



HAL
open science

Thermal behavior of high performance concretes at high temperature - evolution of mechanical properties

Izabela Gaweska

► **To cite this version:**

Izabela Gaweska. Thermal behavior of high performance concretes at high temperature - evolution of mechanical properties. Engineering Sciences [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2004. English. NNT: . pastel-00001147

HAL Id: pastel-00001147

<https://pastel.hal.science/pastel-00001147>

Submitted on 18 Mar 2005

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

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



THESE

pour obtenir le grade de docteur de :
l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et l'Ecole Polytechnique de Cracovie

Ecole Doctorale MODES
Spécialité : *Structures et Matériaux*

présentée par

Izabela GAWĘSKA
HAGER

(Ingénieur de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique de Cracovie,
Mastère Spécialisé en Ingénierie du Bâtiment de l'ENPC)

Sujet de la thèse :

**Comportement à haute température des bétons à haute performance -
évolution des principales propriétés mécaniques**

Soutenue le 5 novembre 2004

devant la commission d'examen composée de :

M. Jacques RILLING	Directeur de Thèse
M. Jacek ŚLIWIŃSKI	Directeur de Thèse
M. Andrzej M. BRANDT	Rapporteur
M. Christian La BORDERIE	Rapporteur
M. Paul ACKER	Examineur
M. Albert NOUMOWÉ	Examineur
M. Pierre PIMIENTA	Examineur

REMERCIEMENTS

Ce travail a été mené au sein de la division Etude et Essais Mécaniques du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment et du Laboratoire de l'Institut de Matériaux et Construction de Bâtiment de Faculté de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique de Cracovie.

Je voudrais remercier Monsieur Charles Baloche chef du Département Sécurité Structures Feu du CSTB, ainsi que Monsieur Philippe Rivillon, chef de la Division EEM, de m'avoir accueillie au sein de leur équipe.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Monsieur Jacques Rilling, professeur de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Directeur de la Recherche et du Développement du CSTB qui, en tant que Directeur de thèse, a permis l'aboutissement heureux de ce travail. Je le remercie pour sa confiance et pour son aide scientifique tout au long de ces trois années.

Je remercie cordialement, Monsieur Jacek Śliwiński, professeur de l'Ecole Polytechnique de Cracovie, Doyen de Faculté de Génie Civil et Directeur de thèse pour sa participation, ses conseils, son encouragement et le soutien durant toutes ces années.

Je suis très reconnaissante envers M. Pierre Pimienta, docteur-ingénieur, Chef Adjoint de la Division Etude et Essais Mécaniques, pour sa disponibilité et son aide en tout moment, qui par son expérience et sa compétence m'a transmis sa passion pour l'expérimentation.

Toute ma gratitude aux rapporteurs, Monsieur Christian La Borderie, Directeur du LaSAGeC et professeur de ISA BTP, à Monsieur Andrzej M. Brandt, professeur, de l'Institut des Problèmes Fondamentaux de la Technique de l'Académie Polonaise des Sciences à Varsovie pour leur lecture et leur lourde tâche de rapporteurs. Je les remercie de trouver le temps et la volonté de faire le déplacement pour examiner ce travail.

Je suis gré à Monsieur Paul Acker, Directeur du Pôle Matériaux et Structures de la Groupe Lafarge, de m'avoir fait l'honneur de participer à ce Jury de soutenance.

Je tiens aussi à remercier Monsieur Albert Noumowé, Maître de Conférences de l'Institut Universitaire Professionnalisé Génie Civil et Infrastructures de Cergy Pontoise, ses questions pertinentes d'expérimentateur, ont beaucoup influencé mes travaux. Je le remercie également d'avoir accepté de participer à ce jury de soutenance.

Je remercie Hélène Carré, Maître de conférence à l'Université de Pau et des Pays de l'Adour d'avoir suivi régulièrement et de très près le déroulement de mes travaux en donnant ses avis très précieux.

Mes remerciements vont également aux étudiants stagiaires qui ont participé à ce travail et spécialement Jean Christophe Mindeguia. Sans son travail, cette recherche ne serait pas telle qu'elle est maintenant. Je suis reconnaissante à Frédéric Grondin et tout l'équipe de Mocad du CSTB d'avoir apporté des éléments de réponse à la meilleure compréhension des phénomènes en jeu.

J'adresse à mon ami Simon Rocher avec qui nous avons parcouru ces trois ans au CSTB un merci, ainsi qu'aux thésards Seddik Sakji et Alexandre Pineaud, pour les bons moments que nous avons partagés ensemble durant ce temps. Je leur souhaite une bonne réussite dans leurs thèses.

Mais très particulièrement et de toutes mes forces, je voudrais remercier ma famille, de m'avoir encouragée tout au long de cette période. Tout spécialement je remercie mon mari, de me laisser la liberté de pouvoir entreprendre ce défi et poursuivre cette aventure, d'être mon meilleur conseiller et le véritable soutien.

Mateusz, je te dédie ce travail.

Table des matières

Partie 1: Etude Bibliographique

1. MICROSTRUCTURE DU BETON DURCI	19
1.1. Microstructure de la pâte de ciment	19
1.1.1. Modèles morphologiques de la structure du gel CSH	19
1.1.1. Liaisons présentes entre les particules du gel CSH	21
1.2. Eau dans la microstructure du béton	21
1.2.1. Eau libre et capillaire	21
1.2.2. Eau adsorbée et chimiquement liée	22
1.3. Interface «pâte – granulats»	22
2. EFFETS DE LA TEMPERATURE SUR LA STRUCTURE ET LES PROPRIETES THERMIQUES ET PHYSIQUES DU BETON	24
2.1. Evolution des composants et de la structure du béton	24
2.1.1. Evolution de la pâte de ciment	24
2.1.2. Evolution des granulats	27
2.2. Evolution des propriétés physiques du béton au cours de l'échauffement	29
1.1.2. Densité apparente	29
2.2.1. Perméabilité	29
2.2.2. Perte de masse	30
3. DEFORMATION THERMIQUE ET LA DEFORMATION THERMIQUE TRANSITOIRE DU BETON	31
3.1. Déformation thermique du béton et ses constituants	31
3.1.1. Déformation thermique de la pâte de ciment	31
3.1.2. Déformation thermique des granulats	31
3.1.3. Déformation thermique du béton	32
3.2. Déformation Thermique Transitoire (DTT)	33
3.2.1. Hypothèses concernaient les mécanismes de phénomène	34
3.2.2. Résultats expérimentaux présentés dans la littérature	36
3.2.3. Modèle du comportement thermomécanique des bétons à haute température : approche multi échelles de l'endommagement thermique, MOCAD, 2004	39
4. EFFET DE LA TEMPERATURE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES BETONS	41
4.1. Détermination des comportements des bétons soumis à des températures élevées.	41
4.1.1. Cycles thermiques utilisés	41
4.1.2. Présence de la charge durant l'échauffement	42
4.1.3. Conditionnement et condition hydriques	42
4.2. Influence des conditions de la réalisation des essais	42
4.2.1. Essais de compression réalisés « à chaud » et après refroidissement (« résiduelles »)	42
4.2.2. Présence de la charge durant l'échauffement	43
4.2.3. Vitesse de montée en température	44
4.2.4. Etanchéité ou non des échantillons	44
4.3. Influence du type de béton et de la nature des constituants	45
4.3.1. Type de béton : haute performance et ordinaire (E/C)	45
4.3.2. Influence des ajouts pouzzolaniques : fumée de silice et cendres volantes	45
4.3.3. Influence de l'eau sur les propriétés mécaniques à chaud	46
4.3.4. Résistance en compression vis à vis la température dans les documents codificatifs	47
4.4. Résistance en traction	48
4.5. Module d'élasticité en compression	49
4.5.1. Effets des hautes températures sur l'énergie de fissuration du béton	49
4.5.2. Variation du coefficient de Poisson avec la température	51
5. COMPORTEMENT AU FEU DU BETON A HAUTE PERFORMANCE : ECLATEMENT DU BETON	52
5.1. Phénomène d'éclatement et d'écaillage du béton	52
5.1.1. Mécanisme du phénomène	52
5.1.2. Moyens de prévention de l'éclatement	54
5.1.3. Influence des fibres polypropylène sur le comportement mécanique à haute température	56
6. CONCLUSION DE LA PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE	57

Partie 2: Etude Expérimentale

1. MATERIAUX TESTES. COMPOSITION ET FABRICATION	61
1.1. Composition des bétons testés	61
1.1.1. Formulations	61
1.1.2. Caractéristiques des constituants utilisés	62
1.1.3. Propriétés mécaniques de référence	64
1.2. Fabrication et conditionnement des éprouvettes	65
1.2.1. Fabrication	65
1.2.2. Conditionnement	65
2. DEVELOPPEMENT DU MATERIEL D'ESSAIS DU COMPORTEMENT « A CHAUD »	66
2.1. Conception et réalisation du dispositif	66
2.1.1. Spécifications techniques du dispositif expérimental	66
2.1.2. Techniques existantes	66
2.1.3. Hypothèses concernant la réalisation des essais	66
2.2. Dispositif d'essai – description du système et justification des solutions adoptes	67
2.2.1. Taille des éprouvettes	67
2.2.2. Four	67
2.2.3. Extensomètre	68
2.2.4. Charge mécanique et acquisition	68
2.2.5. Vitesse de montée en température	69
2.3. Possibilités expérimentales du système	70
2.3.1. Déformation thermique transitoire	70
2.3.2. Résistance en compression « à chaud »	70
2.3.3. Essais de traction directe « à chaud »	71
2.3.4. Adaptation du système à d'autres applications	73
2.4. Vérification du système. Détermination de l'incertitude des mesures	74
2.4.1. Mesures de la déformation mécanique	74
2.4.2. Mesures de la déformation thermique	75
3. PROCEDURES EXPERIMENTALES ET RESULTATS D'ESSAIS	78
3.1. Programme	78
3.2. Répartition de la température dans les éprouvettes	79
3.2.1. Evolution de la température dans l'éprouvette au cours du chauffage	79
3.3. Mesures de la perte de masse	86
3.3.1. Perte de masse durant le séchage à 105°C	86
3.3.2. Perte de masse en régime transitoire	86
3.3.3. Résultats et discussion	87
3.4. Observation de la Pression + Masse + Température	91
3.4.1. Dispositif expérimental	91
3.4.2. Résultats des essais P + M + T sur des BHP préséchés	92
3.5. Observation des changements de structure des bétons soumis à des températures élevées	95
3.5.1. Porosité à l'eau et au mercure	95
3.5.2. Relation entre la porosité et la résistance en compression	103
3.5.3. Observation des changements dans la structure du béton par les techniques de la microscopie	104
3.6. Etude du comportement mécanique à chaud	110
3.6.1. Modalité des essais f_c et E « à chaud » et « résiduelle »	110
3.6.2. Etude du rôle de rapport E/C sur les propriétés à chaud des bétons soumis à haute température	111
3.6.3. Etude d'influence d'ajout des fibres polypropylène sur les propriétés mécaniques des bétons testés « à chaud »	115
3.6.4. Etude de l'influence de l'eau libre sur les propriétés mécaniques mesurées « à chaud »	120
3.6.5. Comparaison entre le comportement en compression testé « à chaud » et « après refroidissement ».	123
3.6.6. Essais de la traction directe « à chaud »	125
3.6.7. Résultats obtenus vis-à-vis des normes de calculs (DTU, EUROCODE 2)	126
3.7. Mesures des déformations thermiques et déformations thermiques sous charge de compression	128
3.7.1. Déformation thermique - DT	129
3.7.2. Déformation thermique sous charge de compression – DTSC	129
3.7.3. Déformation thermique transitoire en compression - DTT	129
3.7.4. Déformation thermique transitoire normalisée – DTT _{normalisée}	130
3.7.5. Déformation thermique sous charge de traction – DTT en traction	130
3.8. Résultats des mesures de la déformation thermique	130
3.8.1. Répétabilité des résultats et influence de la nature des granulats	130
3.8.2. Influence de la vitesse de montée en température sur la déformation thermique	131
3.8.3. Réversibilité des déformations thermiques – déformations résiduelles	132
3.8.4. Influence de la teneur en eau sur les déformations thermiques	134
3.8.5. Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton	135
3.9. Déformation thermique des composants du matériau béton	136
3.9.1. Pâte de ciment	136
3.9.2. Granulats	136

3.10.	Déformation thermique sous charge et déformation thermique transitoire	137
3.10.1.	Analyse des déformations thermiques sous charge	140
3.10.2.	Analyse des déformations thermiques transitoires	140
3.10.3.	Analyse des déformations thermiques transitoires normalisées	141
3.10.4.	Caractéristique de la fissuration	142
3.11.	Caractéristiques de la Déformation Thermique Transitoire	142
3.11.1.	Influence du taux de chargement	142
3.11.2.	Influence de la nature des granulats	142
3.11.3.	Béton ordinaire et béton à hautes performances. Comparaison de la DT, DTSC et DTT	143
3.11.4.	Irréversibilité du phénomène du DTT	145
3.11.5.	Influence de la teneur en eau	145
3.11.6.	Influence de l'histoire du chargement thermique	147
3.11.7.	Déformation thermique transitoire durant la phase de refroidissement	147
3.11.8.	Influence de la vitesse d'échauffement	148
3.11.9.	Déformation thermique transitoire de la pâte de ciment en compression	149
3.11.10.	Déformation thermique transitoire sous charge de traction	150
CONCLUSIONS		151
ANNEXES		157

RESUME

Le travail présenté vise une meilleure compréhension des phénomènes mis en jeu lors de l'exposition à haute température des bétons à haute performance. Nous nous sommes plus particulièrement intéressés au comportement mécanique.

La première partie de ce document présente une synthèse des travaux réalisés sur l'évolution des propriétés physiques et mécaniques des bétons soumis à haute température. Les résultats présents dans la littérature sont variés, parfois contradictoires et confus notamment ceux concernant l'évolution des propriétés mécaniques au cours de l'échauffement. Les évolutions de la résistance en compression, résistance en traction et module d'élasticité sont présentés en fonction des différents paramètres influençant ces comportements. L'influence des conditions de réalisation des essais est notamment discutée. En outre, le comportement au feu est abordé sous l'angle du phénomène de l'écaillage. Nous présentons ainsi le rôle des fibres polypropylène, un moyen efficace de réduire les risques d'apparition du comportement explosif.

La deuxième partie, consacrée à l'étude expérimentale. Dans cette partie nous exposons les matériaux testés, leurs compositions et les constituants utilisés, ainsi que la fabrication de ces matériaux et leur conservation. Ensuite nous présentons le banc d'essais développé, permettant de tester le comportement mécanique à chaud des bétons. Ce nouveau dispositif expérimental spécifique et relativement complexe, a été spécialement mis au point afin de réaliser l'étude de la déformation thermique libre, de la déformation thermique sous charge mécanique, et du comportement en compression et en traction à chaud. Les résultats expérimentaux obtenus, sont ensuite présentés et discutés.

La majeure partie de cette étude a été consacrée à l'établissement des relations entre le comportement mécanique et la température des différents types de béton. La résistance en compression et le module d'élasticité varient non seulement avec la température d'exposition du matériau, mais aussi avec le scénario d'échauffement (vitesse de montée en température, essais à chaud/après refroidissement, etc.). Dans les observations que nous avons réalisées, l'influence du rapport E/C des bétons testés a été étudiée ainsi que l'influence de l'ajout des fibres polypropylène sur les propriétés mécaniques des BHP testés à chaud. Les observations de l'évolution des propriétés mécaniques réalisées nous ont permis de constater que les résultats du comportement à haute température sont fortement influencés par la présence de l'eau dans le matériau, surtout dans la gamme de températures jusqu'à 300°C.

En complément de l'étude du comportement en compression, nous avons étudié la possibilité de réalisation des essais de traction directe sur le matériau béton « à chaud ». Diverses solutions ont été envisagées et testées, afin de retenir la technique plus adaptée à nos besoins. Les premiers résultats sont très prometteurs. Il faut souligner que le nombre d'études expérimentales du comportement en traction directe « à chaud » est extrêmement faible.

Une grande partie de la recherche a été consacrée à l'étude de la déformation thermique transitoire (DTT). Ce comportement, encore mal connu et souvent controversé, appelé « fluage thermique transitoire » a été étudié sur trois bétons à haute performance (BHP) et un béton ordinaire (BO). Parmi les paramètres influençant la DTT nous pouvons citer : le taux de chargement, l'histoire du chargement thermo mécanique, la vitesse de montée en température ou la teneur en eau du béton. De plus, nous avons étudié de l'existence du phénomène de la DTT sous charge mécanique en traction.

Les mots clefs : *béton à haute performance (BHP), résistance en compression « à chaud », essais de la résistance en traction directe « à chaud », déformation thermique, déformation thermique sous charge, déformation thermique transitoire, l'éclatement, fibres polypropylène.*

Thermal behavior of high performance concretes at high temperature – evolution of mechanical properties

Abstract: The presented work aims at a better understanding of the behaviour of high performance concretes (HPC) subjected to high temperatures. We were more particularly interested in the mechanical behaviour of concretes during the heating. To realize this study a new experimental device was developed, allowing testing the compressive strength and the direct tensile strength at "hot" stage.

The major part of this study was to establish the relations between the mechanical properties and the temperature of different concrete types. The compression strength and the modulus of elasticity change not only with the exposure temperature of the material, but also with the heating scenario (heating ratio, hot/residual tests, etc.)

In this study the influence of the water / cement ratio was studied as well as the influence of the addition of the polypropylene fibres on the hot tested mechanical properties of the HPC. It can be deduced from our studies that the evolution of mechanical properties is related to the presence of free water in the material, especially in the range of temperatures until 300°C.

An important part of this study was dedicated to the study of transient thermal strains. This behaviour, called "transient thermal creep" was examined on three high performance concretes (HPC) and one ordinary concrete (OC). Among the parameters influencing the transient thermal strain we can mention: the loading rate, the history of the thermo-mechanical loading, the heating rate or the moisture content of the concrete. Furthermore, we were study an existence of the phenomena under tension load.

Those results were completed by SEM observations of the microstructure, porosity measurements and weight variations with temperature changes.

Key words: High performance concrete (HPC), hot tested compression strength, modulus of elasticity, hot tested direct tension strength, thermal strain, thermal strain under load, transitional thermal strains, spalling, polypropylene fibres

Zachowanie się betonów wysokowartościowych w wysokiej temperaturze – zmiany podstawowych właściwości mechanicznych

Streszczenie: Badania i analizy przeprowadzone w ramach niniejszej pracy miały na celu rozszerzenie wiedzy na temat zjawisk zachodzących w betonach wysokowartościowych (BWW) poddanych działaniu wysokiej temperatury. Badania przeprowadzono dzięki specjalnie zaprojektowanemu i zrealizowanemu na potrzeby pracy urządzeniu, pozwalającym na badanie właściwości mechanicznych betonu "na gorąco" w stanie jednokierunkowego osiowego ściskania i rozciągania.

W centrum zainteresowania znalazła się ocena zmian właściwości mechanicznych na skutek działania temperatury dla różnych betonów. Wytrzymałość na ściskanie, jak i moduł sprężystości zależą w sposób wyraźny nie tylko od temperatury ekspozycji, ale również od scenariusza wygrzewania (szybkość ogrzewania, badanie „na gorąco” lub „po wystudzeniu”, itd.)

W pracy przeanalizowano również wpływ stosunku wodno spoiwowego charakteryzującego analizowane betony BWW, jak również wpływ dodatku włókien polipropylenowych na określane "na gorąco" właściwości mechaniczne. Otrzymane wyniki wykazały, że właściwości mechaniczne badane "na gorąco" zależą w sposób wyraźny od obecności wody wolnej w materiale ogrzewanym w zakresie temperatury od 20 do 300°C.

W pracy zajęto się obszernie także i zjawiskiem tzw. przejściowych odkształceń termicznych. To stosunkowo mało znane i nie do końca rozpoznane zjawisko, nazywane także przejściowym pełzaniem termicznym (*ang. Transitional Thermal Creep*) było w ramach pracy badane zarówno w odniesieniu do betonów zwykłych jak i BWW. Czynniki, które okazały się mieć wpływ na wielkość doświadczalnie określonych przejściowych odkształceń termicznych są: poziom obciążenia, obecność wody wolnej w materiale oraz szybkość podnoszenia temperatury.

Wyniki badań zostały uzupełnione obserwacjami mikroskopowymi, pomiarami zmian porowatości oraz przebiegiem spadku masy betonów podczas wygrzewania.

Słowa kluczowe: betony wysokowartościowe (BWW), wytrzymałość na ściskanie "na gorąco", moduł sprężystości, wytrzymałość na rozciąganie "na gorąco", odkształcenia termiczne, przejściowe odkształcenia termiczne, eksplozyjne zachowanie się betonu, włókna polipropylenowe

(Szczegółowe streszczenie pracy w języku polskim znajduje się w aneksie)

AVANT – PROPOS

Le présent travail a été effectué dans le cadre de la préparation d'un doctorat en cotutelle entre l'Ecole National des Ponts et Chaussées et l'Ecole Polytechnique de Cracovie. Les travaux expérimentaux ont été réalisés en collaboration entre le Département Sécurité Structures Feu du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment et la Chaire de Matériaux de Construction et Protection des Ouvrages de l'Ecole Polytechnique de Cracovie. Cette thèse a contribué aux travaux de recherches du projet National BHP 2000 piloté par le Ministère d'Equipement en France. Elle s'est inscrite dans le cadre de l'action menée par le groupe "tenue au feu" dont l'objectif principal était d'étudier le comportement au feu des BHP – Bétons à Haute Performance. Ces études devaient en particulier fournir les bases scientifiques à l'extension du Document Technique Unifié "Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton" et Eurocode 2 "Calcul du comportement au feu" au domaine des BHP.

Après la clôture de ce Projet, les travaux dans le domaine ont été poursuivis dans le cadre de la présente thèse sur les mêmes formulations de bétons afin de compléter et enrichir cette étude.

INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation des bétons à haute performance (BHP) a permis d'élargir le domaine d'emploi des bétons. Grâce à la porosité limitée, la grande durabilité, les qualités rhéologiques et ses propriétés mécaniques remarquables, son emploi se développe fortement. Cependant, lorsqu'ils sont soumis à des températures élevées comme lors d'un incendie ou d'un accident nucléaire, ces bétons denses et compacts peuvent présenter des écaillages, des éclatements voire manifester un comportement explosif. Ceci a été le cas des trois incendies dans les tunnels : le 18 novembre 1996 dans le tunnel sous la Manche, le 24 mars 1999 dans le tunnel sous Mont Blanc et enfin le 30 mai 1999 dans le tunnel de Tauern en Autriche où un accident entre un camion et une voiture a provoqué un incendie. Durant ces incendies, les voussoirs de ces tunnels ont été gravement endommagés par les phénomènes d'écaillage et d'éclatement. Durant ces dernières années de nombreuses recherches ont été entreprises pour comprendre le comportement du béton à haute température. Cette étude expérimentale contribue à ces recherches.

Le travail présenté consiste essentiellement en l'expérimentation. Les travaux ont été réalisés en partie au Centre Scientifique et Technique du Bâtiment à Marne la Vallée, mais aussi dans les laboratoires de l'Ecole Polytechnique de Cracovie. La plupart des propriétés mécaniques ont été étudié au CSTB grâce à un système spécialement conçu et réalisé pour effectuer ces observations. En plus des essais mécaniques réalisés à haute température, ce système permet la réalisation de la mesure des déformations au cours d'échauffement sans et sous charge mécanique. Ce type d'essais permet de mettre en évidence le phénomène de la déformation thermique transitoire. Ainsi, dans la présente étude, beaucoup d'attention a été consacrée aux observations et à la compréhension de ce phénomène et ses origines. Afin de mieux comprendre le comportement du béton à haute température les essais complémentaires de perte de masse au cours de l'échauffement mettant en évidence la cinétique de la déshydratation, les observations des changements de la porosité (fortement liée à la déshydratation) et les observations microscopiques de la structure des bétons au cours de l'élévation de la température ont été conduites à Cracovie.

Ce travail a pour objectif d'étudier et mieux comprendre le comportement des bétons notamment des BHP à haute température. Mais également nous cherchons les éléments de réponse concernant l'explication des mécanismes en jeu notamment le phénomène de l'éclatement. Dès le début des travaux, un de nos objectifs a été de clarifier l'influence des principaux paramètres jouant sur le comportement à chaud des bétons. Ceci nous permettra de mieux comprendre les origines des phénomènes qui ont lieu dans le matériau au cours de l'échauffement, notamment celle de la déformation thermique transitoire. Ce phénomène qui peut provoquer à haute température des déformations très importantes, fait l'objet d'un nombre de travaux limités et ce n'est que récemment que cette caractéristique, encore mal connue est prise en compte dans le Document Technique Unifié et dans l'Eurocode 2.

La première partie de ce document présente une synthèse des travaux réalisés sur l'évolution des propriétés physiques et mécaniques des bétons soumis à haute température. Les résultats présents dans la littérature sont variés, parfois contradictoires et confus.

Tout d'abord, nous exposons les hypothèses concernant la structure du béton et décrivons l'évolution de la composition chimique et de la microstructure du béton sous l'effet de la température. Ensuite, les déformations thermiques du béton et de ses constituants sont analysées. Enfin, nous introduisons la notion de déformation thermique transitoire. Nous illustrons ce chapitre en présentant des résultats d'études expérimentales en particulier, ceux de *Schneider 1976*, *Khoury 1985* et de *Diederichs 1989* mais aussi des travaux de modélisation du comportement du matériau béton sous sollicitation thermo mécanique réalisée au Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.

Dans la suite de l'étude bibliographique, l'évolution des propriétés mécaniques au cours de l'échauffement est analysée. Les évolutions de la résistance en compression, résistance en traction et module d'élasticité sont présentés en fonction des différents paramètres influençant ces comportements. L'influence des conditions de réalisation des essais est notamment discutée. En outre, le comportement au feu est abordé sous l'angle du phénomène de l'écaillage. Nous présentons ainsi le rôle des fibres polypropylène, un moyen efficace de réduire les risques d'apparition du comportement explosif.

La deuxième partie, consacrée à l'étude expérimentale, est constituée de quatre chapitres.

Dans le premier chapitre, nous exposons les matériaux testés, leurs compositions et les constituants utilisés, ainsi que la fabrication de ces matériaux et leur conservation.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du banc d'essais développé, permettant de tester le comportement mécanique à chaud des bétons. Ce nouveau dispositif expérimental spécifique et relativement complexe, a été spécialement mis au point afin de réaliser l'étude de la déformation thermique libre, de la déformation thermique sous charge mécanique, et du comportement en compression et en traction à chaud.

Les résultats expérimentaux obtenus, notamment grâce à l'utilisation de ce dispositif, sont présentés et discutés dans le troisième chapitre.

Dans un premier temps, les résultats d'étude du transfert thermique et du transfert de masse au cours de l'échauffement sont exposés. Nous présentons notamment l'évolution de la température et sa distribution au sein de l'éprouvette, ainsi que la cinétique de la perte de masse au cours du chauffage. Les propriétés de transfert dépendant de façon importante de la structure du matériau et de sa porosité, les observations de l'évolution de ces paramètres par les techniques de porosité au mercure et à l'eau mais aussi les observations microscopiques ont été entreprises. Ceci nous a permis de déterminer les zones d'endommagement du matériau après le chauffage. Le changement de la structure se traduit par le changement des propriétés mécaniques. Les résultats de la variation de la porosité en fonction de la température ont été corrélés avec les valeurs de la résistance en compression testée « à chaud ». Cette approche nous a permis de proposer une courbe de la variation de la résistance en compression en fonction de la porosité.

La majeure partie de cette étude a été consacrée à l'établissement des relations entre le comportement mécanique et la température des différents types de béton. La résistance en compression et le module d'élasticité varient non seulement avec la température d'exposition du matériau, mais aussi avec le scénario d'échauffement (vitesse de montée en température, essais à chaud/après refroidissement, etc.)

Dans les observations que nous avons réalisées, l'influence du rapport E/C des bétons testés a été étudiée pour trois valeurs de ce paramètre (0.3, 0.4 et 0.5). L'influence de l'ajout des fibres polypropylène sur les propriétés mécaniques des BHP a également été examinée.

Nous avons également réalisé l'étude comparative du comportement en compression des BHP fibrés dans deux conditions de réalisation des essais. Les valeurs de la résistance en compression et du module d'élasticité testée « à chaud » ont été comparées avec les valeurs « résiduelles » c'est à dire obtenue après le refroidissement du matériau.

Les observations de l'évolution des propriétés mécaniques réalisées nous ont permis de constater que les résultats du comportement à haute température sont fortement influencés par la présence de l'eau dans le matériau, surtout dans la gamme de températures jusqu'à 300°C.

En complément de l'étude du comportement en compression, nous avons étudié la possibilité de réalisation des essais de traction directe sur le matériau béton « à chaud ». Diverses solutions ont été envisagées et testées, afin de retenir la technique plus adaptée à nos besoins. Les premiers résultats sont très prometteurs. Il faut souligner que le nombre d'études expérimentales du comportement en traction directe « à chaud » est extrêmement faible.

