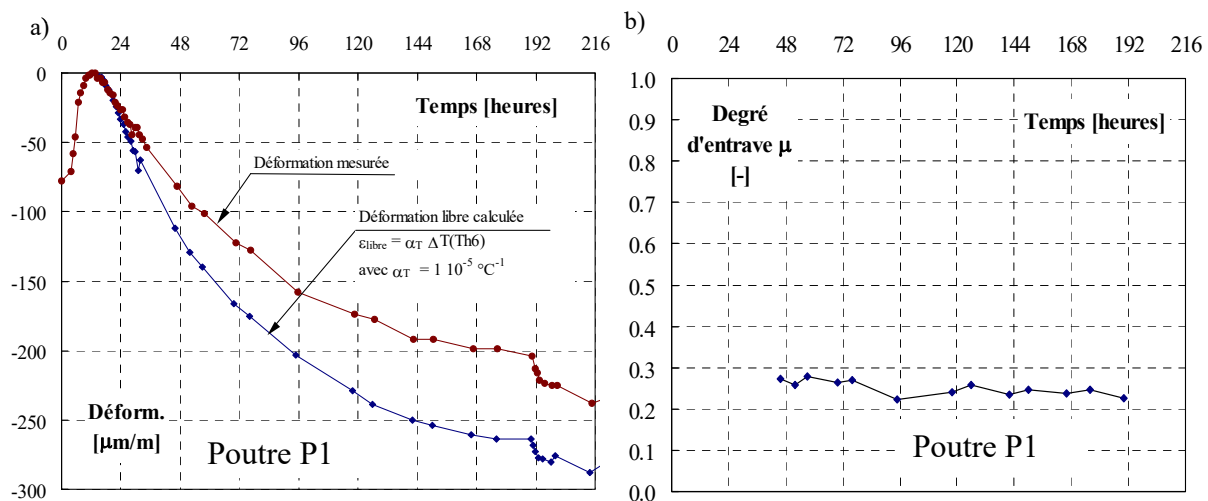


Figure 52 – a) Déformation moyenne mesurée dans la dalle de la poutre P1 et déformation libre calculée sur la base de la mesure de température avec Th6 et b) Évolution calculée du degré d'entrave μ .

En effet, la détermination du degré d'entrave nécessiterait de connaître l'amplitude de la déformation libre de la dalle en béton et de la comparer à la déformation mesurée par les capteurs à fibres optiques. Sur la base des mesures de la température obtenues durant la phase de refroidissement de la dalle de la poutre P1, la déformation libre a été calculée en multipliant les différences de température par un coefficient de dilatation thermique du béton admis à $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. L'évolution de cette déformation libre est comparée à la déformation mesurée à la Figure 52 a). À l'aide de ces deux déformations, l'évolution du degré d'entrave peut être calculée en divisant la différence des deux déformations par la déformation libre. Le résultat obtenu est présenté à la Figure 52 b). Le degré d'entrave moyen vaut environ 0.25. Au Tableau 4, la valeur obtenue à l'aide des formules 3.3 et 3.4 est de 0.24 pour la poutre P1. En conséquence, les mesures de température et de déformation permettent de valider les formules 3.3 et 3.4 permettant de calculer le degré d'entrave.

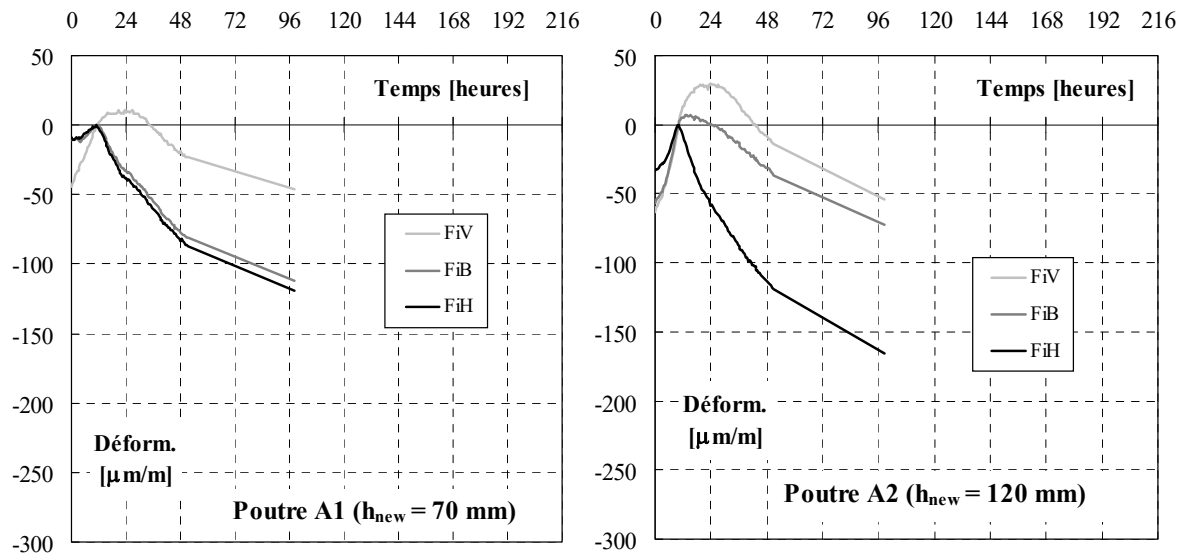


Figure 53 – Évolution des déformations dans les poutres A1 et A2 durant l'hydratation de la nouvelle couche.

La Figure 53 présente l'évolution des déformations mesurées à l'aide des capteurs à fibres optiques dans les poutres A1 et A2. Comparativement aux poutres P1 à P6, le gonflement du support des poutres A1 et A2 est significativement plus important. Entre douze et trente-six heures, le support gonfle alors que les deux capteurs placés dans le nouveau béton indiquent un retrait. Une forte courbure de ces éléments a donc lieu durant cette période. Après 36 heures, les trois capteurs indiquent un retrait quasiment uniforme de l'élément hybride.

Il est important de rappeler que les gradients de température restent faibles sur la hauteur d'une section droite durant l'hydratation des poutres A. Par conséquent, les effets thermiques ne devraient pas être responsables de la courbure observée entre 12 et 36 heures. En première hypothèse, nous admettons que le retrait endogène est le phénomène responsable de cette courbure. Dans le cas des poutres P1 à P6, l'influence du retrait endogène n'a pas pu être mise en évidence, car la courbure qu'il engendre est faible par rapport à celle due aux effets thermiques au jeune âge.

Les résultats de la Figure 53 mettent en évidence l'existence d'un décalage dans le temps entre le pic de la déformation et le pic de la température dans la partie supérieure du nouveau béton. En effet, le pic de déformation est atteint après 11 heures dans la poutre A2 et le pic de température, quant à lui, est atteint après 15 heures. Ce décalage ne peut pas être expliqué uniquement en considérant les effets thermiques. Par contre, le retrait endogène peut en être la cause.

À nouveau, la comparaison de l'amplitude des déformations mesurées par les capteurs en fibres optiques ne permet pas d'évaluer directement la valeur du degré d'entrave des poutres. En effet, l'histoire des températures étant différente pour chaque poutre, les déformations libres nécessaires au calcul du degré d'entrave ne sont donc pas les mêmes dans chaque élément.

La totalité des mesures prises à l'aide des capteurs à fibres optiques peut être consultée dans Monney et Ducret (1999) pour les poutres P1 à P6 et dans Bernard (2000a) pour les poutres A1 à A5.

4.6.4 Évolution des contraintes dans la section métallique

Les jauges d'extensométrie placées sur les ailes des poutres métalliques étant compensées en température, il est possible de les utiliser pour calculer des contraintes dans l'acier. Les contraintes sont obtenues en multipliant la déformation compensée par le module d'élasticité de l'acier. Les variations de température de l'aile inférieure des poutres étant plus faibles que celles de l'aile supérieure, la précision des contraintes calculées à cet endroit doit être meilleure. La Figure 54 illustre l'évolution des contraintes calculées dans les ailes inférieures et supérieures de la poutre P1.

Étant donné que l'aile supérieure chauffe en même temps que le béton et que le gonflement induit est entravé par la partie inférieure de la poutre métallique, il est logique qu'elle soit sollicitée par une contrainte de compression. À l'aide d'un calcul simplifié qui néglige la présence du béton, le degré d'entrave de l'aile supérieure, retenue par le reste de la poutre métallique, vaut $\mu = 0.37$ (calcul effectué à l'aide des formules 3.3 et 3.4). L'augmentation de température ΔT durant la phase d'échauffement vaut environ 26°C (voir Figure 45 b). Par conséquent, on peut évaluer la contrainte dans l'aile supérieure à l'aide de la formule suivante $\sigma = \mu E_{\text{acier}} \alpha_T \Delta T = 0.37 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 10^{-5} \cdot 26 \approx 20 \text{ N/mm}^2$. Ce résultat correspond bien à la valeur illustrée à la Figure 54.

Durant la phase d'échauffement, l'aile inférieure est sollicitée par une contrainte de traction qui atteint environ 10 N/mm^2 . Durant la phase de refroidissement, le sens des contraintes s'inverse dans chacune des ailes. Lors du décoffrage (après environ 144 heures), des autocontraintes sont encore présentes dans l'élément hybride.

Les mesures effectuées sur les poutres P2 à P6 peuvent être consultées dans Monney et Ducret (1999).

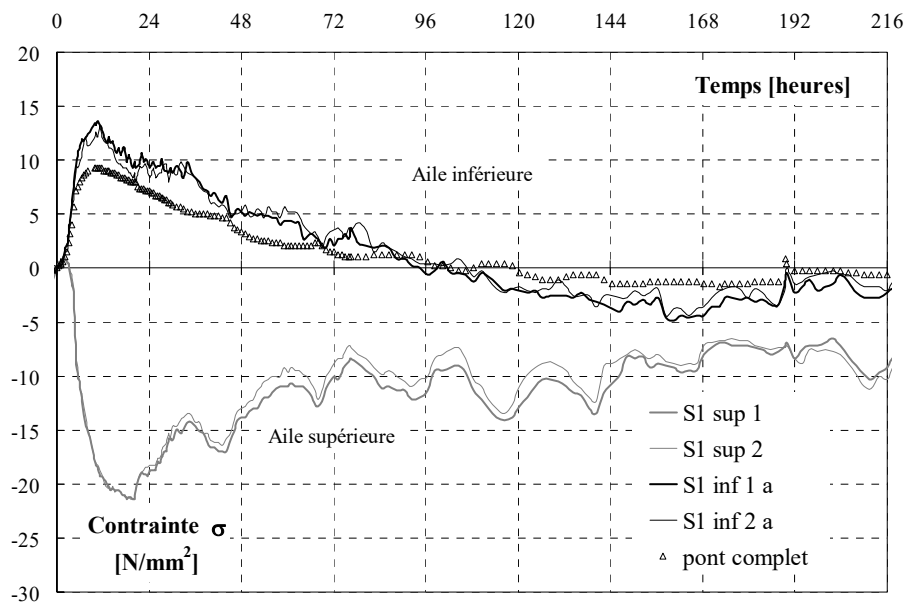


Figure 54 – Evolution des contraintes dans les ailes inférieures et supérieures de la poutre P1.

4.6.5 Détermination des autocontraintes

Comme nous venons de la voir, des autocontraintes sont généralement présentes dans les éléments hybrides après le refroidissement du béton. Dans le but de mettre en évidence l'amplitude des autocontraintes présentes dans la dalle des poutres P1 à P6, un essai de charge a été réalisé. Le principe de cet essai est décrit à la Figure 55.

Cet essai réalisé à 28 jours consiste en des cycles de chargement pour différents niveaux de contraintes de traction dans la dalle. Une dizaine de cycles sont effectués pour chaque niveau de contraintes. Une description précise de ces essais est donnée dans Monney et Ducret (1999).

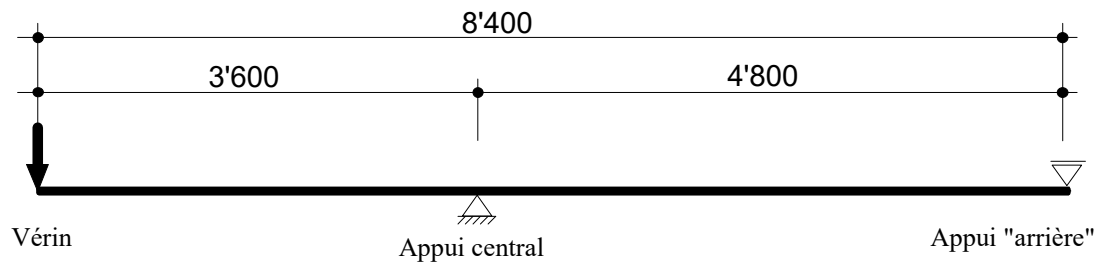


Figure 55 - Principe de l'essai de charge.

Les déformations spécifiques dans la dalle sont mesurées à l'aide des capteurs à fibres optiques pour chaque cycle. Une augmentation de la déformation pour la même contrainte indique donc une fissuration dans la dalle. Ces mesures sont complétées par une observation méticuleuse de la formation de fissures en surface.

La Figure 56 illustre les déformations spécifiques obtenues par cycle pour les poutres P2 et P3. La valeur σ_{\max} correspond à la contrainte de traction à laquelle la dalle est soumise. Pour une valeur de contrainte dans la dalle de 1.5 N/mm^2 , la poutre P3 a des déformations spécifiques plus élevées que la poutre P2 et présente donc une fissuration plus importante. Pour une valeur de $\sigma_{\max} = 2.0 \text{ N/mm}^2$, les deux poutres sont fissurées et montrent le même comportement. Les observations effectuées à la surface de la dalle confirment ces mesures. En effet, seule une fissure a été observée sur la poutre P2 (observation à l'œil nu, ouverture $< 0.1 \text{ mm}$) pour une valeur de 0.5 N/mm^2 alors que des fissures espacées de 200 mm (observation à l'œil nu, ouverture $< 0.1 \text{ mm}$) se sont formées sur la poutre P3 pour la même valeur. De même, aucune fissure supplémentaire ne s'est formée sur la poutre P2 avant une valeur de contrainte de 1.5 N/mm^2 , alors que la poutre P3 était déjà fortement fissurée.

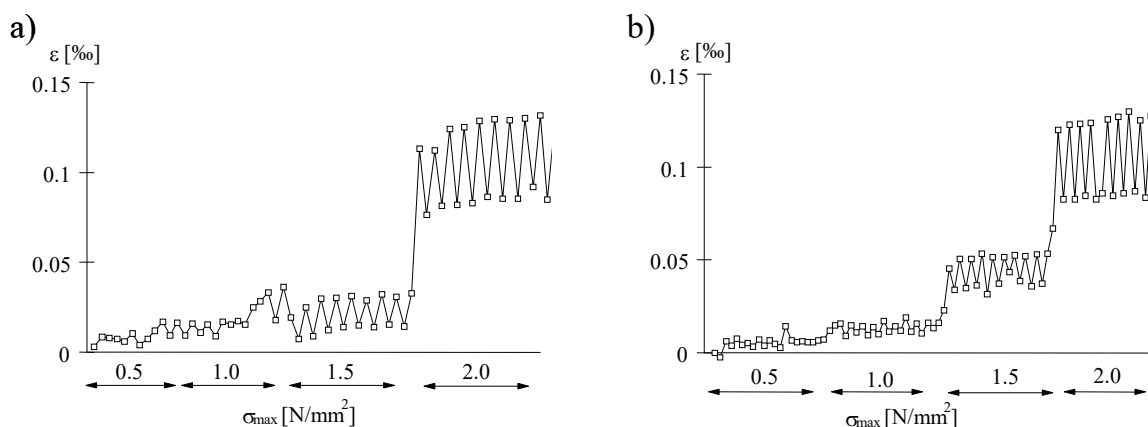


Figure 56 - Déformations spécifiques de la dalle pour (a) la poutre P2 (b) la poutre P3.

La valeur moyenne de la résistance à la traction du béton sur cylindre f_{ct} obtenue à 28 jours pour ces deux poutres est de 2.5 N/mm². Des fissures ont été observées et signalées par des augmentations dans les déformations spécifiques pour une valeur de contrainte σ_{max} de 1.0-1.5 et de 0.5-1.0 N/mm² respectivement pour la poutre P2 et P3. L'autocontrainte de traction σ_c dans la dalle peut donc être estimée de façon grossière ($\sigma_c = f_{ct} - \sigma_{max}$) à une valeur de 1.0-1.5 et 1.5-2.0 N/mm² pour les poutres P2 et P3 respectivement.

Le Tableau 9 présente une synthèse des résultats d'essai des poutres P1 à P6 et indique les valeurs estimées en fonction de la résistance à la traction obtenue sur cylindres et la fissuration observée à l'aide des capteurs à fibres optiques et des observations visuelles sur la dalle.

	P1	P2	P3	P4	P5 et P6
Autocontraintes estimées [N/mm ²]	0.5 - 1.0	1.0 - 1.5	1.5 - 2.0	0.5 - 1.0	0.5 - 1.0

Tableau 9 - Autocontraintes de traction dans la dalle estimées sur la base de l'essai de charge.

De façon qualitative, l'amplitude des autocontraintes de traction présentes dans la dalle semble augmenter lorsque le coefficient de retenue $\beta = \alpha^{-1}$ est plus grand (voir Tableau 4). Rappelons que la notion du coefficient de retenue β , telle qu'elle a été définie par Ducret (1997) ne tient compte pour estimer le degré d'entrave que du degré de liberté axial et admet que le degré de liberté flexionnel est toujours bloqué (ce qui n'était pas le cas durant l'hydratation de la dalle). La corrélation entre le degré d'entrave, calculé à l'aide des formules 3.3 et 3.4, est l'amplitude des autocontraintes est moins bonne. Cette contradiction peut s'expliquer par le caractère approximatif de la méthode qui a été utilisée pour déterminer les autocontraintes (variation de la résistance à la traction du béton et estimation approximative de la fissuration lors de l'essai de charge) et par le fait que l'influence du poids propre de la poutre n'est pas pris en compte dans les formules 3.3 et 3.4.

En comparant les autocontraintes obtenues pour les poutres P3 à P6, la méthode utilisée permet, néanmoins, de mettre en évidence l'effet positif des mesures visant à limiter les effets thermiques au jeune âge. A nouveau l'utilisation d'un ciment à plus faible dégagement de chaleur d'hydratation a un effet équivalent au refroidissement de la température initiale du béton frais à l'aide de l'azote liquide.

Des essais de charge similaires ont été réalisés sur les poutres A1 à A5, mais pour des âges du nouveau béton beaucoup plus élevés. En effet, le nouveau béton avait entre 402 et 617 jours lors de ces essais. Il est toutefois important de signaler qu'aucune présence d'autocontraintes n'a pu être mise en évidence par ces essais. Les autocontraintes semblent donc se relaxer à long terme.

4.7 Mesures in-situ

Afin d'étayer les observations faites en laboratoire, des séries de mesures ont été effectuées sur plusieurs ouvrages hybrides en cours de construction, soit lors de :

- l'élargissement des ponts sur la Venoge (VD) ;
- l'agrandissement du viaduc des Jeunes, pont OA-402 (GE) ;
- la construction des viaducs de Lully (FR) ;
- l'élargissement de l'accès au pont du Javroz (FR).

4.7.1 Programme des mesures

Pour chacun des ouvrages hybrides étudiés, le programme des mesures est identique, il s'agit de suivre l'évolution du comportement de l'ouvrage depuis la mise en place du nouveau béton sur une dizaine de jours. En général, deux sections de l'ouvrage - une près d'un appui intermédiaire et l'autre au milieu d'une travée - sont équipées d'instruments de mesures. La dalle en béton est équipée de plusieurs capteurs à fibres optiques accompagnés dans certains cas par des capteurs à corde vibrante et de thermocouples. Des jauges d'extensométrie et des thermocouples sont également collés sur les poutres métalliques.

4.7.2 Résultats des mesures in-situ

Pont sur la Venoge et pont OA 402

Le détail du calcul du degré d'entrave du pont mixte OA 402 a été décrit au paragraphe 3.1.2.5. Les valeurs suivantes avaient été obtenues : $\mu_N = -0.46$, $\mu_M = -0.22$ et $\beta = 0.11$. Les mesures ayant été effectuées dans la partie intermédiaire de l'ouvrage hyperstatique, la valeur de μ_M est en fait nulle et le degré d'entrave vaut donc $\mu = 1 + \mu_N = 0.54$. L'utilisation des formules 3.3 et 3.4 (cas isostatique) permet d'obtenir pour le pont sur la Venoge les valeurs suivantes : $\mu_N = -0.47$, $\mu_M = -0.29$ et $\beta = 0.11$. À nouveau, dans le cas d'une travée intermédiaire, le degré d'entrave effectif vaut $\mu = 1 + \mu_N = 0.53$.

La section type de ces deux ponts est décrite schématiquement à la Figure 57. Le béton utilisé pour le pont sur la Venoge a un dosage en ciment CEM I 42.5 de 375 kg/m³ et un rapport e/c de 0.48. Les résultats complets des mesures sur ces deux ouvrages peuvent être consultés dans Ducret (1996) et Guignard et Ducret (1997).

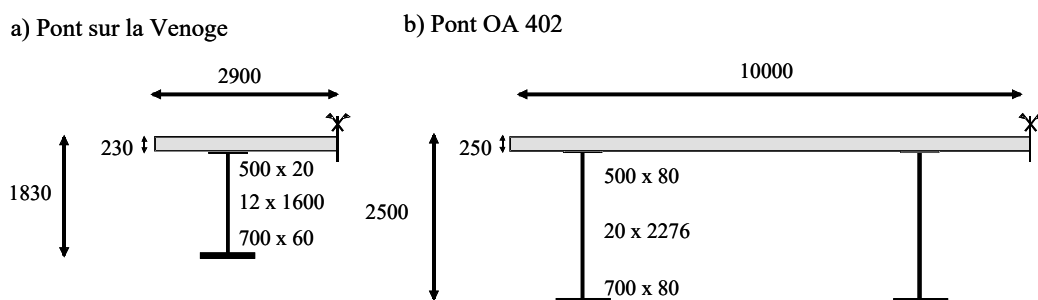
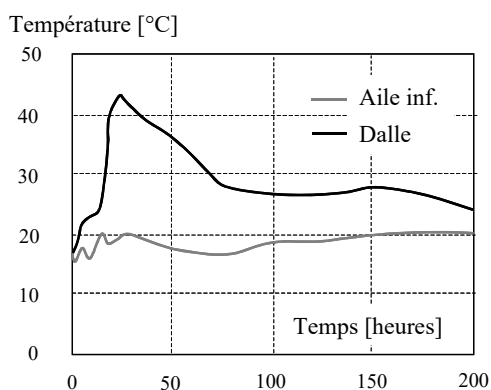


Figure 57 - Schéma des sections types des ponts a) sur la Venoge et b) OA 402.

a) Pont sur la Venoge



b) Pont OA 402

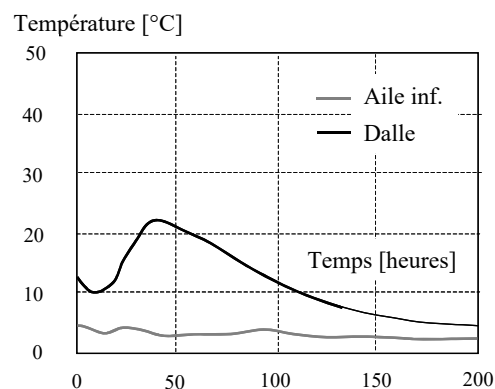


Figure 58 – Évolution de la température pour les ponts a) sur la Venoge et b) OA 402.

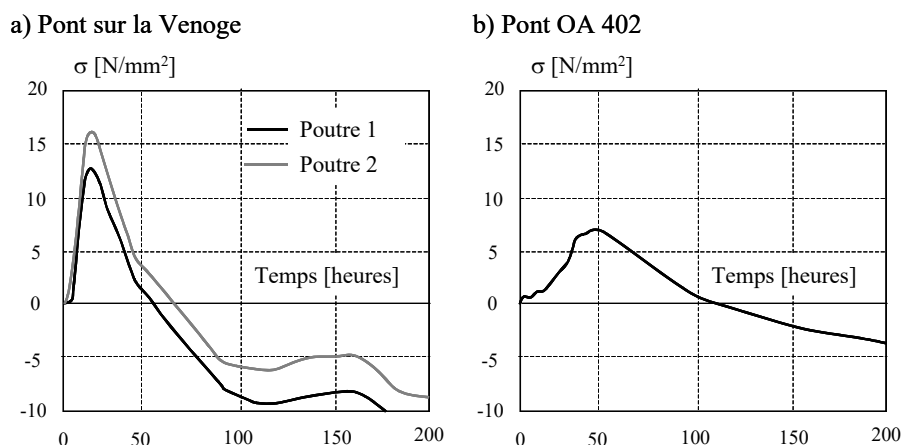


Figure 59 – Évolution des contraintes dans l'aile inférieure des ponts a) sur la Venoge et b) OA 402.

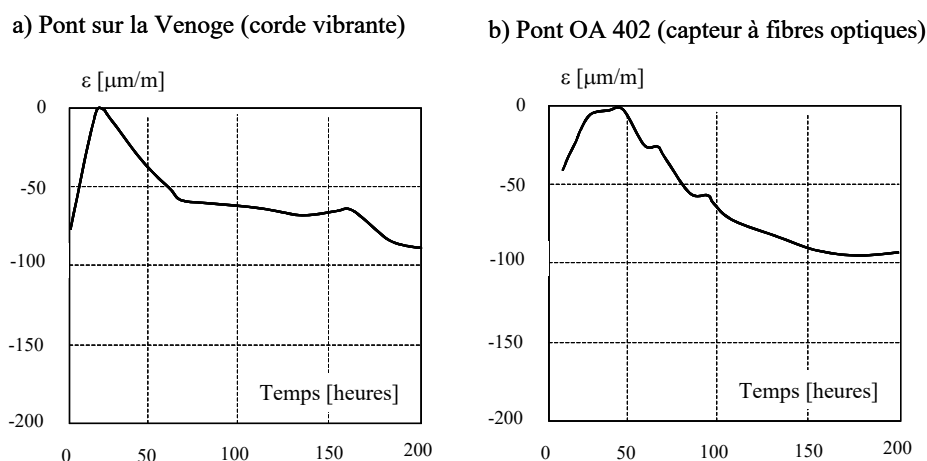


Figure 60 – Évolution des déformations dans la dalle des ponts a) sur la Venoge et b) OA 402.

Les figures 27 à 29 résument pour les deux ponts les résultats des mesures de température, de contraintes dans l'aile inférieure des poutres métalliques et de déformations dans la dalle. Ces figures permettent d'effectuer les constatations suivantes relatives au comportement au jeune âge de l'ouvrage hybride :

- le développement de la température des bétons utilisés pour la construction de deux ponts est conforme aux valeurs attendues, soit une augmentation de température du béton par rapport à la température extérieure de l'ordre de 15-25°C tant en conditions estivales (Figure 58 a) qu'en conditions hivernales (Figure 58 b). De plus, l'évolution de la température est ralentie en conditions hivernales. Ces valeurs correspondent bien à celles obtenues lors des essais en laboratoire. Il faut noter que, dans les deux cas présentés ci-dessus, les dalles avaient une épaisseur quasiment semblable (230 et 250 mm) et que des dispositions de cure usuelles ont été prises dans les deux cas (nattes isolantes) ;
- les contraintes mesurées sur les ailes inférieures des poutres métalliques ont une valeur différente entre le début et la fin de la phase de refroidissement. Ceci confirme ainsi la présence d'autocontraintes dans les éléments hybrides (Figure 59 a) et b) ;

- la possibilité de suivre le comportement au jeune âge de la dalle à l'aide de capteurs à fibres optiques et de cordes vibrantes permet de mesurer de façon qualitative et quantitative les phases de gonflement et de retrait du béton (Figure 60 a) et b).

Pour les deux ponts, les observations de la dalle sur site ont permis la détection de fissures traversantes d'une ouverture de l'ordre de 0.1 à 0.15 mm environ 10 jours après le bétonnage.

Viaduc de Lully

Pour ce pont mixte, dont le support métallique est constitué d'un treillis formé de tubes (hauteur du treillis de 2.90 m et des portées de 42.75 m, voir Figure 61), les mesures ont été effectuées pour une section au droit d'un appui intermédiaire. A nouveau, le degré d'entrave ne dépend que de μ_N et vaut $\mu = 1 + \mu_N = 1 - 0.84 = 0.16$. Le degré d'entrave longitudinale du viaduc de Lully est donc de l'ordre de trois à quatre fois plus faible que celui des ponts mixtes à section ouverte sur la Venoge et OA 402. De plus, la dalle du viaduc de Lully est précontrainte longitudinalement et transversalement trois jours après la mise en place du béton. En outre, cette dalle est liée, dès sa mise en place, à la structure métallique à l'aide de goudjons. Le béton utilisé est constitué de 350 kg/m³ de ciment CEM I 52.5 à prise rapide et son rapport e/c vaut 0.32. La cure a consisté à recouvrir les surfaces non coffrées de nattes isolantes pendant sept jours et des bâches thermiques ont été mises en place lorsque la température ambiante devenait inférieure à 5 °C.

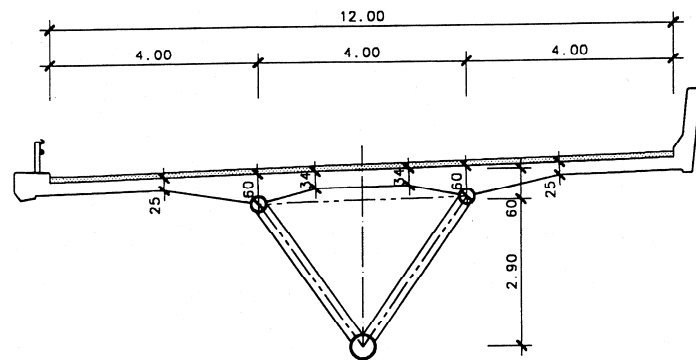


Figure 61 – Coupe-type du pont étroit du viaduc de Lully.

La Figure 62 a) illustre l'évolution de la température lors de l'hydratation du béton de la dalle pendant les douze jours qui ont suivi sa mise en place. Une élévation d'environ 20°C de la température de la dalle par rapport à celle du béton frais peut être constatée. La température du tube inférieur suit les variations de la température ambiante.

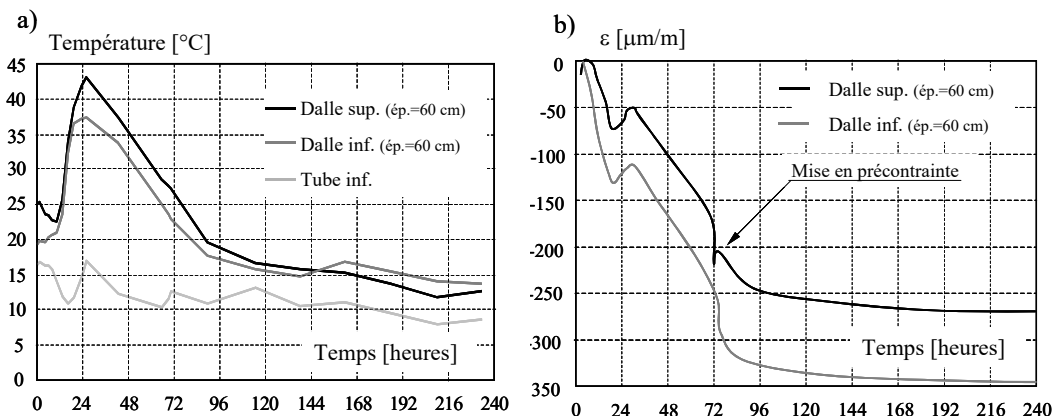


Figure 62 – a) Évolution de la température dans la dalle et dans le tube inférieur et b) évolution des déformations dans la dalle mesurées à l'aide de capteurs en fibres optiques.

La Figure 62 b) montre les résultats des mesures de déformations de la dalle fournies par les capteurs à fibres optiques. Ces mesures montrent un raccourcissement typique pour un béton mis en place sur une structure métallique (voir résultats des mesures en laboratoire). La mise en précontrainte correspond à une déformation spécifique de 50 à 60 $\mu\text{m}/\text{m}$ dans la dalle, ce qui correspond, pour un module d'élasticité de 35000 N/mm^2 , à une contrainte de compression de 2.1 N/mm^2 .

La Figure 63 montre l'évolution des contraintes dans les membrures inférieures et supérieures du treillis métallique. La mesure des contraintes dans la membrure supérieure confirme l'influence des effets thermiques au jeune âge avec une mise en compression progressive de l'élément. La membrure inférieure n'est, quant à elle, que peu influencée au jeune âge. Lors de la mise en précontrainte de la dalle, une augmentation de la contrainte de compression de l'ordre de 10 à 12 N/mm^2 peut être constatée aussi bien dans la membrure supérieure qu'inférieure. Ceci confirme qu'une certaine proportion de la force de précontrainte se diffuse dans la structure métallique. Les variations journalières de contraintes dans les éléments métalliques (de l'ordre de 10 à 15 N/mm^2) proviennent des différences de température entre le jour et la nuit.

En admettant un refroidissement de 25°C du jeune béton, un coefficient de dilatation de $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ et un module d'élasticité moyen de 20000 N/mm^2 , la contrainte de traction agissant dans le béton au jeune âge vaut environ 0.80 N/mm^2 . Étant donné cette faible valeur de contrainte, des fissures traversantes dues uniquement aux effets thermiques ne sont pas attendues dans la dalle de roulement. Toutefois, étant donné le type de ciment utilisé et le faible rapport e/c du béton, on peut s'attendre à un effet non négligeable du retrait endogène. La combinaison des 2 effets pourrait être la cause d'éventuelles fissures traversantes.

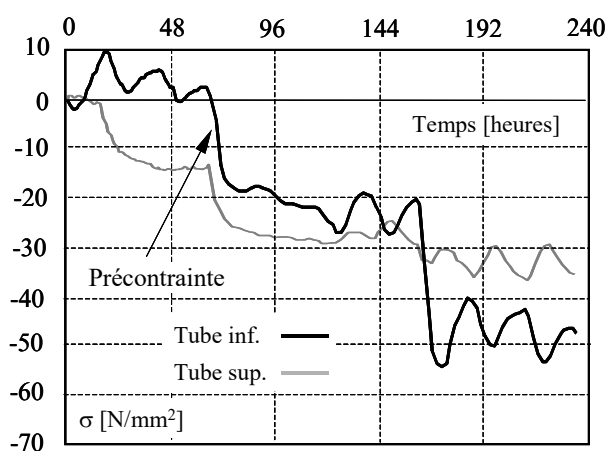


Figure 63 – Évolution des contraintes dans les membrures inférieures et supérieures du treillis métallique.

Accès au pont du Javroz

Dans le cadre de l'élargissement de l'accès au pont du Javroz (voir Figure 64 a), des mesures de l'évolution de la température ont été réalisées dans la nouvelle console. Le nouveau béton utilisé a un dosage en ciment CEM I 42.5 de 375 kg/m^3 et un rapport e/c de 0.42.

Cet ouvrage d'élargissement pouvant être considéré comme infiniment long, le degré d'entrave se calcule à l'aide de la formule $\mu = 1 + \mu_N$ et prend la valeur de 0.81 en admettant que le mur existant a une largeur d'un mètre et une hauteur de trois mètres. Cet ouvrage est donc celui parmi ceux présentés dans ce rapport dont le degré d'entrave est le plus élevé.

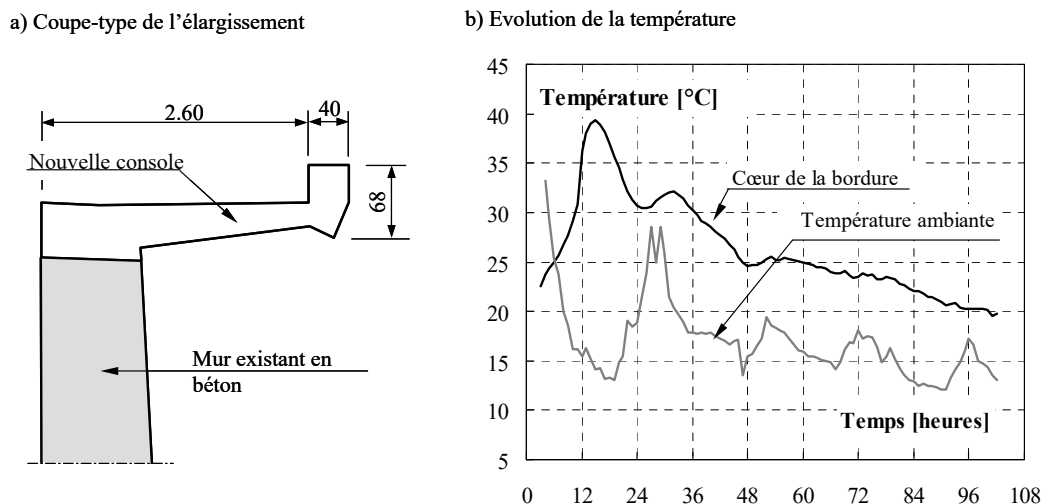


Figure 64 – a) Coupe-type de l'élargissement de l'accès au pont du Javroz et b) évolution mesurée de la température au cœur de la bordure et de la température ambiante.

La Figure 64 b) illustre l'évolution mesurée de la température au cœur de la bordure et de la température ambiante. L'augmentation de température dans la bordure atteint environ 18 °C après 14 heures. Il faut ajouter qu'un système de refroidissement interne du béton a été mis en œuvre dans la nouvelle console. Lors de la réalisation des mesures, le refroidissement n'a pas été opérationnel à cause de l'introduction d'une eau trop chaude dans le système. Lors du décoffrage, des fissures traversantes ont été identifiées sur les consoles. L'espacement de ces fissures varie entre un et deux mètres et l'ouverture moyenne des fissures est de l'ordre de 0.2 à 0.3 mm. La Figure 65 illustre la face inférieure des consoles deux ans après le bétonnage. La présence de coulures sous les fissures confirme leur caractère traversant.



Figure 65 – Vue de la face inférieure de la nouvelle console deux ans après le bétonnage

4.8 Synthèse des résultats

Tout d'abord, les mesures effectuées permettent d'évaluer de manière plus précise l'ordre de grandeur des variations de température, des déformations et des contraintes induites dans les éléments hybrides au jeune âge. Une bonne correspondance entre les valeurs mesurées en laboratoire et celles obtenues in-situ permet de confirmer la *représentativité des essais* effectués en laboratoire.

Ensuite, les essais ont montré que selon le type de structures hybrides reproduites les *gradients de température entre la nouvelle couche et son support* peuvent fortement varier. Afin d'évaluer l'importance des effets thermiques au jeune âge, il est donc nécessaire de tenir compte de la capacité de diffusion et de stockage de chaleur du support. De manière globale, une bonne mesure visant à diminuer l'importance des effets thermiques au jeune âge doit permettre de limiter les différences de température entre la nouvelle couche et le support soit en diminuant l'ampleur de la chaleur produite ou soit en augmentant la capacité de stockage de chaleur du support et en diminuant celle de la nouvelle couche.

Un apport original de la campagne expérimentale menée en laboratoire est la mise en évidence d'une *courbure significative engendrée au jeune âge* dans un élément hybride *par le retrait endogène* d'un béton usuel dont le rapport e/c est proche de 0.50. Ce phénomène est en général totalement négligé pour un tel matériau. L'influence non négligeable du retrait endogène est certainement liée aux teneurs élevées en C₃A et C₄AF du ciment utilisé et à sa faible teneur en C₂S.

De plus, les mesures de l'évolution des contraintes dans les supports métalliques ont permis de mettre en évidence *l'existence d'autocontraintes* à la fin du cycle thermique dû au fort dégagement de chaleur d'hydratation. La présence de ces autocontraintes a également pu être confirmée en comparant la résistance à la traction par flexion effective des éléments testés à la résistance à la traction directe mesurée sur des cylindres. Lors de la campagne d'essais en laboratoire, l'amplitude des autocontraintes n'a pas été suffisante pour provoquer l'apparition de fissures traversantes dans les couches de nouveau béton.

Cette observation constitue un résultat fort intéressant puisqu'il permet de montrer que des éléments hybrides non fissurés peuvent être réalisés sans prendre des mesures particulières pour limiter l'influence des effets thermiques au jeune âge. Il faut toutefois noter que *l'absence de fissures* dans ces éléments isostatiques est principalement due au fait que leur *degré d'entrave* est faible. En effet, lors des mesures in-situ, les observations réalisées sur des structures hybrides hyperstatiques, dont le degré d'entrave est plus élevé, ont permis de mettre en évidence l'apparition de fissures traversantes dues aux effets d'hydratation. Par conséquent, nos observations expérimentales prouvent que l'apparition de fissures au jeune âge dans un élément de structure hybride dépend à la fois de *paramètres liés à la composition du béton* et aux *caractéristiques de la structure* elle-même, telles que son système statique par exemple.

Notons encore que les mesures de déformations réalisées au cours de nos essais ont permis de démontrer que *les capteurs à fibres optiques* standards peuvent être utilisés pour obtenir des mesures précises lorsque le béton a atteint un degré d'hydratation de 0.01 et que sa période de stabilisation est terminée. Pour des bétons usuels, ce degré d'hydratation est atteint après une période variant entre 2 et 5 heures. En outre, l'utilisation des capteurs à fibres optiques pour déterminer le point de rigidification d'un béton est une technique prometteuse qui devrait être

exploitée pour définir des essais standardisés permettant de connaître l'évolution au jeune âge de la rigidité du béton.

Pour finir, il faut ajouter *qu'un essai de dégagement de chaleur semi-adiabatique* a été développé dans le cadre de cette campagne expérimentale dans le but de déterminer les paramètres des modèles représentant le comportement thermique du béton au jeune âge. De plus, les nombreux résultats expérimentaux obtenus aussi bien en laboratoire qu'in situ sur des éléments de structure hybride sont d'une grande utilité afin de valider l'ensemble de la modélisation numérique retenue pour représenter le comportement au jeune âge de ce type de structures. La description de cette modélisation et sa validation sont décrites au chapitre suivant.