Une grande partie de la recherche a été consacrée à l'étude de la déformation thermique transitoire (DTT). Ce comportement, encore mal connu et souvent controversé, appelé « fluage thermique transitoire » a été étudié sur trois bétons à haute performance (BHP) et un béton ordinaire (BO).

Parmi les paramètres influençant la DTT nous pouvons citer : le taux de chargement, l'histoire du chargement thermo mécanique, la vitesse de montée en température ou la teneur en eau du béton. De plus, nous avons étudié l'existence du phénomène de la DTT sous charge mécanique en traction.

Première Partie : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

NOTATIONS

λ -conductivité thermique [W/m.°C]
 α_T -coefficient de dilatation thermique [$10^{-5}/^{\circ}\text{C}$]
E -module d'élasticité
 f_c -résistance mécanique caractéristique à la compression
 f_t -résistance mécanique caractéristique en traction
 r_m - rayon moyen, surface/ périmètre (en cm)
 σ - niveau de sollicitation
 σ_{ult} - contrainte limite (résistance en compression)
 α - taux de chargement
 $\varepsilon_{tot}(\sigma, T)$ - déformation totale sous température et chargement
 $\varepsilon_{el}(\sigma_{20^{\circ}\text{C}})$ - déformation élastique à 20°C
 $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ - déformation transitoire
 $\varepsilon_{th}(T)$ - dilatation thermique
 $\varepsilon_{th}(sh)$ - retrait de dessiccation
 $\bar{\varepsilon}(T)$ - déformation thermique transitoire normalisée

NOMENCLATURE et ABREVIATIONS

BHP - Béton à Hautes Performances
BO - Béton Ordinaire
DT- déformation thermique
DTSC -déformation thermique sous charge mécanique
DTT- déformation thermique transitoire
DTT_{norm}- déformation thermique transitoire normalisée
M30 C - béton ordinaire de granulats calcaire, résistance en compression moyenne attendue, $f_{c_{moyen}} = 30$ MPa
M75 C - béton à haute performance de granulats calcaire, $f_{c_{moyen}} = 75$ MPa
M75 SC - béton à haute performance de granulats silico - calcaire, $f_{c_{moyen}} = 75$ MPa
M100 C - béton à haute performance de granulats calcaire, $f_{c_{moyen}} = 100$ MPa
C - granulats calcaires
SC - granulats silico-calcaire
ATD - Analyse Thermique Différentielle
ATG - Analyse Thermo Gravimétrique
C/S - rapport massique CaO sur SiO₂
C₂S - silicate bicalcique
C₃A - aluminat tricalcique
C₃S - silicate tricalcique
Ca(OH)₂, CH - portlandite, hydroxyde de calcium ou chaux hydratée
CaCO₃ - calcaire
CaO- chaux libre
CO₂ - dioxyde de carbone
CSH - silicate de calcium hydraté
H.R. - humidité relative
RAG - Réaction Alcali-Granulat
RILEM - Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions
E/C - rapport massique Eau sur Ciment
E/L - rapport massique Eau sur Liant (ciment + fumée de silice ou autres additions)

1. Microstructure du béton durci

Le béton durci est un matériau très hétérogène. Cette hétérogénéité est le résultat de la large étendue granulométriques des granulats mais aussi de la diversité des produits d'hydratation, très sensibles aux conditions d'hydratation et de conservation (température, humidité relative). De manière la plus générale le matériau béton, est un composite dans lequel on distingue deux phases : la matrice (pâte du ciment durcie) et les granulats (gravillons et sable). Nous présentons ci-après la microstructure de la pâte de ciment, ses principaux hydrates avec les modèles morphologiques de sa structure proposée par *Diamond, 1986, Feldman et Sereda, 1968* ainsi que la structure de l'interface pâte/granat (appelé auréole de transition).

1.1. Microstructure de la pâte de ciment

Les principaux composants du ciment Portland sont les suivantes :

- 60 à 65% - **C₃S** = 3CaO·SiO₂ - silicate tricalcique (Ca₃[SiO₄]O - alite)
- 20 à 25% - **C₂S** = 2CaO·SiO₂ - silicate bicalcique (β Ca₂[SiO₄] - bélite)
- 8 à 12% - **C₃A** = 3CaO·Al₂O₃ - aluminate tricalcique (C₃[Al₂O₆] - célit)
- 8 à 10% - **C₄AF** = 4CaO·Al₂O₃·Fe₂O₃ - alumino-ferrite tétracalcique

Ces constituants du ciment présentent des réactions hydrauliques, c'est-à-dire qu'ils se transforment en présence d'eau en hydrates qui précipitent et s'organisent en une structure mécaniquement résistante. On appelle hydratation l'ensemble des réactions chimiques qui se produisent entre l'eau et ciment. La prise est un passage entre l'état de suspension à celui du solide. Les principaux hydrates simples formés sont les suivants: **silicate de calcium hydraté CSH**, **portlandite Ca(OH)₂** (ou hydroxyde de calcium), **aluminates de calcium hydraté, ettringite (3CaO·A₂O₃·3CaSO₄·32H₂O)** etc. La réaction principale de l'hydratation du ciment peut être présentée de façon simplifiée :

C₃S silicate tricalcique



C₂S silicate bicalcique

Si on prend pour les CSH, un rapport molaire C/S=1,5 cette équation s'écrit :



Pour un ciment donné, les quantités de CSH et de Ca(OH)₂ formées dépendent essentiellement du rapport E/C et du temps de réaction. En moyenne, une pâte du ciment durcie ordinaire contient 50-70% de CSH et 25-27% de Ca(OH)₂. Dans le cas des pâtes de ciment à haute performance, la quantité de phase CSH est encore plus importante. Ceci est favorable à l'augmentation de la résistance. En effet, la portlandite n'a que peu d'importance du point de vue de la résistance mécanique, ses cristaux de taille importante sont susceptibles de limiter la résistance en compression du béton. De plus, la portlandite est facilement soluble dans l'eau ce qui diminue la durabilité du béton. Afin d'éliminer partiellement la portlandite, la fumée de silice peut être additionnée à hauteur d'environ 10 % de la quantité de ciment. La fumée de silice, du fait de la taille de ses grains, inférieure à celle de grains de ciment augmente également la compacité de la matrice. De plus la fumée de silice par sa réaction pouzzolanique consomme de la portlandite et forme le gel CSH. Ceci permet ainsi d'augmenter les performances (résistance, durabilité...) du béton. L'utilisation de la fumée de silice accompagnée de plastifiants est très répandue dans la fabrication des bétons à haute performance.

1.1.1. Modèles morphologiques de la structure du gel CSH

La structure de la pâte de ciment durci, composée de plusieurs variétés de silicates de calcium hydratés, est appelée gel de CSH. Les observations microscopiques des particules de CSH ont permis de les classer en quatre types morphologiques (classification de *Diamond, 1986*) :

Type I – feuilletés très minces qui s'enroulent sur eux-mêmes en formant des tubes creux rayonnant autour des grains de ciment ; cette forme est visible pendant les premiers âges de l'hydratation.

Type II – nids d'abeilles, forme alvéolaire

Type III – il apparaît sous une forme de petits disques ou de sphères assemblées pour former des particules plus massives.

Type IV – structure dense et amorphe.

Les CSH de type I et II cristallisent au début de la prise, dans l'espace disponible entre les grains anhydres. Les types III et IV sont les hydrates tardifs (appelés les hydrates internes) qui peuvent occuper la place des grains anhydres d'origine. Les différentes formes du gel CSH sont présentes sur la Figure 1.

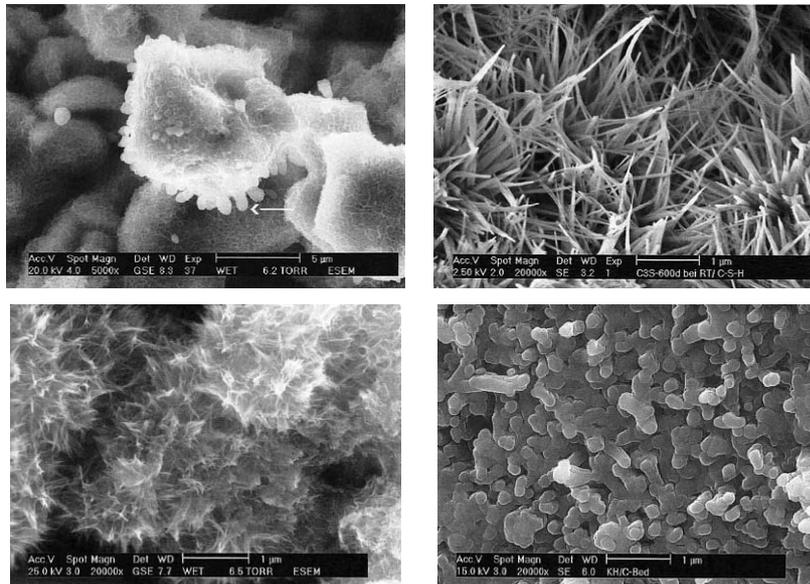


Figure 1: La diversité des formes du gel CSH. Source Stark et al 2001 [188].

Le modèle proposé par *Sereda et al, 1968* pour les CSH de type I est fondé sur une structure en lamelles (Figure 2). Chaque lamelle a une forme de 2 à 3 feuillets d'une épaisseur de trois couches moléculaires, avec une extension de l'ordre du dix micromètres dans les deux autres directions et dont les pores d'une trentaine d'Angström [30×10^{-10} m] contiennent de l'eau en insertion. Chaque feuillet est composé d'une couche centrale d'octaèdres de chaux insérés entre deux couches de tétraèdres de silice. Dans cette structure proposée par *Sierra, 1980*, l'eau peut apparaître sous trois formes : **interfeuillet**, **interlamellaire** et **hydroxylique**. L'eau est également adsorbée sur les faces externes des lamelles et se trouve à l'état libre ou quelque peu structurée dans les pores interlamellaire qui peuvent atteindre quelques dizaines d'Angströms. La valeur avancée est d'environ 20Å. La molécule d'eau a une dimension de 2.6 Å, ce qui implique qu'il ne peut pas y avoir plus de 6 à 7 molécules d'eau remplissant l'espace entre les feuillets.

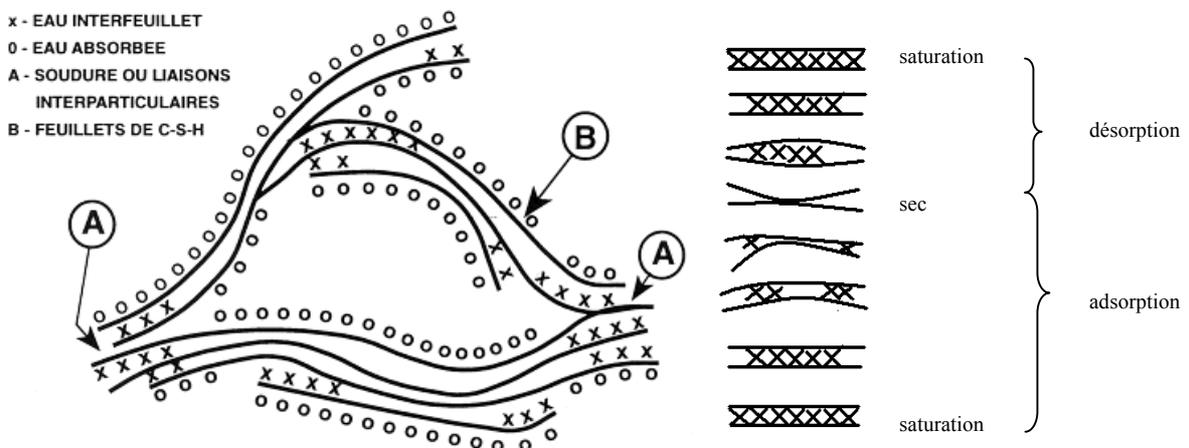


Figure 2 : Modèle des particules de CSH avec les particules d'eau présentes sous forme libre ou absorbée Feldman et Sereda, 1968

1.1.1. Liaisons présentes entre les particules du gel CSH

Les particules (les feuillettes) sont liées entre elles par les forces superficielles ou parfois par des liaisons ioniques covalentes rigides. Ces liaisons entre les feuillettes se renforcent au cours de séchage, mais seraient détruites lors de l'humidification (*Baroghel-Bouny, 1994*), ce qui explique que la résistance mécanique du béton à l'état humide soit plus faible que celle du matériau sec. Des forces physiques qui s'exercent entre les feuillettes de nature hydrophile, séparés par une mince couche d'eau, sont les suivantes :

- les forces de VAN DER WAALS – (attractives),
- les forces électrostatiques – (répulsives),
- les interactions stériques et les forces dues à la structuration de l'eau – (répulsives).

Les modèles de la structure du gel CSH proposé par *Feldman et Sereda*, permettent d'interpréter l'influence de l'humidité relative sur les propriétés physiques et mécaniques de la pâte de ciment (résistance, retrait, fluage). Sur la Figure 2 nous pouvons voir de façon simplifiée les phénomènes de désorption et d'adsorption de l'eau qui est principalement liée aux mouvements de l'eau interfeuillet. De la même façon, dans le modèle de *Munich, 1976* (Figure 3), les mécanismes de retrait et de gonflement sont attribués aux mouvements de l'eau dans la structure du gel CSH. Dans le gel CSH sec, les particules sont à l'état de contraction, du fait des forces de tension superficielle. Les forces de tension sont réduites par l'eau absorbée sur les particules. L'augmentation du volume est évidente. Le gonflement complémentaire est provoqué par la pression de disjonction.

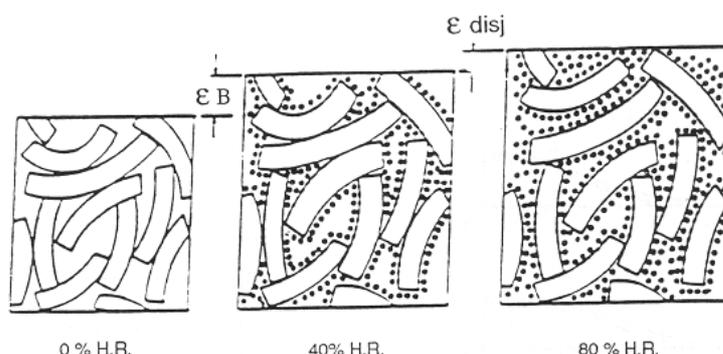


Figure 3: Modèle de Munich 1976 de gonflement du gel CSH en trois différents états d'humidité, source Wittmann 1987

1.2. Eau dans la microstructure du béton

L'eau dans le béton peut être présente sous des formes différentes, comme l'**eau libre**, **capillaire**, **adsorbée** à la surface des constituants solides, **chimiquement liée avec les hydrates du ciment**, **absorbée par les granulats**. Tous les vides de la matrice sont plus ou moins remplis d'eau. La présence d'eau dans le matériau, mais surtout son mouvement au cours de la vie de l'ouvrage, est responsable de l'apparition de phénomènes comme : retraits de dessiccation, gonflement, fissuration du béton lors des cycles gel – dégel, etc. Nous allons voir dans la suite quel sera son rôle dans le comportement mécanique du matériau béton, mais avant tout nous allons étudier son rôle sur le comportement du béton à la haute température. Son influence sur le comportement de la déformation thermique transitoire sera étudié aussi bien que sa contribution sur les risques d'éclatement. L'eau va donc jouer un rôle essentiel dans le comportement de matériau durci non seulement du point de vue de son comportement mécanique mais aussi de la durabilité.

Dans le béton presque la moitié de l'eau de gâchage est consommée par les réactions d'hydratation, environ 40% se trouve dans les pores des hydrates, 10% se loge dans les vides présents dans la matrice. L'état hydrique dépend essentiellement de l'humidité relative, du degré d'hydratation, donc de l'âge et du type et de la taille des pores.

1.2.1. Eau libre et capillaire

Les fissures et gros pores sont des volumes dans lesquelles réside de l'**eau libre**. L'eau libre n'est pas dans le champ d'influence des forces superficielles. L'**eau capillaire** est constituée de la phase

condensée remplissant le volume poreux et séparée de la phase gazeuse par des ménisques. Elle obéit donc aux lois de la capillarité. L'évaporation de l'eau libre et capillaire s'effectue entre 30 et 120°C. Mais, si la vitesse de montée en température est élevée, la vapeur n'arrive pas à s'échapper de l'échantillon (*Khoury, 1983*). Seulement 3 % de l'eau s'évapore de l'échantillon chauffé à une vitesse de montée en température de 1°C/min à 100°C, tandis qu'avec une vitesse de 0,2°C/min la quantité d'eau évaporée à cette température atteint 9%.

1.2.2. Eau adsorbée et chimiquement liée

L'eau consommée durant les réactions d'hydratation du ciment est combinée avec d'autres composants tels que calcium ou silice. En considérant le modèle lamellaire du gel de CSH, l'eau dans les CSH peut apparaître sous trois formes : **interfeuille**, **interlamellaire** et **hydroxylique**. Il s'agit d'eau adsorbée sur la surface solide, sous l'action des forces intermoléculaires de *Van der Waals* et des forces électrostatiques (liaisons hydrogène). Cette eau adsorbée est donc soumise à des champs de forces superficielles émanant du solide. Ces forces décroissent lorsque l'on s'éloigne de la paroi solide.

- **L'eau hydroxylique** – les hydroxyles OH liés aux atomes Si et Ca se trouvent sur les faces internes et externes des feuillettes. Il y a deux OH par feuillet (l'eau chimiquement liée)
- **L'eau interlamellaire** – c'est l'eau des micropores, adsorbée à la surface externe des particules (lamelles). L'eau interlamellaire est une eau structurée, soit fixée sur un hydroxyle isolé, soit liée à d'autres molécules d'eau. Les épaisseurs des espaces entre les feuillettes du gel sont inférieures à 20 Å. En sachant que l'épaisseur moyenne d'une couche de H₂O est de 2,6 Å, nous pouvons observer que 6 couches d'eau peuvent être adsorbées à la surface des lamelles (*Sierra 1974 repris par [9]*)
- **L'eau interfeuille** – c'est une eau moléculaire, de très faible degré de liberté. Les quatre molécules H₂O interfoliaires seraient chacune triplement liées par des ponts hydrogènes comme dans la structure de la glace. L'eau interfeuille intervient dans la cohésion intrinsèque de la lamelle. Il semblerait que seul un puissant séchage puisse extraire ces molécules d'eau qui seraient alors enlevées de manière irréversible (*Diamond 1986 repris par [9]*).

Le squelette de la matrice de béton présenté dans la Figure 2, présente les molécules d'eau entre les feuillettes. A part l'eau inter-feuille (l'eau dans les nanopores) qui s'évapore entre 30 et 120°C, nous pouvons distinguer l'eau absorbée à l'intérieur ou à l'extérieur des feuillettes CSH qui est fortement liée au matériau et peut s'évacuer à des températures beaucoup plus élevées d'environ 120°C – 300°C. L'augmentation de la température provoque la libération de l'eau chimiquement liée qui se traduit par la déshydratation de la pâte de ciment. Tous les processus d'évacuation de l'eau libre, liée et adsorbée sont difficiles à dissocier ce qui ne facilite pas les observations scientifiques.

1.3. Interface «pâte – granulats»

Dans les bétons ordinaires, l'interface pâte granulats, appelée aussi **l'auréole de transition**, est plus poreuse et mieux cristallisée que la matrice. Il existe des modèles de la zone de transition proposés par *Monteiro, 1986 [129]*, *Zimbelman, 1998 [203]*. Nous présentons sur la *Figure 4* le modèle de *Diamond, 1986 [206]*. On observe, autour des granulats, une zone de pâte hydratée particulière. Sa première couche, plus proche de la surface des granulats, très compacte est composée de cristaux de portlandite orientés perpendiculairement aux granulats [206]. La deuxième couche d'épaisseur 0,5 µm, est composée de feuillettes de CSH. Après la deuxième couche de Ca(OH)₂, nous passons dans la zone de forte porosité avec des grains de grande dimension et de faible cohésion et par conséquent de moindre résistance mécanique que la matrice. Cette zone représente le point faible des bétons soumis aux sollicitations mécaniques et les premières fissures contournent les granulats et passent à travers la matrice.

La qualité de la zone de transition dépend fortement de la nature des granulats. Nous distinguons les granulats **réactifs** et **neutres** en contact avec la pâte de ciment. Les granulats calcaires (réactifs) présentent les plus fortes liaisons avec la pâte de ciment du fait des réactions chimiques qui se produisent au cours du temps et augmentent les forces d'adhésion [155]. La réaction entre le CaCO₃ provenant des granulats calcaires et les aluminates tricalciques et les aluminoferrites tétracalciques engendrent une formation des monocarbo - aluminates de calcium C₃A·CaCO₃·H₁₁. Ainsi, la zone de transition entre les granulats calcaires et la pâte de ciment est plus résistante et de perméabilité plus faible. L'augmentation de la résistance du matériau béton réalisée avec les granulats de cette nature a été observée [119] contrairement aux granulats du type quartz, qui sont neutres par rapport à la pâte

de ciment. Par ailleurs les liaisons entre la pâte et granulats concassés sont plus fortes qu'avec des granulats roulés [119].

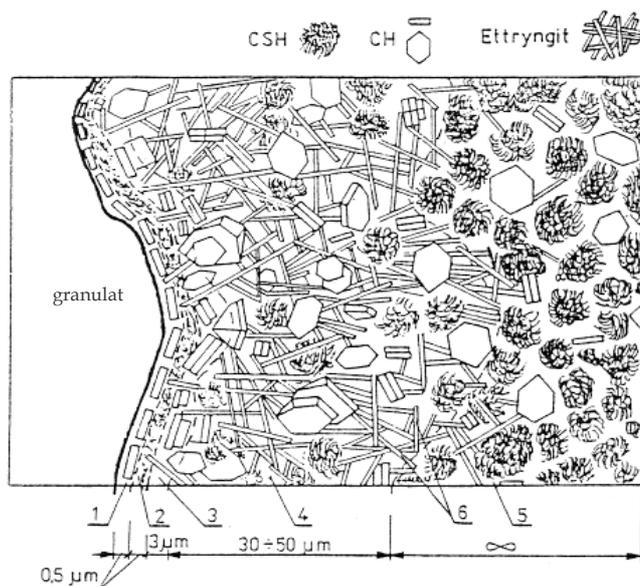


Figure 4 : Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un BO : 1- couche continue de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, 2 - couche de CSH, 3 - couche de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, 4 - zone poreuse, 5 - pâte du ciment hors de l'auréole de transition, 6 - ettringite, source Diamond 1986 [206]

Pour les bétons à haute performance, modifiés par l'ajout de fumée de silice, nous pouvons obtenir une réduction de la porosité et de l'épaisseur de cette zone. En comparant avec le BO, où l'auréole de transition est d'environ 50 μm , son épaisseur pour les BHP est limitée à 12 μm . Certaines sources [2] [188], signalent absence de la zone de contact dans les bétons à haute performance (Figure 5) où l'ajout de la fumée de silice permet la consommation de la portlandite, en densifiant la structure du matériau, tout en améliorant ses performances mécaniques. La qualité de la zone de transition dépend aussi du rapport E/C (eau/ciment). Lorsque E/C augmente, cette zone devient plus épaisse, plus poreuse et par conséquent moins résistante. Nous pouvons trouver dans Brandt, 1998 l'état de l'art sur l'influence de la zone de transition sur les propriétés mécaniques des bétons, tout en analysant l'influence des divers paramètres sur la qualité de la zone de transition.

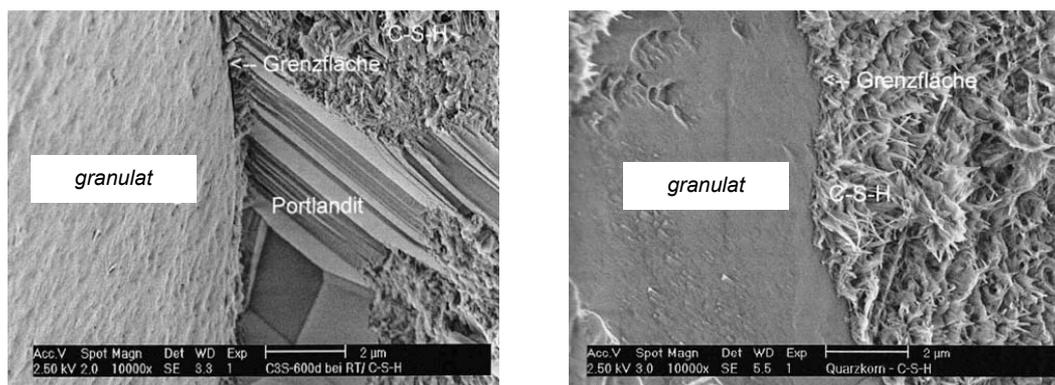


Figure 5 : Microstructure de la zone de contact entre la pâte et le granulat a) béton sans fumée de silice ; les cristaux de portlandite dans la zone de transition sont orientés perpendiculairement aux granulats, b) béton avec fumée de silice, absence de la zone de transition, homogénéité du gel CSH. Source Stark et al. 2001 [188].

2. Effets de la température sur la structure et les propriétés thermiques et physiques du béton

En cours de l'échauffement du béton, on observe de nombreux phénomènes physico-chimiques et des transformations qui modifient sa microstructure. Dans la première partie de ce chapitre, nous présentons les transformations des composants du béton : granulats et pâte de ciment au fur et à mesure de leur échauffement. Le rôle des additions puzzolaniques telles que la fumée de silice et les laitiers de hauts fourneaux sera brièvement exposé. Finalement, l'évolution de l'état hydrique du matériau au cours du séchage sera analysée aussi bien que les processus de changement de phases de l'eau en gaz, l'apparition des pressions de vapeur, l'évaporation et le séchage suivis par la déshydratation.

2.1. Evolution des composants et de la structure du béton

2.1.1. Evolution de la pâte de ciment

Dans les chapitres précédents nous avons présenté la structure de la pâte de ciment, en mettant en évidence l'influence de l'eau présente dans la structure sur les propriétés physiques et mécaniques, notamment sur les forces d'adhérence entre les feuillettes du gel CSH.

Nous allons maintenant analyser l'évolution de la pâte de ciment durci pendant l'échauffement depuis la température ambiante jusqu'à 1300°C, température à laquelle le matériau se décompose. Cette évolution est fortement liée à l'évaporation de l'eau et les processus de déshydratation des hydrates formant la matrice cimentaire. Les transformations qui accompagnent le processus de la déshydratation enregistrées sur la courbe issue de l'analyse thermique différentielle d'un gel CSH caractérisé par le coefficient C/S=1 (CaO/SiO₂) sont présentés sur le graphique suivant (Figure 6). Nous pouvons observer deux pics caractéristiques, un pic endothermique à 140°C, dû au départ d'eau et un pic exothermique aux alentours de 840°C correspondant aux changements morphologique de la phase du gel CSH.

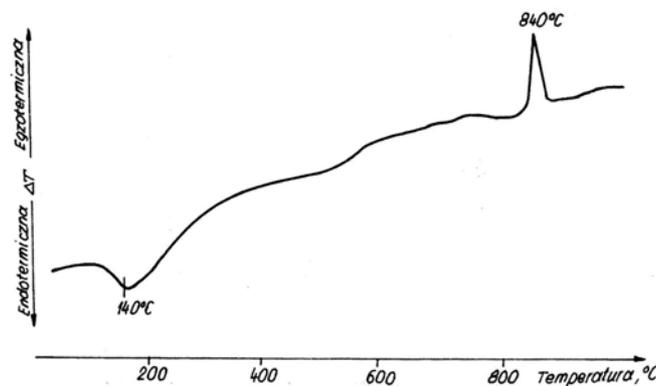
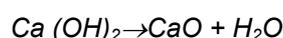
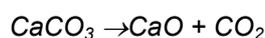


Figure 6. ATD (analyse thermique différentielle) du gel CSH, C/S=1 [155].

Dans la pâte de ciment chauffé, tous les changements commencent par l'évaporation de l'eau libre et la décomposition de l'ettringite, avant la température de 100°C. On observe les premiers signes de la décomposition du **gel CSH** à 180°C. Selon certains auteurs sont même observés avant. Jusqu'à la température 300°C, la déshydratation est assez rapide. Notamment dans la gamme des températures 80°C - 200°C (avant 90°C selon certaines sources [29]) se produit la déshydratation de l'ettringite conduisant à la libération de 32 molécules d'eau. Lorsque l'on dépasse 300°C, l'eau la plus fortement liée qui participe à la constitution des hydrates, commence à s'évaporer. Entre 450 et 550°C, on observe les premiers signes de la décomposition de la **portlandite** :



La deuxième étape de la décomposition des hydrates est observée à partir de 700°C, avec la vitesse plus lente et la formation de β -C₂S. Le calcaire se décompose autour de 800°C en:



avec un dégagement de chaleur et la libération du gaz carbonique. Aux températures au-dessus de 1300°C certains constituants fondent ce qui provoque la destruction complète du matériau.