5. DESCRIPTION ET VALIDATION DE LA MODÉLISATION

5.1 Introduction

Le comportement au jeune âge des éléments de structure hybride est modélisé à l'aide de l'outil d'analyse HEAT 6.3. Cet outil a été développé par Roelfstra (1989) au cours de sa thèse de doctorat et durant son activité professionnelle.

La modélisation proposée permet de prendre en compte les *quatre catégories de phénomènes qui suivent* (voir aussi Figure 66) :

- 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 hydriques* et les déformations que les variations d'humidité relative induisent,
- le *comportement mécanique* du béton qui doit être admis viscoélastique et tenir compte de l'apparition de la fissuration.

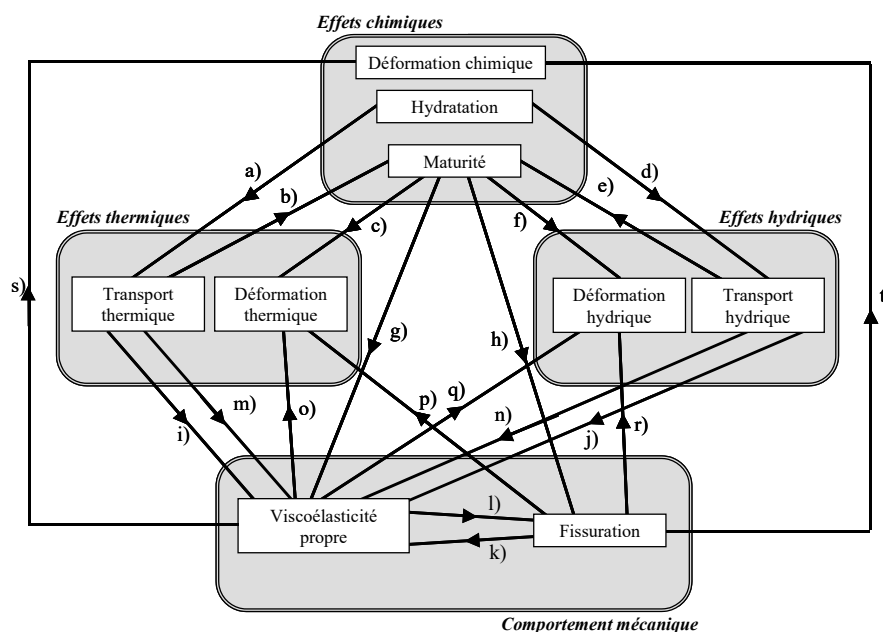


Figure 66 – Phénomènes physiques pris en compte lors de la modélisation

L'état des connaissances dressé au chapitre 3 a mis en évidence que de forts couplages entre ces quatre catégories de phénomènes doivent être pris en considération au jeune âge. En effet, la réaction d'hydratation provoque 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 la pâte de ciment durcie 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 ou 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).

L'outil d'analyse *HEAT* 6.3 est basé sur la méthode non-linéaire des éléments finis dont les principes sont décrits en détail dans Hughes (1991), Zienkiewicz et Taylor (1991). Les éléments finis utilisés sont des quadrilatères à quatre nœuds 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 nœud 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 $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}$ en chaque point de Gauss. Les lois constitutives \mathbf{S}_{vef} implémentées dans *HEAT* 6.3 permettent ensuite de calculer les incréments de contraintes $\Delta \boldsymbol{\sigma}$ en tenant compte du comportement viscoélastique \mathbf{S}_{ve} du béton et de la fissuration \mathbf{S}_f . À ce stade, les incréments $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_k$ de déformations chimiques, thermiques et hydriques sont pris en compte.

$$\Delta \boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}_n - \boldsymbol{\sigma}_{n-1} = \mathbf{S}_{vef} (\Delta \boldsymbol{\varepsilon} - \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_k) \quad (5.1)$$

Les incréments de contraintes $\Delta \boldsymbol{\sigma}$ 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.

5.2 Description des modèles

5.2.1 Maturité du béton

La notion de maturité $M(t)$ permet de tenir compte de l'influence de la température et de l'humidité relative du béton durant son hydratation sur son âge. Elle est définie comme l'âge équivalent au bout duquel une propriété du matériau aurait atteint, à une température constante de 20°C et une humidité relative $h = 1$, la même valeur que dans les conditions réelles de température et d'humidité auxquelles l'élément de béton a été effectivement soumis.

Dans l'équation 4.2, l'influence de la température sur $M(t)$ est décrite à l'aide d'une loi d'Arrhenius, Regourd et Gauthier (1980), et celle de l'humidité relative par une expression proposée par Bazant et Najjar (1972b).

$$M(t) = \int_0^t e^{\frac{Q_{hydr}}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T(t)+273} \right)} \cdot \frac{1}{1+(a_c - a_c \cdot h(t))^4} dt \quad (5.2)$$

avec $T_{ref} = 293$ °K, $T(t)$: température effective au temps t en °C, Q_{hydr} : énergie d'activation relative à l'hydratation du béton en J/mol et R : constante universelle des gaz parfaits = $8.3144 J/mol \cdot ^\circ K$, $h(t)$: humidité relative du béton au temps t , a_c : coefficient.

5.2.2 Transport thermique

Les phénomènes de transport thermique dans un milieu homogène sous conditions transitoires obéissent à la loi de Fourier (équation 5.3) :

$$c_T \dot{T} = \text{div} (\lambda_T \text{grad } T) + \dot{H}_{hydr} \quad (5.3)$$

avec 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} : 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, Roelfstra et al. (1994), développé pour l'industrie danoise du ciment :

$$H_{hydr}(M(t)) = H_T \cdot e^{-\left(\frac{a_d}{M}\right)^{b_d}} \quad (5.4)$$

avec H_T : quantité totale de chaleur d'hydratation en kJ/m^3 , a_d et b_d : paramètres.

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 :

$$\vec{q}_B(t) = \pi_T (T(t) - T_e(t))_B \cdot \vec{n} \quad (5.5)$$

avec $q_B(t)$: 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 °C et n : vecteur normal à la frontière B.

A titre d'exemple, la valeur de π_T atteint $4 W/m^2 \cdot ^\circ K$ pour une surface recouverte d'un coffrage en bois et protégée du vent. Dans le cas de surfaces protégées par un matelas isolant, π_T atteint $0.5 W/m^2 \cdot ^\circ K$. Pour une surface extérieure coffrée et soumise à l'effet d'un vent dont la vitesse vaut $2 m/s$, π_T atteint $6 W/m^2 \cdot ^\circ K$. Pour une même surface non coffrée, la valeur de π_T augmente à $13 W/m^2 \cdot ^\circ K$.

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

$$\dot{\epsilon}_{k,T} = \alpha_T \cdot \dot{T}(t) \cdot \delta \quad (5.6)$$

avec α_T : coefficient volumique de dilatation thermique en $\mu m/m \cdot ^\circ K$ dépendant de la maturité $M(t)$ et δ : tenseur volumique.

5.2.3 Transport hydrique

Le transport hydrique est pris en compte à l'aide du modèle de Bazant (1972b). Le lien entre l'humidité relative des pores h et la teneur en eau w du béton est réalisé à l'aide d'une isotherme de désorption dont la définition est donnée dans Roelfstra (1989). À l'aide du principe de conservation de la masse, l'équation non-linéaire de diffusion hydrique est définie de la manière suivante :

$$\dot{h} = \text{div} (D(h) \text{grad } h) + \dot{h}_{hydr} \quad \text{avec} \quad D(h) = D_0 \left[a_h + \frac{1-a_h}{1+\left(\frac{1-h}{1-h_c}\right)^4} \right] \quad (5.7)$$

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

Pour des bétons usuels, h_{hydr} décroît graduellement de 1 à 0.96, Bazant (1988). Cette variation étant faible, elle est négligée par la suite. À 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. Les conditions de bords hydriques sont de type convectives :

$$\vec{q}_B = \pi_h (h - h_{ext})_B \cdot \vec{n} \quad (5.8)$$

avec q_B : flux d'humidité relative à travers la frontière B en $mm/jour$, π_h : coefficient de transfert hydrique en $mm/jour$, h_{ext} : humidité relative de l'air extérieur au temps t et n : vecteur normal à la frontière B. À titre d'exemple, la valeur de π_h atteint 1 $mm/jour$ pour une surface non coffrée.

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

$$\dot{\epsilon}_{k,h} = \alpha_h \cdot \dot{h} \cdot \delta \quad (5.9)$$

avec α_h : coefficient volumique de dilatation hydrique en $\mu m/m$ dépendant de la maturité $M(t)$.

5.2.4 Retrait endogène

Au paragraphe précédent, on a vu que l'influence des effets chimiques est négligée dans le modèle de transport hydrique. Toutefois, les déformations endogènes induites par la réaction d'hydratation sont prises en compte en introduisant point par point une déformation volumique qui dépend de la maturité du béton.

5.2.5 Évolution 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 5.10, tirée de De Schutter et Tearwe (1996) est basée sur la notion du degré d'hydratation $\xi = H_{hydr}(M(t))/H_T$. Cette loi représente bien l'évolution des caractéristiques mécaniques durant les cinq premiers jours.

$$p(\xi) = \left(\frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right)^c \cdot p(\xi=1) \quad (5.10)$$

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 5.11, légèrement adaptée de la relation proposée par le code modèle CEB-FIP (1990), est tirée de Charif et Mivelaz (1998b). 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.

$$p(M(t)) = \left[e^{s \cdot b \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{M(t)} \right)^{\frac{1}{2}} \right)} \right] \cdot p(M=28j) \quad (5.11)$$

avec $p(M)$: 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.

5.2.6 Viscoélasticité

5.2.6.1 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 dans le cas du béton par Bazant et Wu (1974).

Pour toutes les analyses présentées lors de ce travail, le modèle rhéologique est constitué de six éléments de Maxwell disposés en parallèle. Le $\mu^{\text{ème}}$ élément de Maxwell est composé d'un ressort de module E_μ et d'un amortisseur de viscosité $\eta_\mu = E_\mu \cdot \tau_\mu$ disposés en série.

Dans le cas du modèle admis ici, la forme incrémentielle de l'équation 5.1 devient :

$$\sigma_n = \sum_{\mu=1}^6 \Delta \sigma_n^\mu + \sum_{\mu=1}^6 \sigma_{n-1}^\mu e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \quad \text{avec} \quad \Delta \sigma_n^\mu = \left[\frac{\tau_\mu}{\Delta t} E_\mu \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}} \right) \right] \cdot A \cdot [\Delta \varepsilon - \Delta \varepsilon_k] \quad (5.12)$$

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

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

L'expression 5.13 permet de tenir compte des non-linéarités dues à l'influence de la température, de l'humidité relative et du niveau de contrainte de 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 5.12, selon un principe similaire à celui employé pour le calcul de la maturité.

$$\Delta t_{\text{corr}} = e^{\frac{Q_f}{R} \left(\frac{1}{T_{\text{ref}}} - \frac{1}{T+273} \right)} \left[a_t + (1-a_t) h^2 \right] \left(\frac{\sinh \left(c_t \frac{\sigma_I}{f_{ct}} \right)}{c_t \frac{\sigma_I}{f_{ct}}} \right) \Delta t \quad (5.13)$$

avec $T_{\text{ref}} = 293 \text{ } ^\circ K$, Q_f : énergie d'activation relative au phénomène de fluage du béton en J/mol , a_t et c_t : coefficients, σ_I : contrainte principale maximale en traction en N/mm^2 et f_{ct} : résistance à la traction quasi-statique calculée pour une maturité moyenne $(M(t_n) + M(t_{n-1}) / 2)$ sur Δt .

La première partie de l'expression 5.13 est une loi d'Arrhenius. La seconde partie est tirée des travaux de Bazant et Chern (1985). La troisième partie de 5.13 est basée sur la notion d'énergie d'activation, Eyring (1936).

5.2.6.3 Viscoélasticité transitoire

Le fluage transitoire hydrique est pris en compte en suivant les principes établis par Bazant et Chern (1985). Il s'agit d'introduire dans l'expression du coefficient de dilatation hydrique une expression supplémentaire qui dépend du niveau de contrainte (load- or stress-induced-shrinkage) :

$$\alpha_{h,\sigma} = \alpha_h - r_\sigma \sigma_I \quad (5.14)$$

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 selon le même principe en introduisant un paramètre $r_{\sigma T}$ en $mm^2/N^\circ K$.

5.2.7 Fissuration

5.2.7.1 Comportement quasi-statique

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 67a). 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 ($f_{ct}, \alpha, w_1, w_2, G_F = 1/2 \cdot f_{ct}(w_1 + \alpha w_2)$) en traction uniaxiale présentée à la Figure 67b). 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 67c). 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 $(1-D) \cdot E_{cc}(M(t))$, avec D : coefficient d'endommagement variant entre 0 et 1. Pour un béton usuel, le coefficient d'endommagement D vaut 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 *smeared crack*, Bazant (1983)). 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.

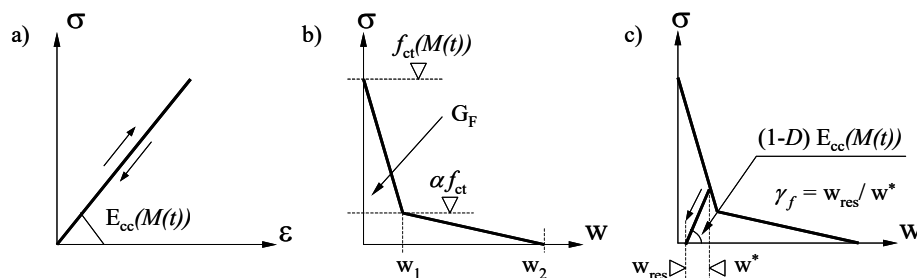


Figure 67 – Modélisation de la fissuration (approche *smeared crack*, Bazant (1983))

5.2.7.2 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, Zhou (1992), Alvaredo (1994), le comportement post-pic du béton en traction ne dépend pas significativement des déformations 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, la relation 5.15 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 :

$$\frac{f_{ct}^*(\varepsilon_{vis})}{f_{ct}} = 1 - \left(a_{cr} \left(1 - e^{-b_{cr} \varepsilon_{vis}} \right) \right)^{c_{cr}} \quad \text{avec} \quad \varepsilon_{vis} = \varepsilon_I - \frac{\sigma_I}{(1-D)E_{cc}(M(t))} - \varepsilon_k \quad (5.15)$$

avec ε_{vis} : déformation 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.

5.2.8 Modélisation de l'interface

Lors des simulations relatives aux poutres hybrides A1 à A5, l'interface est considérée comme un troisième matériau disposé entre le support et le surbéton (voir Figure 68). 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, Habel (1999), et son influence sur le comportement de l'élément hybride s'est avérée 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 68).

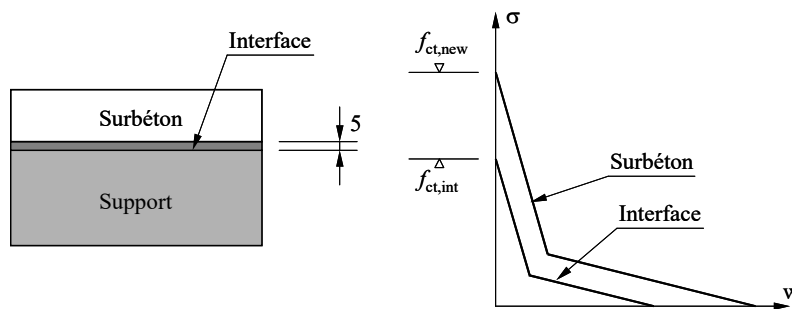


Figure 68 – Modélisation de l'interface

5.2.9 Prise en compte de l'armature

L'armature est prise en compte selon une approche développée et validée dans Mivelaz (1996). 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 ($\tau = a_p s^{b_p}$, avec τ : contrainte de cisaillement, s : déformation de glissement, a_p et b_p : paramètres), tirée du code Modèle CEB-FIB (1990). Au droit d'une fissure, les déformations transversales à l'armature engendrent des contraintes dans la barre (dowel effect).

5.3 Détermination des paramètres

La plupart des paramètres des modèles sont déterminée sur la base des essais de caractérisation présentés au paragraphe 4.5. A défaut d'essais de caractérisation, les paramètres du modèle correspondant sont déterminés sur la base de valeurs ou de résultats d'essais disponibles dans la littérature.

Lorsqu'un essai de caractérisation permet d'isoler l'effet d'un phénomène physique, les paramètres du modèle correspondant peuvent être déterminés de manière indépendante. Par exemple, un tel cas est rencontré pour la détermination des paramètres du modèle thermique du béton (équations 5.2 à 5.6) à l'aide des résultats issus de l'essai de dégagement de chaleur semi-adiabatique présenté au paragraphe 4.5.1. Lorsque des phénomènes physiques ne peuvent pas être dissociés lors d'un essai de caractérisation, une procédure particulière doit être appliquée pour tenir compte de manière précise des couplages. Une telle procédure est présentée dans Bernard (2000b).

Les paramètres des modèles présentés précédemment ont été déterminés pour une gamme de bétons plus large que celle des bétons utilisés dans le cadre de la présente recherche. En guise de base de données, l'annexe 1 décrit la composition des bétons analysés et regroupe la valeur de tous les paramètres déterminés. Selon l'ampleur des essais de caractérisation réalisés pour un béton donné, le nombre de paramètres déterminés peut varier.

Le lecteur intéressé par les détails de la procédure de détermination des paramètres des modèles relatifs aux phénomènes couplés ou par les références bibliographiques utilisées pour déterminer les paramètres des modèles dont les phénomènes physiques n'ont pas fait l'objet d'essais de caractérisation peut consulter Bernard (2000b).

5.4 Validation de la modélisation

5.4.1 Evolution de la température

Une comparaison entre les valeurs mesurées et modélisées de l'évolution de la température dans la poutre A3 et dans la bordure de l'élargissement de l'accès au pont du Javroz peut être respectivement consultée à la Figure 69.

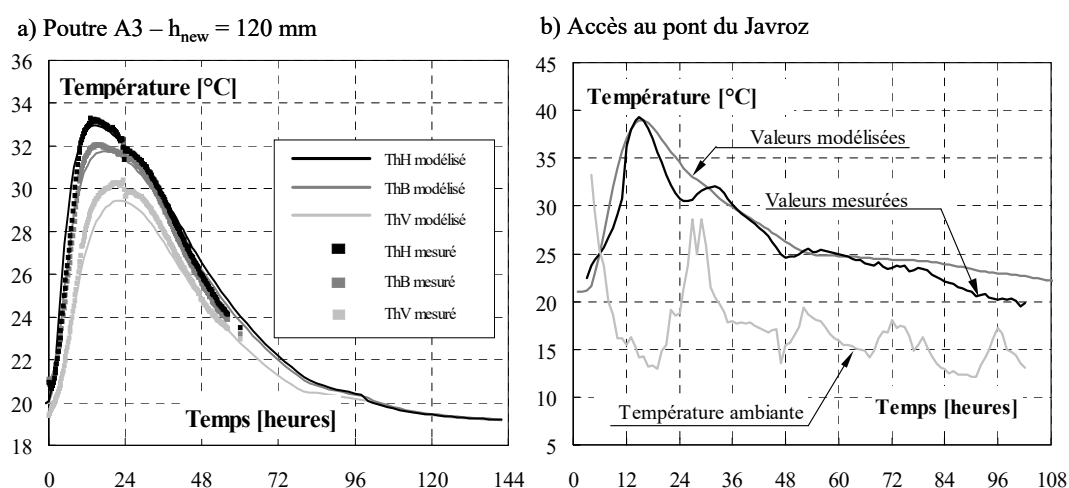


Figure 69 – Comparaison entre les valeurs mesurées et modélisées de l'évolution de la température dans le nouveau béton de a) la poutre A3 et b) au cœur de la bordure de l'élargissement de l'accès au pont du Javroz.

Les exemples présentés à la Figure 69 illustrent la bonne concordance entre les valeurs mesurées et modélisées de la température aussi bien dans le cas d'essais en laboratoire que

dans celui de mesures in-situ. En général, la précision absolue des valeurs calculées par l'outil d'analyse est de l'ordre de plus ou moins un degré Celsius.

L'outil d'analyse a également été utilisé pour prédire l'évolution de la température des poutres mixtes P1 à P6 et des autres poutres hybrides A1, A2, A4 et A5. Les résultats expérimentaux et numériques sont comparés et discutés dans Ducret (1997) et Bernard (2000b). A nouveau, la précision du modèle s'est avérée bonne.

5.4.2 Évolution des déformations

Dans un premier temps, les déformations au jeune âge ont été calculées pour la poutre A3 sans tenir compte de l'influence du retrait endogène. Par conséquent, seuls les effets thermiques et les échanges d'humidité au droit de l'interface entre le vieux et le nouveau béton sont pris en compte dans les résultats illustrés à la Figure 70 a). La comparaison de ces valeurs avec celles obtenues expérimentalement à l'aide des capteurs à fibres optiques (voir Figure 70 a) illustre le manque de précision de l'outil d'analyse. En effet, le pic des déformations est prédit trop tardivement et l'amplitude de la phase de gonflement observée entre onze et trente-six heures est sous-évaluée par le modèle.

Dans un deuxième temps, l'influence du retrait endogène, mesuré à l'aide d'un essai de caractérisation (voir sous 4.5.3) a été introduite dans la modélisation. La Figure 70 b) permet de comparer les résultats expérimentaux et numériques en tenant compte du retrait endogène. Dans ce cas, la précision du modèle est significativement meilleure. En effet, le décalage dans le temps du pic des déformations est prédit au bon moment et la phase de gonflement observée entre onze et trente-six heures est reproduite avec une précision suffisante. Notons encore que le gonflement calculé par l'outil d'analyse durant les onze premières heures est plus grand que le gonflement mesuré. Cette différence peut s'expliquer par le fait que la présence du coffrage qui empêche le gonflement du béton frais de se produire librement n'a pas été prise en compte dans le modèle.

En conclusion, la comparaison entre les mesures effectuées sur les poutres A1 à A5 et les résultats numériques met en évidence que l'influence du retrait endogène doit être prise en compte pour prédire de manière précise les déformations mesurées au jeune âge. Cette conclusion a d'autant plus de poids que ce phénomène est généralement négligé pour le type de béton utilisé ($e/c = 0.5$ et dosage en ciment CEM I 52.5 = 300 kg/m^3). L'amplitude non négligeable du retrait endogène de ce béton est liée à la proportion élevée d'aluminates (C_3A et C_4AF) du ciment et à sa faible proportion de C_2S , Tazawa (1998).

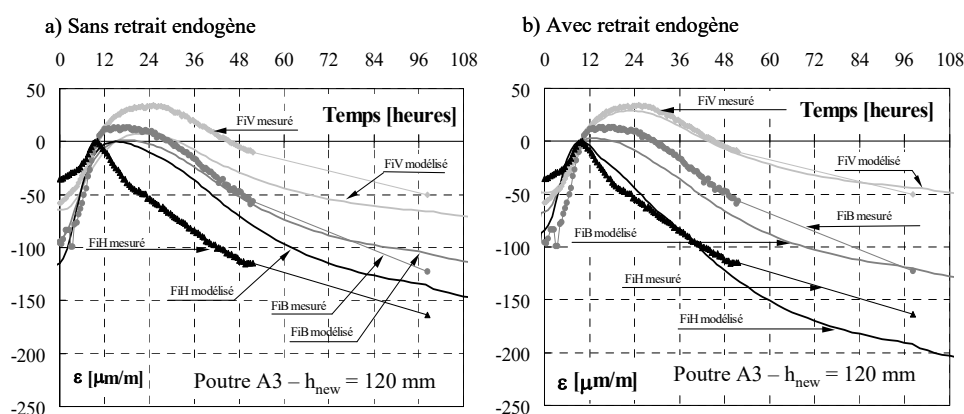


Figure 70 – Comparaison entre les valeurs mesurées et modélisées de l'évolution des déformations au jeune âge dans la poutre A3 a) sans prendre en compte le retrait endogène lors de la modélisation et b) en prenant en compte ce phénomène.

D'autres simulations ont été réalisées à l'aide de l'outil d'analyse pour reproduire l'évolution des déformations au jeune âge des poutres mixtes P1 à P6. Ces résultats peuvent être consultés dans Ducret (1997). Pour ces poutres mixtes, la précision du modèle s'est à nouveau avérée bonne. De plus, comparativement à la forte amplitude des déformations induites par les effets thermiques au jeune âge, celle induite par le retrait endogène a pu être identifiée comme faible.

L'outil d'analyse a également été utilisé pour reproduire les déformations mesurées in-situ sur les ponts de la Venoge et OA 402. La bonne concordance entre les résultats expérimentaux et numériques est illustrée dans Ducret (1997).

En conclusion, l'outil d'analyse qui prend en compte à la fois les effets thermiques au jeune âge, le retrait endogène du béton et l'évolution au cours du temps de ses propriétés mécaniques et physiques permet de reproduire avec une bonne précision l'évolution des déformations dans un élément de structure hybride.

5.4.3 Evolution des contraintes

L'impossibilité de calculer des contraintes dans le béton sur la base des mesures de déformations au jeune âge rend difficile la validation du calcul des contraintes effectuées par l'outil d'analyse. Dans un premier temps, cette validation peut s'effectuer sur la base des contraintes déterminées expérimentalement à l'aide des mesures de déformations effectuées sur les ailes des profilés métalliques des poutres P1 à P6. La Figure 71 permet de comparer les valeurs numériques et expérimentales de ces contraintes déterminées sur la poutre P1. Cette figure permet de juger que les contraintes calculées par l'outil d'analyse sont proches de celles déterminées expérimentalement.

Dans un deuxième temps, la validation du calcul des contraintes dans le béton peut s'effectuer en comparant les autocontraintes prédites numériquement et celles déterminées lors de l'essai de charge effectué sur les poutres P1 à P6.

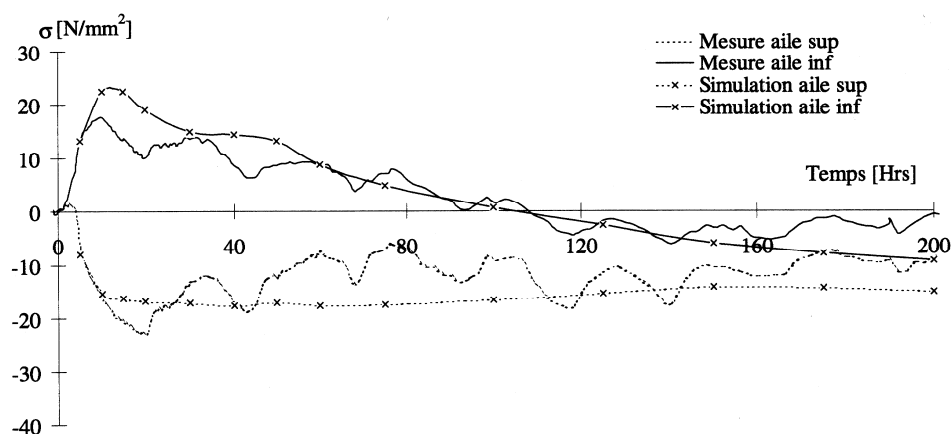


Figure 71 – Comparaison entre les valeurs mesurées et modélisées de l'évolution au jeune âge des contraintes dans la poutre mixte P1

La valeur de ces autocontraintes calculée à l'âge de 28 jours à l'aide de l'outil d'analyse est donnée pour chacune des poutres P1 à P6 au Tableau 9. Les fourchettes données pour ces valeurs numériques s'expliquent par le fait qu'à défaut de résultats expérimentaux relatifs au fluage propre du béton de ces poutres, différents résultats disponibles dans la littérature, Laplante (1993), Emborg (1989), ont été utilisés pour déterminer les paramètres du modèle de fluage. En comparant ces valeurs numériques à celles déterminées expérimentalement et données au tableau 9, on remarque à nouveau que la précision de l'outil d'analyse est bonne.

	P1	P2	P3	P4	P5 et P6
Autocontraintes calculées [N/mm ²]	0.7 - 1.0	1.0 - 1.4	1.6 - 2.1	0.6 - 0.8	0.6 - 0.9

Tableau 10 - Autocontraintes de traction dans la dalle calculées à l'aide de l'outil d'analyse

La Figure 72 illustre l'évolution calculée des contraintes agissant au bas (point B) et en haut (point H) de la nouvelle couche de la poutre A3. De plus, les contributions des différents phénomènes en jeu, à savoir les effets thermiques, les phénomènes d'échanges hydriques au droit de l'interface et le retrait endogène, sont distingués.

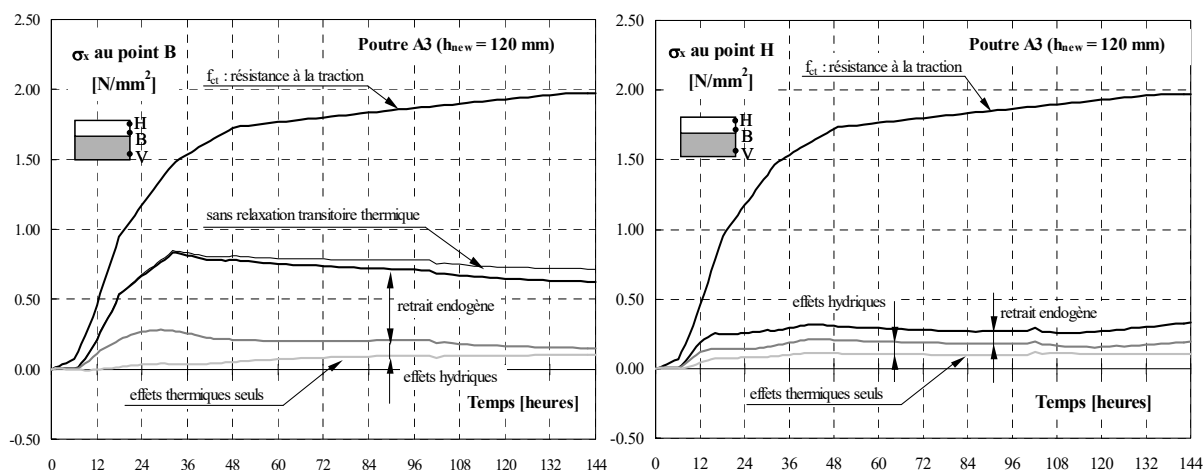


Figure 72 – Evolution calculée des contraintes dans la nouvelle couche de la poutre A3

La validation des contraintes calculées dans la poutre A3 ne peut pas être effectuée de manière précise. En effet, le support de vieux béton étant un matériau viscoélastique, la détermination des contraintes à l'aide des mesures de déformation ne peut pas être effectuée de manière simple. De plus, aucune autocontrainte n'a été déterminée expérimentalement dans cette poutre. Il faut toutefois noter que l'amplitude des contraintes calculées n'atteint jamais la résistance à la traction du béton. Par conséquent, l'outil d'analyse prédit l'apparition d'aucune fissure au jeune âge conformément aux observations expérimentales.

Il est intéressant de noter que l'outil d'analyse confirme que les effets thermiques au jeune âge engendrent des contraintes dont l'amplitude est négligeable comparativement à celles provoquées par le retrait endogène. Sur la base des faibles gradients thermiques mesurés expérimentalement sur les poutres A1 à A5, ce résultat semble logique. De plus, les résultats illustrés à la Figure 72 démontre qu'en l'absence de gradients thermiques importants, la mise en compression du nouveau béton durant sa phase de gonflement est quasiment inexistante.

Les simulations numériques qui ont abouti aux résultats présentés à la Figure 72 ont été prolongées sur une durée de deux ans dans le but de déterminer si les contraintes générées au jeune âge disparaissent à long terme. Ces calculs ont montré que les contraintes agissant dans la nouvelle couche ne se relaxent pas totalement et qu'elles convergent vers un état de contraintes résiduelles dont l'amplitude vaut environ 50 % de la valeur maximale que ces contraintes avaient atteinte au jeune âge, soit environ 0.30 à 0.40 N/mm². Il faut encore noter que ce niveau de contraintes résiduelles correspond environ à 10 % de la résistance à la traction à long terme du béton. Ce faible niveau de contraintes résiduelles permet d'expliquer pourquoi aucune autocontrainte n'avait pu être mise en évidence de manière précise lors des essais de charge réalisés sur les poutres A1 à A5.

En effet, la variabilité de la résistance à la traction des surbétons déterminées expérimentalement est généralement supérieure à l'amplitude des autocontraintes à déterminer.

La Figure 73 illustre l'évolution calculée de la contrainte longitudinale σ_{long} agissant dans la bordure de l'élargissement de l'accès au pont du Javroz (voir figure 57 a). Ce résultat illustre que σ_{long} atteint la résistance à la traction f_{ct} du béton après cent trente-quatre heures, soit environ cinq jours et demi après la mise en place du nouveau béton. La fissuration traversante de l'élargissement est donc prédite par l'outil d'analyse conformément aux observations expérimentales (voir figure 58).

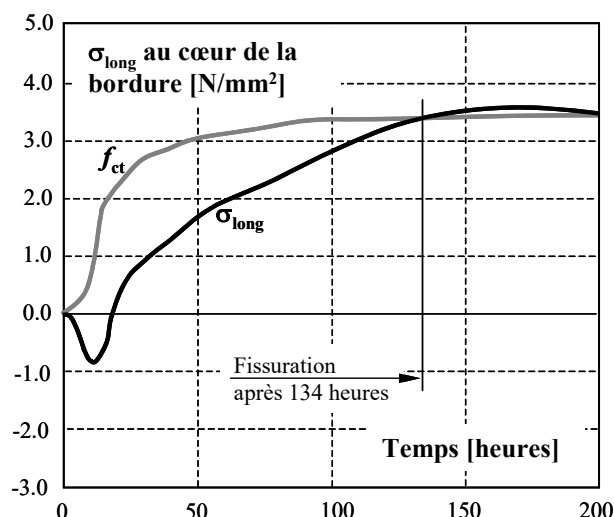


Figure 73 – Evolution calculée des contraintes dans la bordure de l'élargissement de l'accès au pont du Javroz

5.5 Synthèse

Ce chapitre a permis de *décrire* et surtout de *valider un outil d'analyse numérique* capable de reproduire avec une précision suffisante le comportement au jeune âge des éléments de structure hybride. La puissance de cet outil d'analyse réside dans le fait qu'il peut maintenant être utilisé pour prédire l'apparition de fissures dans n'importe quelle structure hybride pour autant que les caractéristiques mécaniques et physiques du béton mis en œuvre et les conditions de bords de la structure soient connues.

L'approche visant à comparer les mesures de déformations obtenues à l'aide des capteurs à fibres optiques aux valeurs prédites par l'outil d'analyse a permis de mettre en évidence *l'influence importante du retrait endogène* sur l'évolution de déformations au jeune âge d'un élément hybride soumis à de faibles gradients thermiques. Ce résultat original est d'autant plus important que le retrait endogène d'un béton traditionnel est aujourd'hui négligé lors de l'étude du comportement au jeune âge d'un élément hybride.

Les essais réalisés sur les poutres mixtes lorsque le béton a atteint un âge de 28 jours et les simulations réalisées à l'aide de l'outil d'analyse numérique ont permis de démontrer l'existence des *autocontraintes de traction* dans la nouvelle couche de béton. De plus, ces autocontraintes ne s'effacent pas complètement avec le temps, elles convergent vers un niveau résiduel de contraintes valant environ la moitié de la valeur maximale que ces contraintes ont atteinte au jeune âge.

En plus de la prédiction possible de l'apparition de fissures traversantes dans un élément hybride, l'outil d'analyse permet de quantifier l'effet d'éventuelles *mesures prises pour diminuer l'influence des effets thermiques au jeune âge ou celle du retrait endogène*. La description de ces mesures et de leurs effets feront l'objet du chapitre suivant. Une démarche de dimensionnement est également proposée afin d'optimiser le choix des mesures en fonction du type de structure hybride, de son degré d'entrave et des caractéristiques du béton mis en œuvre.

6. LIMITATION DE LA FISSURATION TRAVERSANTE

6.1 Généralités

Les fissures *traversantes* - qui par définition traversent un élément de structure ou une couche de matériau de part en part – sont particulièrement néfastes pour la durabilité des structures hybrides pour 2 raisons principales :

- d’une part, leur propagation jusqu’à l’interface entre 2 couches de bétons peut entraîner la délamination d’une des couches;
- d’autre part, elles constituent un chemin d’accès privilégié permettant aux eaux chargées en substances agressives de pénétrer à l’intérieur des éléments de structure, de s’y accumuler et le cas échéant d’y occasionner des dégâts par corrosion des armatures passives ou de précontrainte.

Théoriquement, les mesures à prendre pour limiter la fissuration traversante dans les structures hybrides peuvent être liées à une action au niveau du développement :

- soit de la résistance mécanique,
- soit de celui des sollicitations.

En pratique, il est presque impossible au niveau du matériau de découpler les deux aspects c'est à dire de diminuer les effets liés à l'hydratation tout en accélérant le développement de la résistance. En effet, un développement rapide des résistances est lié à une accélération des processus d'hydratation qui a toujours pour effet d'accélérer le dégagement de chaleur. Il existe toute une palette de liants, simples ou composés, permettant de limiter le cas échéant très fortement la chaleur dégagée lors de l'hydratation. Cet effet s'accompagne toutefois d'une forte diminution de la vitesse des réactions d'hydratation et donc du développement des résistances. Les objectifs de résistance élevée au jeune âge et de faible dégagement de chaleur d'hydratation sont donc à priori contradictoires.

En fait, on a plutôt avantage à limiter les effets thermiques et donc les sollicitations associées en jouant au maximum sur les aspects structuraux du phénomène puis ensuite, une fois les géométries et conditions aux limites fixées, sur les matériaux.

- Au niveau de la structure, il s'agit de limiter la différence de température entre le nouveau béton et le support. Ceci pourra se faire : par le choix d'une géométrie adaptée, voire par des mesures actives de type refroidissement du béton frais, chauffage du support ou en jouant sur la répartition des propriétés isolantes des moyens de cure. On cherchera également à réduire au maximum le nombre d'étapes de bétonnage entre différents éléments. De plus, on pourra influencer de manière favorable le degré d'entrave en choisissant de manière judicieuse les étapes de bétonnage.
- Au niveau du matériau, il s'agit de trouver le meilleur compromis entre une résistance suffisamment élevée pour permettre une cadence de bétonnage réaliste et une chaleur dégagée suffisamment basse pour limiter l'élévation de température du nouveau béton aux valeurs exigées par les conditions dictées par la structure.

Le tableau ci-après résume les facteurs d'influence pour les deux effets déterminants au jeune âge : effets thermiques liés à l'hydratation et retrait endogène.

Plus la différence de température entre le support et le nouveau béton sera élevée et plus le degré d'entrave sera élevé, plus le risque de fissuration traversante d'origine thermique sera grand. Le retrait endogène qui ne dépend que peu de la géométrie des sections constitue encore un facteur aggravant sur ces phénomènes.

	Géométrie de l'élément considéré	Finesse de mouture du ciment	Type de ciment et ajouts éventuels	Dosage en ciment	Rapport Eau/liant
Retrait endogène	—	—	++	+ ₋	+++
Elévation de température, liée à l'hydratation	+++	+++	+++	+++	+ ₋

+++ : effet important; ++ : effet assez important; +₋ : effet peu important; — : effet négligeable;

Tableau 11 - Facteurs d'influence sur l'ampleur des effets au jeune âge dans le béton.

Il importe donc :

- 1. de caractériser la différence de température entre support et nouveau béton en fonction des conditions aux limites thermiques et des propriétés des matériaux utilisés,**
- 2. de comparer cette différence de température avec une valeur admissible dépendant du matériau et du degré d'entrave,**
- 3. le cas échéant prendre des mesures si la différence de température maximale dépasse la valeur limite.**

Dans ce qui suit, on présente d'abord au paragraphe 6.2, une méthode simplifiée pour caractériser le risque de fissuration traversante. Cette approche est basée sur un critère de fissuration en termes de différences de température (§ 6.2.2). La différence de température admissible peut être estimée à partir des propriétés du nouveau béton au jeune âge et du degré d'entrave moyen (§ 6.2.2). La différence de température maximale entre le support et le nouveau béton peut être calculée et mise sous forme d'abaques dans des cas simples présentés au § 6.2.3. On montre au § 6.2.4 un exemple d'application de la méthode simplifiée. Enfin, au § 6.3 on discute différents exemples d'application de mesures.

6.2 Caractérisation du risque de fissuration traversante au jeune âge

6.2.1 Facteurs d'influence des effets thermiques

Les trois facteurs déterminants au niveau des facteurs d'influence thermiques sont :

- La géométrie de la nouvelle section de béton (rapport Surface sur Volume) qui conditionne la capacité propre de "déperdition de chaleur" de l'élément considéré. Plus cet élément est compact (rapport Surface/Volume bas), moins vite la chaleur créée par le processus d'hydratation pourra s'évacuer vers l'extérieur, et plus la température pourra s'élever dans l'élément.

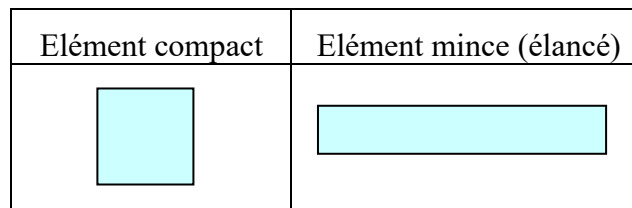


Figure 74 – effets de la géométrie des éléments de nouveau béton.

- Les conditions aux limites au niveau des surfaces en contact avec l'extérieur (coffrages et protection de surface plus ou moins isolants thermiquement).



Figure 75 - effets de du type de protection de surface et du coffrage.