Les transformations des principaux composants de la pâte de ciment Portland au cours de l'échauffement sont présentées sur la Figure 32 et proviennent de la publication de *Castellotea et al.* 2004 [29]. L'évolution de la composition de la pâte au cours de l'échauffement a été déterminée grâce à la technique de la diffraction des neutrons au ESRF de Grenoble (European Synchrotron Radiation Facility). Le cycle de chauffe appliqué était de 1°C/min jusqu'à 700°C. Les six composants de base ont été étudiés : portlandite, ettringite, calcite, larnite, silicate de calcium hydraté (gel CSH) et CaO.

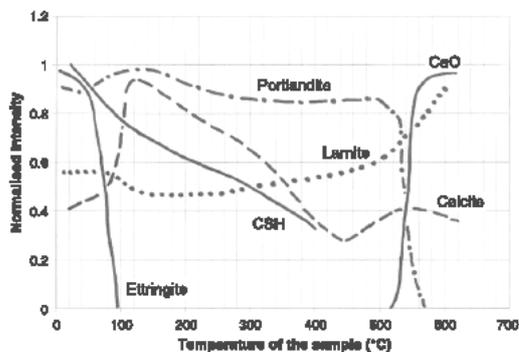


Figure 7: Evolution de la quantité des phases de la pâte de ciment Portland au cours de l'échauffement. Valeurs obtenues par la technique de diffraction des neutrons. Source Castellotea et al. 2004 [29].

Nous observons tout d'abord la disparition de l'ettringite avant que le matériau atteigne 100°C. La déshydratation du gel CSH est progressive, même avant 100°C, nous observons le début de la déshydratation. Ceci signifie que le séchage à 105°C utilisé habituellement pour faire partir l'eau libre du matériau, provoque la déshydratation du CSH - c'est à dire modifie la structure du matériau. La déshydratation de la portlandite qui devient significative à 500°C est accompagnée naturellement de l'augmentation de la quantité de CaO.

En regardant les transformations de la morphologie du gel CSH, au cours de l'échauffement nous observons encore une fois le rôle important de l'eau présente dans le matériau. Rappelons que les liaisons entre les feuillets du gel sont de nature chimique et de cohésion (Van der Waal). Les liaisons chimiques sont beaucoup plus importantes que les forces de cohésion. Les forces cohésives représentent à peu près 50% de la résistance en compression de la pâte de ciment (*Wittman repris par Khoury*, [96]). Ceci est dû à la grande surface spécifique du gel CSH qui est de 250-300 [m²/g]. La surface spécifique des CSH est environ 1000 fois supérieure à celle du ciment (0.3 [m²/g]). Comme cela est proposé dans le paragraphe 1.2, entre les feuillets du gel logent les particules d'eau en forme des couches. Ainsi durant l'évacuation de l'eau du matériau sous l'effet de la température croissante les propriétés mécaniques vont varier significativement.

Un phénomène très intéressant appelé «**l'autoclavage interne**» est observé dans les bétons chauffés. La vapeur d'eau qui remplit le réseau poreux tend à s'échapper du béton. Si elle n'arrive pas à s'échapper facilement (cas des bétons denses – BHP), la pression de vapeur augmente. La température et la pression de la vapeur qui augmentent, favorisent l'apparition des réactions hydrothermiques. Les réactions de ce type entraînaient des changements significatifs de la microstructure des hydrates. Le phénomène est bien connu dans le domaine de la préfabrication qui emploie parfois des autoclaves.

Le phénomène dans le cas des pâtes de ciment soumises aux températures élevées a été observé par *Piasta 1984*. Il conduit à une augmentation de la quantité de Ca(OH)₂. Au-delà de 200 °C, la carbonatation de la portlandite s'accélère. Ceci se manifeste par la diminution de la quantité de Ca(OH)₂ corrélativement à l'augmentation de la quantité de CaCO₃ (Figure 8).

La présence d'eau, sous forme de vapeur à haute température, peut également modifier la structure physique et chimique de la pâte de ciment. La combinaison des conditions hygrothermiques selon *Verbeck et al* [198], peut provoquer les changements de la nature des hydrates. Les changements dépendent principalement du rapport C/S (CaO/SiO₂), de la température et de la pression qui règne dans le matériau. La valeur du rapport C/S influence la formation de diverses formes d'hydrates entraîne la création des diverses formes des hydrates aux propriétés mécaniques différentes.

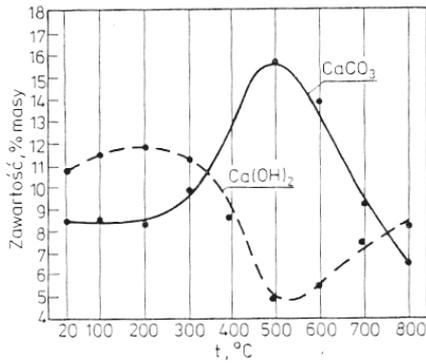


Figure 8 : Evolution de la quantité de portlandite et de calcite dans une pâte de ciment, au cours de l'échauffement, [155]

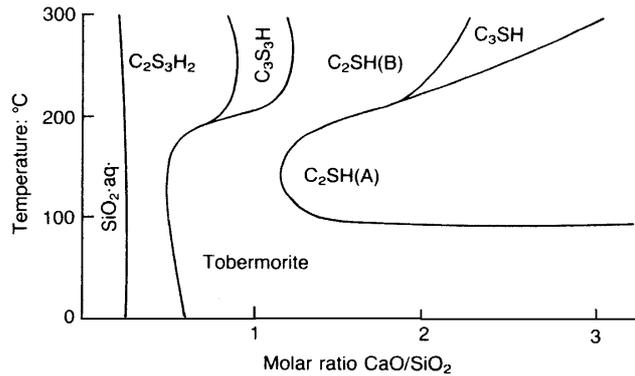


Figure 9: Influence du rapport C/S et de la température sur la nature des hydrates lors des réactions hygrothermiques (Verbeck et Copeland [198])

La Figure 9 provenant de l'étude de Verbeck *et al*, [198], montre que pour une pâte de ciment de rapport C/S proche de 1, un gel de tobermorite se forme. Lorsque la température dépasse 180-200°C, d'autres types de silicates, du type xonolite et hillebanlite, peuvent se former. Les réactions hygrothermiques qui sont recherchées en autoclave pour augmenter la résistance au jeune âge du béton, peuvent apparaître durant l'échauffement du matériau et en présence pressions internes de vapeur d'eau. Ainsi, la nature des hydrates peut changer au cours de l'échauffement affectant la résistance et le module d'élasticité.

Cependant, la déshydratation reste un de phénomènes majeurs durant l'échauffement de la pâte de ciment. La déshydratation change les hydrates en anhydres. Le volume des anhydres qui se créent est inférieur à celui des hydrates de départ. Ceci entraîne une augmentation de la porosité du système. La porosité totale augmente et la taille caractéristique des pores change.

Porosité au mercure

Dans l'espace poreux des bétons nous pouvons distinguer trois groupes des vides : les pores intrinsèques des hydrates, les pores capillaires et les bulles d'air et fissures. La technique le plus fréquemment utilisée pour mettre en évidence la distribution de taille de pores dans le matériau est la méthode de **l'intrusion de mercure**. Cette technique permet de détecter les pores capillaires, dont la taille oscille entre environ 4 nanomètres et quelques microns (≈ 7500 nm). L'étude de la variation de la porosité en fonction de la température à été menée notamment par [142] (voir l'exemple des résultats en Figure 10) mais aussi par [4] et [45]. Notons néanmoins que les valeurs mesurées sont à prendre avec une certaine précaution [40], [41]. L'exactitude de cette technique peut être contestée. Premièrement la taille de l'éprouvette utilisée n'est pas représentative. Il est inapproprié de parler de *'la porosité du béton'*. En réalité les mesures de la porosité au mercure sont effectuées sur les éclats de mortier provenant de l'échantillon de béton. Il existe aussi, surtout dans le cas des bétons chauffés, un risque d'erreur liée directement à la technique de réalisation des tests par intrusion de mercure. L'application progressive de la pression d'intrusion, entraîne probablement un endommagement de la structure poreuse du matériau déjà détérioré par la température. Cependant, cette technique reste toujours un des outils d'étude de la structure des matériaux poreux, permettant d'établir un histogramme des diamètres d'accès des pores. Il est à noter qu'une autre technique permettant la détermination de tailles de pores plus petites existe (Jumppanen *et al*, 1986 [91]). Elle est basée sur **la désorption d'azote** et permet de déterminer les porosités plus fines, comprises entre 1 et 10 μm .

Porosité à l'eau

Une deuxième façon d'étudier la porosité totale du matériau, sans possibilité de déterminer les classes des pores selon leur diamètre, est la technique de la 'porosité à l'eau'. Elle permet de déterminer le volume de la porosité accessible à l'eau, donc la porosité capillaire. La technique consiste en la réalisation d'une série des pesés du matériau saturé d'eau, à sec et par pesée hydrostatique. Les résultats des mesures de l'évolution de la porosité à l'eau en fonction de la

température réalisés par *Tsimborovska, 1989 [195]* sur un BO et un BHP ont été représentés sur la Figure 11.

La comparaison des valeurs de la porosité totale déterminées par les techniques d'intrusion de mercure et porosité à l'eau, montre que cette dernière technique conduit aux valeurs de porosité les plus élevées [159].

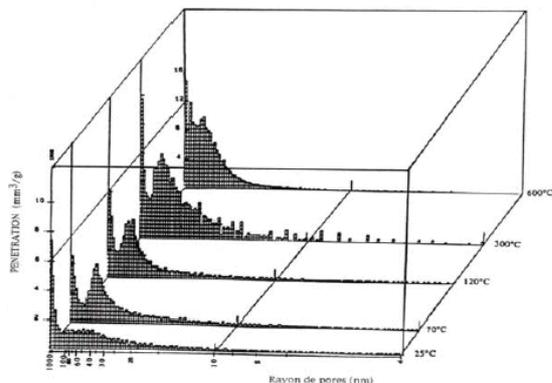


Figure 10 : Distribution des pores dans les bétons chauffés obtenus par porosité au mercure. Source Noumowé 2003 [145]

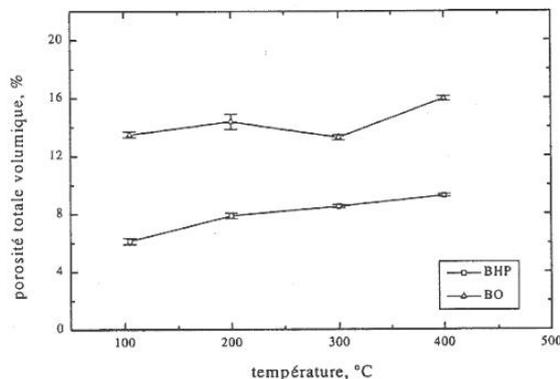


Figure 11 : Porosité totale des bétons BO et BHP en fonction de la température obtenue par *Tsimborovska, 1998 [195]* par la mesure de porosité à l'eau

2.1.2. Evolution des granulats

Les granulats constituent le squelette en principe inerte du béton aux températures ambiantes (sauf cas pathologique, comme celui d'une réaction alcali-granulat), mais aux températures élevées leur comportement est totalement différent. La montée en température provoque des changements de la structure des minéraux qui constituent la roche. Prenons les **granulats siliceux** fréquemment utilisés pour la fabrication du béton (minéraux: quartz, calcédoine, opale, silice). Dans la structure de ces minéraux contiennent de l'ordre de 20% d'eau combinée [58]. Cette eau, entre 120 - 600°C est capable de se libérer partiellement en réduisant la résistance de ce matériau. Ce départ de l'eau peut entraîner un clivage des granulats. Un autre phénomène concerne le quartz à 575°C. Un changement de phases avec un changement de volume de 1 à 5,7 %. Le quartz présent dans les granulats siliceux SiO_4 est un édifice de tétraèdres (un atome de silicium entouré de 4 atomes d'oxygène) soudés par les sommets, en chaînes. C'est une forme stable à basse température de la silice. Au-dessus de 573°C à la pression ambiante une légère rotation de liaisons entre tétraèdres, conduit à une forme cristalline de symétrie hexagonale; le quartz β . La température de transition du quartz α - β peut augmenter avec la pression [163].

Ainsi ces deux phénomènes qui apparaissent dans les granulats à base de quartz, peuvent provoquer l'endommagement de la structure du béton.

Les granulats **calcaires** présentent un bon comportement thermique jusqu'à 700°C. Cette température est le début de la transformation de CaCO_3 en CO_2 et CaO . Le CaO libre présent dans les bétons chauffés puis refroidis réagit avec l'humidité et se transforme en Ca(OH)_2 en multipliant son volume par 2,5. Cette réaction peut expliquer la diminution de la résistance résiduelle (résistance mesurée après refroidissement) par rapport à la résistance à chaud des bétons à granulats calcaires chauffés au-delà de 700°C.

Les granulats constituent 60-80% du volume du béton. Les variations de leurs propriétés durant l'échauffement ont une grande influence sur les propriétés du composite.

Les propriétés d'un « bon » granulats du point de vue de l'utilisation à haute température sont:

- un faible coefficient de déformation thermique,
- l'absence de déformations résiduelles après refroidissement,
- une stabilité thermique, c'est à dire , un faible nombre de pics sur les courbes d'analyse thermique différentielle et d'analyse thermo gravimétrique ; soit peu ou pas de changements des phases,
- une structure mono minérale de la roche composante du granulats .

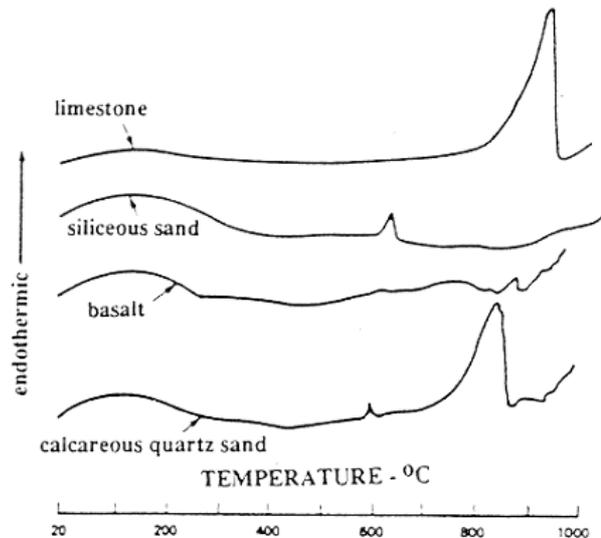


Figure 12: Courbes ATD des différents granulats. De haut en bas : calcaire, sable siliceux, basalte, sable silico-calcaire. Source Khoury, 1992 [96]

Dans la Figure 13 nous avons regroupé les principaux phénomènes discutés dans les § 2.1.1 et §2.1.2 liés aux changements des composants du matériau béton au cours de l'échauffement. Il est nécessaire de mentionner que les propriétés du matériau vont aussi dépendre de l'interaction entre la pâte et les granulats et du comportement de l'auréole de transition. Nous allons revenir sur ce point en examinant les déformations thermiques de la pâte et des granulats au cours de l'échauffement. Nous allons aussi évoquer le phénomène de la déformation thermique transitoire (ou de fluage thermique transitoire) qui pourrait réduire les contraintes dues aux déformations différentielles entre la pâte qui se rétracte et les granulats qui se dilatent.

20°	Début du départ de l'eau	éclatement	réactions hygrothermiques
100°C	Départ de l'eau libre 80°C-150°C déshydratation de l'ettringite 150-170°C décomposition du gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ 171°C fusion des fibres polypropylène Début de la déshydratation du CSH		
200°C	Augmentation de la pression interne Petits pics endothermiques indiquant des effets de décomposition et d'oxydation d'éléments métalliques (ferriques) peuvent apparaître.		
300°C	Clivage des granulats silico-calcaires Température critique de l'eau (374°C)		
400°C	Décomposition de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$	fissuration	
500°C	Changement des phases du quartz β - α (573°C)		
600°C	Deuxième phase de la décomposition du gel CSH avec la formation de β -C ₂ S. C'est la seconde étape de la déshydratation des silicates de calcium hydratés qui produit une nouvelle forme de silicates bicalciques		
700°C	Décomposition du carbonate de calcium. Le calcaire se décompose autour de 700°C en $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$, réaction fortement endothermique qui libère du gaz carbonique		
800°C			
.....			
1200°C			
1300°C	Destruction complète du béton et apparition de la phase liquide		

Figure 13 : Transformations principales dues à la température entre la température ambiante et la température de la destruction du matériau béton.

2.2. Evolution des propriétés physiques du béton au cours de l'échauffement

1.1.2. Densité apparente

Les mesures de la densité apparente pour trois bétons BHP et du BO sont représentés sur la Figure 14. Elle montre une légère diminution de la densité dans l'étendue des températures entre 100°C et 400°C. Nous remarquons la différence des densités entre BO et BHP à 100°C respectivement 2.28 et 2.43 [g/cm³]. Ces résultats obtenus par *Kalifa et al. 1998* sont issus du Projet National BHP 2000. Les compositions des bétons testés M30C, M75SC, M75C et M100C correspondent aux compositions testées dans le cadre de la présente étude.

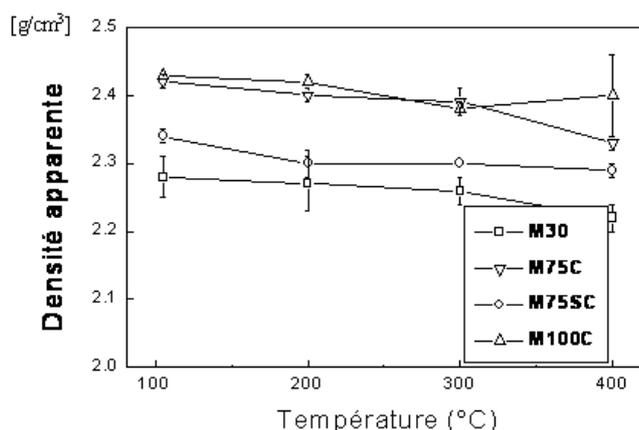


Figure 14 : Densité apparente des bétons en fonction du traitement thermique (Kalifa et al. 1998)

2.2.1. Perméabilité

L'évolution de la perméabilité avec la température a été aussi étudiée dans le cadre du Projet National BHP 2000. La détermination de la perméabilité intrinsèque (k) a été réalisée à partir de la mesure de la perméabilité à l'azote (K_a) à l'aide d'un perméamètre à charge constante de type CemBureau. La mesure a été effectuée à divers gradients de pression et la perméabilité intrinsèque k a été déterminés selon la méthode de *Klinkenberg* en utilisant la relation :

$$K_a = k \left(1 + \frac{b}{\bar{P}} \right)$$

Équation 2-1

où \bar{P} est la pression moyenne et b un coefficient déterminé expérimentalement. A 105°C la perméabilité intrinsèque du BHP M100C est de 10^{-17} m^2 et est inférieure d'un ordre de grandeur à celle d'un BO : M30C qui est de l'ordre de 10^{-16} m^2 . Par contre, elle augmente plus rapidement avec la température pour le M100C que pour le M30C. A 400°C, le BHP a une perméabilité équivalente à celle du béton ordinaire (10^{-15} m^2). Dans les travaux de *Sliwinski et al. 2004*, il a été montré que la perméabilité du béton augmente avec la température de manière exponentielle. Les valeurs de la perméabilité ont été obtenues pour un béton de granulats basalte chauffé à 1°C/min et refroidi à la température ambiante. Les valeurs obtenues et la courbe d'approximation sont présentés sur la Figure 15.

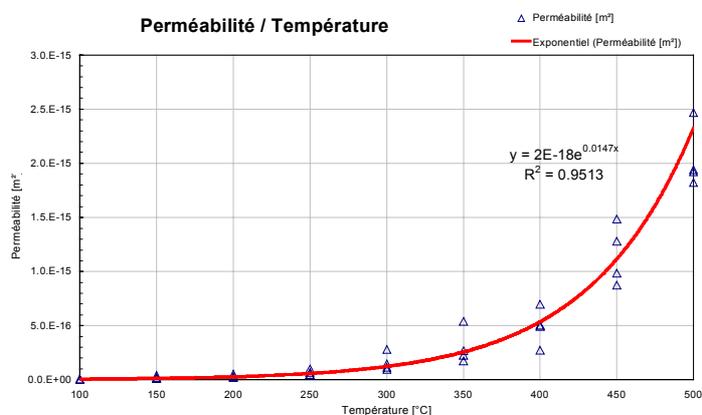


Figure 15: Perméabilité intrinsèque résiduelle en fonction du traitement thermique. Source *Sliwinski et al. 2004*.

2.2.2. Perte de masse

Durant l'échauffement du béton, sa masse est soumise à une variation due à l'évaporation de l'eau et la déshydratation progressive du gel CSH. Sur la Figure 16 nous pouvons observer une courbe caractéristique de la perte de masse durant l'échauffement, ainsi que la courbe de la vitesse de la perte de masse.

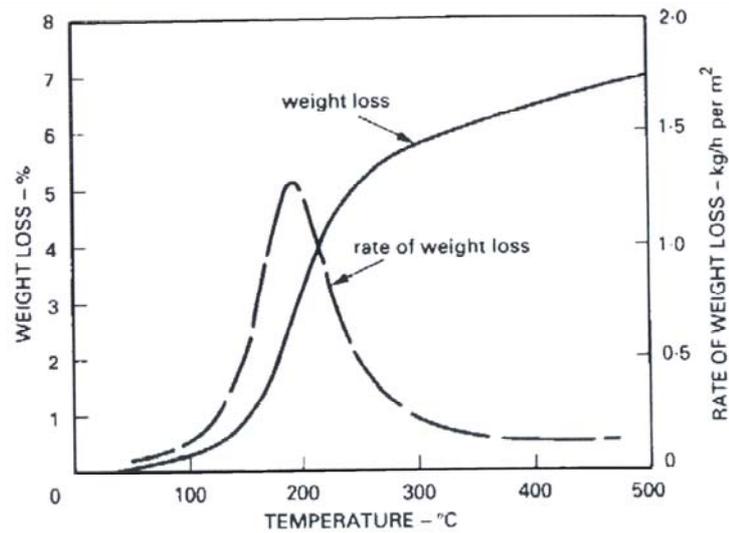


Figure 16: Perte de masse durant l'échauffement et vitesse de perte de masse en fonction de la température (Khoury, [99])

3. Déformation thermique et la déformation thermique transitoire du béton

Comme la plupart des matériaux, le béton subit une déformation thermique, lorsqu'il est soumis à un changement de température. La déformation thermique du béton est la superposition des déformations de la matrice et des granulats au cours de l'échauffement. Dans les composites tels que le béton elle dépend fortement des propriétés de ces constituants notamment de leur nature et de leur quantité. L'objectif de ce paragraphe est de donner une réponse aux questions: comment les éléments du composite influencent la déformation du béton et comment l'incompatibilité des déformations thermiques influence les propriétés mécaniques à haute température. Nous allons nous pencher d'abord sur la déformation des constituants du béton, la pâte de ciment et les granulats.

3.1. Déformation thermique du béton et ses constituants

3.1.1. Déformation thermique de la pâte de ciment

La pâte de ciment durcie se dilate seulement dans la plage de températures allant jusqu'à 150°C (*Jumpannen, 1989 [91], Khoury 1995 [97], Kosiorek 1994 [205]*). A partir de 150°C, elle subit un retrait important. Ce mouvement provient de la diminution de la tension capillaire de l'eau absorbée dans la pâte, au cours de l'échauffement.

La température à laquelle on observe le changement de signe du coefficient de dilatation thermique, dépend selon *Cruz et Gillen, 1980* de la vitesse d'échauffement. Lorsque la vitesse de montée en température est inférieure à 10°C/min, cette température se situe autour de 150-200°C. En augmentant la vitesse d'échauffement, la température de changement augmente également. Pour une pâte de ciment chauffée à 35°C/min, elle se situe à environ de 300°C.

Les déformations thermiques des pâtes de ciment chauffés avec une vitesse de montée en température 2°C/min, ont été déterminées aussi par *Diederichs et al. [45],[47]* et *Khoury et al. [99]*. Dans les travaux de *Slivinski et al. [186]*, il a été montré que l'ajout de fumée de silice en quantité de 10% dans la pâte de ciment, augmente au cours de l'échauffement, le retrait de celle-ci. Dans ces travaux les auteurs ont également observé deux phases dans la déformation thermique des pâtes. Dans la première, les pâtes se dilatent jusqu'à environ 250°C–300°C pour atteindre une déformation de 3‰. Ensuite les déformations changent de direction, le matériau commence à se rétracter. Le retrait peut atteindre à 700°C l'environ 35‰ pour la pâte avec 10% de la fumée de silice et 27‰ pour la pâte sans de la fumée de silice.

NOTA: Compte tenu de la diversité des phénomènes physiques et chimiques qui se produisent dans la pâte de ciment chauffé et notamment de l'irréversibilité des déformations de celle-ci, il est difficile de parler de coefficient de dilatation thermique pour ce matériau. La dilatation thermique ne peut pas être considérée comme une grandeur physique, comme c'est le cas du coefficient de la dilatation d'un matériau stable et homogène.

3.1.2. Déformation thermique des granulats

Les granulats occupent environ 70% du volume du béton. La dilatation thermique des bétons est, principalement liée à leur dilatation. On peut limiter la déformation du béton aux hautes températures en jouant sur la nature des granulats. Dans le Tableau 1, nous donnons les valeurs du coefficient de dilatation thermique (α_T) des roches fréquemment utilisées comme granulats dans le béton. La Figure 17 regroupe les courbes d'évolution de la déformation thermique de différentes roches. Nous soulignons que le coefficient de dilatation thermique est plus faible pour les granulats calcaires que pour ceux de nature siliceuse.

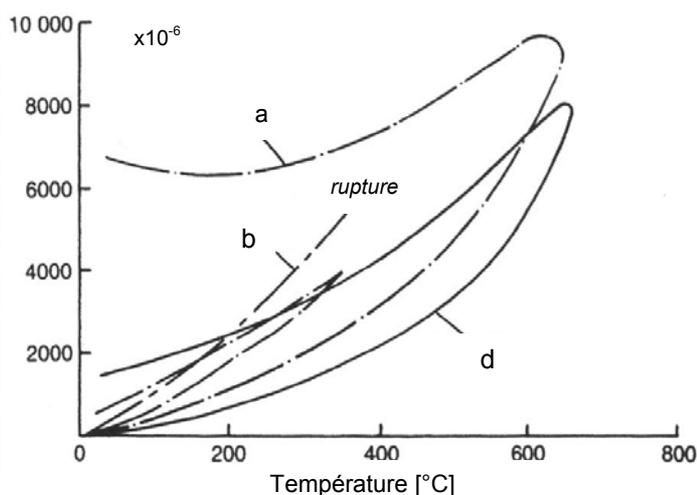


Figure 17 : Evolution avec la température de la dilatation longitudinale de différents types de roches a) calcaire ; b) quartz ; d) basalte. Source [99]

Tableau 1 : Effet de la température, sur le coefficient de dilatation thermique pour les grès, calcaire et granit, après les résultats obtenus par Bazant et Kaplan, 1996.

température	coefficient de dilatation thermique α_T [$10^{-6}/^{\circ}\text{C}$]		
	grès	calcaire	granit
20-100°C	10.0	3.0	4.0
100-300°C	15.0	9.0	13.5
300-500°C	21.5	17.0	26.0
500-700°C	25.0	33.0	47.5

3.1.3. Déformation thermique du béton

L'analyse des résultats présentés sur la Figure 18, montre, que la dilatation thermique des bétons dépend fortement de la nature de leurs granulats. On peut constater que :

- les déformations thermiques du béton sont non linéairement dépendantes de la température,
- le facteur preponderant de la dilatation thermique est la nature des granulats,
- la pâte de ciment se rétracte aux températures supérieures à 150°C,
- aux températures dépassant 600-800°C, on observe la réduction ou l'arrêt de la dilatation thermique.

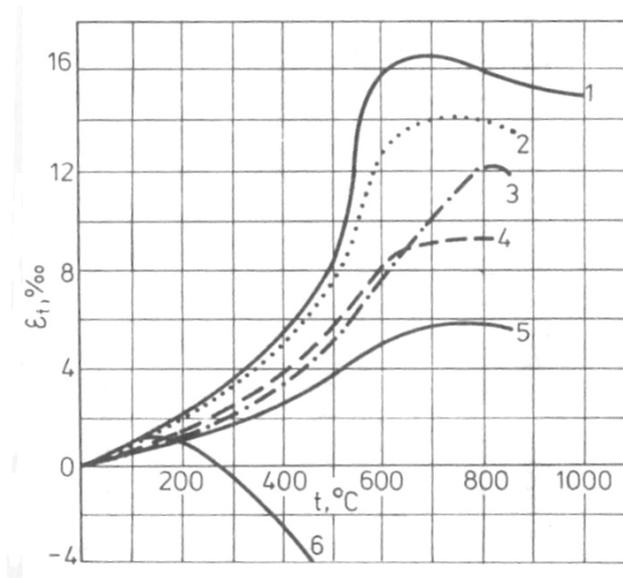


Figure 18 : déformations thermiques des bétons avec différents types de granulat (Piasta 1989)
 1. siliceux, 2. grès, 3. calcaire, 4. basaltes, 5. argiles expansées, 6. pâte du ciment.