A titre d'exemple, la Figure 76 ci-dessous d'après Ducret (1997) illustre les différences d'élévation de température et de contraintes associées, obtenues à l'aide de l'outil de simulation numérique décrit au chapitre 5, pour un pont mixte, en fonction du type de coffrage utilisé, dans le cas d'un facteur de retenue β de 0.04, soit un degré d'entrave μ d'environ 0.25. Les paramètres thermiques des coffrages sont les suivants :

- coffrage normal : $\pi_T = 2.5 \text{ W/m}^2/\text{K}$
- coffrage isolant : $\pi_T = 0.5 \text{ W/m}^2/\text{K}$
- coffrage peu isolant : $\pi_T = 5.0 \text{ W/m}^2/\text{K}$

On admet dans la simulation que les coffrages sont retirés après 168 heures (7 jours). Le béton considéré est réalisé avec un ciment CEM I 52.5.

On note sur la Figure 76 que la température maximale dans la dalle peut varier de 10 °C selon le type de coffrage utilisé. Cet effet se traduit par une augmentation importante des autocontraintes de traction engendrées dans la dalle.

On remarque que la différence la plus sensible est obtenue en passant d'un coffrage normal à un coffrage isolant (cas défavorable) alors que le fait de choisir un coffrage peu isolant n'apporte pas une différence significative sur les contraintes engendrées. Ces conclusions ne peuvent toutefois pas être généralisées sans autres à tous les types de structures hybrides et de liants.

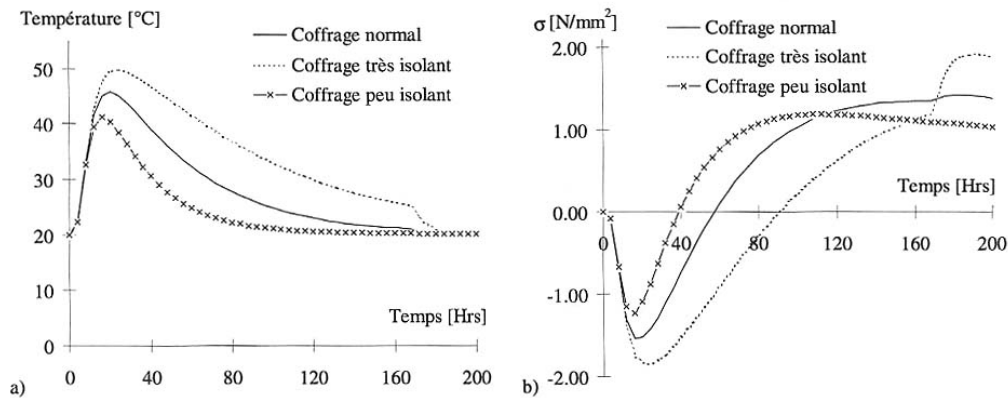


Figure 76 – a) Évolution des températures, b) évolution des contraintes dans la dalle d'un pont mixte pour différents types de coffrages, béton avec ciment CEM I 52.5, d'après Ducret (1997).

- Les conditions aux limites par rapport à l'élément constituant le support (ancien béton, profilé métallique) et en l'occurrence les échanges thermiques entre les éléments de support et le nouveau béton. Plus les surfaces de contact entre les 2 éléments sont étendues, plus l'échange thermique sera favorisé et moins la différence de température sera marquée, comme illustré sur la Figure 77 ci-dessous. On notera que les cas B et C sont très proches (faible élévation de température du support) et se différencient nettement du cas A où l'élévation de température du support est marquée sous l'action du dégagement de chaleur du nouveau béton.

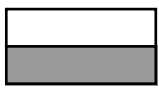

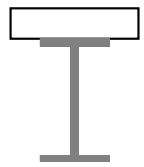
A	B	C
Surface de contact maximale (béton-béton)	Surface de contact faible (béton-béton)	Surface de contact faible (acier-béton)
		

Figure 77 – effet des conditions aux limites thermiques par rapport au support du nouveau béton.

6.2.2 Démarche de calcul simplifiée

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 78), 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 apparaisse dans le nouveau béton. Pour des épaisseurs usuelles d'éléments de structure et pour des bétons traditionnels, la valeur de t_{pic} varie entre 20 et 30 heures et celle t_{fiss} entre 5 et 7 jours.

Sur la base de ces hypothèses, nous pouvons calculer, en négligeant toujours l'influence du retrait endogène et celle du fluage du béton, la différence de contrainte $\Delta\sigma_{refroid}$ au temps t_{fiss} , définie à la Figure 78:

$$\Delta\sigma_{refroid}(t_{fiss}) = [\Delta T_{0-n,pic} - \Delta T_{0-n,fiss}] \bar{\mu} \bar{E}_{ct} \bar{\alpha}_T \quad (7.1)$$

le critère de non-fissuration est :

$$\Delta\sigma_{refroid}(t_{fiss}) - \sigma_{comp,pic} \leq f_{ct,new}(t_{fiss}) \quad (7.2)$$

avec les notations suivantes :

- $\Delta T_{0-n,pic}$: différence de température entre le vieux et le nouveau béton au temps t_{pic} ,
- $\Delta T_{0-n,fiss}$: 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} .

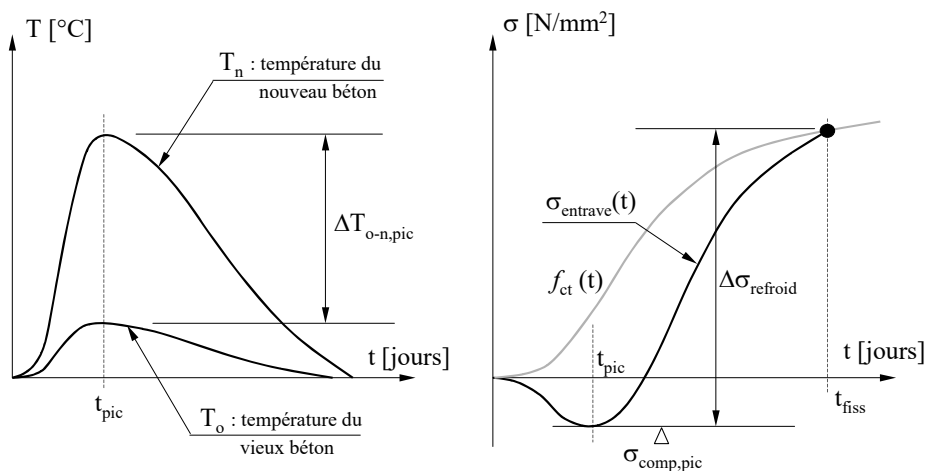


Figure 78 – Démarche simplifiée pour prendre en compte les effets d'hydratation au jeune âge, cas d'un substrat en vieux béton, d'après Bernard (2000).

Nous avons vu au paragraphe 3.4.2 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. Sur la base de ces constatations, nous allons faire les hypothèses simplificatrices suivantes pour la suite :

- prise en compte de l'influence du retrait endogène et du fluage au jeune âge du béton en admettant que la valeur de $\sigma_{comp,pic}$ est nulle dans l'équation (7.2).
- dans l'équation (7.1), nous allons négliger la contribution de $\Delta T_{o-n,fiss}$ qui, au temps t_{fiss} , est faible.
- enfin nous allons admettre que le module d'élasticité moyen du nouveau béton 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 (7.2) peut être reformulée de la manière suivante :

$$\Delta T_{0-n,adm} = \frac{f_{ct,new}(t_{fiss})}{\bar{\mu} E_{ct,3} \alpha_T} \quad (7.3)$$

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 $\alpha_T=10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, on obtient:

$$\Delta T_{0-n,adm} = \frac{2.5 \text{ N/mm}^2}{0.75 \cdot 28'000 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}} = 12^\circ\text{C} \quad (7.4)$$

soit une différence maximale admissible de température $\Delta T_{0-n,adm}$ entre le vieux et le nouveau béton de 12 °C.

La définition précédente de la valeur limite $\Delta T_{0-n,adm}$ permet d'établir une démarche simplifiée de vérification de l'influence des effets d'hydratation au jeune âge sur la fissuration des éléments hybrides. Cette démarche consiste à déterminer la valeur effective $\Delta T_{0-n,eff}$ 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 $\Delta T_{0-n,eff}$ est généralement celle qui est mesurable au moment du pic de température. Il s'agit de vérifier l'inégalité suivante :

$$\Delta T_{0-n,eff} \leq \Delta T_{0-n,adm} \quad (7.5)$$

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 $\Delta T_{0-n,adm}$.

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 5 de ce rapport 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 des conditions aux limites (position par rapport au support, type et disposition du coffrage, etc).

- Dans le cas des surbétons (cas A, Figure 77), 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, (cas B et C, Figure 77)), la valeur effective de $\Delta T_{o-n,eff}$ doit donc être évaluée, puis comparée à $\Delta T_{o-n,adm}$. En première approximation, une valeur de $\Delta T_{o-n,adm} = 12$ °C peut être admise. Ce calcul peut se faire soit par calcul thermique précis, par éléments finis par exemple, soit à l'aide d'abaques de calculs tels que présentés au paragraphe suivant (§ 6.2.3).

Aspects probabilistes – valeurs de dimensionnement

On notera par ailleurs que pour la valeur de différence de température définie à l'équation (7.3), on atteint la résistance à la traction du nouveau béton. Si les valeurs utilisées pour le calcul sont des valeurs moyennes, on a donc 50 % de chances que le béton se fissure. En prenant pour les paramètres intervenant dans l'équation (7.3) des valeurs caractéristiques définies de manière probabiliste (fractiles déterminants: valeur minimale - fractile des 5 % pour la résistance à la traction et valeurs maximales – fractile des 95 % pour les valeurs intervenant au dénominateur), on pourrait obtenir une différence de température admissible garantissant une probabilité de fissuration inférieure à un certain fractile (5 % par exemple). De cette manière, on couvrirait les incertitudes liées aux grandeurs utilisées – propriétés des matériaux.

6.2.3 Exemple d'abaques de calcul de la différence de température maximale $\Delta T_{o-n,eff}$

Afin de faciliter le travail d'un concepteur d'éléments hybrides, l'outil d'analyse, décrit au chapitre 5, 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 79.

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_{ref} 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 ($\pi_T = 3.5 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{K}$).

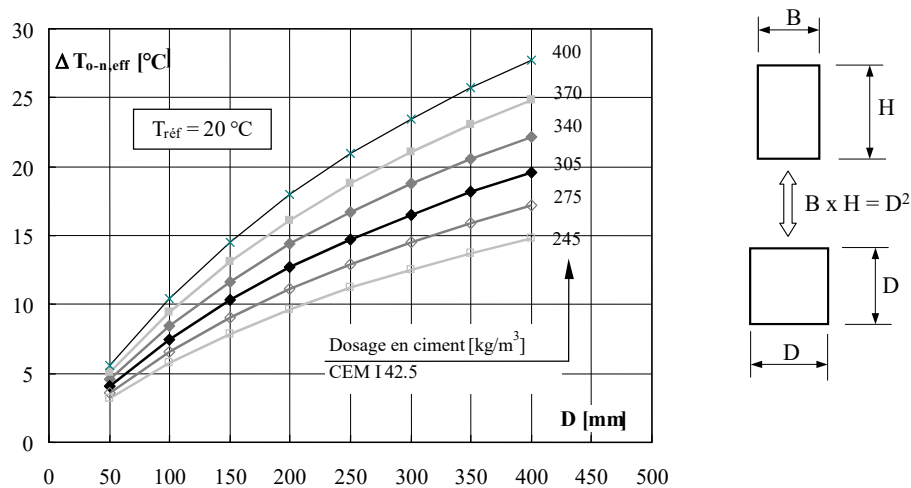


Figure 79 – Détermination de la valeur effective de $\Delta T_{o-n,eff}$ pour un ciment CEM I 42.5 ($T_{réf} = 20^\circ\text{C}$), d'après Bernard (2000).

Ce genre d'abaque pourrait être établi pour différentes températures de référence et différents types de ciments, pour en généraliser l'usage.

NB: Encore une fois, cet abaque n'est qu'un outil de calcul simplifié, défini pour une hypothèse précises (élévation de température maximale à 3 jours, ciment CEM I 42.5, géométrie ramenée à une section carrée). Il est également possible, le cas échéant d'effectuer un calcul thermique précis à partir d'un programme d'éléments finis prévu à cet effet, pour déterminer la valeur de $\Delta T_{o-n,eff}$.

6.3 Mesures pour limiter la fissuration traversante

6.3.1 Utilisation de la méthode de calcul simplifiée

En suivant les hypothèses de la méthode simplifiée exposée plus haut pour la caractérisation du risque de fissuration traversante au jeune âge, il est également possible de déterminer pour un dosage en ciment donné, une valeur limite D_{lim} de la dimension caractéristique de l'élément carré en nouveau béton D (mêmes hypothèses que Figure 79) pour laquelle le critère de fissuration $\Delta T_{o-n,eff} = \Delta T_{o-n,adm}$ est vérifié.

L'évolution de D_{lim} est donnée à la Figure 80 pour différentes valeurs de T_{ref} en fonction du dosage et du type de ciment utilisé (CEM I 32.5: mouture $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$, chaleur totale

d'hydratation 300 J/g et CEM I 52.5: mouture 4300 cm^2/g , chaleur totale d'hydratation 354 J/g), en admettant que $\Delta T_{o-n,adm} = 12^\circ\text{C}$.

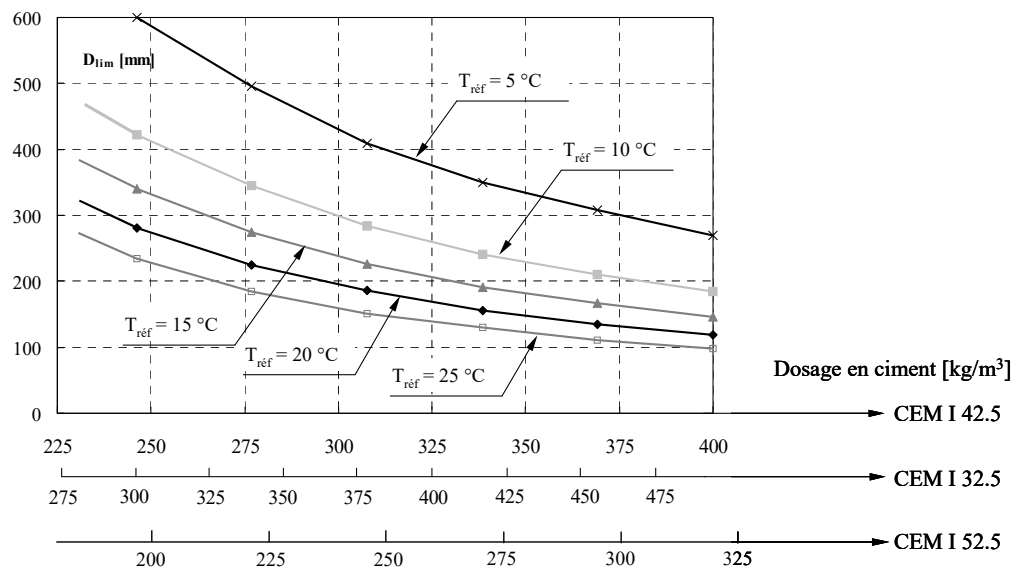


Figure 80 – Dimension limite D_{lim} en fonction de T_{ref} , du dosage et du type de ciment utilisé, pour $\Delta T_{o-n,adm} = 12^\circ\text{C}$, d'après Bernard (2000).

Les résultats présentés à la Figure 80 permettent d'évaluer, dans le cadre des hypothèses décrites au § 6.2.2 et 6.2.3, 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, des mesures visant à diminuer la température de référence T_{ref} et à modifier le type et le dosage du ciment peuvent être envisagées. L'influence de ces mesures est illustrée à la Figure 80.

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 5 de ce rapport.

Si les résultats de cette étude approfondie confirment 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 déroulement des étapes de bétonnage afin de réduire le degré d'entrave des nouvelles sections,
- l'utilisation de conduits de refroidissement placés au cœur 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 5 de ce rapport.

6.3.2 Exemple d'application de la méthode de calcul simplifiée

A titre d'exemple, prenons le cas d'une bordure de pont (300 x 450 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/m³ de ciment ordinaire CEM I 42.5 et de bétonner sans se préoccuper de la température ambiante ou de celle du béton frais ($T_{ref} = 20^\circ\text{C}$).

Dans ces conditions, la valeur de D_{lim} , donnée par la Figure 80, vaut $170\text{ mm} < D = 367\text{ mm}$. 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 $T_{ref} = 5^\circ\text{C}$ 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_{ref} de 10°C , la valeur de D_{lim} passe à 380 mm. Pour pouvoir mettre en place cette bordure à une température T_{ref} de 15°C , le dosage en ciment CEM I 32.5 doit être inférieur à 280 kg/m³.

6.3.3 Exemples d'application de mesures

Dans ce qui suit, on présente différents exemples d'application de mesures visant à diminuer les effets thermiques liés à l'hydratation, Ducret (1997), Bernard (2000b).

Choix du ciment/béton

La Figure 81 ci-dessous présente l'influence du type de béton utilisé dans le cas d'un pont mixte (coefficient de retenue de la dalle $\beta = 0.04$, soit un degré d'entrave μ d'environ 0.25) sur l'élévation de température et les contraintes de traction dans la dalle. Le béton dit "normal" ici est en fait réalisé avec un ciment à mouture fine de type CEM I 52.5 qui occasionne une chaleur d'hydratation assez élevée. Le béton dit à faible dégagement de chaleur correspond à l'utilisation d'un ciment de type CEM II 32.5 A-L avec ajout de Filler. Le BHP a des caractéristiques tirées de la littérature.

On remarque comme attendu l'influence importante du type de ciment sur l'élévation de température maximale et le développement des contraintes de traction.

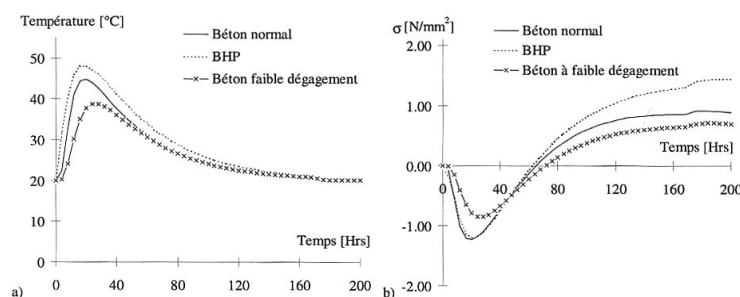


Figure 81 – Pont mixte, coefficient de retenue de la dalle $\beta = 0.04$, soit un degré d'entrave μ d'environ 0.25. Effet du type de béton sur a) l'élévation de température, b) les contraintes maximales dans la dalle, d'après Ducret (1997).

Refroidissement du béton

La Figure 82 ci-dessous présente l'évolution des contraintes longitudinales entre deux conduits de refroidissement placés dans la bordure de nouveau béton de l'accès au pont du Javroz, Bernard (2000), Wolf et al. (1999). L'évolution des contraintes simulées est représentée pour trois variantes de système de refroidissement, avec pour comparaison l'évolution de la résistance à la traction f_{ct} .

Dans la variante 0 qui a été effectivement réalisée, l'espacement des tuyaux de refroidissement vaut 400 mm en plan. Toutefois, comme on a pu le constater, la température de l'eau de refroidissement n'était pas conforme à ce qui avait été prévu (environ 18 à 20 °C au lieu de 10 °C). Dans ce cas, la contrainte de traction dans la bordure σ_{long} dépasse la résistance à la traction du béton après environ 134 heures, avec un grand risque d'apparition de fissures transversales.

Dans la variante 1, seul l'espacement des conduits de refroidissement est réduit (300 mm au lieu de 400 mm). La température de l'eau de refroidissement reste égale à 18 – 20 °C. On remarque que dans ce cas, on diminue légèrement la contrainte de traction maximale σ_{long} qui devient inférieure à 3 N/mm² et à f_{ct} .

Dans la variante 2, l'espacement des conduits de refroidissement est identique à celui de la variante 1 (300 mm en plan), mais la température de l'eau de refroidissement est limitée à 10 °C. On note la forte diminution des contraintes dans ce cas par rapport aux deux précédents. Ainsi, la contrainte maximale de traction entre deux conduits devient nettement inférieure à f_{ct} . Dans ce cas, l'apparition de fissures transversales dans la bordure est très peu probable.

On notera que les fissures prédites par l'analyse numérique dans le cas de la variante 0 se sont effectivement produites sur l'ouvrage (comme on peut le voir sur la Figure 65, page 72. On notera également que la variante de refroidissement la plus efficace (variante 2) a été appliquée au pont du Javroz lui-même et que dans ce cas, aucune fissure traversante pouvant être attribuée aux effets thermiques ne s'est produite au jeune âge.

Cet exemple démontre que l'utilisation d'un système de refroidissement est efficace pour peu que la densité des conduits, la température de l'eau et le programme de refroidissement (durée et amplitude) soient adaptés aux conditions du cas traité.

Dans le cas de l'accès au pont du Javroz, une durée de refroidissement de 30 heures paraît appropriée. On prendra garde au fait qu'une durée de refroidissement trop longue peut être tout aussi préjudiciable qu'une durée de refroidissement trop courte. Dans le premier cas, on induit un effet thermique dans le béton qui va au-delà de la compensation du dégagement de chaleur lié à l'hydratation et on crée par voie de conséquences des contraintes de traction superflues et néfastes. Dans le deuxième cas, une durée de refroidissement trop courte ne suffit pas à compenser les effets de la chaleur d'hydratation.

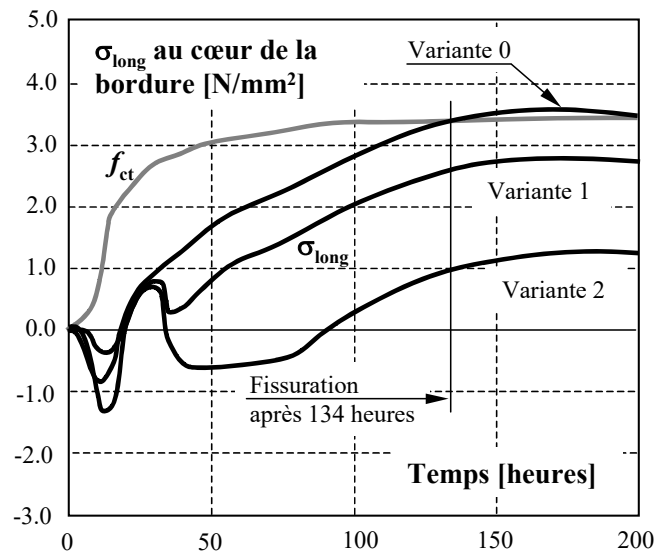


Figure 82 – Évolution des contraintes longitudinales entre 2 conduits placés dans la bordure. Effet des variantes de refroidissement. D'après Wolf et al. (1999).

En résumé, un refroidissement imposé de manière active dans le béton par une circulation d'eau doit compenser le plus exactement possible les effets de la chaleur dégagée par l'hydratation, sans défauts ni excès. Ceci se traduit par un programme de refroidissement qui dépend des conditions particulières de la structure considérée. Les paramètres de ce refroidissement sont :

- géométrie (nombre de tuyaux et disposition)
- durée du refroidissement
- température maximale du fluide de refroidissement.
- compléments par un refroidissement passif en surface (arrosage sur feuille plastique, etc.)

Un tel système ne peut être étudié et défini de manière fiable que sur la base d'une simulation numérique du problème considéré.

Combinaison de différentes méthodes

La Figure 83 ci-dessous illustre le cas d'une combinaison de mesures visant à réduire le risque de fissuration traversante, pour un pont mixte, coefficient de retenue de la dalle $\beta=0.04$, soit un degré d'entrave μ d'environ 0.25. On associe dans ce cas un système de refroidissement actif par circulation d'eau et le choix d'un liant à dégagement de chaleur d'hydratation réduit. Les résultats en termes d'élévation de température et de développement des contraintes de traction dans la dalle sont particulièrement parlants. On notera toutefois que l'intérêt de la comparaison est quelque peu discutable dans ce cas, car sans mesures particulières, avec un béton normal les contraintes de traction ne dépassent pas les 1 N/mm² ce qui exclut pratiquement tout risque de fissuration au jeune âge.

Il est certain que dans une configuration de référence nettement plus défavorable, la combinaison des 2 mesures choisies ici se révélerait tout à fait avantageuse.

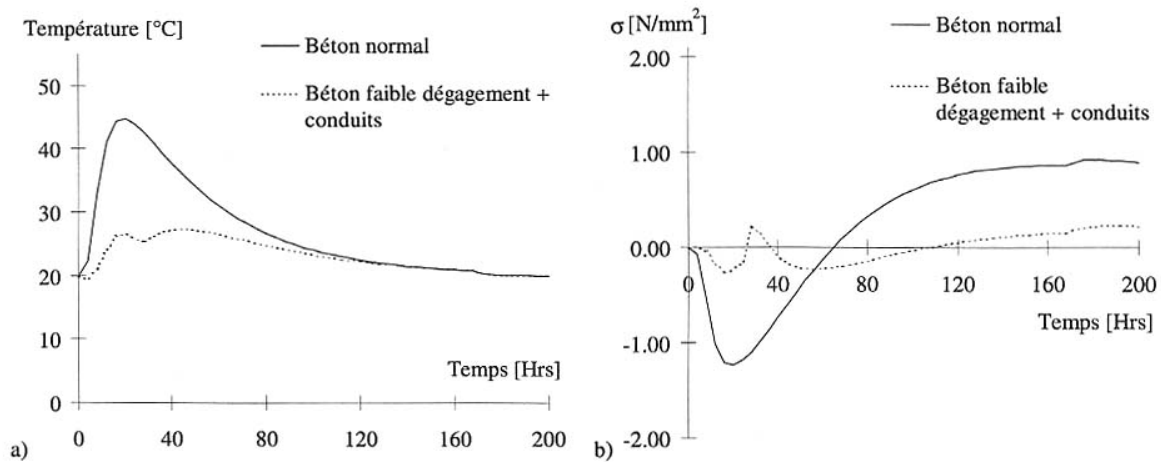


Figure 83 - Pont mixte, coefficient de retenue de la dalle $\beta=0.04$, soit un degré d'entrave μ d'environ 0.25. Effet d'une combinaison de mesures sur a) l'élévation de température, b) les contraintes maximales dans la dalle, d'après Ducret (1997).

De manière générale, selon les cas il pourra être avantageux d'optimiser la démarche visant à réduire le risque de fissures traversantes en choisissant la palette et l'ampleur des mesures en fonction des impératifs techniques ou économiques (délais, organisation du chantier, géométrie des éléments, coûts, etc.) et des moyens à disposition.

7. CONCLUSIONS

7.1 Principaux résultats

L'existence et l'origine des autocontraintes responsables de la fissuration traversante au jeune âge des structures hybrides ont été mis en évidence lors de la présente étude. L'enseignement majeur est lié au fait que l'amplitude de ces autocontraintes dépend, d'une part, d'aspects relatifs aux *propriétés du nouveau béton* et, d'autre part, de considérations liées à la *structure hybride* elle-même, telles que son système statique et la géométrie des sections qui la composent. De plus, cette étude a montré que les autocontraintes ne se relaxent pas totalement à long terme et qu'elles convergent vers un niveau valant approximativement la moitié de la valeur maximale qu'elles ont atteint au jeune âge.

Les considérations liées à la structure hybride peuvent être traitées de manière unifiée à l'aide de la notion généralisée du *degré d'entrave* proposée dans ce travail. Cette notion peut être employée aussi bien pour étudier le comportement au jeune âge d'une structure existante en béton remise en état ou modifiée que celui d'une nouvelle structure (pont mixte acier-béton ou bois-béton, structure en béton nécessitant plusieurs étapes de bétonnage telles qu'une tranchée couverte).

Du point de vue des propriétés du nouveau béton, cette étude a précisé l'influence sur le comportement au jeune âge des structures hybrides des *effets thermiques* dus au dégagement de chaleur durant l'hydratation et du *retrait endogène*.

Les essais réalisés en laboratoire et in-situ sur des éléments de structure hybride ont permis de mettre en évidence que les autocontraintes de traction générées durant la phase de refroidissement par les effets thermiques au jeune âge dépendent principalement de la *différence de température entre le nouveau béton et le support*. Plus cette différence est importante, plus le risque est grand de voir apparaître lors des quelques jours qui suivent le décoffrage des fissures traversantes dans le nouveau béton. A titre indicatif, une *borne supérieure* de cette différence de température a été définie dans le cadre de cette recherche et vaut environ 12 °C. Bien que cette valeur ait été établie à l'aide d'une *méthode simplifiée*, elle est néanmoins fort utile pour évaluer au jeune âge le risque de fissuration traversante d'une structure hybride et éventuellement pour définir des mesures visant à diminuer l'amplitude des autocontraintes engendrées par les effets thermiques. De telles *mesures* sont proposées dans le cadre de la présente recherche pour diminuer les autocontraintes dues aux effets thermiques au jeune âge. Elles doivent tenir compte de la géométrie des sections, de la position du nouveau béton par rapport au support et des conditions de bords thermiques. De plus, il est nécessaire de définir la composition du nouveau béton de manière à *trouver le meilleur compromis* entre un dégagement de chaleur minimal et un développement adéquat des résistances au cours du temps. En outre, la caractérisation du dégagement de chaleur d'un béton peut aujourd'hui être effectuée à l'aide de *l'essai semi-adiabatique de dégagement de chaleur* développé et validé dans le cadre de ce travail.

Un apport original de la campagne expérimentale décrite dans ce rapport est la mise en évidence d'un *effet significatif* engendré au jeune âge dans un élément hybride par le *retrait endogène* d'un béton usuel dont le rapport e/c est proche de 0.50. Ce phénomène est d'ailleurs aujourd'hui totalement négligé pour un tel matériau. Il faut toutefois signaler que le ciment utilisé CEM I 52.5 R a une mouture plus fine qu'un ciment couramment utilisé en pratique (CEM I 42.5) et que sa faible proportion de bélite (C₂S) et ses fortes proportions de C₃A et de

C₄AF provoquent une augmentation de l'amplitude de son retrait endogène. Toutefois, on a pu constater lors de cette étude qu'un tel ciment CEM I 52.5 R est parfois utilisés lors de la réalisation de structures hybrides.

La campagne expérimentale a également permis de démontrer que des capteurs à fibres optiques peuvent être utilisés pour mesurer l'évolution de déformations dans un béton au jeune âge. Le présent travail a montré que des mesures fiables sont obtenues lorsque le béton a atteint un degré d'hydratation de 0.01 et que sa période de stabilisation est terminée. Pour des bétons usuels, ce temps nécessaire pour obtenir des mesures fiables varie entre 2 et 5 heures.

La présente étude a permis *de valider un outil de calcul numérique* capable de reproduire avec une précision suffisante le comportement au jeune âge des structures hybrides. Cet outil peut dès maintenant être utilisé pour prédire l'apparition de fissures traversantes dans n'importe quelle structure hybride pour autant que les caractéristiques mécaniques et physiques du béton mis en œuvre et les conditions de bords de la structure soient connues. Pour des bétons usuels, la détermination des paramètres des modèles inclus dans l'outil de calcul numérique est facilitée par *la base de données* produite en annexe de ce rapport.

7.2 Propositions de recherche

Au niveau de la *compréhension des phénomènes physiques*, un effort particulier de recherche devrait être entrepris dans le but de mieux comprendre le *couplage entre le retrait endogène et les effets thermiques* au jeune âge. En effet, le développement du retrait endogène en conditions thermiques transitoires n'a fait l'objet que de rares essais et l'état actuel de nos connaissances ne permet pas de maîtriser ce phénomène. De futures méthodes de mesure du retrait endogène devraient s'inspirer de celles développées par certains laboratoires de recherche étrangers, Bjontegaard et Sellevold (2000), Tazawa (1998), Baroghel-Bouny et Aïtcin (2000).

L'amplitude des autocontraintes générées au jeune âge par les effets thermiques et le retrait endogène dépend de la capacité du béton à relaxer les contraintes. Comme nous le savons, cette *relaxation a lieu en conditions thermiques et hydriques transitoires*. Or, à ce jour, la relaxation transitoire thermique et hydrique (effet Pickett) reste encore peu connue pour un béton au jeune âge. Des essais permettant de compenser les déformations de retrait endogène et de mesurer en conditions transitoires ou non la force induite par ces compensations devraient permettre d'étudier ce phénomène plus en détail.

Une meilleure connaissance du couplage entre le retrait endogène et les effets thermiques et de la relaxation transitoire pourra permettre *d'améliorer la modélisation* de ces phénomènes.

A terme, un *essai simple* permettant de *caractériser le risque de fissuration traversante* au jeune âge pour un degré d'entrave donné devra être développé. Un tel essai devrait permettre d'aider l'ingénieur dans le choix de la recette du nouveau béton à mettre en œuvre.

Dans le but de *généraliser* à de nombreuses structures hybrides *l'approche simplifiée* proposée dans le cadre de cette étude, l'outil de calcul numérique déjà mentionné devrait être employé dans le cadre d'une étude paramétrique approfondie afin de développer un *plus grand nombre d'abaques de vérification* similaires à celle établie pour un cas donné au paragraphe 6.3.1.

De manière plus générale, il serait intéressant d'approfondir l'étude de l'influence de la *superposition des autocontraintes* générées au jeune âge et des charges permanentes et variables sollicitant une structure hybride sur son comportement à long terme.

En outre, les possibilités d'amélioration ou de modification des propriétés du béton devraient être étudiées dans le cadre du comportement au jeune âge des structures hybrides. On pense, par exemple, à l'utilisation de bétons de fibres métalliques ou synthétiques, de bétons légers, de béton à hautes résistances ou à poudres réactives ou encore à l'utilisation de la nouvelle génération d'adjuvants réducteurs de retrait qui permettent de réduire à la fois le retrait endogène, le retrait de séchage et la perméabilité du béton, Zampini (2001).

8 BIBLIOGRAPHIE

P.Acker (1988) Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique. Rapport de recherche LPC n°152. LCPC Paris.

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.

A.M.Alvaredo (1994) Drying shrinkage and crack formation. Doctoral thesis in ETHZ-IBWK. Building materials reports n°5. Zurich.

G. Arliguie, R. François, A. Konin (1999) Durabilité des BHP armés soumis à l'action des chlorures: influence de la fissuration et de la microfissuration. Annales de l'ITBTP, N° 3/99, juillet 1999, pp. 17-29.

E.K.Attiogbe, D.Darwin (1987) Submicrocracking in cement paste and mortar. ACI Materials Journal, Nov.-Dec., pp. 491-500.

Australian Standards Association (1988) Australian Standard AS3600 Concrete Structures.

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.

V.Baroghel-Bouny, P.-C.Aïtcin (2000) Shrinkage of concrete. Proceedings PRO 17 of the International RILEM Workshop Shrinkage 2000, Paris.

Z.P.Bazant, L.J.Najjar (1972b) Nonlinear water diffusion in non saturated concrete. Materials and Structures, Vol.5, N°25, pp. 1-20.

Z.P.Bazant, S.T.Wu (1974) Thermoviscoelasticity of aging concrete. Journal of the Engineering mechanics division, Juin, pp. 575-597.

Z.P.Bazant, B.H.Oh (1983) Crack band theory for fracture of concrete. Materials and Structures, Vol.16, pp. 155-177.

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.

Z.P.Bazant (1988) Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete. RILEM, edited by Z.P.Bazant, Wiley and Sons, 459 pp.

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.

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.

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 Ceramic Society, Vol.62, n°7, pp. 362-366.

- 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.
- 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.
- O.Bernard (2000a) Comportement à long terme d'éléments de structure formés de bétons d'âges différents - Rapport des essais. Rapport interne MCS n°96.01.01, EPFL-Lausanne.
- O.Bernard (2000b) Comportement à long terme d'éléments de structure formés de bétons d'âges différents. Thèse de doctorat de l'EPFL N°2283. Lausanne.
- 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.
- 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.
- O.Bjontegaard, E.J.Sellevold (2000) Interaction between thermal dilation and autogenous deformation in high performance concrete, in Shrinkage of concrete. Proceedings PRO 17 of the International RILEM Workshop Shrinkage 2000, Paris.
- A.Blanc, M.Gomez Navarro (1999) Poutres mixtes à âme mince avec béton de fibres métalliques. Rapport d'essais ICOM n°394, EPFL-Lausanne.
- S.Boivin, P.Acker, S.Rigaud, B.Clavaud (1998) Experimental assessment of chemical shrinkage of hydrating cement pastes, in Autogenous shrinkage of concrete. Proceedings of the International Workshop "Autoshrink98" organized by JCI (Japan Concrete Institute, edited by E.Tazawa, pp. 81-92.
- 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.
- 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.
- R.Breitenbücher (1989) Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation Technischen Universität München.
- K.van Breugel (1991) Simulation of hydration heat and formation of structure in hardening cement-based materials. Thesis of Delft University. 295 pp.
- E.Brühwiler (1988) Bruchmechanik von Stauermauerbeton unter quasi-statischer und erdbebendynamischer Belastung. Thèse de doctorat de l'EPFL n°739. Lausanne.
- 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.
- M.Buil (1990) Comportement physico-chimique du système ciment-fumées de silice. Annales de l'ITBTP, n°483, pp. 19-29.

J.Byfors (1980) Plain concrete at early age. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Fo 3 :80, Stockholm, 350 pp.

CEB-FIP Model Code (1990) CEB Bulletin d'information n°213/214.

H.Charif, P.Mivelaz (1998) Construction de la nouvelle usine GENEX 4 à Genève. ESM Charif + Mivelaz. Rapport 497.023-3.2. St-Sulpice.

H.Charif, P.Mivelaz (1998b) Limitation de la fissuration des tranchées couvertes et d'autres ouvrages enterrés. ESM Charif + Mivelaz. Rapport 497.003-1.1. St-Sulpice.

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.

D.Choi, D.W.Fawler, J.O.Jirsa (1995) Use of Hilti shear connectors in bonded concrete overlay test

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.

M.Curbach (1987) Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Dissertation, Heft 1, TU Karlsruhe.

E.Denarié (2000) Etude expérimentale des couplages viscoélasticité - croissance des fissures dans les bétons de ciment. Thèse de doctorat de l'EPFL n°2195. Lausanne.

E. Denarié (2000b) Influence de la fissuration sur la durabilité: causes, conséquences, prévention. In Maîtrise du retrait pour la réalisation d'ouvrages durables en béton, Séminaire TFB du 16 Novembre 2000 à Fribourg

J.-M.Ducret (1996) Comportement des dalles de ponts mixtes, Journée SIA, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.

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.

R. Duval (1992) La durabilité des armatures et du béton d'enrobage. In La Durabilité des Bétons, Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Chapitre 6.

M.Emborg (1989) Thermal stresses in concrete structures at early ages. Doctoral Thesis of Lulea University of Technology. 285 pp.

H.Eyring (1936) Viscosity, plasticity and diffusion as examples of absolute reaction rates. Journal Chem. Phys., Vol.4, pp. 283-291.

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.

- R. François (2000) Rôle de la fissuration du béton armé sur la corrosion des armatures: mythe ou réalité. Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le Béton: 1^{ère} Journée Scientifique, Toulouse, 4 juillet 2000.
- 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.
- 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.
- B. Glisic (2000) Fibre optic sensors and behaviour in concrete at early age. Thèse de doctorat de l'EPFL N° 2186.
- M. Gomez Navarro (2000) Concrete cracking in the deck slabs of steel-concrete composite bridges. Thèse de doctorat de l'EPFL N° 2268.
- P. Grübl, R. Kern (1997) Wirksamkeit von Nachbehandlungsverfahren. DBV Forschungsvorhaben, TU Darmstadt, 106 pp.
- 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.
- P. Guignard, J.-M. Ducret (1997) Pont OA 402 : mesures du comportement de la dalle, Rapport EPFL-ICOM, Lausanne.
- P. Haardt (1991) Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton. Dissertation, Heft 13, TU Karlsruhe.
- K. Habel (1999) Risswachstum und Ablösung in Verbundbauteilen aus Betonen unterschiedlichen Alters. Travail pratique de diplôme de l'EPFL et du TU Karlsruhe.
- T.C. Hansen (1986) Physical structure of hardened cement paste. A classical approach. Materials and Structures, Vol.19, n°114, pp. 423-436.
- 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.
- G. Hartl, W. Lukas (1987) Untersuchungen zur Chlorideindringung in Beton und zum Einfluss von Rissen auf die chloridinduzierte Korrosion der Bewehrung. Betonwerk + Fertigerteiltechnik, Heft 7/1987, pp. 497-506.
- 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.
- 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.
- T.J.R. Hughes (1991) The finite element method. Prentice-Hall.

- A.J.Hulshizer, A.J.Desai (1984) Shock vibration effects on freshly placed concrete. *Journal of Construction Engineering and Management*, Vol.110, n°2.
- 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.
- D.Inaudi (1997) Fiber optic sensor network for the monitoring of civil engineering structures. Thèse de doctorat de l'EPFL n°1612. Lausanne.
- 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.
- Y.Kasai (1962) Initial Strength of concrete (when water/cement ratio and slump are varied). *Japan Cement Engineering Association*, 16th General Meeting, pp. 114-116.
- Y.Kasai, K.Yokoyama, I.Matsui (1971) Tensile properties of early-age concrete. *Proceedings of the International Conference on Mechanical Behaviour of Materials*, Kyoto, Japan, Vol. 4, pp. 288-299.
- T.Keller (1991) Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken – Transportmechanismen und Auswirkung von Rissen. Bericht ETH-IBK Zürich, N°184, Birkhäuser Verlag, Basel.
- P.D.Krauss, E.A.Rogalla (1996) Transverse cracking in newly constructed bridge decks. NCHRP Report 380. Transportation Research Board, National Research Council.
- P.Laplante (1993) Propriétés mécaniques des bétons durcissants: analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances. Ouvrage LCPC OA13. Paris.
- 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.
- P.Laurencet (1999) Précontrainte et armature pour contrôler l'ouverture résiduelle des fissures. Thèse de doctorat de l'EPFL n°2028. Lausanne.
- P. Laurencet, J.P. Jaccoud (2001) Fissuration, étanchéité et durabilité des structures en béton armé. IAS 03, 7février 2001, pp. 28-37.
- 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.
- R.Le Roy (1996) Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances. Etudes et recherches des LPC, OA22, LCPC, Paris.
- P. Lunk, T. Müller, F.H. Wittmann (1998) Feuchtigkeits- und Ionentransport in gerissenen Stahlbetonbauteilen. Rapport OFROU N° 538, Octobre 1998.
- V.M.Malhotra (1971) Maturity concept and the estimation of concrete strength, a review. Department of Energy, Mines and Resources, Mines Branch Information Circular, Ottawa.