3.2. Déformation Thermique Transitoire (DTT)

Dès les années 20, *Lea et Stradling (1922)* [112] ont montré que la seule prise en compte dans un calcul du comportement élastique du béton, devrait conduire à la rupture du matériau dès 100°C. Le béton était modélisé par un simple granulat sphérique, enveloppé d'une coque de pâte de ciment avec les déformations thermiques différentielles entre les deux matériaux importants. *Lea et Stradling (1922)* [112] ont donc mis en évidence une apparente contradiction entre ce résultat théorique et leurs résultats expérimentaux qui aboutissaient généralement à une augmentation de la résistance des bétons jusqu'à 300°C. Ce n'est que 40 ans plus tard que cette apparente contradiction a pu être levée avec la découverte du fluage thermique transitoire (en anglais "transitional thermal creep"). Celui-ci est un comportement très particulier du matériau béton. Parmi les recherches menées dans ce domaine nous pouvons citer celles réalisées par *Schneider et al. 1976* [177] et *Diederichs et al. 1992* [45] et *Khoury et al.* [100], [99].

Plus récemment une étude expérimentale a également été réalisée sur ce comportement des BHP et des BTHP (bétons à très haute performance) dans le cadre du projet Européen HITECO (High Temperature Concrete).

Le fluage thermique transitoire est la propriété des bétons de se déformer de façon très importante lorsqu'ils sont simultanément soumis à une sollicitation mécanique et à une augmentation de la température (essentiellement lors de la première montée en température). Les déformations ainsi engendrées sont largement supérieures à celles d'origine élastique et au fluage propre même si ce dernier est activé aux températures élevées.

Les conditions de déséquilibre hygrothermique engendrées lorsque les échantillons ne sont pas étanchés, en particuliers aux températures supérieures à 100 °C, entraînent la superposition du fluage de dessiccation au fluage thermique transitoire (une définition des différents types de fluage est donné dans l'article d'Huet et al (1982)). La combinaison de ces deux effets est appelée en anglais "transient creep" ou "transient strain".

La forte influence de la température sur les déformations lors des essais de fluage a été mise en évidence au cours des années 1970. Dans leurs travaux, *Illston et Sanders (1973)* ont montré qu'un changement de température ou d'humidité de la pâte de ciment au cours des essais de fluage entraîne une augmentation des valeurs de celui-ci. Ce comportement est représenté sur Figure 21. Les résultats publiés par *Illston et Sanders (1973)* ont montrés que les valeurs du fluage dépendent fortement de la chronologie de sollicitation thermo-mécanique. Les déformations du fluage sont plus élevées lorsque la mise en charge a lieu avant l'augmentation de la température.

Bazant (1987) a confirmé ce phénomène pour les bétons. Cette déformation supplémentaire engendrée par la température en régime transitoire a été appelée le **fluage thermique transitoire**. Alors qu'aux températures inférieures à 100°C le "fluage thermique transitoire" se poursuit généralement sur plusieurs jours, il est, aux températures supérieures, quasi-instantané. En pratique, on le considère indépendant du temps et uniquement fonction de la température.

L'utilisation de la terme du "creep" – fluage, qui implique le paramètre temps est donc contestable. Son remplacement par le mot "strain" - déformation a été retenue par plusieurs auteurs. Dans la suite du document, nous emploierons donc le terme **déformation thermique transitoire (DTT)**. L'analyse bibliographique a montré que les termes employés par les différents auteurs étaient parfois différents. Dans un but de clarification nous avons regroupé dans le Tableau 2 les termes qui apparaissent dans la littérature.

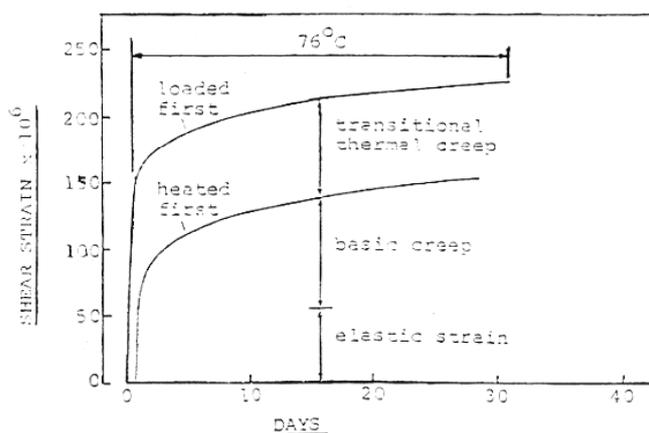


Figure 19: Effet de la chronologie des sollicitations « température/chargement » sur la valeur des déformations mesurées lors des essais de fluage (Illston Sanders, 1973)

Tableau 2 : terminologie adoptée par différents auteurs et terminologie adoptée

ENV 1992-1-2 EUROCODE 2	ε_{th} déformations thermiques	ε déformation d'un matériau chauffé sous charge mécanique	ε_{σ} déformation élastique instantanée	ε_{tr} déformation thermique transitoire	
Schneider et al. 1976 [177]	$\varepsilon_{th, \vartheta}$ thermal expansion at temp. ϑ	$\varepsilon_{tot, \vartheta}$ total deformations		$\varepsilon_{tr, \vartheta} = \varepsilon_{tr, e} + \varepsilon_{tr, k}$ transitional deformations $\varepsilon_{tr, \vartheta}$ $\varepsilon_{tr, e}$ deformation due to the change of elasticity $\varepsilon_{tr, k}$ transitional thermal creep of the material	
Khoury et al. 1985 [100], [99].	FTS Free Thermal Strains	thermal strains under load		LITS Load Induced Thermal Strains	normalized transient strain
Diederichs et al. 1992 [45]	$\varepsilon_{th}(T)$ thermal strain	$\varepsilon_{tot}(\sigma, T)$ total strain	$\varepsilon_{el}(\sigma)(20^{\circ}\text{C})$ elastic strain	$\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ transient strain	$\varepsilon_{tr}(\sigma, T) / \alpha$ normalized transient strain
RILEM [168]	$\varepsilon_{tr, tot}^{T, \sigma, d}$ thermal strain	$\varepsilon_{tr, tot}^{T, \sigma, d}$ total strain under load	$\varepsilon_{co, el}^{T, \sigma, d}$ elastic strain	$\varepsilon_{tr, cr}^{T, \sigma, d}$ transient creep	
Nomenclature adoptée dans présente étude	DT déformation thermique	DTSC déformation thermique sous charge	déformation élastique	DTT déformation thermique transitoire	DTT norm déformation thermique transitoire normalisée

3.2.1. Hypothèses concernaient les mécanismes de phénomène

Différentes hypothèses ont été avancées afin d'expliquer l'influence des changements de température sur les essais de fluage. Dans un de ses articles, *Parrot (1980)* suggère que l'origine des déformations supplémentaires est liée aux **réactions de polymérisation du CSH**. En effet, cette réaction est accélérée par la mise en compression du matériau et l'augmentation de la température. Cette étude a montré que la formation naturelle des polysilicates dans le temps est accélérée par la température et la mise en compression du béton. Il est montré que les monomolécules du SiO_4 initialement présents dans le gel de CSH, se transforment progressivement en Si_2O_7 , puis en polymères (*Parrot, 1979*). On observe sur la Figure 20 qu'une augmentation de la valeur du fluage due à l'augmentation de la température de 20 à 60°C entraîne une augmentation des quantités de polysilicates.

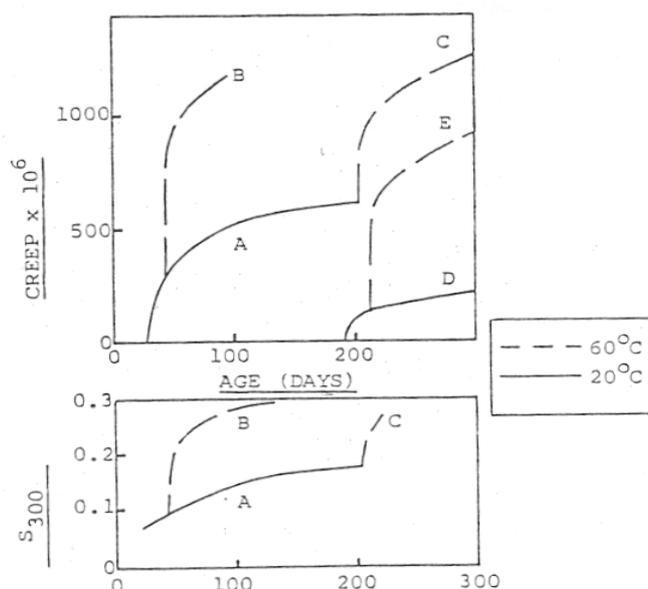


Figure 20 : Développement du fluage et S_{300} (quantité de produits de la polymérisation) (Parrot, 1979)

Bazant (1987) a proposé deux mécanismes afin d'expliquer ces déformations transitoires. Le premier est lié à la microdiffusion de l'eau dans le gel de CSH. Le second repose sur la redistribution des contraintes causée par la microfissuration du matériau et la relaxation des contraintes (*strain softening*)

Bazant, 1987 et Ulm, 1999 [196], [197] ont proposé d'expliquer le phénomène de la déformation thermique du matériau sous charge par un mécanisme présent dans les nanopores, c'est-à-dire les pores des hydrates du béton. Les hydrates CSH sont indépendants de la formulation du matériau qui n'influence que le volume de CSH. Mais à l'échelle microscopique, la structure des hydrates est commune pour tous les types du béton.

La déformation (Figure 21) résulte essentiellement du glissement entre les feuillets de CSH. La cinétique est liée à un réarrangement localisé allant vers des configurations de plus basse énergie. Les feuillets de CSH sont liés par les liaisons atomiques directes. La charge appliquée ou la température peuvent provoquer dans ces liaisons, instables et désordonnées, un déplacement des molécules comparable aux **dislocations** dans les matériaux cristallins (Ulm, 1999).

Ce mouvement relatif des feuillets de CSH, animée par l'expulsion de l'eau cause une redistribution et une relaxation des contraintes internes. En présence de contraintes internes engendrées par une différence entre la dilatation thermique de la pâte de ciment durcie et celle des granulats, cette relaxation permettrait d'éviter la rupture du matériau.

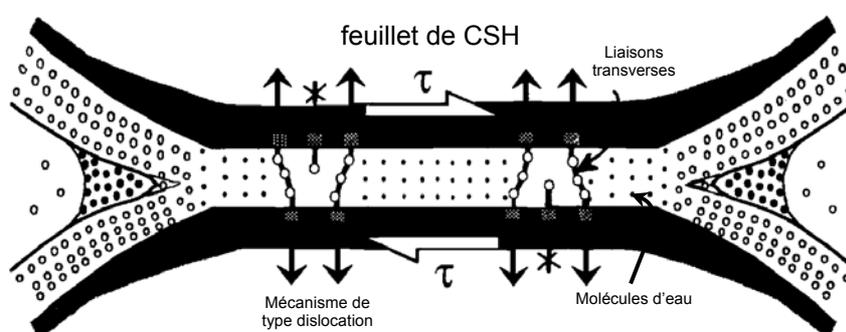


Figure 21: Mécanisme de type dislocation dans les nanopores (Ulm, 1999 [196], [197])

La méthode pratique pour obtenir la valeur des déformations thermiques transitoires est la soustraction de déformations thermiques sous la sollicitation mécanique, des valeurs de la déformation purement thermique.

Nous pouvons certainement dire que la **déformation thermique sous charge** est la déformation qui intéresse l'ingénieur puisque c'est la déformation mesurée, principalement combinaison de la déformation thermique et de la déformation thermique transitoire. C'est elle qui est mesurée et qui va agir sur les structures lors de l'échauffement du béton.

La **déformation thermique transitoire** intéresse le scientifique qui décompose les différents mécanismes de déformation afin de les étudier séparément.

3.2.2. Résultats expérimentaux présentés dans la littérature

Dans cette partie, nous présentons une synthèse des travaux réalisés par : *Schneider et al. 1976* [177] et *Diederichs et al. 1992* [45] et *Khoury et al. 1985* [100], [99]. Dans ces articles la déformation thermique transitoire a été étudiée. Les modalités d'essais et les matériaux testés adoptés pour réaliser ces essais sont représentés dans le Tableau 3. La comparaison des résultats d'essais effectués dans le cadre de recherches menées sur la déformation thermique transitoire a permis de faire un point sur l'état des connaissances du sujet.

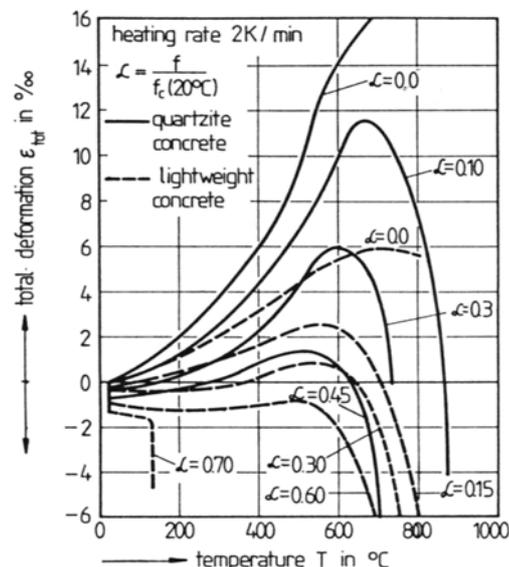
Référence	Température maxi.	Taille des éprouvettes [mm]	Vitesse d'échauffement	Taux de chargement	Type du béton [fc]
<i>Schneider et al. [178]</i>	Jusqu'à la rupture	cylindres 80x300	2°C/min	0, 10, 20, 30, 40, 50, 60%	BO : g. quartz [20MPa] BO : g. légères [21MPa]
<i>Khoury et al. [100], [99].</i>	600°C	cylindres 62x186	1°C/min (fast) 0,2°C/min (slow)	0, 10, 20, 30%	HI [51MPa] BI [61MPa] GI [34MPa]
<i>Diederichs et al. [45]</i>	800°C	cylindres 80x300	2°C/min	0, 10, 20, 30, 40, 50, 60%	Si [119 MPa] Lt [100 MPa] Tr [93 MPa]
<i>Présente étude</i>	600°C	cylindres 104x300	1°C/min	0, 20, 40%	BO : M30C BHP : M75C M75SC M100C

Tableau 3 : Synthèse des modalités d'essais sur la déformation thermique transitoire.

Schneider 1976

L'objectif principal des essais réalisés par Schneider était l'étude du comportement du béton soumis à des sollicitations thermiques et mécaniques. Il a déterminé les déformations de bétons ordinaires, chargés et soumis à une vitesse de montée en température égale à 2°K/min. Les éprouvettes de diamètre 8 cm et d'une hauteur de 30 cm non étanches, ont été sollicitées en compression avec une charge constante $\alpha=0,10, 20, 30, 40, 50$ et 60% de la charge à la rupture à 20°C. La température de rupture du matériau était nommée " critique " et correspondait à l'apparition des déformations infinies.

Figure 22 : déformations mesurées d'un béton ordinaire soumis à des charges constantes uniaxiales et des températures croissantes (Schneider, 1976).



Avant la rupture, les déformations deviennent négatives, ce qui correspond à un rétrécissement des éprouvettes. Au-delà d'une certaine température les éprouvettes sollicitées mécaniquement et thermiquement se fissurent, la décomposition physique et chimique du béton progresse. Au moment où la température approche la valeur critique, la rupture du matériau se manifeste.

Diederichs et al.1989

Dans le travaux de recherche menés par Diederichs et al.1989 [45] les déformations thermiques transitoires ont été étudiées de trois bétons à haute performance contenant des fumées de silice (Si), des cendres volantes (Lt) et sans ajout pouzzolanique (Tr) et un béton ordinaire (OPC). Les éprouvettes, cylindriques de diamètre 80 mm et hauteur 300 mm ont été chauffés à la vitesse de montée en température de 2°C/min. La Figure 23 présente un exemple des courbes obtenues pour le béton avec des cendres volantes.

Les graphiques représentent les déformations déterminées en fonction de la température pour différents niveaux de chargement (de 0 à 70 % de la charge à la rupture déterminée à température ambiante). Les courbes obtenues sous chargement nul correspondent à la détermination de la dilatation thermique des bétons. Les courbes de déformation de trois bétons de haute performance sont très proches en particulier celles des Si et Lt. A tous les niveaux de chargement et du fait de leurs dilatations thermiques plus faibles, les BHP présentent des déformations en compression supérieures à celles du béton ordinaire. Ainsi, par exemple, sous un taux de chargement correspondant à 40 % de la résistance à température ambiante, la déformation déterminée à 500°C atteint 8 mm/m.

Au-delà de 500°C, les courbes déterminées sur le béton ordinaire présentent une augmentation très rapide de la déformation. Dans le cas des BHP cette augmentation n'apparaît nettement qu'aux températures supérieures à 700°C.

Il faut cependant noter que la rupture de certains échantillons, ceux de fumées de silice en particulier, n'a pas permis de poursuivre les essais jusqu'à leur terme. Ces ruptures sont indiquées par un crochet à l'extrémité des courbes. Les charges à la rupture sont proches, cependant inférieures à celles déterminées sur les échantillons testés à température stabilisée.

Aux températures comprises entre 100 et 700 °C, la dilatation thermique est compensée par les déformations dues aux sollicitations mécaniques, lorsque la charge appliquée est comprise entre 10 et 30 % de la charge à la rupture.

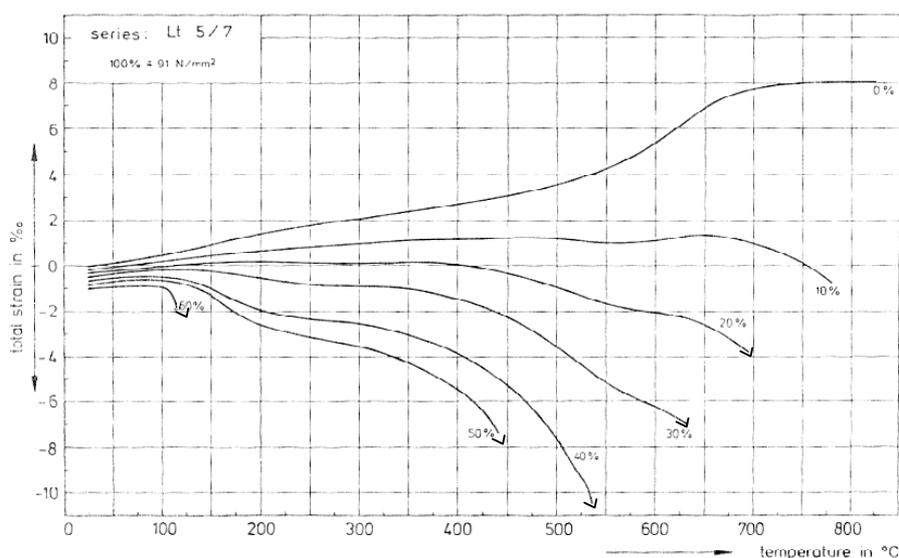


Figure 23: dilatation thermique et déformations thermiques sous charge, déterminées sur un béton sans ajout pouzzolanique ($f_c=91\text{MPa}$) source Diederichs et al.1992

Nous pouvons estimer que les déformations transitoires en hautes températures dépendent linéairement de taux de chargement α nous définirons **la déformation thermique transitoire normalisé** par rapport au taux de chargement (*Diederichs, 1989 [45], [46]*):

$$\alpha = \frac{\sigma}{\sigma_{ult}} \quad (\text{Équation 3-1})$$

$$\bar{\varepsilon}(T) = \frac{\varepsilon_{tr}(\sigma, T)}{\alpha} \quad (\text{Équation 3-2})$$

où, σ – niveau de sollicitation en compression
 σ_{ult} – contrainte limite (résistance en compression)
 $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ – déformations transitoire

Nous retrouvons l'exemple des courbes des déformations transitoires normalisées dans les publications de *Diederichs et al. [45], [46], Khoury 1995 [97], [100]*.

Khoury, 1985

Le phénomène de déformation thermique transitoire a été analysé aussi par *Khoury et al. 1985 [100]*. Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 62 mm et hauteur 186 mm. Huit bétons et pâtes de ciment ont été testés. Les bétons ont été réalisés avec des granulats calcaires, basaltique et siliceux. Les conditions de conservation des éprouvettes avant essai étaient 100% H.R. et 20°C durant 6 et 8 mois. Les quatre niveaux de chargement 0, 10, 20 et 30 % de la charge de rupture à froid, ont été étudiés.

Dans un des articles *Terro et Khoury 1998 [194]*, proposent une formule empirique pour décrire le comportement du matériau béton chauffé pour la première fois sous charge mécanique.

La déformation observée durant l'échauffement d'un matériau sous charge mécanique s'écrit :

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tot.creep} \quad (\text{Équation 3-3})$$

où :

ε_{tot} est la déformation totale sous température et chargement mécanique,

ε_{th} est la déformation thermique,

ε_{σ} est la déformation instantanée correspondant à la contrainte mécanique,

$\varepsilon_{tot.creep}$ est le fluage total y compris-le « fluage thermique transitoire ».

Cette équation peut être simplifiée :

$$\varepsilon_{tot} = \text{FTS} + \text{LITS} \quad (\text{Équation 3-4})$$

Pour calculer le LITS il est, tout d'abord, nécessaire de normaliser les déformations thermiques FTS par rapport à la quantité des granulats présents dans le béton. La relation FTS à été établie à partir des résultats d'essais réalisés par Schneider (70% et 73% des granulats), Anderberg (60%) et Khoury (60-67%) et normalisé par rapport au taux de granulats de 65%.

$$\text{FTS}(T, V_a) = \text{FTS}(T, 65) \cdot (A \cdot V_a + B) \quad (\text{Équation 3-5})$$

V_a : quantité des granulats

et A, B les coefficients A = 4 ; B = -1.6

$$\text{FTS}(T, 75) = \text{FTS}(T, 65) \cdot (4 \cdot V_a - 1.6) \quad (\text{Équation 3-6})$$

En se basant sur les observations expérimentales, les valeurs de LITS ont été approximés par les équations, où LITS dépend linéairement du taux de chargement appliqué. Cette approximation est valable jusqu'au $\sigma/\sigma_{ult} = 0.6 - 0.7$.

$$LITS(T, \sigma/\sigma_{ult}) = LITS(T, 0.3) \cdot (0.032 + 3.226 \cdot \sigma/\sigma_{ult}) \quad (\text{Équation 3-7})$$

En même temps le LITS est décrit par une équation polynomiale de quatrième degré :

$$LITS(T, 0.3) = A_0 + A_1 \cdot T + A_2 \cdot T^2 + A_3 \cdot T^3 + A_4 \cdot T^4 \quad (\text{Équation 3-8})$$

Avec les coefficients A_0, \dots, A_4 établies expérimentalement.

Pour tenir en compte de la quantité de granulats, les courbes de LITS peuvent être transformées par rapport à la quantité de granulats de 65%.

$$LITS = LITS(T, 65\%) \cdot (3.05 - 3.15 \cdot V_g/100) \quad (\text{Équation 3-9})$$

Il est considéré que la relation entre la quantité de granulats et la magnitude du LITS est de type linéaire.

Anderberg, [5]

Dans les travaux de *Anderberg* [5] nous trouvons la proposition des équations empirique décrivant les déformations thermiques ε_{th} et déformations thermiques transitoires ε_{tr}

$$\varepsilon_{th} = -1.8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} T + 2.3 \cdot 10^{-11} T^3 ; 0^\circ < T < 700^\circ C \quad (\text{Équation 3-10})$$

$$\varepsilon_{th} = -14 \cdot 10^{-3} ; 700^\circ < T < 1400^\circ C \quad (\text{Équation 3-11})$$

$$\varepsilon_{tr} = -2.35 \cdot \sigma/\sigma_{ult} \varepsilon_{th}, [T < 500^\circ C] \quad (\text{Équation 3-12})$$

$$\Delta \varepsilon_{tr} = -0.0001 \cdot T \cdot \sigma/\sigma_{ult} [500^\circ < T < 800^\circ C] \quad (\text{Équation 3-13})$$

De plus une déformation supplémentaire provenant de la fissuration du matériau $\Delta \varepsilon_{tr}$ est proposée pour les températures supérieures à 500°C.

3.2.3. Modèle du comportement thermomécanique des bétons à haute température : approche multi échelles de l'endommagement thermique, MOCAD, 2004

Une modélisation du comportement thermo mécanique du béton a été réalisée par l'équipe de « Modélisation calcul et développement » MOCAD du CSTB. Le modèle utilise les outils développées par MOCAD notamment le modèle *Numérique (BN)* [126] ainsi que modèle d'endommagement déviatorique *MODEV* [127], implantés dans le code de calcul aux éléments finis *SYMPHONIE* [128]. L'approche pour une application aux bétons soumises à hautes températures a été développée dans la thèse de *Menou, 2004* [125]. L'approche développée par MOCAD, basée sur les hypothèses d'endommagement du matériau au cours de l'échauffement a été utilisée pour simuler le comportement d'un BHP M100C (composition provient du projet National BHP 2000) sous une sollicitation thermo mécanique couplée. Le comportement du béton durant l'échauffement sous la charge mécanique de 0, 20 et 40°C ont été simulés et comparés avec les résultats des expériences réalisées dans le cadre de cette thèse (*Partie expérimentale § 3.10.*)

Dans ce modèle développé dans l'équipe de « Modélisation calcul et développement » MOCAD du CSTB, l'endommagement thermique du béton est considéré comme une résultante de plusieurs mécanismes élémentaires qui se produisent à différentes échelles du matériau. La démarche adoptée consiste à découpler l'endommagement thermique d'origine mécanique accompagné des déformations) et qui a lieu aux échelles macroscopique et microscopique de l'endommagement thermique d'origine physico-chimique (non accompagné de déformations).

A l'échelle mésoscopique. Il est postulé l'existence d'une déformation supplémentaire, appelée déformation micromécanique, responsable de l'endommagement par dilatation différentielle entre le mortier (ou pâte de ciment) et les granulats. Les principes et les hypothèses des modèles Béton Numérique et MODEV sont brièvement présentées dans l'Annexe 2, ainsi que les données d'entrée telles que les propriétés mécaniques et thermiques des constituants. Le maillage a été généré avec 4028 nœuds et 3900 éléments quadrangulaires à 4 nœuds, la modélisation a été réalisée en 2D axisymétrique.

Le maillage généré et adopté pour le calcul et la distribution aléatoire des granulats générés avec SYMPHONIE a été représenté sur la Figure 24.

L'échauffement à une vitesse de montée en température constante de 1°C/min de l'échantillon cylindrique sous une charge de 0, 20 et 40% de la résistance à 20°C a été réalisé.

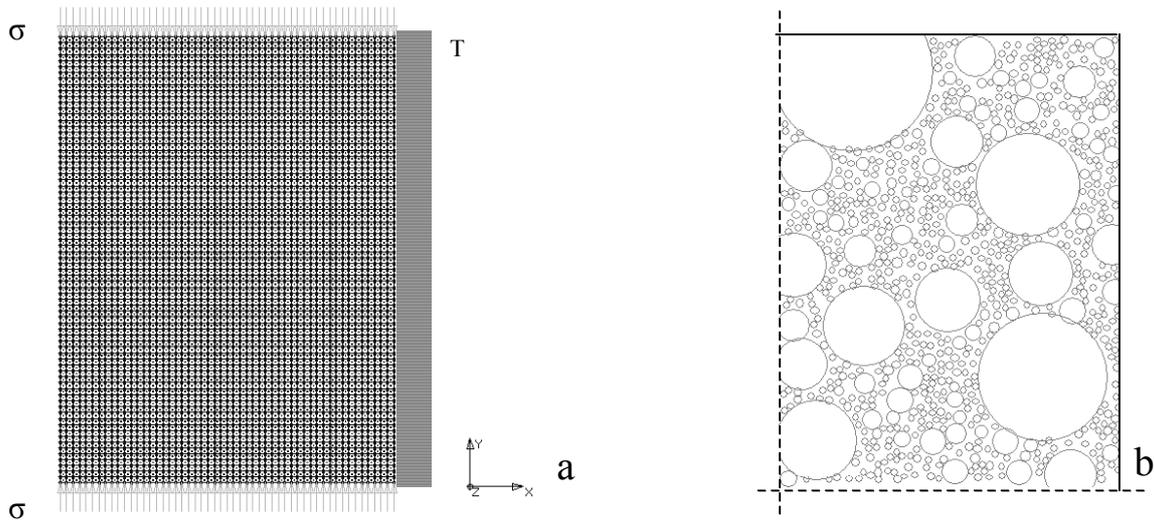
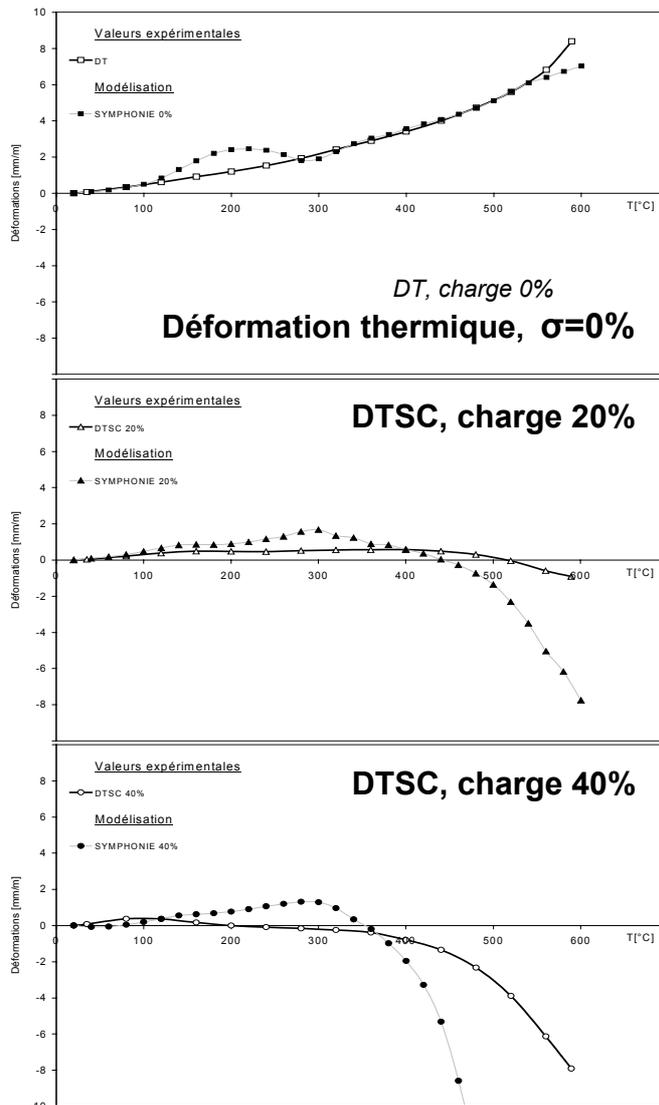


Figure 24: a) maillage de l'échantillon M100C, b) génération aléatoire de la distribution des granulats

Ceci se traduit par une application de la température homogène, variant de 20 à 600°C, à chaque nœud du maillage représentant la surface extérieure du cylindre, ainsi qu'une charge constante répartie de façon uniforme sur la surface supérieure et inférieure. La température imposée varie au

cours du temps, elle augmente linéairement de 20 à 600 °C avec un pas de calcul de 10°C.