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.

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.

C.Monney, J.-M.Ducret (1999) Essais de poutres mixtes à âme mince. Rapport d'essais ICOM n°357, EPFL-Lausanne.

A.M.Neville (1995) Properties of concrete. Longman editors. Fourth edition.

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.

R.W.Nurse (1949) Steam curing of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol.1, N°2, pp. 77-88.

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.

M.Pigeon, G.Toma, A.Delagrave, B.Bissonnette, J.Marchand, J.C.Prince (2000) Equipment for the analysis of the behaviour of concrete under restrained shrinkage at early age. Magazine of Concrete Research, Vol.52, N°4, pp. 297-302.

H.W.Reinhardt, H.W.A.Cornelissen (1985) Sustained tensile tests on concrete. Baustoffe 85, Bauverlag, Wiesbaden, pp. 162-167.

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.

M.Regourd, E.Gauthier (1980) Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré. Annales de l'ITBTP, n° 387, pp. 65-96.

P.E.Roelfstra (1989) A numerical approach to investigate the properties of concrete - numerical concrete. Thèse de doctorat de l'EPFL n°788. Lausanne.

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.

F.Saucier (1990) La durabilité de l'adhérence des réparations en béton. Thèse de doctorat de l'Université de Laval. Québec.

P. Schiessl (1976) Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 255.

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.

K.L.Scrivener, E.M.Gariner (1988) Microstructural gradients in cement paste around aggregate particules. Proceedings of the Materials Research Symposium, Vol.114, pp. 77-85.

SIA 162 (1993) Ouvrages en béton. Norme suisse éditée par la société suisse des ingénieurs et architectes. 83 pp.

SIA 162/5 (1997) Conservation des structures en béton. Norme suisse éditée par la société suisse des ingénieurs et architectes. 35 pp.

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.

J.Silfwerbrand (1996) Differential shrinkage in normal and high strength concrete overlays. Nordic Concrete Research. pp. 55-68.

N.Simon, J.P. Jaccoud, M.Badoux (2001) Bétons à durabilité accrue (BHP) – projet pilote de Champ Baly. Rapport OFROU en préparation, IBAP-EPFL.

I.Soroka (1993) Concrete in hot environments. E & FN SPON, édité par Chapman and Hall, 251 pp.

R.Springenschmid, P.Nischer (1973) Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau. Vol.68, N°9, pp 221-226.

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.

E.Tazawa (1998) Autogenous shrinkage of concrete. Proceedings of the International Workshop "Autoshrink98" organized by JCI (Japan Concrete Institute, edited by E.Tazawa.

K. Tuutti (1980) Corrosion of steel in concrete. CBI forskning research, report fo 4.82, Stockholm, Sweden.

F.-J.Ulm, P.Acker (1997) Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – Spécial XX, pp. 73-82.

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.

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.

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.

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.

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.

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.

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.

S.Wolf (1999b) 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.

D.Zampini, M.Weibel, A.Wallister, M.Oppliger (2001) Durability aspects of concrete in the presence of a concrete improver admixture. Article publié dans le cadre de la conférence internationale RILEM « Early Age Cracking in Cementitious Systems (EAC'01), Haifa, Israël, 12-14 mars, pp.271-278.

F.P.Zhou (1992) Time-dependent crack growth and fracture in concrete. Doctoral Thesis, Lund, Sweden.

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 pages.

ANNEXE A : FICHES CARACTÉRISTIQUES DES BÉTONS UTILISÉS

Recette : **B42fi**Source : **Gomez (2000)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1936
Ciment	CEM I 52.5R	350
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		50
Adjuvants	SIKA MTS	3
Eau totale		154
Eau/Liant [-]		0.44

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 52.5R
Normo 5	HCB-Eclépens
C ₃ S	61.50%
C ₂ S	9.30%
C ₃ A	8.30%
C ₄ AF	9.40%
Surface spécifique (finesse Blaine)	4000 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	350 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4500
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	111000
a _d	[-]	12
b _d	[-]	1.05
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	-

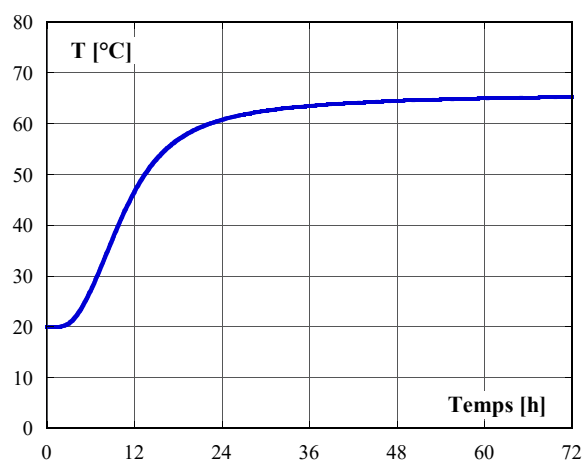


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
28 j	2.50	41.8	34300	-

Recette : **B46**Source : **Simon et al. (2001)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1942
Ciment	CEM I 32.5	350
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	EUCO 977	2.75
Eau totale		156
Eau/Liant [-]		0.45

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 32.5
Normo 3	HCB-Eclépens
C ₃ S	59.2 %
C ₂ S	12.2 %
C ₃ A	7.7 %
C ₄ AF	9.7 %
Surface spécifique (finesse Blaine)	3200 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	300 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4400
□ _T	[W/m□K]	2.4
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	87000
a _d	[-]	16
b _d	[-]	1.2
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	10

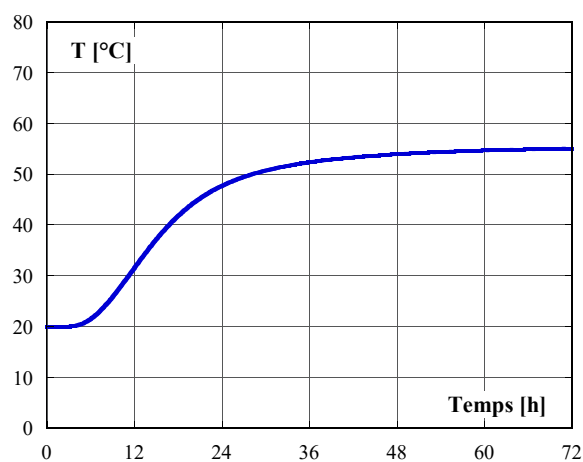


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	-
3 j	-
7 j	-
28 j	-
365 j	-
mesuré à partir de	-

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	-	-	0.20
7 j	3.0	39.4	-	0.20
28 j	3.6	46.3	33000	0.20
365 j	-	-	-	-
s	0.12	0.12	-	-
b	1.4	1.4	-	-
□ ₀	0.05	0.05	-	-
c	2.2	2.2	-	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E _□ /E _{cc} [-]						
1 j	0.03	0.09	0.22	0.66	0.00	-
3 j	0.06	0.06	0.17	0.29	0.42	-
7 j	0.05	0.08	0.15	0.15	0.56	-
28 j	0.03	0.06	0.10	0.15	0.66	-
365 j	-	-	-	-	-	-

Recette : **B50**Source : **Bernard (1999)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1821
Ciment	CEM I 42.5R	375
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	Glenium 27	3
	Pozzo LP 2	1.5
Eau totale		157
Eau/Liant [-]		0.42

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 42.5R
Normo 4	HCB-Eclépens
C ₃ S	61.50%
C ₂ S	9.30%
C ₃ A	8.30%
C ₄ AF	9.40%
Surface spécifique (finesse Blaine)	3675 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	325 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	5400
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	114000
a _d	[-]	12.1
b _d	[-]	1.04
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	8.4

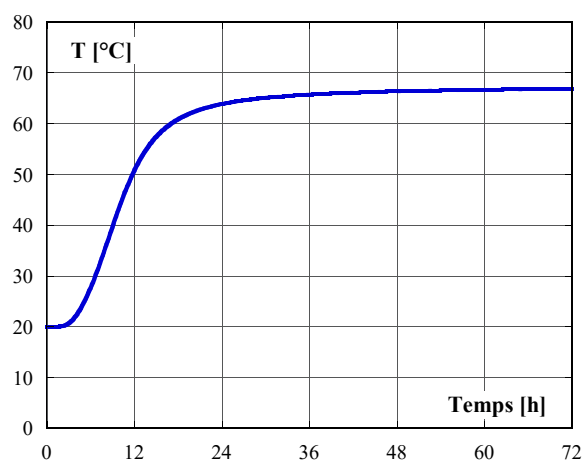


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	120
3 j	148
7 j	168
28 j	265
365 j	-
modélé à partir de	6 h

Fissuration		
□	[-]	0.10
w ₁	[mm]	0.03
w ₂	[mm]	0.30

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	directe			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	38.00	32670	0.20
7 j	2.60	43.20	33800	0.20
28 j	3.30	49.70	37930	0.20
365 j	-	-	-	0.20
s	0.20	0.20	0.20	-
b	1.00	0.90	0.50	-
□ ₀	0.20	0.20	0.20	-
c	1.80	1.80	1.00	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E _□ /E _{cc} [-]						
1 j	0.12	0.20	0.32	0.19	0.15	0.02
3 j	0.12	0.15	0.24	0.22	0.21	0.06
7 j	0.22	0.18	0.12	0.19	0.21	0.08
28 j	0.05	0.10	0.15	0.24	0.30	0.16
365 j	0.00	0.00	0.10	0.40	0.30	0.20

Recette : **B50a**Source : **Bernard (1999)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1821
Ciment	CEM I 42.5R	365
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	Glenium 27	3
	Pozzo LP 2	0.94
Eau totale		157
Eau/Liant [-]		0.42

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 42.5R
Normo 4	HCB-Eclépens
C ₃ S	61.50%
C ₂ S	9.30%
C ₃ A	8.30%
C ₄ AF	9.40%
Surface spécifique (finesse Blaine)	3675 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	325 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	5000
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	111000
a _d	[-]	14.5
b _d	[-]	1.07
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	8.4

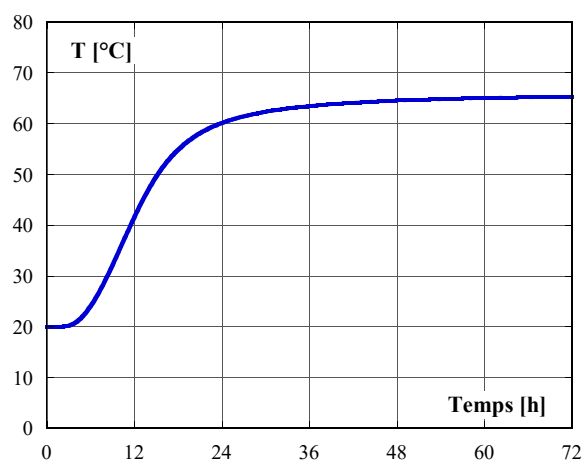


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	120
3 j	148
7 j	168
28 j	265
365 j	-
modélé à partir de	6 h

Fissuration		
□	[-]	0.10
w ₁	[mm]	0.03
w ₂	[mm]	0.30

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	directe			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	38.00	32670	0.20
7 j	2.60	43.20	33800	0.20
28 j	3.30	49.70	37930	0.20
365 j	-	-	-	0.20
s	0.20	0.20	0.20	-
b	1.00	0.90	0.50	-
□ ₀	0.20	0.20	0.20	-
c	1.80	1.80	1.00	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
	E□/E _{cc} [-]					
1 j	0.12	0.20	0.32	0.19	0.15	0.02
3 j	0.12	0.15	0.24	0.22	0.21	0.06
7 j	0.22	0.18	0.12	0.19	0.21	0.08
28 j	0.05	0.10	0.15	0.24	0.30	0.16
365 j	0.00	0.00	0.10	0.40	0.30	0.20

Recette : **B50b**Source : **Simon et al. (2001)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1921
Ciment	CEM I 32.5	275
Cendres Volantes		75
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	EUCO 944	2.37
Eau totale		157
Eau/Liant [-]		0.52

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 32.5
Normo 3 FS4	HCB-Eclépens
C ₃ S	59.2 %
C ₂ S	12.2 %
C ₃ A	7.7 %
C ₄ AF	9.7 %
Surface spécifique (finesse Blaine)	3200 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	300 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4300
□ _T	[W/m□K]	2.4
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	75000
a _d	[-]	17
b _d	[-]	1.2
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	-

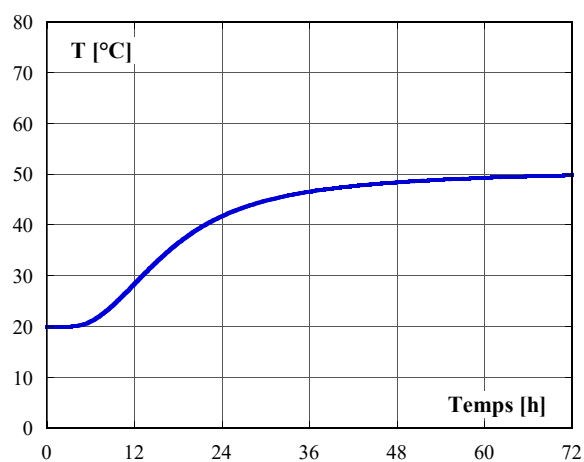


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	-
3 j	-
7 j	-
28 j	-
365 j	-
mesuré à partir de	-

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	-	-	0.20
7 j	2.7	35.5	-	0.20
28 j	3.9	50.0	34800	0.20
365 j	-	-	-	-
s	0.11	0.11	-	-
b	2.6	2.6	-	-
□ ₀	0.0	0.05	-	-
c	4.5	4.0	-	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E _□ /E _{cc} [-]						
1 j	-	-	-	-	-	-
3 j	-	-	-	-	-	-
7 j	-	-	-	-	-	-
28 j	-	-	-	-	-	-
365 j	-	-	-	-	-	-

Recette : **B51**

Source :

Ducret (2000), Poutres P1 à P3 + P5

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1945
Ciment	CEM I 52.5R	350
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	SIKA MTS	3
Eau totale		165
Eau/Liant [-]		0.47

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 52.5R
Normo 5	HCB-Eclépens
C ₃ S	61.50%
C ₂ S	9.30%
C ₃ A	8.30%
C ₄ AF	9.40%
Surface spécifique (finesse Blaine)	4000 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	350 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4500
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	111000
a _d	[-]	12
b _d	[-]	1.14
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	-

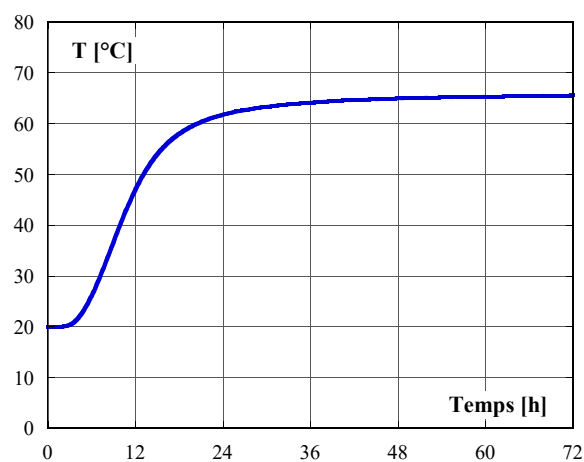


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	directe			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
28 j	3.20	51.40	37000	-

Recette : **B51fi**Source : **Gomez (2000)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1945
Ciment	CEM I 52.5R	350
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		46
Adjuvants	SIKA MTS	3
Eau totale		165
Eau/Liant [-]		0.47

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 52.5R
Normo 5	HCB-Eclépens
C ₃ S	61.50%
C ₂ S	9.30%
C ₃ A	8.30%
C ₄ AF	9.40%
Surface spécifique (finesse Blaine)	4000 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	350 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4500
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	111000
a _d	[-]	12
b _d	[-]	1.14
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	-

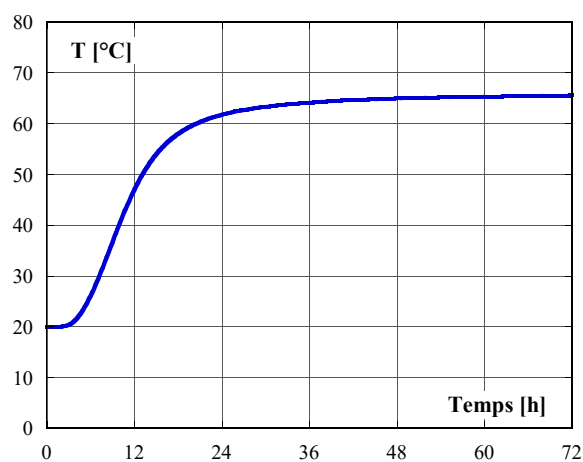


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
28 j	3.05	51.1	34600	-

Recette : **B52**Source : **Simon et al. (2001)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1962
Ciment	CEM I 32.5	320
Cendres Volantes		30
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	EUCO 944	4.89
Eau totale		147
Eau/Liant [-]		0.45

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 32.5
Normo 3	HCB-Eclépens
C ₃ S	59.2 %
C ₂ S	12.2 %
C ₃ A	7.7 %
C ₄ AF	9.7 %
Surface spécifique (finesse Blaine)	3200 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	300 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4300
□ _T	[W/m□K]	2.4
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	80000
a _d	[-]	16
b _d	[-]	1.5
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	-

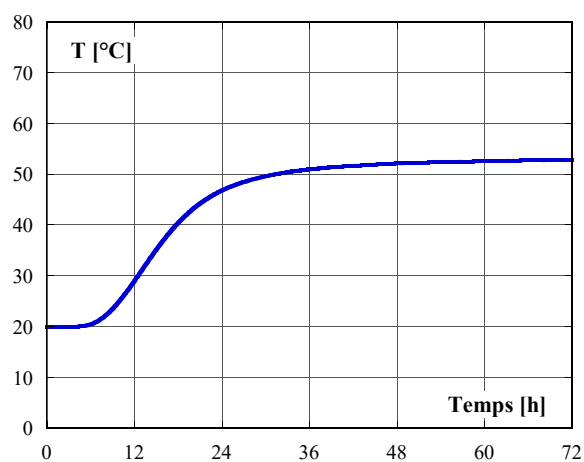


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	-
3 j	-
7 j	-
28 j	-
365 j	-
mesuré à partir de	-

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	-	-	0.20
7 j	2.9	44.0	-	0.20
28 j	3.2	51.9	36400	0.20
365 j	-	-	-	-
s	0.11	0.11	-	-
b	1.4	1.4	-	-
□ ₀	0.05	0.05	-	-
c	2.1	2.1	-	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E _□ /E _{cc} [-]						
1 j	-	-	-	-	-	-
3 j	-	-	-	-	-	-
7 j	-	-	-	-	-	-
28 j	-	-	-	-	-	-
365 j	-	-	-	-	-	-

Recette : **B54**Source : **Simon et al. (2001)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1907
Ciment	CEM II /A-L 32.5	350
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		15
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	EUCO 977	1.89
Eau totale		164
Eau/Liant [-]		0.45

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM II /A-L 32.5
Fluvio 3	HCB-Eclépens
C ₃ S	61.50%
C ₂ S	9.30%
C ₃ A	8.30%
C ₄ AF	9.40%
Surface spécifique (finesse Blaine)	3800 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	300 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4700
□ _T	[W/m□K]	2.4
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	90000
a _d	[-]	14
b _d	[-]	1.3
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	-

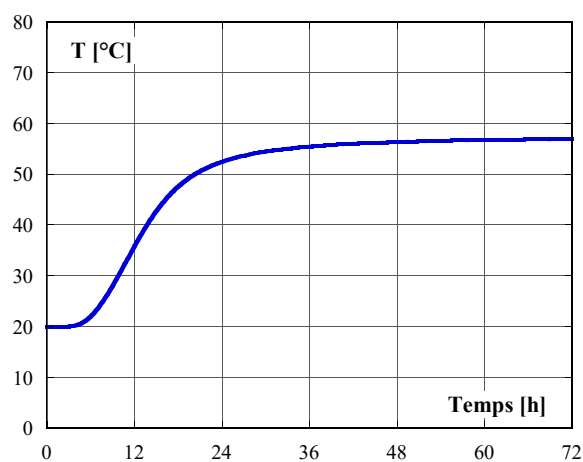


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	-
3 j	-
7 j	-
28 j	-
365 j	-
mesuré à partir de	-

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	-	-	0.20
7 j	2.6	41.8	-	0.20
28 j	3.5	53.9	35400	0.20
365 j	-	-	-	-
s	0.08	0.09	-	-
b	1.8	2.4	-	-
□ ₀	0.05	0.05	-	-
c	2.1	3.0	-	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
	E _□ /E _{cc} [-]					
1 j	-	-	-	-	-	-
3 j	-	-	-	-	-	-
7 j	-	-	-	-	-	-
28 j	-	-	-	-	-	-
365 j	-	-	-	-	-	-

Recette : **B55**Source : **Gomez (2000)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1936
Ciment	CEM I 52.5R	350
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	SIKA MTS	3
Eau totale		155
Eau/Liant [-]		0.44