Sur la Figure 25 la comparaison de nos résultats expérimentaux et les résultats obtenus (*béton M100C, details partie experimentale*) par la modélisation ont été représentés. Les valeurs de la déformation thermique DT (charge 0%) et de la déformation thermique sous charge (DTSC) de 20% et 40% sont données. Les valeurs de la déformation thermique sous charge sont représentées en fonction de la température obtenue en retranchant à la déformation totale, la déformation élastique initiale dû au chargement mécanique initial.

Figure 25 : Comparaison des résultats expérimentaux de la déformation thermique sous charge pour la charge 0%, 20% et 40% et des résultats de la modélisation SYMPHONIE.

4. Effet de la température sur le comportement mécanique des bétons

Dans ce paragraphe une analyse des techniques de réalisation des essais sur des bétons est présentée. En réalisant un état de l'art sur le comportement à chaud nous remarquerons tout d'abord une diversité des techniques de réalisation des essais. De ce fait une analyse comparative des résultats issue de la littérature est difficile, et parfois, mène à une grave confusion. Il est donc nécessaire de classer les modalités d'essais, tout en prenant en compte le régime d'échauffement et refroidissement, la présence de la charge mécanique et histoire de son application ainsi que l'état des éprouvettes au moment de la réalisation des essais. Il est important de définir le moment de la réalisation d'essai : « à chaud », après refroidissement ou après un certain temps après le refroidissement. Le choix du type des essais est défini en fonction des conditions réelles qu'ils doivent représenter. Ainsi les essais réalisés à chaud, permettent d'évaluer le comportement en cours d'incendie et ceux réalisés après refroidissement indiquent les valeurs « post incendie », importantes de point de vue d'étude des propriétés résiduelles du matériau testé.

Une harmonisation dans le domaine de la réalisation des essais sur des bétons soumis aux températures élevées, a été accomplie en 1995 par la RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur des Matériaux ([164], [165], [166], [167] et [168])). Dans ces documents les modalités de réalisation des essais sont décrites. Ceci permet de réaliser les essais selon des règles bien définies et communes.

Nous proposons ici une synthèse des techniques de réalisation des essais. Elle est illustrée par les résultats expérimentaux concernant l'évolution des résistances en compression, obtenus dans le cadre des recherches réalisées notamment par *Abrams* [1], *Diederichs* [45], *Castillo et Durrani* [28], *Malhorta* [121], *Hertz* [79], *Noumowé* [144], *Khouri* [96]. Nous avons analysé l'influence des différents paramètres notamment l'influence de la technique de réalisation des essais sur la résistance des bétons soumis à hautes températures. Les résultats sont présentés sous forme de courbes représentant l'évolution des résistances relatives en fonction de la température. Les résistances relatives sont obtenus en divisant la résistance déterminée à la température T par la résistance à 20°C.

Cette partie de l'étude présente deux principaux buts à atteindre :

- Identifier les paramètres influençant le comportement du béton à haute température. Il s'agit des paramètres liés à la réalisation des essais mais également des paramètres liés à la composition du matériau.
- Dégager les paramètres qui manquent à la description du comportement à chaud des BHP pour bien programmer l'étude expérimentale présentée dans la deuxième partie de ce document.

4.1. Détermination des comportements des bétons soumis à des températures élevées.

4.1.1. Cycles thermiques utilisés

Dans les essais qui étudient l'influence de la température sur les propriétés d'un matériau, les échantillons subissent un échauffement préalable aux essais. Nous pouvons classer les essais selon les conditions de la mesure : en régime transitoire d'échauffement ou en température stationnaire dans l'échantillon.

- **régime transitoire** – les essais réalisés en régime transitoire sont caractérisés par la vitesse de montée en température (du four, de la surface d'échantillon) dT/dt exprimés en [°C/min]. La plupart des essais sont réalisés en employant une vitesse d'échauffement constante. Nous pouvons citer ici les essais de ATG et ATD, les essais sur la balance thermogravimétrique, déformation thermique etc. Les essais en régime transitoire de la température peuvent être réalisés sous charge mécanique citons ici : essais de la déformation thermique transitoire, essais de la relaxation à déformation constante ou les essais déformation thermique sous charge jusqu'à la rupture du matériau.
- **régime stationnaire** – dans ce cas les essais sont réalisés après un certain temps de stabilisation de température pour éviter les perturbations provoquées par les gradients thermiques présents dans l'échantillon. La durée du palier dépend de la taille de l'éprouvette, de la température de stabilisation mais aussi de la spécification de l'essai.

Comme il a été mentionné préalablement les essais peuvent être réalisés « à chaud », après refroidissement ou après un certain temps suivant le refroidissement.

Les essais à chaud donnent une réponse du matériau plus précise, concernant la valeur mesurée à la température donnée. La réalisation des essais est plus complexe et les mesures plus difficiles à effectuer (contrainte de protection du matériel métrologique de la température). Nous pouvons citer : essais de la résistance en compression et en traction à chaud, mesures de l'évolution du module d'élasticité à chaud etc.

Essais durant la phase de refroidissement - permettent de suivre l'évolution de la propriété étudiée durant la phase de refroidissement. Ainsi l'influence des conditions de refroidissement : vitesse de refroidissement ou l'effet d'un choc thermique peuvent être analysés.

Essais après refroidissement – nommées aussi « essais résiduels » : résistance résiduelle, perméabilité résiduelle, module d'élasticité résiduel. Ils sont effectués après le cycle d'échauffement jusqu'à la température d'essais et refroidissement jusqu'à la température ambiante. Le fait de refroidir le matériau, peut entraîner l'apparition d'une fissuration supplémentaire et une ré-humidification provoquant la réhydratation du gel CSH mais aussi la réaction de la CaO avec l'eau présente dans l'environnement endommageant d'avantage la structure du béton.

Essais après un certain temps après le refroidissement – Les essais peuvent être réalisés immédiatement après refroidissement, mais aussi peuvent être menés après un temps défini qui suit le cycle de chauffe. Il a été rapporté [96] que le béton est capable de récupérer une partie de sa résistance. Ce phénomène d'autoréparation des bétons peut s'expliquer par la réhydratation des grains de ciment non hydratés présent dans les bétons caractérisés par un rapport E/C très faible.

4.1.2. Présence de la charge durant l'échauffement

Un premier groupe d'essais menés sur le matériau chargé mécaniquement concerne les essais où la **charge mécanique est de valeur constante** et est appliquée durant la mise en chauffe. Le taux de chargement appliqué est exprimé par rapport à la résistance en compression à 20°C. Ce type d'essais concerne plus particulièrement la déformation thermique sous la charge mécanique, la résistance d'un matériau chauffé sous charge constante et le fluage à température constante.

Un deuxième groupe d'essais représentent les essais où la **charge mécanique est appliquée avec une vitesse constante**, cycliquement ou jusqu'à la rupture. Le chargement cyclique est utilisé afin d'établir le module d'élasticité à la température constante T ou après refroidissement. Le chargement jusqu'à la rupture du matériau peut être réalisé à haute température ou après refroidissement.

4.1.3. Conditionnement et condition hydriques

Nous pouvons considérer deux types de conditionnement des éprouvettes différentes décrites dans les recommandations de la RILEM [168]. D'une part les essais réalisés sur les éprouvettes **non étanchées**. Ce conditionnement s'applique à des situations où l'ouvrage exposé à l'air et d'épaisseur maximum inférieure à 400 mm ou à des ouvrages ne présentant aucun point situé à une distance des surfaces exposées à l'air supérieure à 200 mm. Les recommandations distinguent également le cas des **éprouvettes étanchées** qui appliquent aux ouvrages étanchés et immergés mais aussi aux zones de l'ouvrage distantes de la surface de plus de 200mm.

4.2. Influence des conditions de la réalisation des essais

4.2.1. Essais de compression réalisés « à chaud » et après refroidissement (« résiduelles »)

De manière générale, les résistances déterminées à froid sont le plus souvent inférieures à celles déterminées à chaud. Nous pouvons voir sur la Figure 26, les résultats des mesures de la résistance en compression déterminées « à chaud » et « résiduelles » obtenues par *Abrams, 1968* [1]. En analysant les courbes obtenues pour le BO, nous observons que les valeurs de la résistance en compression obtenues après refroidissement sont plus faibles que celles obtenues « à chaud ».

Ces résultats sont comparables aux résultats des résistances résiduelles déterminées sur les BHP par *Felicetti et Gambarova* [59]. Les résistances résiduelles sont alors comprises entre 25 et 35 %. Ces valeurs plus faibles sont discutées par les auteurs. Nous retenons plus particulièrement deux raisons qui peuvent être à l'origine de ces valeurs plus faibles.

Les bétons testés étaient constitués de granulats de Seine riches en silex. Le silex contient des molécules d'eau liées dont l'expulsion à haute température entraîne des clivages dans les granulats et peut ainsi diminuer la résistance des bétons.

4.2.2. Présence de la charge durant l'échauffement

Ce chapitre est illustré par les résultats obtenus par *Abrams, 1968* [1] et *Castillo et Durrani, 1990* [28]. Dans ces articles le comportement mécanique à hautes températures des bétons a été étudié. *Abrams*, [1] dans son étude, a observé l'influence de la présence de la charge mécanique durant l'échauffement sur le comportement mécanique des bétons ordinaires. Les BO ont été réalisés avec les granulats calcaires. Les résistances en compression ont été testées « à chaud » sur les bétons chargés en compression à 40% de f_c à 20°C. Ensuite une comparaison a été faite avec des résultats obtenus sur des éprouvettes « non chargées » testées « à chaud » et celles testées après refroidissement.

L'étude réalisée par *Castillo et Durrani, 1990* [28] a été menée sur deux BHP et un BO ($f_c = 31$ MPa) des granulats calcaires. La composition des deux BHP était identique. Cependant la fabrication de gâchées de volume différent dans 2 malaxeurs différents a entraîné des différences de résistances non négligeables $f_c = 63$ et 89 MPa. Les essais ont été réalisés tous les 100 °C entre 100 et 800 °C. La vitesse de montée en température était de 7 à 8 °C/min ce qui paraît très élevé. Le BHP de 63 MPa a été chauffé sans précharge préalable. Une fois la température de l'essai atteinte un délai de 5 à 10 minutes a été respecté avant application de la charge afin que les conditions au centre de l'éprouvette soient proches de celles de l'équilibre. Une précharge correspondant à 40 % de la charge à rupture à température ambiante a été appliquée sur les éprouvettes de BHP (89 MPa) durant la montée en température. Une fois la température de l'essai atteinte la charge a été augmentée jusqu'à rupture complète.

Sur la Figure 26 les résultats de ces deux études *Abrams, 1968* [1] et *Castillo et Durrani, 1990* [28] sont présentés. Tout d'abord, nous observons chez *Abrams, 1968*, que l'application de la charge mécanique de 0.4 f_c durant l'échauffement, affecte fortement l'évolution de la résistance en compression testée « à chaud ». Nous observons que la résistance en compression du BO « chargé » ne varie pas jusqu'à 600°C, alors que la résistance du matériau « non chargé » se dégrade progressivement. La différence plus significative s'accroît vers 300°C où le matériau « chargé » enregistre une croissance de la résistance de 10% par rapport à la valeur de référence mesurée à la température ambiante.

L'allure générale des courbes de la résistance en compression testée « à chaud », obtenues par *Castillo et Durrani, 1990* [28] sur le BHP ($f_c = 63$ [MPa]) est similaire à celle du béton ordinaire ($f_c = 31$ [MPa]). La résistance en compression augmente entre 200 et 400 °C. Cependant alors que la phase ascendante de la courbe du béton de référence se situe entre 100 et 200°C, celle des BHP est décalée vers les hautes températures. Pour le BHP sans précharge, elle a lieu entre 200 et 300°C pour le BHP avec précharge entre 300 et 400 °C. *Castillo et Durrani* relient ces différences de comportement aux capacités de rétention d'eau des 3 bétons.

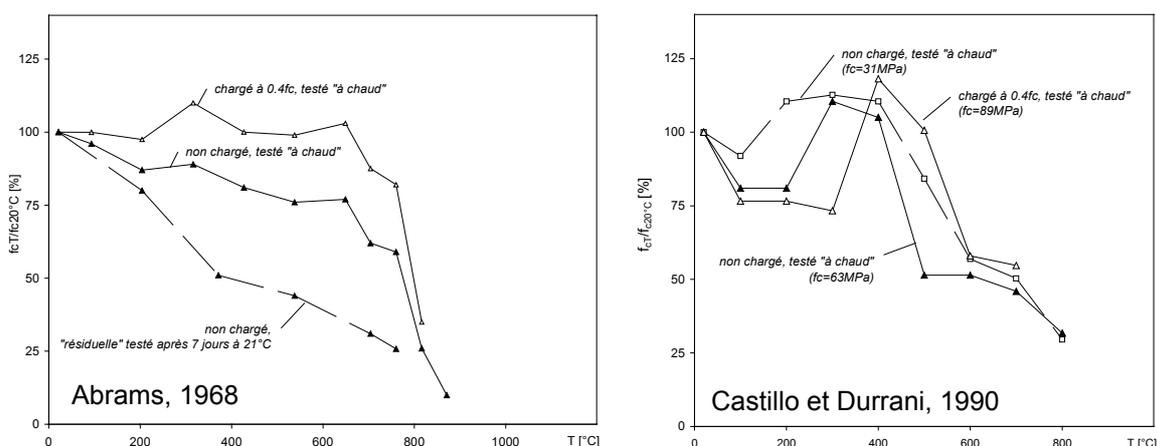


Figure 26 : Influence des conditions de la réalisation des essais sur la résistance en compression. Essais : « à chaud » et « résiduelles », « chargés » et « non chargés ». Source Abrams, 1968 [1] et Castillo et Durrani, 1990 [28] (description dans le texte)

Dans les bétons ordinaires, l'eau absorbée est libérée aux températures légèrement supérieures à $T = 100^{\circ}\text{C}$. Ceci conduit à une augmentation des forces de liaisons entre les hydrates et des énergies de surface. Il en résulte une augmentation de la résistance. Dans les BHP, plus compacts, le départ de l'eau est retardé. Ceci entraîne donc le décalage de l'augmentation des résistances vers les températures plus élevées. Ce décalage est plus marqué dans le BHP dont la compacité d'origine est plus élevée (la résistance plus grande) et est encore augmentée par l'effet de la précharge appliquée.

Plusieurs études ont, en effet, confirmé que l'application d'une précharge pouvait entraîner une augmentation des résistances relatives des bétons à hautes températures notamment de *Abrams*, 1968 [1], *Castillo et Durrani*, 1990 [28], *Khoury*, 1992 [96] ou chez *Danielsen*, 1983 repris par *Jahren*, 1989 [87]. D'autres résultats sont présentés dans la Figure 27 provenant du Projet HITECO 1999.

De façon générale, il est admis que **la précharge appliqué** durant la phase d'échauffement peut entraîner une densification de la matrice cimentaire du béton et une limitation de la fissuration. De plus, les conditions d'échauffement et la présence d'une charge sont favorables à la formation de polysilicates (*Khoury*, 1992). Par ailleurs plus il est à noter que le module d'élasticité est moins sensible à la précharge (Figure 27).

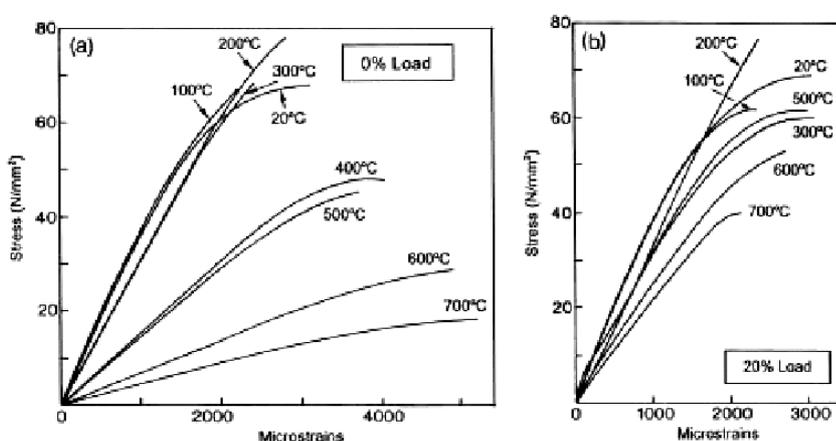


Figure 27: Effet de la température et présence de la charge mécanique en compression durant l'échauffement sur le comportement résiduel $\sigma(\epsilon)$ (béton C70, gabbro HITECO Projet, Khoury, 1999).

4.2.3. Vitesse de montée en température

Dans les recommandations de la RILEM, la vitesse de montée en température est limitée afin de réduire le gradient thermique dans l'échantillon testé. En choisissant la vitesse d'échauffement correspondant à la taille d'échantillon testé, on réduit les contraintes thermiques dues au gradient tout en réduisant l'effets de structure dans le matériau. Pourtant, il a été noté par [96] que les résistances résiduelles d'un béton chauffé avec une vitesse de $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ étaient plus importantes que celle d'un béton chauffé avec une vitesse lente de $0.1^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

Il apparaît que c'est la durée d'exposition à la température, qui est un paramètre majeur, déterminant les propriétés à la haute température. En appliquant une vitesse plus lente on permet aux transformations chimiques (notamment la déshydratation) de se poursuivre. Cependant, les vitesses beaucoup plus élevées figurent parmi les facteurs qui peuvent favoriser l'éclatement.

4.2.4. Etanchéité ou non des échantillons

Les sources [178], de façon générale, montrent que l'étanchéité des échantillons entraîne des résistances plus faibles. Ceci est attribué aux réactions hydrothermiques des hydrates sous l'action de la température et la présence de vapeur d'eau. Ces réactions sont accentués pour les échantillons étanches où les pressions internes sont plus significatives.

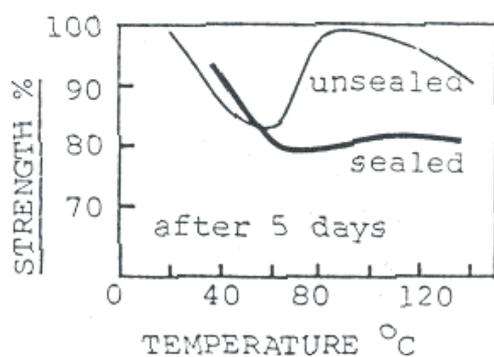


Figure 28: Résistance en compression des échantillons “étanchés” et “non étanchés”. Source Khoury, 1985

Sur la Figure 29, les informations concernant l'influence des différents paramètres liés à la technique de réalisation des essais sur la valeur de la résistance en compression sont représentées. Ce regroupement des informations réalisé par *Lankard et al. 1971* n'est valable que pour les bétons ordinaires.

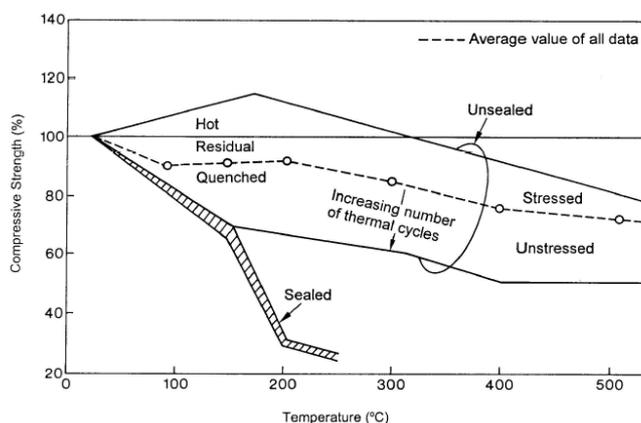


Figure 29: Diagramme schématisant l'influence des différents paramètres sur la résistance en compression à haute température des bétons ordinaires (Lankard et al. 1971)

4.3. Influence du type de béton et de la nature des constituants

4.3.1. Type de béton : haute performance et ordinaire (E/C)

Contrairement aux bétons ordinaires, l'étude du comportement mécanique à hautes températures des BHP a fait l'objet de peu de travaux. Une première synthèse bibliographique a été réalisée en 2001 par le CSTB à la demande du Projet National BHP 2000 [156].

Afin de déterminer l'influence du type de béton sur le comportement à haute température, nous nous sommes, en particulier, intéressés aux résultats obtenus par *Diederichs et al* [45], *Castillo et Durrani* [28], *Malhotra, Wilson et Painter, 1989* [121]. De plus, nous avons analysé les valeurs proposées par le DTU et l'Eurocode. Toutefois, en comparant, tous ces résultats expérimentaux nous ne pouvons pas de façon claire déterminer l'influence du paramètre E/C sur le comportement « à chaud ».

4.3.2. Influence des ajouts pouzzolaniques : fumée de silice et cendres volantes

L'objectif principal des travaux de *Malhotra, Wilson et Painter, 1989* [121] était de déterminer l'influence des fumées de silice sur le comportement à haute température des bétons. Les essais ont été réalisés sur 8 compositions de bétons différentes, 4 valeurs de E/C ont été testées : 0.23, 0.35, 0.5 et 0.71. Pour chaque rapport E/C, deux bétons ont été étudiés avec et sans fumée de silice. La fumée de silice n'a pas été utilisée en remplacement du ciment mais a été ajoutée à raison de 8 % de la masse de ciment. Le sable était un sable naturel (Ottawa Valley). Le granulats de diamètre maximum de 19 mm était un granulats concassés. Les auteurs ne précisent pas la nature minéralogique

de ces agrégats. Un superplastifiant, condensât de naphthalène sulfonée formaldéhyde a été utilisé dans toutes les compositions. L'analyse que nous faisons de ces résultats porte principalement sur les bétons dont les rapports E/C = 0,35 et 0,23 et dont les résistances sont supérieures à 50 MPa. Les résistances de ces deux types de bétons déterminées après 28 jours de cure humide se sont échelonnées de 53 à 87 MPa. Les éprouvettes soumises à hautes températures étaient des cylindres 102 x 203 mm dans le cas des essais de compression. Les éprouvettes ont préalablement été conservées en cure humide durant 7 jours puis à $T = 21\text{ °C}$ et 50 % HR durant 21 jours. La vitesse de montée en température était de 25 °C par minute jusqu'à 150 °C et 50 °C par minute au-delà. Les éprouvettes ont été soumises aux températures de 150, 300 et 450 °C . Elles ont été maintenues à ces températures durant 72 heures avant refroidissement. Le refroidissement a été effectué en éteignant le four. Les échantillons ont été maintenus dans le four lors du refroidissement afin d'éviter les chocs thermiques. La vitesse de refroidissement n'a pas été contrôlée.

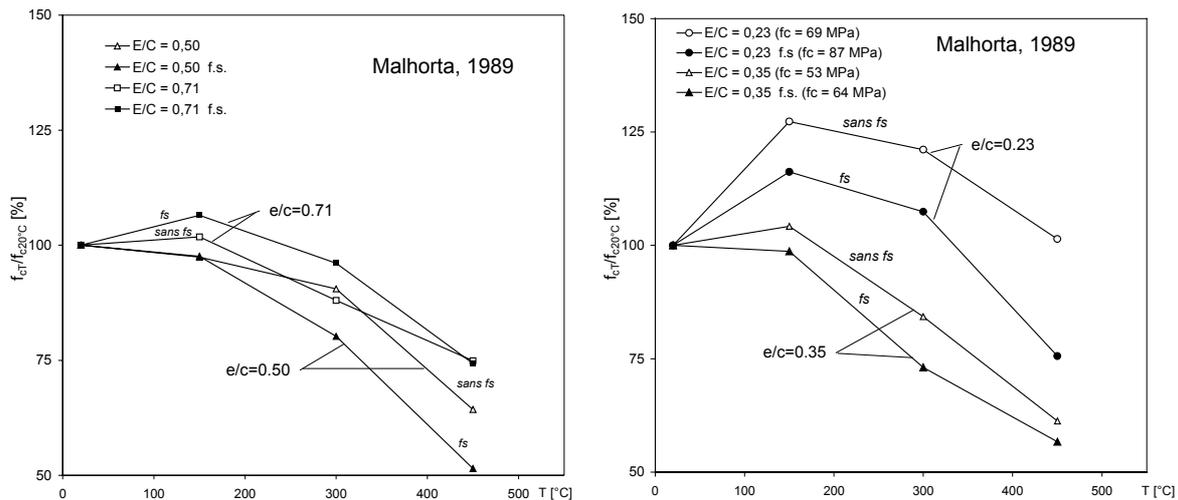


Figure 30 : Influence de la présence de fumée de silice sur la résistance en compression [121]

Le premier constat important qui apparaît à l'analyse de résultats obtenus par *Malhorta, et al. 1989* [121] est l'influence significative de l'ajout de fumée de silice sur la résistance relative des bétons avec E/C faible (0,35 et 0,23) (Figure 30). L'action de la fumée de silice sur le comportement des bétons ayant le rapport E/C élevé est moins évidente. Pour les bétons plus résistants, l'ajout de la fumée de silice entraîne une baisse de la résistance (10%) dans la gamme de température testée, entre 150 et 450 °C . Il est à noter que l'influence défavorable des fumées de silice est moins marquée pour les bétons également testés dont le rapport E/C = 0,50. Elle devient favorable lorsque E/C = 0,71. Ces résultats ne sont pas en accord avec ceux de *Diederichs et al (1992)* [45]. Pour les bétons moins résistants, plus poreux, caractérisés par le rapport E/C plus élevé, l'ajout de la fumée de silice reste sans effet net. Cette différence entre les bétons plus poreux et denses, peut être expliquée par la possibilité d'apparition de conditions favorisant les réactions hygrothermiques dans les bétons denses. Rappelons que les réactions hygrothermiques conduisent aux transformations des hydrates CSH en formes plus ou moins résistantes. L'ajout de la fumée de silice (SiO_2) diminue le rapport C/S de la pâte (Figure 9) et entraîne la création d'hydrates moins résistants.

Une étude de l'effet de la température sur les propriétés mécaniques de béton a été étudiée également par *Papayianni et Valiasis, 1991* [148]. Dans les essais réalisés par ces chercheurs, il a été montré, que le remplacement de 40% du ciment Portland par des cendres volantes, provoque une plus forte réduction de la résistance en compression pour les températures 200, 400, 600 et 800 °C . L'auto-réparation des bétons après un et trois mois est plus lente pour les bétons avec les matériaux pouzzolaniques du type cendres volantes.

4.3.3. Influence de l'eau sur les propriétés mécaniques à chaud

De nombreux essais réalisés sur bétons ordinaires présentent entre 50 et 150 °C des valeurs de résistances relatives inférieures à 100 % avec un minimum aux environs de 80 °C (Figure 31). Ce comportement est attribué à l'eau plus fluide à ces températures. Cette augmentation de la fluidité de l'eau pourrait entraîner (*Khoury, 1992*) : une réduction des forces de liaisons faibles (Van der Waal) entre les couches de CSH, une réduction des énergies de surface du gel et le développement

éventuel de groupes silanols (Si-OH HO-Si) qui présentent des forces de liaisons faibles. Concernant le dernier point, il n'est cependant pas certain que, même si l'influence de l'eau sur la formation de groupes silanols est démontrée, celle-ci puisse jouer un rôle non négligeable au cours des essais ici analysés. En effet les durées d'exposition dans la plage de température à considérer (50 à 300°C) sont faibles, de 15 minutes à 2 h. La prise en compte des cinétiques de réaction qui dépendent des niveaux de pression et de températures régnant dans le béton est donc nécessaire.

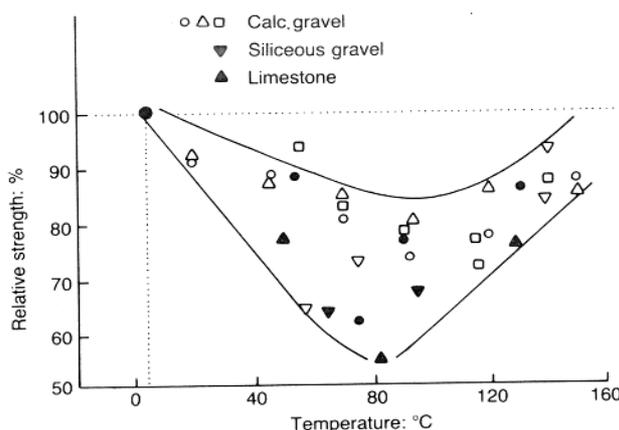


Figure 31: Résistance en compression des bétons des différentes natures de granulat. Source : Khoury [96].

La présence d'eau sous forme de vapeur peut également influencer le comportement mécanique du béton au travers des réactions hygrothermiques [96]. Les réactions peuvent entraîner de profondes modifications de la structure physique et chimique du béton. La nature des phases formées dépend alors du rapport C/S (chaux/silice), de la température et de la pression [198]. Ainsi un rapport C/S= 1.5 entraîne, à partir de 110°C, la formation d'hydrates α -C₂S de résistances peu élevées. En revanche un rapport C/S proche de 1 entraîne, au-delà de 150°C, la formation de gel de tobermorite, type de CSH très résistant (Figure 9). L'addition de silice sous forme de laitier, cendres volantes ou fumées de silice devrait donc être favorable au comportement à haute température du béton.

Cependant, de même que pour la formation des groupes silanols, les cinétiques des réactions hygrothermiques sont à prendre en compte pour la compréhension des comportements mécaniques des BHP à hautes températures.

4.3.4. Résistance en compression vis à vis la température dans les documents codificatifs

Dans les documents codificatifs tels que le DTU (Document Technique Unifié) et l'EUROCODE 2 nous trouvons les courbes d'évolution de la résistance en compression avec la température. Ces courbes ont été établies en se basant sur les résultats expérimentaux, obtenus sur les bétons de compositions variées par différentes équipes des chercheurs.

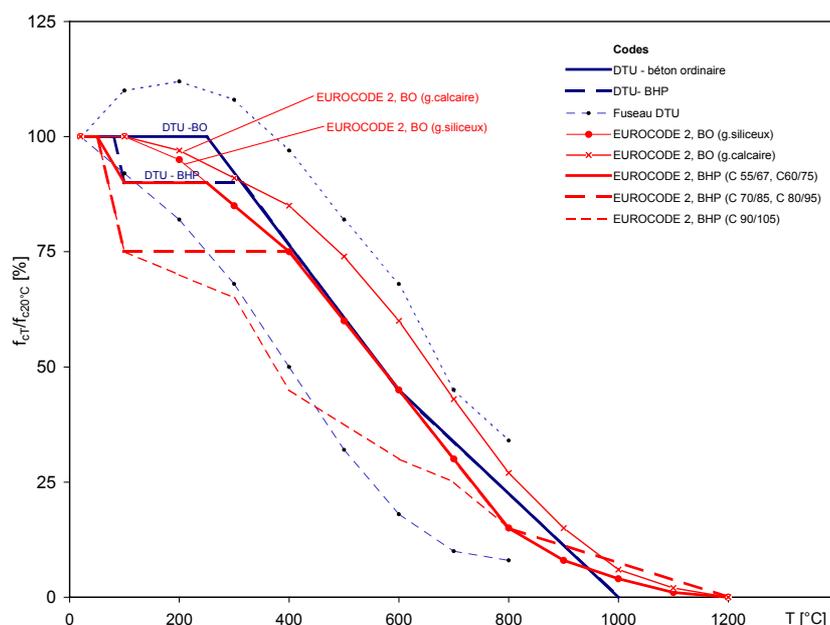


Figure 32 : Courbes de la variation de la résistance en compression selon les textes codificatifs DTU et EUROCODE 2

4.4. Résistance en traction

Dans la littérature il existe peu de résultats concernant l'évolution de la résistance en traction en fonction de la température. Pourtant pour réaliser l'étude du comportement du béton soumis à haute température cette propriété du béton semble cruciale. C'est par le dépassement des contraintes en traction que ces bétons s'écaillent et éclatent. La plupart des observations de l'évolution de la résistance en traction en fonction de la température sont réalisées après le refroidissement par fendage (*Thelandersson, 1971, Noumowé, 1995*). Des essais de traction directe, après l'exposition à haute température et refroidis ont été réalisés par *Noumowé, 1995*. Les valeurs obtenues en traction directe restent les plus proches de la réalité. Le manque de résultats de traction directe « à chaud » est principalement lié à la complexité de la réalisation des essais. La réalisation d'essais de traction directe sur le matériau béton est fortement compliquée par l'association d'une variable supplémentaire, la température. A notre connaissance les seuls résultats de la traction directe à chaud sur le matériau béton, ont été réalisés dans le cadre du Projet HITECO par l'équipe de *Felicetti, Gambarova et Khoury* [61].

Nous avons regroupé sur la Figure 33, les résistances en traction résiduelles déterminées par fendage par *Thelandersson, 1971* et *Noumowé, 1995* et par traction directe par *Noumowé, 1995*. De plus les valeurs obtenues par *Felicetti, Gambarova et Khoury* [61] de traction directe à chaud ont été portés. Les valeurs obtenues sont comparées avec les valeurs proposées par l'EUROCODE 2 et le DTU.

Toutes les valeurs déterminées se situent au-dessous de celles du DTU. La comparaison des résistances en compression déterminées conformément aux deux méthodes suggère que ces essais de traction réalisés à froid puissent conduire à une surestimation des valeurs recherchées entre 100 et 200°C.

De même que pour le comportement en compression la résistance en traction des BHP soumises à hautes températures est supérieure lorsque E/C est faible (0.23). L'origine de cette différence est également attribuée à l'accélération, à haute température, de l'hydratation de ces bétons mal hydratés avant essais.

La résistance en traction des bétons diminue avec l'augmentation de la température cependant, pour les pâtes de ciment, les observations réalisés par *Lea, 1920* ont montré que leur résistance en traction augmente jusqu'à 400°C. Il est à noter que les expériences ont été réalisées à chaud en utilisant la technique directe.

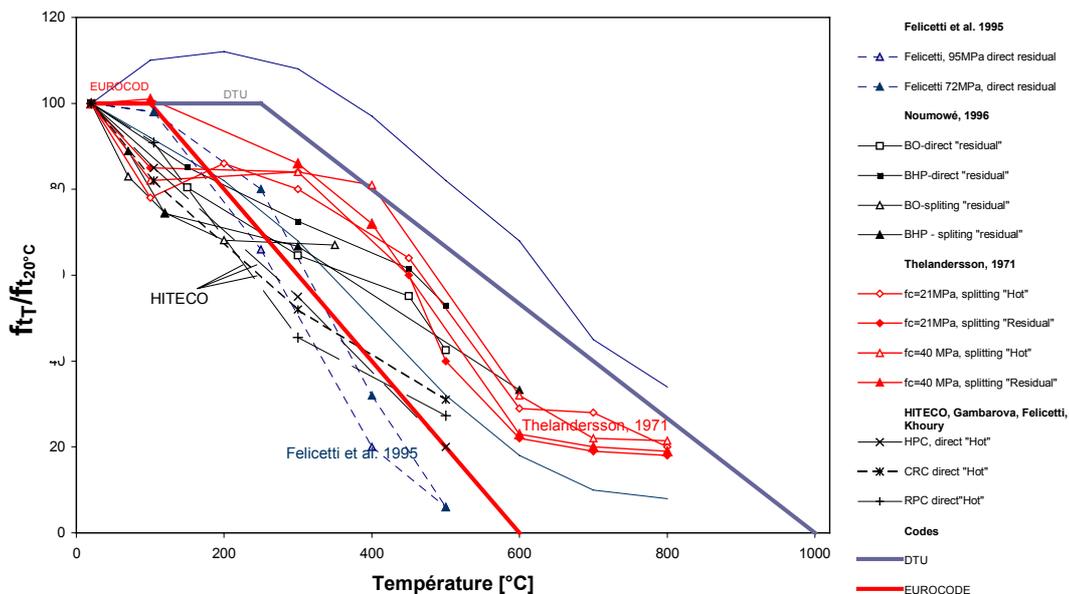


Figure 33: Résultats des essais de résistance en traction obtenus par Thelandersson, 1971, Noumowé, 1995, Felicetti, Gambarova, Khoury, 1985, Felicetti et al. 1995.

4.5. Module d'élasticité en compression

Diederichs et al. 1992 et *Castillo et Durrani, 1990* ont mesuré les déformations des éprouvettes au cours des essais de compression à hautes températures.

Au fur et à mesure de l'augmentation des températures nous pouvons observer :

- la réduction de la pente de la première partie linéaire de la courbe,
- l'augmentation de la déformabilité des bétons.

Les modules d'élasticité déterminés par *Diederichs et al (1992)* sur les trois BHP et par *Castillo et Durrani (1990)* sur le BHP et le béton ordinaire sont portés sur Figure 34. Les valeurs du DTU sont également données sur la même figure. Bien que les modalités expérimentales adoptées par Castillo et Durani puissent entraîner une surestimation des déformations nous pouvons observer, qu'au-delà de 200°C, les modules d'élasticité déterminés sont supérieurs à ceux obtenus par *Diederichs et al. (1992)*. Les deux séries de courbes restent cependant supérieures à celles du DTU. Les différences sont importantes sur une grande plage de température. Elles sont maximales à T = 400 °C et comprises entre 20 et 70 %. Seule une valeur déterminée à T = 100°C sur le BHP de cendres volantes se situe environ 5 % au-dessous de la courbe du DTU.

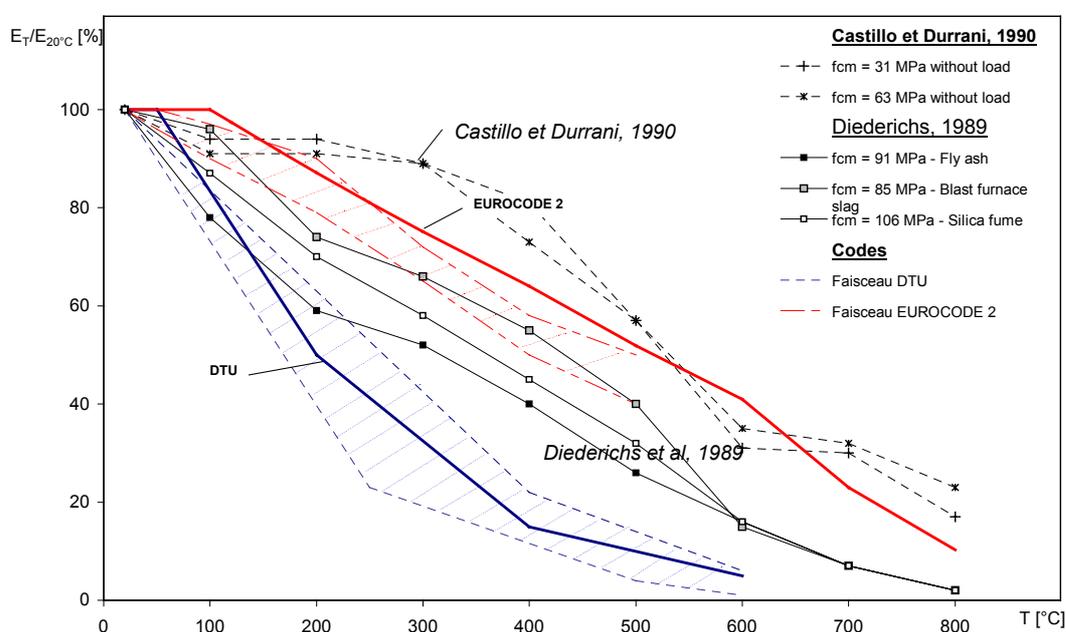


Figure 34: Modules d'élasticité en fonction de la température d'exposition; la zone grisée indique les valeurs expérimentales prises en compte pour l'établissement du DTU (les courbes extrêmes représentant déjà des moyennes d'après leurs auteurs).

4.5.1. Effets des hautes températures sur l'énergie de fissuration du béton

Comme nous avons vu, les hautes températures ont de grandes influences sur les propriétés mécaniques du béton (module d'élasticité, résistance en compression et en traction). Il est clair que cela crée une évolution de l'énergie de fissuration.

L'énergie de fissuration peut être définie comme l'énergie nécessaire à la création d'une fissure de surface unitaire. Elle a été déterminée conformément aux recommandations de la RILEM (*RILEM, 1986*) par essai de flexion trois points sur éprouvette entaillée. Son expression est donnée par l'équation suivante :

$$G_f = \frac{W_0 + mg\delta_0}{A_{lig}} \quad [J/m^2] \quad (\text{Équation 4-1})$$

où, W_0 est l'aire sous la courbe effort-flèche en [J], m la masse de l'éprouvette en [kg], g l'accélération de la pesanteur en [m/s^2], δ_0 la flèche maximale en [m] et A_{lig} l'aire du ligament non entaillé de l'éprouvette en [m^2].

L'analyse des résultats obtenus par différents auteurs (*Baker 1996, Bazant & Kaplan 1996, Heinfling 1997*) indiquent que la variation de l'énergie de fissuration du béton avec la température est un paramètre important influençant la fiabilité et la précision des simulations de spécimens ou de structures en béton armé à hautes températures (*Heinfling 1997*).

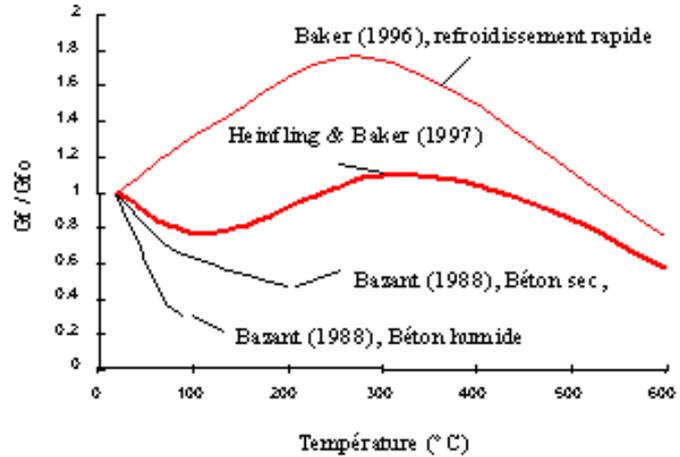


Figure 35 : Variations relatives de l'énergie de fissuration du béton avec la température (*Heinfling 1998*)

Les figures 36 et 37 présentent l'évolution de l'énergie de fissuration avec la température. Les valeurs obtenues sont « résiduelles » obtenues après le cycle d'échauffement et refroidissement jusqu'à la température ambiante. Les matériaux testés étaient deux BHP M75C et M75SC et un BO M30C. **Leur composition est la même que des bétons testés en cadre du Projet BHP 2000 leur fabrication a été réalisée au CSTB et a suivie la fabrication des matériaux pour présente étude.** L'étude a été menée, en collaboration entre le CSTB et Université Cergy Pontoise. La procédure et les modalités d'essais sont présentés par *Pineaud et al. 2003 [162]* et par *Menou, 2004 [125]*. On peut noter la dispersion des résultats pour cette caractéristique et une forte dépendance de l'énergie de fissuration aux paramètres énoncés pour la résistance (nature du liant et des granulats, teneur en eau, vitesse du chauffage...).

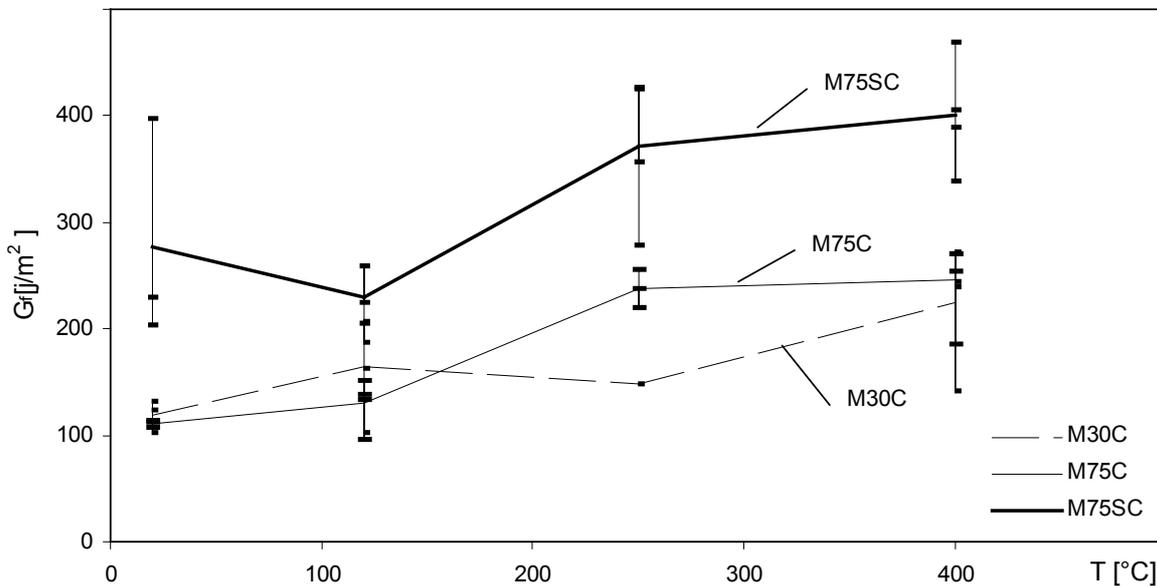


Figure 36 : Variation de l'énergie de fissuration en fonction de la température pour 2 BHP : M75C et M75SC et 1 BO : M30C, *Pineaud et al. 2003 [162]*

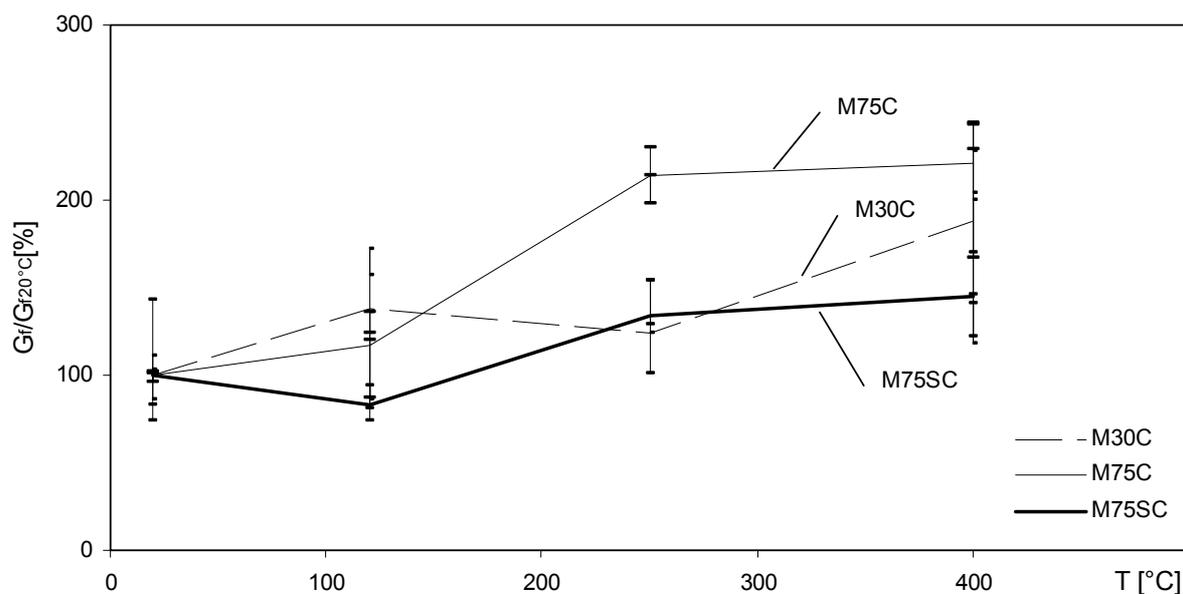


Figure 37 : Changement de l'énergie de fissuration relative en fonction de la température pour 2 BHP M75C et M75SC et 1 BO : M30C, Pineaud et al. 2003 [162]

4.5.2. Variation du coefficient de Poisson avec la température

Sous le chargement en compression uniaxial, le coefficient de Poisson est un rapport entre la déformation latérale et la déformation axiale. Les valeurs généralement utilisées sont pour les bétons comprises entre de 0,20 et 0,21. Cependant cette valeur peut varier de 0,15 à 0,25 selon la nature de granulats, son contenu en humidité, l'âge du béton et sa résistance à la compression.

En se référant aux données expérimentales présentées dans la bibliographie, le coefficient de Poisson d'un béton ordinaire et d'un béton de haute performance dans la zone élastique restent comparables. En passant dans la zone anélastique l'augmentation relative des déformations latérales est moins importante pour des bétons à plus haute résistance. Ainsi, les bétons à haute performance présentent les déformations volumiques moins significatives que dans le cas des bétons ordinaires (voir [181]).

Peu d'informations sont disponibles dans la littérature sur le sujet de la variation du coefficient de Poisson avec la température. Il existe deux groupes de résultats provenant d'essais non destructifs (propagation des ondes d'ultrasons) et destructifs. Les résultats des essais présents dans la littérature concernent des valeurs résiduelles, obtenus après refroidissement.

La diminution du coefficient avec l'augmentation de température a été rapportée par *Marechal 1970* [124]. L'étude menée sur des bétons avec les granulats siliceux testés jusqu'à 400°C, a montré que les valeurs de coefficient de Poisson évoluent avec la température de même manière que le module d'élasticité. Les résultats de la mesure du coefficient de Poisson en employant la technique de la propagation des ondes d'ultrasons (*Farage et al. 2003* [55]) ont été réalisés, sur la pâte de ciment. Les résultats ont été obtenus pour une gamme de températures de 20 - 300°C. Il a été observé une diminution de la valeur du coefficient de 20% à 150°C poursuivi par une augmentation de 7.5% à 300°C.

Il faut souligner que dans la littérature, il y a peu de résultats concernant la variation du module d'élasticité avec la température, notamment ceux réalisées « à chaud ».

5. Comportement au feu du béton à haute performance : éclatement du béton

5.1. Phénomène d'éclatement et d'écaillage du béton

5.1.1. Mécanisme du phénomène

Les premières mentions concernant l'éclatement des bétons datent des années soixante. Les observations du comportement des bétons à haute température menées par *Harmathy, 1965* [76] ont montré que les matériaux chauffés pouvaient présenter, dans certains cas, un comportement explosif (*ang. spalling*). Deux principales raisons de l'éclatement ont été attribuées premièrement aux effets du **gradient thermique** et la **formation de pressions de vapeur d'eau dans le matériau** (*ang. water clog effect*). Il faut noter que ces observations et la théorie développée par *Harmathy, 1965* [76] l'ont été adoptés pour les bétons ordinaires. Ce n'est qu'en 1984 que *Hertz* [78], en étudiant les propriétés de bétons à haute performance (120 MPa et 170 MPa) soumis aux températures élevées a observé une forte sensibilité de ces bétons à l'éclatement.



Figure 38: Exemple d'écaillage. Après l'incendie dans le tunnel de Tauern (source [110])

L'éclatement des bétons entre 300 et 350°C a été observé et attribué aux pressions de vapeur d'eau dans ces bétons denses, de porosité limitée. Différentes techniques de prévention ont été employées : fibres d'acier pour augmenter la résistance en traction et protections en forme de maillage renforçant la surface d'un élément de structure. Pour apporter des solutions efficaces de prévention, une compréhension du phénomène et des paramètres favorisant son apparition sont nécessaires. Les travaux importants dans le domaine expérimental ont été menés notamment par *Zhukhov, 1976* [204], *Hertz, 1984* [78], *Diederichs et al. 1992* [45]. Cinq principaux paramètres augmentant la probabilité d'apparition du phénomène ont été distingués :

1. **faible porosité** – cette caractéristique a été citée par [28], [75], [76], [80], [46], [95] comme un paramètre principal d'éclatement. La porosité faible (caractéristique principale des BHP), entraîne une faible perméabilité et par conséquent un transfert de masse plus difficile.
2. **contrainte thermique** – notamment dues aux gradients thermiques provoqués notamment par l'échauffement rapide avec les **vitesse de montée en température très importantes**, ou **l'échauffement des éléments asymétriques** [130]. Ces facteurs entraînent les gradients thermiques et hydriques plus importants ainsi que des états de contraintes qui favorisent l'éclatement.
3. **présence de l'eau et apparition des pressions internes** (Figure 39) - l'eau présente dans le matériau est considérée comme la raison principale de l'éclatement. Les travaux de *Harmathy* ont montré que le comportement explosif commence à partir d'une certaine teneur en eau du matériau. Les sources [204] et [80] citent 3-4% de la teneur en eau (massique) comme une valeur au-dessus laquelle la possibilité d'éclatement est très forte. Il a été observé que l'éclatement n'apparaît pas si le matériau est sec, même en condition de présence d'un fort gradient thermique (*Harmathy et al. repris par Hertz, 2002* [80]). L'eau libre contribue fortement à l'apparition des **pressions internes** de vapeur d'eau. Les sources [5], [11], [34], [76], [35], [78], [80], [87] considèrent augmentation des pressions de vapeur d'eau dans le matériau, comme l'une des principales raisons de l'éclatement. Dans le travail de *Hertz, 1984*

[78] le mécanisme de l'éclatement due à l'apparition des pressions de vapeur d'eau est comparé au mécanisme de travail du canon à vapeur « *Architrionito* » de Léonard de Vinci.

4. **présence de la charge mécanique** notamment de la précontrainte qui favorise, dans certains cas, l'éclatement [87], [80].
5. **déformations thermiques empêchées** (Figure 39) – *Ulm, Coussy, Bazant, 1999* [197] a montré que la dilatation thermique empêchée, génère des contraintes internes en compression dans la direction parallèle à la surface soumise au feu. Selon ces auteurs, c'est cette compression qui provoque la fissuration, tandis que les pressions internes dans la structure ne jouent qu'un rôle secondaire en influençant l'éclatement après localisation des déformations. Cette hypothèse est cohérente dans le sens où les BHP présentent un risque d'écaillage plus élevé que le béton ordinaire à cause de leur faible ductilité en compression [197].

Nous pouvons aussi citer les paramètres qui influencent indirectement sur l'apparition de l'éclatement :

- Utilisation des adjuvants et des additifs : les superplastifiants, la fume de silice (densification de la structure du matériau → **faible porosité**)
- Utilisation des granulats légers d'une grande porosité, qui peuvent contenir de l'eau (→ **présence d'eau** → **pression de vapeur d'eau**)
- Vitesse de montée en température importante, provoquant des gradients thermiques (→ **contraintes thermiques**)
- Traitement thermique du type autoclavage qui augmente fortement les risques d'éclatement [204], (densification de la structure du matériau → **faible porosité**)
- Nature de la structure qui peut avoir une forte influence sur le fait que l'éclatement va se manifester. Nous pouvons citer l'exemple très marquant des tunnels, où le béton dans les voussoirs reste dans des conditions humides avec une teneur en eau élevée favorisant l'éclatement en cas d'incendie.

Comme nous avons vu, l'éclatement est la résultante de processus thermiques, hydriques et mécaniques couplés et éventuellement concurrents, impliquant un grand nombre de paramètres, tant à l'échelle du matériau qu'à celle de l'élément de structure. De ce fait le comportement à l'éclatement présente un caractère stochastique, comme en témoignent les essais au feu : dans des conditions expérimentales identiques, seulement une partie des éléments de structure testées présentent de l'éclatement.