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 52.5R
Normo 5	HCB-Eclépens
C ₃ S	61.50%
C ₂ S	9.30%
C ₃ A	8.30%
C ₄ AF	9.40%
Surface spécifique (finesse Blaine)	4000 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	350 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4500
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	111000
a _d	[-]	12
b _d	[-]	1.2
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	-

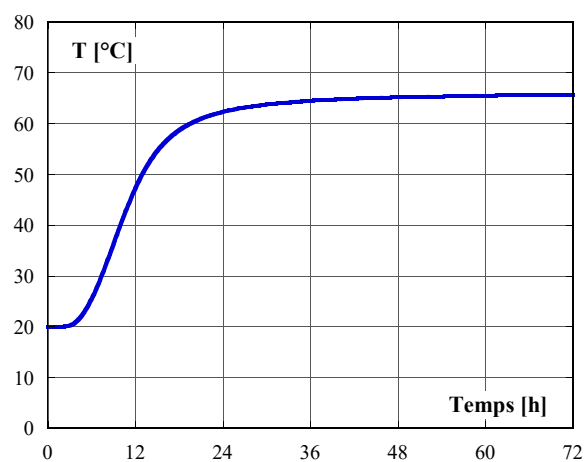


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
28 j	3.00	54.8	38900	-

Recette : **B56**Source : **Bernard (2000b)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 16	1943
Ciment	CEM I 52.5R	350
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	Rheobuild 2000	3.5
	Oxyde noir 330	7
Eau totale		161
Eau/Liant [-]		0.46

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4000
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	128000
a _d	[-]	11
b _d	[-]	1.15
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	15
6 h	[□m/m□K]	10.5
12 h	[□m/m□K]	8.5
18 h	[□m/m□K]	8
672 h	[□m/m□K]	8

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 52.5R
Juracime SA	Cornaux
C ₃ S	54.50%
C ₂ S	15.90%
C ₃ A	8.10%
C ₄ AF	7.60%
Surface spécifique (finesse Blaine)	4300 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	354 J/g

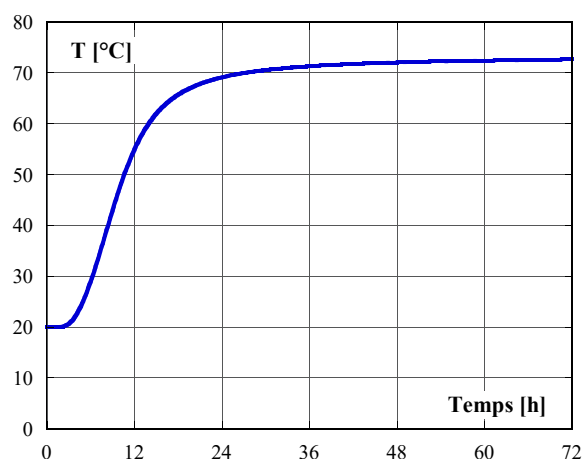


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	87.5
3 j	136
7 j	157
28 j	170
365 j	180
modélisé à partir de	0 h

Fissuration		
□	[-]	0.25
w ₁	[mm]	0.03
w ₂	[mm]	0.3
□ _f	[-]	0.2
a _{cr}	[-]	0.3
b _{cr}	[-]	50
c _{cr}	[-]	0.25

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	1.53	11.10	22800	0.16
3 j	2.88	33.20	33110	0.16
7 j	3.33	44.50	36485	0.16
28 j	3.73	56.00	40000	0.16
365 j	4.41	66.10	42630	0.16
s	0.23	0.23	0.23	
b	0.65	1.00	0.40	
□ ₀	0.15	0.15	0.15	
c	1.50	2.60	0.80	

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E _□ /E _{cc} [-]						
1 j	0.13	0.14	0.15	0.165	0.19	0.225
3 j	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32
7 j	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32
28 j	0.06	0.08	0.11	0.16	0.24	0.35
365 j	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 _{□T}	[mm ² /N□K]	0.008
r _{□h}	[mm ² /N□K]	
pour h > 0.95	[mm ² /N]	5
pour h < 0.95	[mm ² /N]	2

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 16	1943
Ciment	CEM I 52.5R	300
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	Rheobuild 2000	3.5
Eau totale		150
Eau/Liant [-]		0.50

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4000
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	108000
a _d	[-]	11
b _d	[-]	1.1
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	15
6 h	[□m/m□K]	10.5
12 h	[□m/m□K]	8.5
18 h	[□m/m□K]	8
672 h	[□m/m□K]	8

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 52.5R
Juracime SA	Cornaux
C ₃ S	54.50%
C ₂ S	15.90%
C ₃ A	8.10%
C ₄ AF	7.60%
Surface spécifique (finesse Blaine)	4300 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	354 J/g

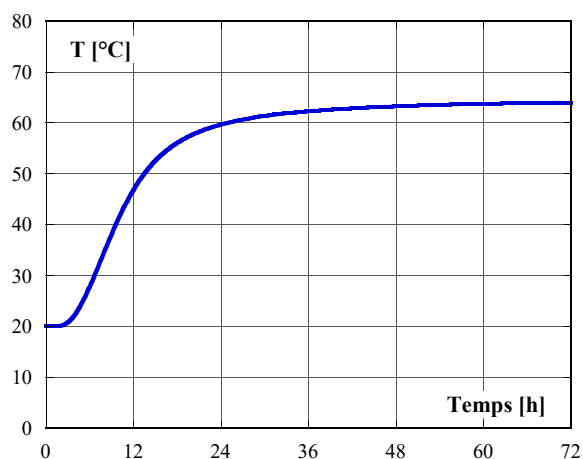


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	70
3 j	108
7 j	116
28 j	122
365 j	132
modélisé à partir de	0 h

Fissuration		
□	[-]	0.25
w ₁	[mm]	0.03
w ₂	[mm]	0.3
□ _f	[-]	0.2
a _{cr}	[-]	0.3
b _{cr}	[-]	50
c _{cr}	[-]	0.25

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	1.53	11.10	22800	0.16
3 j	2.88	33.20	33110	0.16
7 j	3.33	44.50	36485	0.16
28 j	3.73	56.00	40000	0.16
365 j	4.41	66.10	42630	0.16
s	0.23	0.23	0.23	
b	0.65	1.00	0.40	
□ ₀	0.15	0.15	0.15	
c	1.50	2.60	0.80	

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E _□ /E _{cc} [-]						
1 j	0.13	0.14	0.15	0.165	0.19	0.225
3 j	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32
7 j	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32
28 j	0.06	0.08	0.11	0.16	0.24	0.35
365 j	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 _{□T}	[mm ² /N□K]	0.008
r _{□h}	[mm ² /N□K]	
pour h > 0.95	[mm ² /N]	5
pour h < 0.95	[mm ² /N]	2

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 16	1883
Ciment	CEM I 52.5R	350
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	Rheobuild 2000	3.5
Eau totale		171
Eau/Liant [-]		0.49

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4000
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	128000
a _d	[-]	11
b _d	[-]	1.15
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	15
6 h	[□m/m□K]	10.5
12 h	[□m/m□K]	8.5
18 h	[□m/m□K]	8
672 h	[□m/m□K]	8

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 52.5R
Juracime SA	Cornaux
C ₃ S	54.50%
C ₂ S	15.90%
C ₃ A	8.10%
C ₄ AF	7.60%
Surface spécifique (finesse Blaine)	4300 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	354 J/g

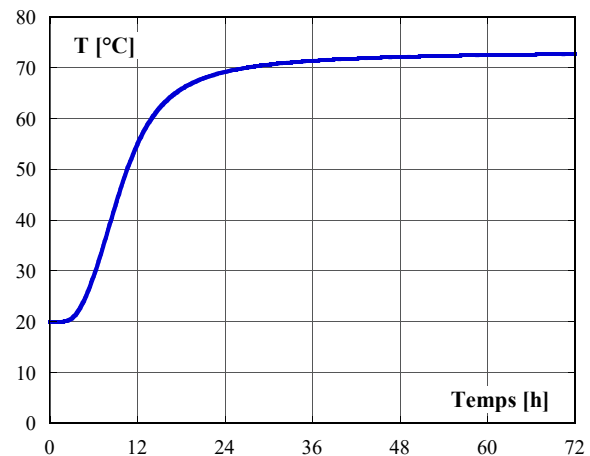


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	87.5
3 j	136
7 j	157
28 j	170
365 j	180
modélé à partir de	0 h

Fissuration		
□	[-]	0.7
w ₁	[mm]	0.01
w ₂	[mm]	10
□ _f	[-]	0.2
a _{cr}	[-]	0.3
b _{cr}	[-]	50
c _{cr}	[-]	0.25

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	1.53	11.10	22800	0.16
3 j	2.88	33.20	33110	0.16
7 j	3.33	44.50	36485	0.16
28 j	3.73	56.00	40000	0.16
365 j	4.41	66.10	42630	0.16
s	0.23	0.23	0.23	
b	0.65	1.00	0.40	
□ ₀	0.15	0.15	0.15	
c	1.50	2.60	0.80	

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E _□ /E _{cc} [-]						
1 j	0.13	0.14	0.15	0.165	0.19	0.225
3 j	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32
7 j	0.08	0.09	0.12	0.16	0.23	0.32
28 j	0.06	0.08	0.11	0.16	0.24	0.35
365 j	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 _{□T}	[mm ² /N□K]	0.008
r _{□h}	[mm ² /N□K]	
pour h > 0.95	[mm ² /N]	5
pour h < 0.95	[mm ² /N]	2

Formulation du béton		Quantité [kg/m³]
Granulats	□ max.: 32	1942
Ciment	CEM I 42.5	350
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	EUCO 977	2.75
Eau totale		156
Eau/Liant [-]		0.45

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 42.5
Normo 4	HCB-Eclépens
C ₃ S	61.5 %
C ₂ S	9.3 %
C ₃ A	8.3 %
C ₄ AF	9.4 %
Surface spécifique (finesse Blaine)	3675 cm²/g
Chaleur totale d'hydratation	325 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4700
□ _T	[W/m□K]	2.4
c _T	[kJ/m³□K]	2400
H _T	[kJ/m³]	107000
a _d	[-]	18
b _d	[-]	1.2
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	10

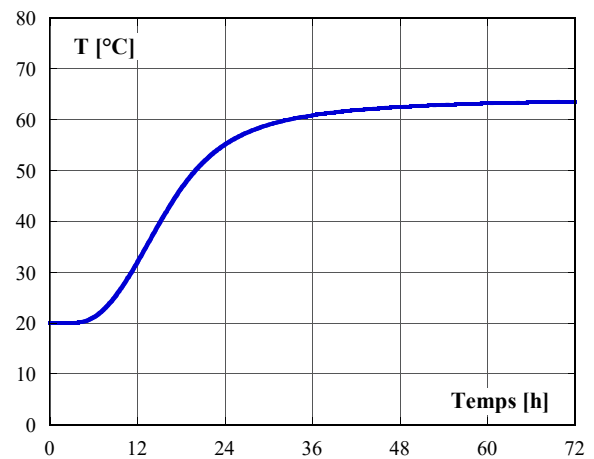


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	-
3 j	-
7 j	-
28 j	-
365 j	-
mesuré à partir de	-

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	-	-	0.20
7 j	3.2	51.9	-	0.20
28 j	3.4	57.4	33800	0.20
365 j	-	-	-	-
s	0.14	0.10	-	-
b	0.5	1.5	-	-
□ ₀	0.10	0.15	-	-
c	0.7	1.6	-	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E□/E _{cc} [-]						
1 j	0.03	0.09	0.22	0.66	0.00	-
3 j	0.06	0.06	0.17	0.29	0.42	-
7 j	0.05	0.08	0.15	0.15	0.56	-
28 j	0.03	0.06	0.10	0.15	0.66	-
365 j	-	-	-	-	-	-

Recette : **B57a**Source : **Simon et al. (2001)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1990
Ciment	CEM I 32.5	315
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		50
Fibres métalliques		-
Adjuvants	EUCO 977	3.83
Eau totale		150
Eau/Liant [-]		0.46

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 32.5
Normo 3 FS4	HCB-Eclépens
C ₃ S	59.2 %
C ₂ S	12.2 %
C ₃ A	7.7 %
C ₄ AF	9.7 %
Surface spécifique (finesse Blaine)	3200 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	300 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4400
□ _T	[W/m□K]	2.2
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	78000
a _d	[-]	27
b _d	[-]	1.9
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	-

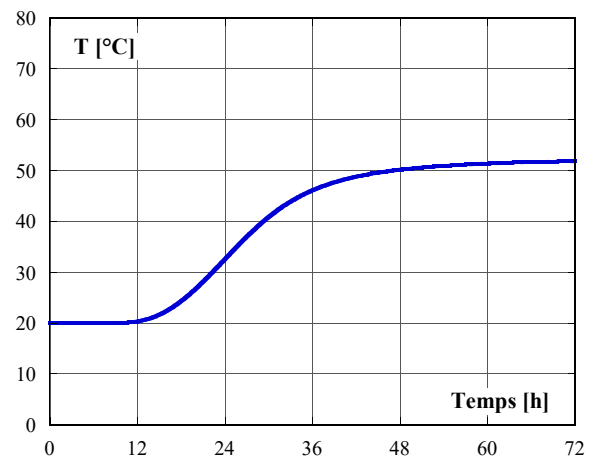


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	-
3 j	-
7 j	-
28 j	-
365 j	-
mesuré à partir de	-

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	-	-	0.20
7 j	3.4	44.6	-	0.20
28 j	4.2	56.8	37100	0.20
365 j	-	-	-	-
s	0.08	0.10	-	-
b	2.3	2.4	-	-
□ ₀	0.05	0.05	-	-
c	3.3	3.2	-	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E□/E _{cc} [-]						
1 j	-	-	-	-	-	-
3 j	-	-	-	-	-	-
7 j	-	-	-	-	-	-
28 j	-	-	-	-	-	-
365 j	-	-	-	-	-	-

Recette : **B60**Source : **Simon et al. (2001)**

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1921
Ciment	CEM I 32.5	275
Cendres Volantes		75
Fumées de silice		-
Fillers calcaires		-
Fibres métalliques		-
Adjuvants	EUCO 944	2.37
Eau totale		157
Eau/Liant [-]		0.52

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 32.5
Normo 3 FS4	HCB-Eclépens
C ₃ S	59.2 %
C ₂ S	12.2 %
C ₃ A	7.7 %
C ₄ AF	9.7 %
Surface spécifique (finesse Blaine)	3200 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	300 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4400
□ _T	[W/m□K]	2.4
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	80000
a _d	[-]	28
b _d	[-]	1.7
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	10

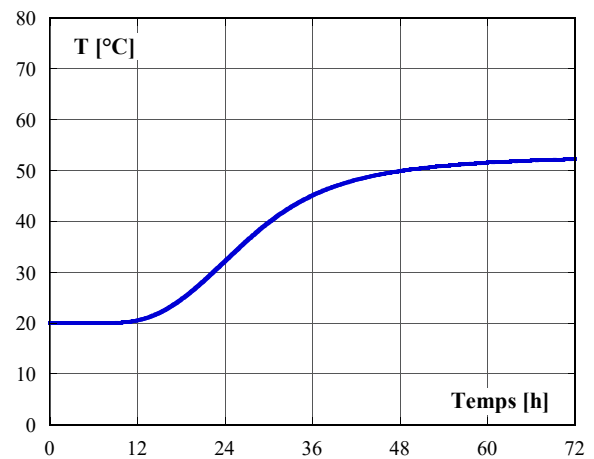


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	-
3 j	-
7 j	-
28 j	-
365 j	-
mesuré à partir de	-

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	-	-	0.20
7 j	3.15	44.5	-	0.20
28 j	4.2	59.6	33500	0.20
365 j	-	-	-	0.20
s	0.10	0.11	-	-
b	2.5	2.6	-	-
□ ₀	0.05	0.05	-	-
c	4.5	4.3	-	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E□/E _{cc} [-]						
1 j	-	-	-	-	-	-
3 j	-	-	-	-	-	-
7 j	-	-	-	-	-	-
28 j	-	-	-	-	-	-
365 j	-	-	-	-	-	-

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1992
Ciment	CEM I 32.5	300
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		15
Fillers calcaires		50
Fibres métalliques		-
Adjuvants	EUCO 977	5.42
Eau totale		149
Eau/Liant [-]		0.45

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 32.5
Normo 3	HCB-Eclépens
C ₃ S	59.2 %
C ₂ S	12.2 %
C ₃ A	7.7 %
C ₄ AF	9.7 %
Surface spécifique (finesse Blaine)	3200 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	300 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4300
□ _T	[W/m□K]	2.4
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	78000
a _d	[-]	27
b _d	[-]	2.1
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	10

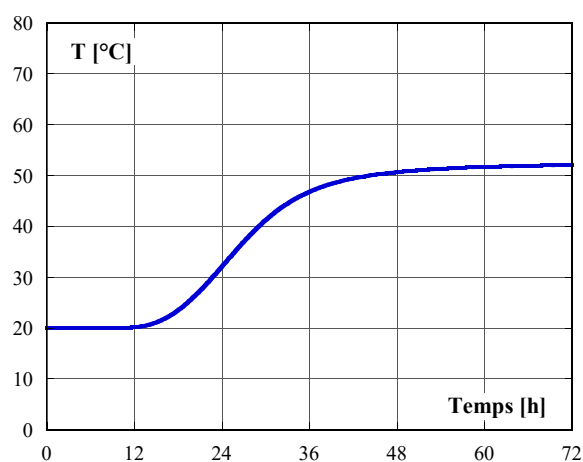


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	-
3 j	-
7 j	-
28 j	-
365 j	-
mesuré à partir de	-

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	-	-	0.20
7 j	3.3	47.6	-	0.20
28 j	3.9	62.5	38700	0.20
365 j	-	-	-	-
s	1.0	1.4	-	-
b	0.14	0.17	-	-
□ ₀	0.05	0.05	-	-
c	1.8	2.7	-	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E□/E _{cc} [-]						
1 j	-	-	-	-	-	-
3 j	-	-	-	-	-	-
7 j	-	-	-	-	-	-
28 j	-	-	-	-	-	-
365 j	-	-	-	-	-	-

Formulation du béton		Quantité [kg/m ³]
Granulats	□ max.: 32	1942
Ciment	CEM I 32.5	275
Cendres Volantes		-
Fumées de silice		15
Fillers calcaires		75
Fibres métalliques		-
Adjuvants	HBV Glenium	5.51
Eau totale		137
Eau/Liant [-]		0.45

Caractéristiques du ciment	
Type	CEM I 32.5
Normo 3	HCB-Eclépens
C ₃ S	59.2 %
C ₂ S	12.2 %
C ₃ A	7.7 %
C ₄ AF	9.7 %
Surface spécifique (finesse Blaine)	3200 cm ² /g
Chaleur totale d'hydratation	300 J/g

Transport thermique		
Q/R	[□K]	4300
□ _T	[W/m□K]	2.4
c _T	[kJ/m ³ □K]	2400
H _T	[kJ/m ³]	77000
a _d	[-]	13
b _d	[-]	1.1
□ _T à 3 h	[□m/m□K]	-
6 h	[□m/m□K]	-
12 h	[□m/m□K]	-
18 h	[□m/m□K]	-
672 h	[□m/m□K]	-

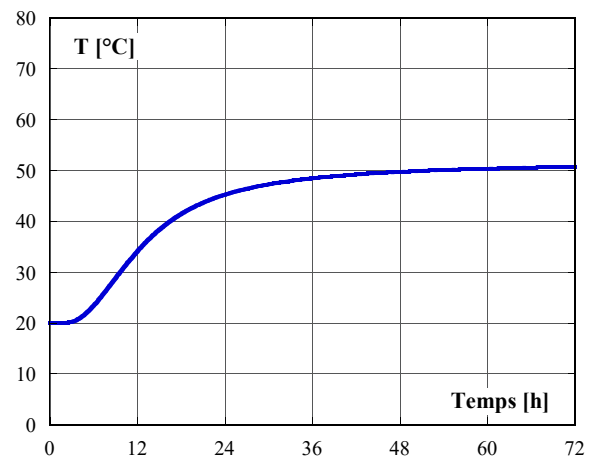


Fig. 1 : Evolution adiabatique de la température du béton

Retrait endogène	
	[□m/m]
1 j	-
3 j	-
7 j	-
28 j	-
365 j	-
mesuré à partir de	-

Propriétés mécaniques				
	f _{ct}	f _{cm}	E _{cc}	□
type d'essai	Brésilien			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
1 j	-	-	-	0.20
3 j	-	-	-	0.20
7 j	3.5	49.8	-	0.20
28 j	4.0	64.1	33800	0.20
365 j	-	-	-	-
s	0.12	0.15	-	-
b	1.2	1.6	-	-
□ ₀	0.05	0.05	-	-
c	2.3	3.4	-	-

Viscoélasticité propre						
□ [h]	1	10	100	1000	10000	100000
E□/E _{cc} [-]						
1 j	-	-	-	-	-	-
3 j	-	-	-	-	-	-
7 j	-	-	-	-	-	-
28 j	-	-	-	-	-	-
365 j	-	-	-	-	-	-