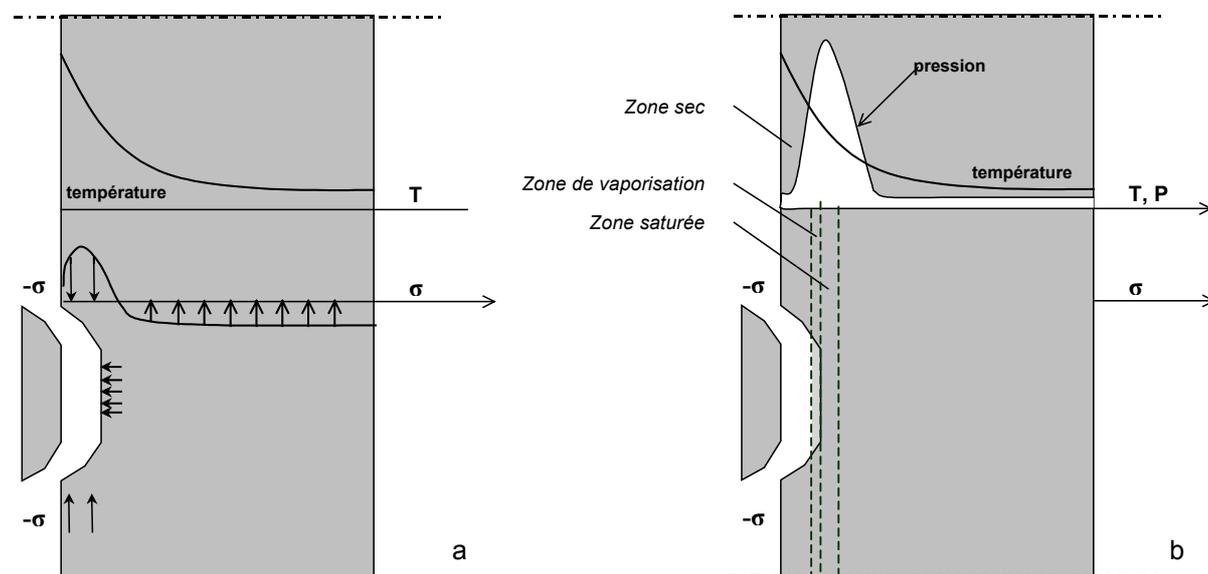


Figure 39: Principales raisons d'apparition de l'écaillage : a) dilatation thermique empêchée d'après Bazant, 1997[15] et b) pressions internes Anderberg, 1997[5]

Une technique efficace pour éliminer l'apparition de l'éclatement consiste à créer les réseaux des pores connectés permettant l'évacuation de la vapeur d'eau et la réduction des pressions internes

dans le béton chauffé, afin que l'une des causes de l'éclatement soit éliminée. Cette solution est exposée dans le chapitre suivant.

5.1.2. Moyens de prévention de l'éclatement

L'addition de fibres polypropylène est recommandée par l'EUROCODE 2 comme moyen permettant la réduction des risques d'éclatement des BHP, lorsqu'ils sont soumis au feu. Sur la Figure 40 les fibres de polypropylène fréquemment utilisées ont été représentées. Sur la Figure 41 nous observons une image au microscope électronique à balayage (MEB) les mêmes fibres dispersées dans la matrice cimentaire. Plusieurs études expérimentales concordent pour conclure que l'addition des fibres polypropylènes est généralement une solution efficace permettant de réduire la sensibilité à l'éclatement des BHP [25], [139], [147]. Les fibres sont employées en quantité de 0.1% à 0.2% du volume du béton. Ceci correspond à une quantité couramment employée dans le but de la prévention de l'écaillage.



Figure 40. Fibre polypropylène fibrylée FIBERMESCH

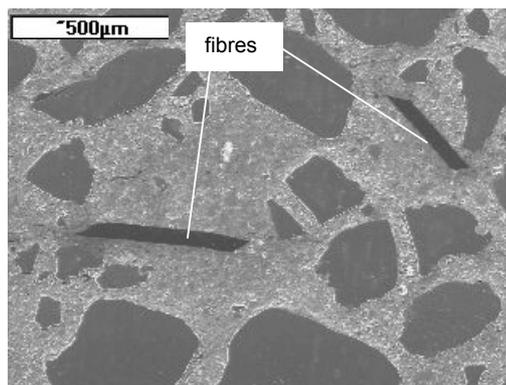


Figure 41. Fibres polypropylène dispersés dans un BHP. Image MEB 50x, échantillon poli.

Sur la Figure 42, représentant l'analyse thermique différentielle des fibres polypropylène, les pics sur la courbe correspondent au: point de la fusion (171°C), à la température d'évaporation (341°C), et de carbonatation (457°C). Les fibres fondent à 171°C et sont absorbées totalement ou partiellement par le réseau poreux de la matrice cimentaire. A 341°C le polypropylène se vaporise. Rappelons que les éclatements se produisent à des températures comprises entre 190-260°C. L'incorporation des fibres diminue significativement les valeurs des pressions et diminuent la température de l'apparitions des pics de la pression (180-200°C).

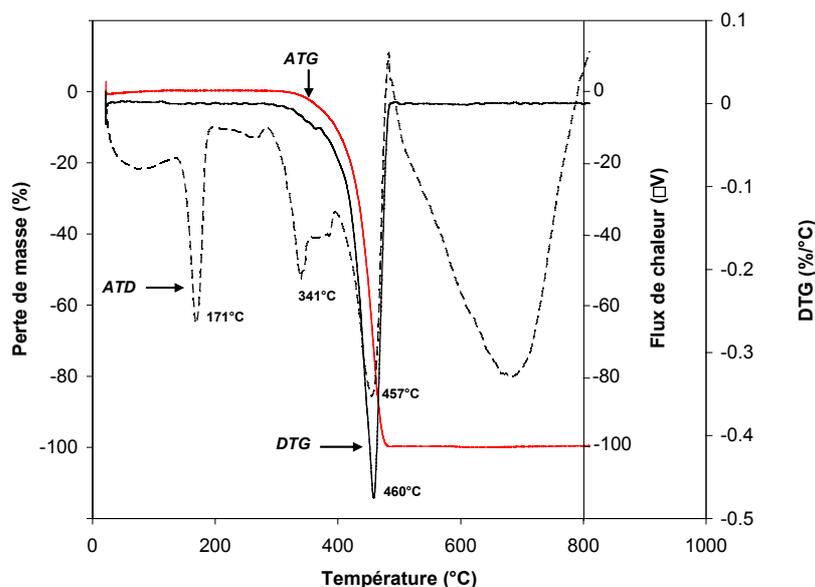


Figure 42. Les courbes ATD et DTG pour les fibres polypropylène [94]

La plupart des auteurs s'accordent pour dire qu'en fondant les fibres laissent un chenal permettant à la vapeur d'eau de circuler [25], [139], [147]. Mais les phénomènes en jeu sont encore mal connus. Il a été observé [95] que les bétons avec fibres polypropylène, après l'échauffement jusqu'à 400°C, présentent une densité de fissuration de la matrice plus importante. Les fissures observées sont de taille de 1µm pour un béton avec des fibres et de taille de 10 µm pour le béton non-fibré. On émet deux hypothèses concernant cette fissuration supplémentaire dans les bétons fibrés. La première est que les fibres, en chauffant se dilatent de 10% ce qui peut générer les contraintes locales et un nucléation des fissures. La deuxième est que le lit des fibres favorise la formation locale de fissures et incite le faïençage.

Afin de mieux comprendre le processus thermo-hydrrique menant à l'éclatement et fournir des données pour la validation des codes numériques, un dispositif originaux a été mis au point pour la mesure des champs de température, de pression dans le réseau poreux et de teneur en eau par une équipe du CSTB *Kalifa et al.* [93], [94] et [95].

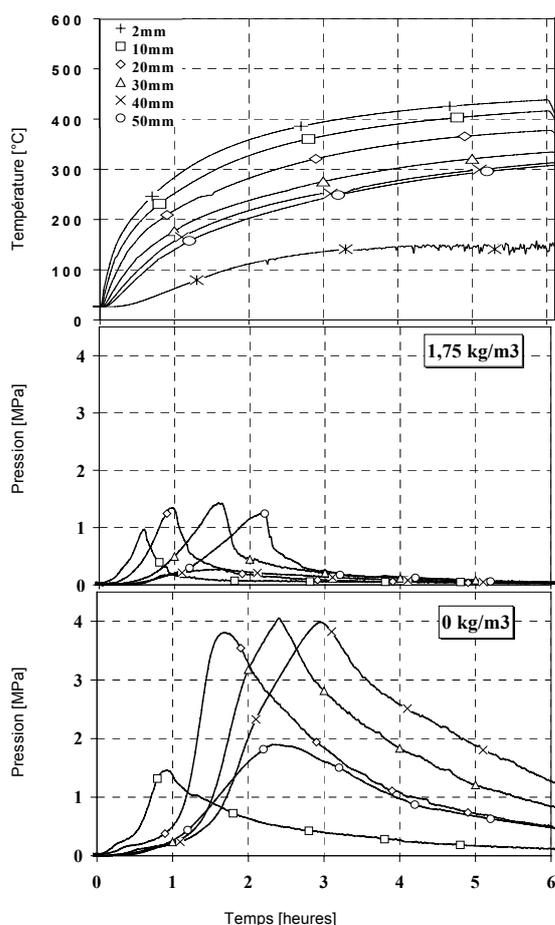


Figure 43: a) Evolution du champ de température au cours de l'échauffement, b) Pression de pore en fonction de la distance à la surface chauffée pour un BHP avec des fibres en quantité de 1.75 kg/m³ et en comparaison avec BHP sans fibres [94].

Pourtant les essais réalisés par *Kalifa et al.* 2001 ont donné une réduction des pressions significative pour la quantité de fibres de 0.11%. Ainsi, il a été montré par la simulation numérique que pour un dosage de fibres donné, les fibres les plus longues sont les plus efficaces. L'étude expérimentale d'optimisation de la longueur des fibres a été menée récemment par *Bilodeau et al.* 2003 [21].

La quantité « expérimentale » de fibres moins importante par rapport à la quantité donnée par les modernisateurs, pour obtenir le seuil de percolation, peut être expliquée notamment par le fait que la zone de contact entre la pâte de ciment et les granulats participe à la connectivité du béton

L'étude de *Kalifa et al.* [95] a mis en évidence l'efficacité des fibres comme moyen de réduction des pressions de vapeur d'eau dans les bétons. L'étude [95] a montré que l'utilisation des fibres en quantité d'environ 0.2 % du volume permet de réduire efficacement les pressions internes. Comme nous pouvons voir sur la Figure 40: l'ajout de 1.75 kg/m² entraîne une réduction de 70% de la valeur de la pression maximale observée au cours d'essais sur un béton de référence sans fibres. Il a été noté que l'effet des fibres n'augmente pas significativement lorsque le taux des fibres est supérieur à 1.75 kg/m³ [93], [94] et [95].

L'efficacité des fibres organiques vis à vis de l'éclatement a fait l'objet de plusieurs études. Les essais sont dans la plupart des cas ([21],[95],[139],[147],[175]) conduits selon des sollicitations thermiques normalisées proche de la courbe ISO-834. L'efficacité des fibres a été testée sur différents corps d'épreuve : sur des colonnes chargées ou non chargées ou sur des cylindres, par une appréciation qualitative de l'aspect du béton après l'essai.

NOTA : La sollicitation thermique conforme à la norme ISO -834 est définie par la relation :

$\theta_f(t) = 345 \log(8t + 1) + \theta_a$, où t est le temps (en min), θ_f la température du four (en °C), θ_a la température ambiante à l'instant initial (en °C).

Par ailleurs, l'efficacité des fibres polypropylène a été mise en évidence par simulation numérique réalisée au NIST par équipe de *Bentz et al.* [20]. Sur la base de la théorie de la percolation, leurs calculs ont permis d'évaluer la quantité minimale de fibres pour assurer leur efficacité. La quantité de fibres nécessaire pour obtenir le seuil de la percolation a été estimée par la modélisation à 1.5% du volume du béton.

(Bentz et al. [20]. Brandt, 2003 [24]) et la percolation peut se réaliser par la connections de ces zones par les chenaux créés par les fibres polypropylène fondant à 171°C.

5.1.3. Influence des fibres polypropylène sur le comportement mécanique à haute température

L'ajout des fibres polypropylène en quantité d'environ 2 kg/m³ provoque une diminution de la résistance à 20°C par rapport au matériau sans fibres Breitenbacher, 1998 [25], Brandt, 2003 [24]. Pour compenser cette décroissance il est conseillé d'augmenter la quantité de ciment de 20-30 [kg/m³] [25], notamment pour assurer la maniabilité du mélange.

L'étude des propriétés mécaniques des bétons fibrés à haute température a, en échange, fait l'objet de peu de travaux. Dans Hoff et al. [81] le comportement mécanique de bétons fibrés après cuisson puis refroidissement a été étudié. Les résistances en compression s'échelonnent de 60 à 85 MPa. Par contre, nous n'avons pas trouvé dans la littérature de résultats issus d'essais réalisés « à chaud » sur BHP de fibres organiques, permettant d'évaluer le comportement mécanique de ces bétons à haute température.

6. Conclusion de la partie bibliographique

La synthèse des observations et des expérimentations réalisées concernant l'effet de la température sur le béton, effectué dans la partie bibliographique (Première Partie), a révélé que l'évolution des propriétés mécaniques est fortement liée à l'évolution de la microstructure, au départ de l'eau et aux réactions de déshydratation. Ceci se traduit par l'évolution de la porosité, la taille caractéristiques des pores et par ceci de la perméabilité. Parmi les paramètres significativement influençant le comportement du matériau béton à haute température figure la présence de l'eau dans le matériau. Sa quantité dans le béton dépend du rapport E/C et de la quantité d'eau de gâchage. Cette l'eau présente dans la matrice cimentaire sous forme de l'eau libre, l'eau capillaire, l'eau adsorbée et l'eau chimiquement liée aux hydrates de ciment. Durant l'augmentation de la température l'eau a une tendance à partir du matériau en commençant par l'eau libre faiblement liée, passant progressivement à la déshydratation des hydrates du gel CSH. L'eau présente sous forme liquide et celle présente sous forme de vapeur modifie significativement les propriétés thermiques du matériau mais aussi mécaniques. Notamment dans le cas des bétons à haute performance l'augmentation de la pression de la vapeur contribue de façon significative dans l'apparition du phénomène de l'écaillage.

Nous proposons dans la Deuxième Partie de ce mémoire, d'étudier, en utilisant les moyens expérimentaux, l'influence des divers paramètres dont l'impact sur le comportement mécanique n'était pas encore étudié ou cette influence n'était pas déterminée dans les conditions de la réalisation des observations « à chaud ». Nous retenons que ce type de réalisation des essais est plus représentatif pour déterminer le comportement du matériau au cours d'incendie ou une augmentation accidentelle de la température.

Certains aspects, telles que l'influence du rapport E/C sur le comportement mécanique à chaud n'est pas clairement déterminé.

Parmi les autres aspects controversés nous pouvons citer l'influence des conditions de réalisation des essais mécaniques « à chaud » en comparaison aux valeurs résiduelles. A notre connaissance il manque une étude claire sur la différence de comportement des bétons testés « à chaud » et « résiduel » sur le même matériau, dans les mêmes conditions de réalisation des essais.

Un travail nécessaire doit être réalisé sur le comportement mécanique « à chaud » des bétons avec des fibres polypropylène, qui sont une solution permettant efficacement de réduire les pressions de vapeur d'eau dans les BHP, mais leur influence sur les propriétés mécaniques à haute température demeure peu connue.

En réalisant l'étude bibliographique concernant le phénomène de l'éclatement nous observons que les contraintes induites par les pressions de vapeur d'eau dans les pores entraînent des efforts de tractions. Par conséquent c'est par le dépassement de la résistance en traction que le béton s'écaille. Il est donc nécessaire d'étudier le comportement en traction « à chaud » de façon directe. Ceci apporterait les éléments de réponse permettant de mieux comprendre le phénomène de l'éclatement.

Pareillement, pour le phénomène de la déformation thermique transitoire, une étude approfondie de ce comportement caractéristique pour le béton est nécessaire. Ceci exige la mise en place d'un nouveau dispositif expérimental permettant de mesurer les déformations du matériau au cours de l'échauffement, notamment des déformations du matériau sous chargement mécanique durant l'augmentation de la température.

1. Matériaux testés. Composition et fabrication

1.1. Composition des bétons testés

1.1.1. Formulations

Les compositions des bétons testés sont basées sur celles des bétons réalisés pour les besoins du projet National BHP2000 par LCPC (*De Larrard, 1996*). Dans ce projet quatre types de bétons ont été testés et ces quatre compositions ont été utilisées au départ dans cette étude. Il s'agit il d'un béton ordinaire (BO) **M30C** (le nombre désigne la résistance moyenne attendue du béton) et trois bétons à haute performance (BHP) : **M75C**, **M75SC** et **M100C**. La composition de ces bétons est présentée dans le Tableau 4. Les autres compositions, notamment celles des bétons fibrés : **M100C f=0.9**, **M100C f=1.75** et celles des bétons à E/C variable : **M100C/0.3**, **M100C/0.4** et **M100C/0.5** ont été dérivées de la formule du **M100C**. Elles sont présentées dans Tableau 5 et Tableau 6.

Tableau 4 : Compositions des bétons testés M30, M75C, M75SC et M100C

Dosage (kg/m ³)	M30C	M75C	M75SC	M100C
Ciment CPA CEM I 52,5 PM CP2 du HAVRE LAFARGE		360	450	377
Ciment CPJ CEM II 32,5 R (L)	350			
Sable concassé du Boulonnais 0/5	401	442		439
Sable de Seine 0/4	401	435		432
Calcaire concassé du Boulonnais 5/12,5	514	465		488
Calcaire concassé du Boulonnais 12,5/20	514	579		561
Sable de Bouaffles 0/5			615	
Granulat de La Brosse 5/12,5			726	
Granulat de La Brosse 12,5/25			504	
Fumée de silice		22	45.1	37.8
Superplastifiant résine GT de Chryso		9	12.25	12.5
Retardateur Chystard de Chryso		2.5	3.1	2.6
Eau	181	136	148	124.0
Rapport eau/(ciment + FS) [%]	52%	36%	30%	30%
Volume de la pâte [l/m ³]	294	272	327	276
Malaxeur	Zyklos 80 I	Skako 600 I	Zyklos 80 I	Skako 600 I
Date de fabrication	30/07/1997	25/03/1997	28/10/1997	12/08/1997
fc 28 jours (moyenne) [MPa]	37.2	106.8	92.2	112.8

Tous les bétons à haute performance contiennent de la fumée de silice (10% du poids du ciment). La fumée de silice joue dans le béton un double rôle. Du point de vu physique, elle est considérée comme le filler compactant le fuseau granulométriques. Et chimique par sa réaction pouzzolanique avec Ca(OH)₂. Pour assurer une bonne "défloculation" des grains de ciment et de fumée de silice, les substances fluidifiantes ont été utilisées. Ceci a permis notamment une réduction de la quantité de l'eau dans la formulation en maintenant la maniabilité du béton. Ainsi le rapport eau/liant pour les BHP a été de 0.3, à l'exception du M75C où E/L était égale de 0.36. Pour le BO ce ratio a été choisi de 0.52.

Il est à noter que la quantité de pâte du béton M75SC à été augmentée par rapport à la composition du béton M75C. Cette augmentation à été effectuée afin d'obtenir une résistance du M75SC équivalente à celle du M75C. Dans la partie consacre à l'analyse des résultats, l'influence de la quantité de pâte sur les valeurs obtenues serai discutée.

Les deux bétons **M100C f=0.9** et **M100C f=1.75** ont été additionnées de fibres polypropylène dosées à 0.9 et 1.75 kg/m³. Ca correspond à 0.1 et 0.2% du volume du béton. La désignation de ces bétons dans la suite de le présente étude est la suivante : **M100C f=0.9** et **M100C f=1.75**. La composition de ces bétons est présentée dans le Tableau 5.

L'emploi des fibres dosées à 0.9 kg/m³ et 1.75 kg/m³ a nécessité une augmentation de la quantité de la pâte pour assurer une maniabilité correcte. Ainsi les quantités de ciment, d'eau, de fumée de silice et de fluidifiant ont été augmentées de 10%. Pour ces deux bétons fibrés l'utilisation du retardateur de prise a été estimée comme non indispensable et exclu de la composition.

Tableau 5 : Compositions des bétons testés M100C, M100C f=0.9 et M100C f=1.75

Dosage (kg/m ³)	M100C	M100C f=0.9	M100C f=1.75
Ciment CPA CEM I 52,5 PM CP2 du HAVRE LAFARGE	377	415	415
Sable concassé du Boulonnais 0/5	439	439	439
Sable de Seine 0/4	432	432	432
Calcaire concassé du Boulonnais 5/12,5	488	488	488
Calcaire concassé du Boulonnais 12,5/20	561	561	561
Fumée de silice	37.8	41.6	41.6
Superplastifiant résine GT de Chryso	12.5	12.5	12.5
Retardateur Chystard de Chryso	2.6	-	-
Eau	124.0	139.0	139.0
Fibres	-	0.9	1.75
Rapport eau/(ciment + FS) [%]	30%	30%	30%
Volume de la pâte [l/m ³]	276	303	303
Malaxeur	Skako 600 I	Skako 600 I	Skako 600 I
Date de fabrication	12/08/1997	20/09/2000	28/06/2000
fc 28 jours (moyenne) [MPa]	112.8	105.0	96.8

Un troisième groupe de matériaux a été réalisé afin d'étudier l'influence du E/C variable sur le comportement mécaniques à haute température. La composition de ces trois bétons a été formulée à partir d'un BHP de référence : M100C, en faisant varier seulement la quantité d'eau ajoutée. Dans le Tableau 6 la composition de ces trois bétons est présentée. La désignation de ces bétons est la suivante : **M100C/0.3**, **M100C/0.4** et **M100C/0.5**. Par la notification **M100C** nous rappelons que la composition de ces 3 bétons a été réalisée à partir de cette formulation. Les valeurs 0.3, 0.4, 0.5 désignent les trois différents rapports eau/ciment.

Tableau 6 : Compositions des bétons testés M100C/0.3, M100C/0.4 et M100C/0.5

Dosage (kg/m ³)	M100C/0.3	M100C/0.4	M100C/0.5
Ciment CPA CEM I 52.5	377	377	377
Sable concassé du Boulonnais 0/5	439	439	439
Sable de Seine 0/4	432	432	432
Calcaire concassé du Boulonnais 5/12,5	488	488	488
Calcaire concassé du Boulonnais 12.5/20	561	561	561
Fumée de silice	37.8	37.8	37.8
Superplastifiant résine GT de Chryso	12.5	12.5	12.5
Eau	124	150	189
Rapport eau/ciment	0.33	0.40	0.50
Rapport eau/(ciment + FS) [%]	30%	36%	46%
Volume de la pâte [l/m ³]	276	300	339
Malaxeur	Skako 600 I	Skako 600 I	Skako 600 I
Date de fabrication	25/11/2003	25/11/2003	08/01/2004
fc 28 jours (moyenne) [MPa]	105.6	78.0	66.0

L'âge des bétons présentés dans le Tableau 4 au moment de la réalisation des observations a été supérieur de 4 ans. L'âge des bétons avec des fibres présentés dans le Tableau 5 a été supérieur à 2 ans. Les observations réalisées sur les bétons avec le E/C variable du Tableau 6 ont été effectués après 3 mois afin d'assurer la que les réactions pouzzolaniques soient stabilisées.

1.1.2. Caractéristiques des constituants utilisés

Fumée de silice

La fumée de silice utilisée était de provenance d'usine Angletfort. L'analyse chimique de celle-ci est la suivante : env. 90% de SiO₂ amorphe, autres éléments c'est des oxydes métalliques, et < 1% SiO₂ en forme cristalline. La densité de ce produit est de 2.2-2.3 [g/cm³] et sa masse volumique en vrac variée de 150-700 [kg/m³]. La surface spécifique est de l'ordre de 10 à 30 [m²/g]. La taille caractéristique des particules en moyenne est de 0.5 [µm].

Ciment

Le ciment utilisé pour tous les bétons à haute performance a été le Ciment CPA CEM I 52.5 PM ES CP2 de Havre. Ce ciment est principalement constitué de 97% de Clinker et 3% du calcaire. La composition élémentaire de ce ciment est présenté dans le Tableau 7.

Tableau 7 : Composition élémentaire du ciment CPA CEM I 52.5 PM ES CP2 de Havre

Caractéristiques moyennes		Composition élémentaire [%]	
Résistance à la compression [MPa]		Insolubles	0.18
à 2 jours	25.7	SiO ₂	22.9
à 7 jours	40.9	Al ₂ O ₃	2.97
à 28 jours	60.4	Fe ₂ O ₃	1.85
Retrait à 28 jours [µm/m]	590	CaO	67.38
Début de prise [min]	175	MgO	0.91
Masse volumique [g /cm ³]	3.17	K ₂ O	0.18
Chaleur d'hydratation 12h (J/g)	170	Na ₂ O	0.16
		SO ₃	2.23
		S--	<0.01
		Cl--	0.01

Fluidifiant

Le plastifiant utilisé était un superplastifiant résine GT de Chryso. Ce superplastifiant fait partie du groupe des fluidifiant obtenus à la base de la polymelamine sulfoné.

Fibres

Les fibres utilisées sont des fibres polypropylène fibrillées, type FIBERMESH. Les fibres ont une longueur de 19 mm et une section rectangulaire de 50x150µm². Ces fibres livrées sous forme d'amas qui se dispersent au cours du malaxage. Les propriétés des fibres sont présentes dans le Tableau 8.

Tableau 8 : Caractéristiques physiques des fibres de polypropylène [Kalifa, et al. 2002]

Propriété		Valeur
Densité à l'état solide	[g/cm ³]	0.93
Densité à l'état fondu	[g/cm ³]	0.85
Épaisseur	[µm]	50
Largeur	[µm]	150
Longueur	[mm]	19
Température de fusion	[°C]	171
Température de vaporisation	[°C]	341
Température d'inflammation	[°C]	460
Conductivité thermique	[W/m ² K]	0.15

Les analyses thermiques différentielles et thermogravimétriques pour les fibres ont été déjà présentes dans la partie bibliographique (§ 5.1.3).

Granulats

Les bétons M30C, M75C, M100C et M100C - fibrés sont constitués de granulats concassés calcaires (C) de la carrière de Boulonnais, de fraction 0/5, 5/12.5 et 12/25 avec un ajout de sable silico-calcaire de Seine. Les analyses granulométriques pour les granulats utilisés pour les bétons M30C, M75C, M100C ont été portées sur la Figure 44. Ainsi, les courbes recomposées ont été comparées avec les courbes UEATc (Union Européenne d'Agrément Technique). Il est à noter que les courbes granulométriques recomposée des bétons calcaires : M30C, M75C et M100C sont très proches.

Des granulats concassés du Boulonnais sont du type calcaire de la composition chimique est la suivante : 99.5% de CaCO₃, 2% de MgCO₃, 1% de SiO₂, 0,5% de Fe₂O₃, 0,6% de Al₂O₃ et moins qui 0.06% de soufre. La masse volumique réelle de la roche calcaire est de 2,7g/cm³. Sa résistance en compression est de l'ordre de 140 -180MPa.

Pour pouvoir étudier l'influence de la nature des granulats sur le comportement des BHP soumis à température élevée, des bétons M75SC à base de granulats roulés silico-calcaire de la Brosse ont été également étudiés. La Figure 45 présente les courbes granulométriques des granulats du béton M75SC. Ces granulats alluviaux contiennent du silex, du quartz et des fragments de roche calcaire.

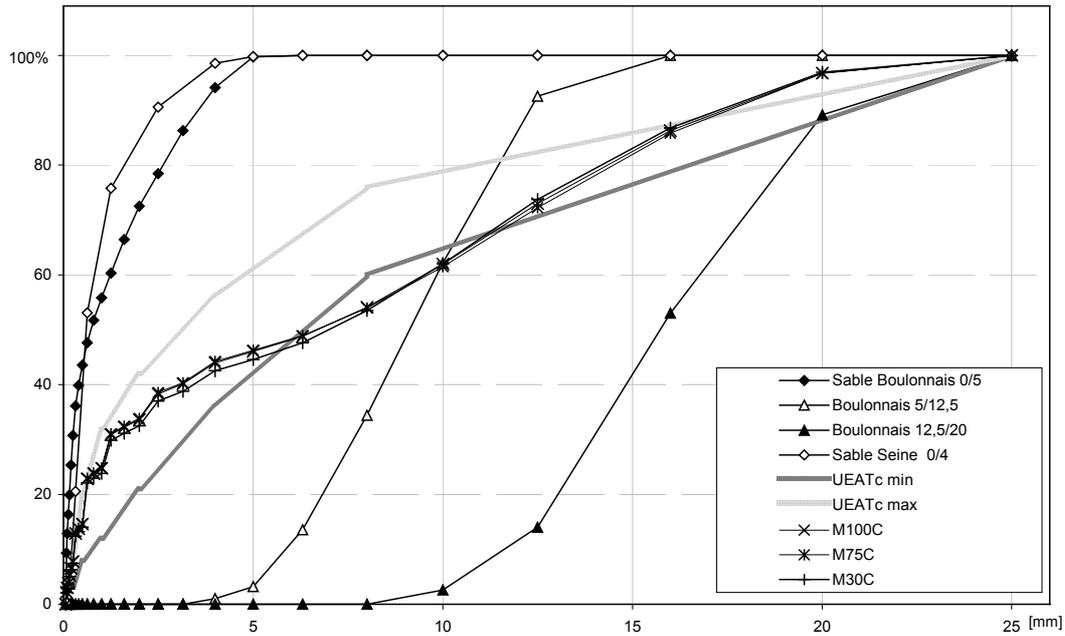


Figure 44. Courbes granulométriques des granulats calcaires du Boulonnais 0/5, 5/12.5 et 12.5/20 et du sable de Seine 0/4 et les courbes recomposées des bétons M30C, M75C et M100C.

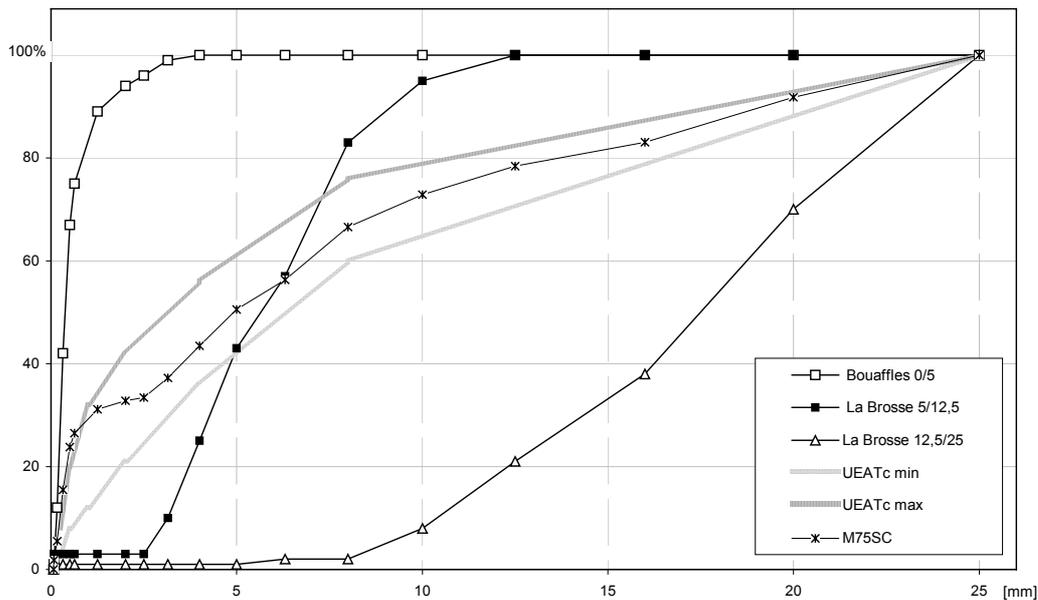


Figure 45. Courbes granulométriques des granulats siliceo-calcaires de La Brosse 5/12.5 et 12.5/25, du sable 0/5 de Bouaffles, béton M75SC.

1.1.3. Propriétés mécaniques de référence

Pour toutes les gâchées des bétons réalisés, leurs résistances en compression testées après 28 jours de conservation dans l'eau ont été réalisées sur 3 éprouvettes 160x320mm. Les essais de compression ont été également réalisés sur les éprouvettes identiques à celles testées à haute température, de dimension 104 x 300 mm. L'ensemble des valeurs moyennes des résistances en compression déterminées à froid pour tous les bétons testés, sont consignés dans le Tableau 9. Les résistances obtenues sont supérieures aux valeurs nominales attendues. Les résistances du M75C

sont, en particulier, respectivement égales à 107 MPa (160 x 320 mm) et 100 MPa (104 x 300 mm). Nous avons cependant conservé les dénominations adoptées par le Projet National dans tout le document.

Tableau 9: Résistances en compression à 20°C après 28 jours (de conservation dans l'eau) (16 x 32 cm) et au moment des essais à haute température (104 x 300cm). Valeurs unitaires et la moyenne.

Dénomination	Caractéristique	fc à 28 jour 160 x 320 mm conservation : l'eau	température 104 x 300 mm conservation : l'air
		[MPa]	[MPa]
M30C	béton ordinaire BO	(37.3, 37.9, 37.4) 37.2	(41.7, 38.4, 37.7) 39.3
M75C	bétons à haute performance BHP	(111.4, 105.3, 103.7) 106.8	(99.6, 102.9, 96.7) 99.8
M75SC		(94.2, 94.8, 87.6) 92.2	(94.7, 79.9, 93.7) 89.4
M100C		(114.5, 112, 112) 112.8	(123.8, 119, 119.4) 120.7
M100C f=0.9	BHP avec des fibres polypropylènes	(107.4, 102, 105.6) 105.0	(90.1, 91.2, 90.7) 90.7
M100C f=1.75		(95.4, 92.4, 102.6) 96.8	(103.1, 96.9, 102.1) 100.7
M100C/0.3	bétons avec E/C variable 0.3, 0.4, 0.5	(104.4, 106.6, 105.5) 105.6	106.4
M100C/0.4		(78.9, 77.0, 78.2) 78.0	83.9
M100C/0.5		(67.3, 65.5, 65.3) 66.0	62.5

1.2. Fabrication et conditionnement des éprouvettes

1.2.1. Fabrication

Les modalités de fabrication que nous avons suivies sont celles définies par (*De Larrard, 1996*) et nous les rappelons ci-après :

- prémouillage du malaxeur ou nettoyage lorsque qu'une autre gâchée avait été fabriquée immédiatement auparavant,
- préparation du mélange eau/adjuvant : un tiers de la dose de superplastifiant a été pesé séparément et mélangé à l'eau avec le retardateur,
- de T_0 à $T_0 + 1'$: malaxage à sec des constituants solides (granulats, ciment, fumée de silice),
- de $T_0 + 1'$ à $T_0 + 1'30''$: ajout du mélange eau/adjuvant,
- de $T_0 + 1'30''$ à $T_0 + 3'30''$: malaxage,
- de $T_0 + 3'30''$ à $T_0 + 3'45''$: ajout des 2/3 restants du superplastifiant (le malaxeur continuant à tourner),
- de $T_0 + 3'45''$ à $T_0 + 5'$: fin du malaxage,
- de $T_0 + 5'$: vidange du malaxeur.

Le béton a été coulé dans des moules cylindriques en plastique en deux couches, chaque couche a été vibrée à l'aiguille - pour les éprouvettes de taille de 160x320 mm -10" pour la première couche, 15" pour la seconde. Dans le cas des éprouvettes de taille 104x300 mm, chacune de deux couches a été vibrée sur une table vibrante 10" pour la première, 15" pour la seconde.

1.2.2. Conditionnement

Les conditions de conservation des éprouvettes 104 mm x 300 mm ont été les suivantes :

- 1 jours dans le moule à $t = 20 \text{ °C} \pm 2 \text{ °C}$, couverts, pour éviter l'évaporation de l'eau ;
- 6 jours en sacs étanches à $t = 20 \text{ °C} \pm 2 \text{ °C}$,
- à $t = 20 \text{ °C} \pm 2 \text{ °C}$, 50 % HR ± 5 %HR entre le septième jour et l'âge des éprouvettes au moment des essais (> 90 jours, pour s'assurer que les réactions pouzzolaniques soit stabilisées).

Au cours de la période de la cure, les surfaces d'appui des éprouvettes ont été rectifiées au lapidaire.

2. Développement du matériel d'essais du comportement « à chaud »

Une des étapes importantes de ce travail expérimental a consisté à mettre au point un équipement expérimental et établir un mode opératoire pour la réalisation des observations de la déformation thermique et de la déformation thermique sous charge mécanique sur les échantillons de béton.

Dans ce chapitre, l'équipement d'expérimentation est présenté. Cet équipement spécifique et complexe est constitué notamment d'un four régulé permettant de chauffer des éprouvettes jusqu'à 600°C. Il a été entièrement conçu et réalisé dans les laboratoires du Département Sécurité Structures Feu du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.

Nous présentons dans ce chapitre sa conception, les contraintes techniques et les hypothèses concernant la réalisation des mesures.

2.1. Conception et réalisation du dispositif

2.1.1. Spécifications techniques du dispositif expérimental

Le dispositif expérimental se devait de répondre à un cahier de charges très précis. Voici les principales spécifications :

- Les éprouvettes doivent pouvoir être chauffées avec une vitesse de montée en température de valeur constante. Durant la montée en température, les éprouvettes doivent pouvoir être chargées en compression avec une charge constante.
- Les mesures de déformations doivent être réalisées tout au long d'essai, sur une hauteur d'éprouvette suffisamment importante pour être représentative. Cependant, cette mesure doit être effectuée dans une zone d'éprouvette dans laquelle le champ de température du four peut être considéré homogène dans la direction de l'axe du dispositif (sans intégrer les extrémités des éprouvettes refroidies par les plateaux de presse).
- La température de l'éprouvette doit respecter une homogénéité suffisante sur la zone de mesure.
- Nous devons assurer l'intégrité des plateaux et de la rotule de la presse. L'éprouvette doit donc être suffisamment isolée des plateaux. Nous avons défini la température critique des plateaux à 80 °C.
- Les capteurs de déplacement ne doivent pas être chauffés afin de ne pas influencer la mesure. Nous avons défini la température critique des capteurs à 30 °C.
- Les mesures de déformations requièrent une très grande précision. Les valeurs mesurées sont de l'ordre de grandeur de 1mm.
- Le four et ses éléments chauffants doivent être protégés des éventuels éclatements des éprouvettes soumises aux hautes températures et au chargement.
- Afin de ne pas endommager le four et le système de mesure de déformation, la charge doit être automatiquement arrêtée en cas de rupture de l'éprouvette.

2.1.2. Techniques existantes

Afin de pouvoir faire les bons choix concernant la conception du système, avant de le réaliser, les systèmes expérimentaux décrits par les auteurs cités dans la partie bibliographique de ce document ont été étudiés [*Khoury et al. 1983, Schneider, 1976, Diederichs et al. 1992*]

2.1.3. Hypothèses concernant la réalisation des essais

En réalisant les essais nous pouvons faire des hypothèses concernant la réalisation de l'essai à haute température. Notamment nous supposons que :

- les effets de structure liés au gradient thermique sont limités, par le choix de la vitesse d'échauffement, de la taille et forme de l'éprouvette. Cependant les effets de structure ne sont pas totalement éliminés en sachant que les observations sont réalisées en régime transitoire des températures
- L'application de la force se réalise de façon uniforme et de valeur constante au cours d'essai,
- Dans la zone de la réalisation des mesures de la déformation (partie de 10 cm dans la zone centrale du cylindre), l'état des contraintes est considéré comme uniaxial où le phénomène de freinage est limité,
- la zone des mesures des déformations est homogène de point de vue de la température du four et de l'éprouvette,

2.2. Dispositif d'essai – description du système et justification des solutions adoptées

L'équipement d'expérimentation est présenté sur la Figure 46, Figure 47 et Figure 48. Cet équipement spécifique et complexe est constitué notamment d'un four programmable permettant de chauffer des éprouvettes jusqu'à 600°C. Le régulateur permet la réalisation des programmes prédéfinis par l'opérateur (cycles de chauffe, paliers de stabilisation de la température et leur durée, vitesses de montée en température).

2.2.1. Taille des éprouvettes

Les essais sont réalisés sur des cylindres de Ø104mm x 300mm. La taille des éprouvettes est le résultat d'un compromis. Il faut, d'une part, que celle-ci soit suffisamment importante pour que le matériau puisse être considéré comme représentatif, ceci est en particulier à relier à la taille maximale des granulats, ici 20-25 mm. Une taille trop importante d'éprouvettes entraîne d'autre part une plus grande hétérogénéité de la température et de la teneur en eau dans le matériau qui implique l'adoption de vitesses de montée en température plus faibles et des durées d'essais plus importantes. L'élanement des éprouvettes a été choisi égal à 3 et non à 2 comme le veut l'usage. En effet, la liaison avec les plateaux de presse tend à refroidir les extrémités des éprouvettes. Il est donc souhaitable que la hauteur de la zone centrale des éprouvettes soit plus importante que celle correspondant à l'élanement habituel.

2.2.2. Four

L'éprouvette cylindrique placée dans le four est chauffée au moyen de 3 éléments chauffants : haut milieu et bas, pilotés indépendamment au moyen de 3 thermocouples de type K fixes sur la surface de l'éprouvette (*Th.haute*, *Th.millieu*, *Th.basse*). Le pilotage des 3 éléments chauffants est indépendant, et réalisé en fonction de la température de la surface de l'éprouvette. Ceci permet de réduire au mieux les gradients thermiques à l'intérieur du four le long de l'axe longitudinal.

Les thermocouples de régulation sont régulièrement soumis à une vérification métrologique en utilisant comme étalon : sonde platine. La résolution de ce type des thermocouples est de 0.001°C et la précision des mesures est définie comme $\pm 2\sigma$ (σ - l'écart type). Cette précision a été de : 0.1°C dans la gamme des températures de 20°C à 500°C, de 0.17°C à 550°C. A la température de 600°C la précision diminue à 0.8°C.

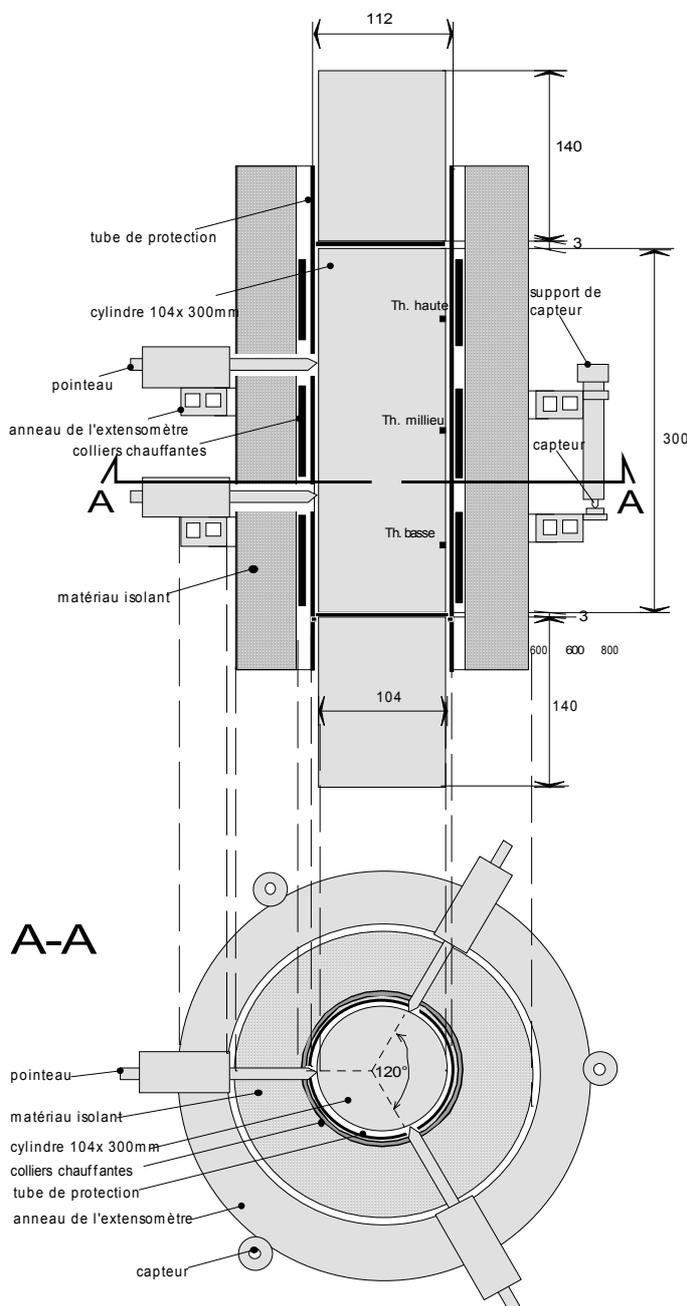


Figure 45 : Dispositif d'essais permettant la réalisation d'étude des déformations thermiques, déformations thermiques sous charge et de la résistance en compression « à chaud »

Les éléments chauffants sont protégés d'éventuels éclats de l'éprouvette durant l'essai par un tube de protection en acier réfractaire. Le tube joue un rôle important d'uniformisation du flux de chaleur transmis des colliers chauffants vers l'échantillon. Le matériau isolant (laine de roche), de l'épaisseur de 4 cm a été utilisé pour limiter les pertes de chaleur et la température de la surface extérieure du four.

2.2.3. Extensomètre

Les mesures de déformation sont réalisées au moyen d'un dispositif basé sur celui mis au point par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Le système est composé de deux anneaux (haut et bas) en aluminium reliés à l'éprouvette par 2 séries de 3 pointeaux. Trois pointeaux de l'anneau haut et trois pointeaux de l'anneau bas sont positionnés à 120°. Les anneaux sont indépendamment suspendus sur l'éprouvette. La mesure de la déformation de l'éprouvette repose sur **la mesure du déplacement relatif de deux anneaux** mesuré par trois capteurs de déplacement écartés de 120°.

Le dispositif a été adapté au plus faible diamètre des éprouvettes (160 mm pour extensomètre LCPC et 104 mm dans notre cas) et à l'encombrement du four. De plus, le fait que les mesures sont effectuées à haute température a nécessité de prévoir la protection efficace des capteurs de déplacement de l'élévation de la température, ce qui pourrait fausser la mesure. Le système est refroidi par de l'eau circulant dans les anneaux. Ce procédé a permis d'assurer une température inférieure de 20°C des anneaux de l'extensomètre ainsi que les trois capteurs de déplacement tout au long du cycle de l'échauffement de l'éprouvette.

Une très grande attention a été portée à la conception et au choix du système de guidage des pointeaux, afin de réduire au mieux les déplacements parasites résultant de la longueur des pointeaux. Des pointeaux sont réalisés en acier réfractaire et leur guidage est effectué par des paliers à billes de haute résolution.

Les capteurs utilisés sont de type LVDT L2P. La résolution du système des mesures de la déformation est de $\pm 1\mu\text{m}$ pour une étendue de mesure $\pm 1\text{mm}$.

2.2.4. Charge mécanique et acquisition

L'ensemble (four + éprouvette + extensomètre) peut être placé entre les plateaux d'une presse Zwick Toni Technick. La presse utilisée pour appliquer la charge de compression est de capacité de 500 t. Ainsi la charge peut être appliquée sur l'échantillon de béton au cours de son échauffement par l'intermédiaire des cylindres transmettant la charge mécanique. La force est appliquée avec une vitesse constante jusqu'au niveau souhaité (ou la rupture) et maintenue à ce niveau durant le temps d'essai. Les données : force mécanique appliquée sur l'éprouvette, trois températures mesurées par trois thermocouples (haute, milieu, base) et les déplacements mesurés par les 3 capteurs sont transmises à une centrale d'acquisition HP. Elles sont ensuite enregistrées sur PC. La séquence de scrutation adoptée est de 300 sec.



Figure 47 : Ensemble du système d'essais

NOTA : L'étalonnage de la presse, la situe dans la classe A (selon NF P 18 411) dans toute la gamme de charges utilisées dans ce étude (0-1000 kN). L'erreur relative de mesure de force est respectivement égale à 1% de la charge appliquée.

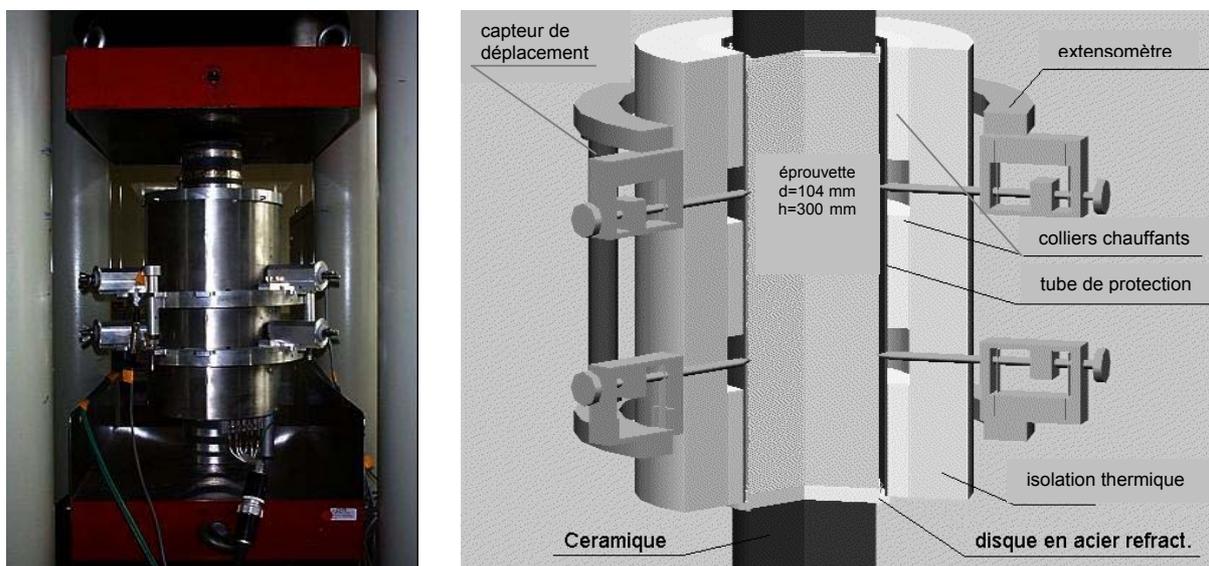


Figure 48: Dispositif d'essai entre les plateaux de la presse de 500 tonnes

2.2.5. Vitesse de montée en température

L'éprouvette est chauffée à une vitesse de montée en température constante. Selon les recommandations de la *RILEM, 2000* - concernant les essais en régime transitoire, la vitesse d'échauffement doit être choisie en fonction de diamètre de l'éprouvette pour limiter les gradients thermiques dans l'échantillon. Pour un diamètre de 100 mm, la RILEM recommande une vitesse $dT/dt=0.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ mais pour un diamètre 80 mm il passe à $2^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Pour des raisons de sécurité (durée d'essais très importante nous choisissons la vitesse de $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ comme vitesse de référence pour la majorité des expériences).

2.3. Possibilités expérimentales du système

2.3.1. Déformation thermique transitoire

Au départ, le système a été imaginé pour réaliser l'étude du phénomène de la déformation thermique transitoire (DTT) des bétons, qui consiste en la réalisation des mesures de la déformation thermique (DT) et de la déformation thermique d'une éprouvette chargée mécaniquement en compression (DTSC). La polyvalence de ce système permet la réalisation de cycles d'échauffement avec différentes vitesses de montée en température, sous différents niveaux de chargement. De ce fait les essais combinant les différentes conditions d'essais peuvent être effectués, notamment: la présence de charge mécanique durant l'échauffement, réalisation d'essai « à chaud » ou après refroidissement, choix de la vitesse de chauffe, etc.

2.3.2. Résistance en compression « à chaud »

Le système est également employé pour réaliser les essais de la résistance en compression à chaud. Dans ce type d'essais l'éprouvette est chauffée jusqu'à la température souhaitée et après sa stabilisation l'essai de compression s'effectue à l'intérieur du four, accompagnés des mesures de la déformation de façon à pouvoir tracer les courbes $\sigma(\epsilon)$.

Les résultats des essais préliminaires de la résistance en compression réalisée à chaud, ont été comparés avec les résultats issus d'étude précédente réalisée au CSTB (*Pimienta 1998*), consistant à chauffer trois éprouvettes à la fois dans un four. Après un cycle de chauffe prévu, l'éprouvette a été sortie du four, et immédiatement emballée avec un matériau isolant pour éviter la perte de chaleur et limiter le choc thermique (Figure 49; **b**). Ensuite l'éprouvette était équipée de l'extensomètre et placée sous la presse et l'essai de compression était réalisé environ deux minutes après la sortie de l'éprouvette du four.

Les courbes contrainte-déformation, obtenus pour le matériau M75C par ces deux techniques d'essais sont comparées sur la Figure 49. Nous constatons que les courbes restent très proches.

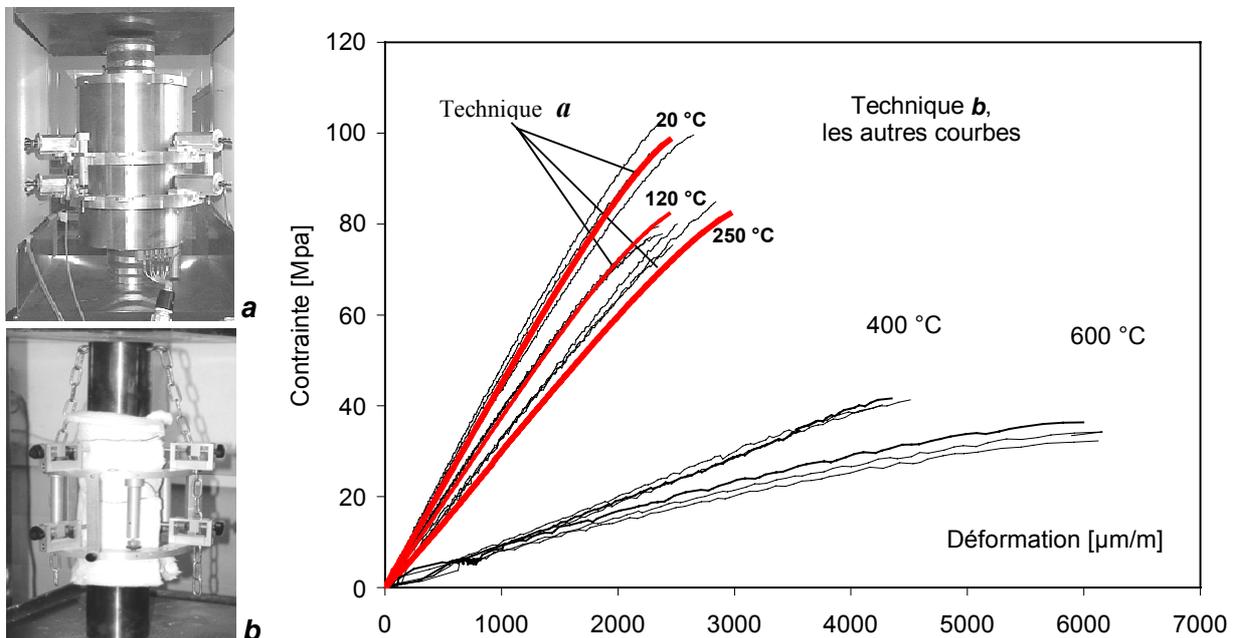


Figure 49. Comparaison des deux techniques d'essais a) notre dispositif mis au point, b) technique utilisée durant l'étude précédente [Pimienta, 1998]. Essais réalisés sur BHP, M75C.

L'utilisation du nouveau dispositif Figure 49; **a**, possède plusieurs avantages. Premièrement la sécurité l'opérateur est améliorée par la soustraction de toutes les manipulations menées sur de l'éprouvette chaude. On évite également les risques d'apparition du gradient thermique dans l'éprouvette qui apparaisse au contact avec l'air ambiant ou les plateaux de presse. Le choque

thermique ne se produite pas, l'échantillon est testé à chaud et à la température souhaitée par l'opérateur.

De plus, le nouvel extensomètre réalisé dispose une plus grande stabilité. Ceci peut être observé sur l'aspect des courbes $\sigma(\epsilon)$. Le système permet une réalisation des mesures des déformations thermiques qui accompagnent la phase de l'échauffement ce qui n'était pas possible en utilisant ancienne technique.

2.3.3. Essais de traction directe « à chaud »

Dans la phase suivante, le dispositif d'essai été adapté pour la réalisation d'étude du comportement « à chaud » en traction directe. L'essai de traction directe est le plus significatif pour déterminer, de façon intrinsèque, la résistance à la traction. La réalisation de ce travail a nécessité, tout d'abord, d'étudier les techniques possibles de la réalisation d'essais de traction directe du béton. La conception du système est d'autant plus compliquée que les essais devraient être réalisés à haute température et non après le refroidissement. Un des points très important qui nécessite beaucoup d'attention au moment de la conception du dispositif, est liée au centrage de l'éprouvette afin d'assurer la mise en charge de l'éprouvette dans son axe. Il faut réussir à éliminer tous les risques d'excentricité et de non-uniformité des contraintes et des déformations dans l'éprouvette.

Dans la littérature, il existe quatre grandes familles de mode de liaison de l'éprouvette en béton sur la presse :

- collage,
- insertion au sein du béton des pièces métalliques aux extrémités de l'éprouvette,
- utilisation d'éprouvettes en forme d'altère,
- accrochage par adhérence latérale.

Ainsi, nous avons examiné ces quatre techniques en réalisant les essais préliminaires en choisissant la plus adéquate.

Altère droite ou conique (écarté en phase de conception). Pour assurer la fixation sur la presse, l'éprouvette présente à ses extrémités une augmentation de la section (en forme de cône ou de cylindre de diamètre supérieur pour le cas d'une éprouvette cylindrique) sur laquelle il est possible de venir tirer grâce à des dispositifs adéquats.

Cette technique à été écartée pour les raisons suivantes. Premièrement la forme de l'éprouvette peut provoquer une concentration de contraintes dans les zones de changement de la section des éprouvettes causant une fracturation en ce lieu. Deuxièmement, la forme d'éprouvette à section variable n'est pas adaptée pour leur introduction dans le four cylindrique que nous possédons. De plus, la fabrication des éprouvettes, aurai nécessité des moules particuliers, en nombre suffisant pour pouvoir couler plusieurs échantillons à la fois, afin d'éviter la dispersion liée à la fabrication en plusieurs coulages.

Insert de barre d'acier (testé, écarté). Ici, il faut directement insérer dans le moule des éléments en métal au moment du coulage du béton. Dans la suite, les inserts métalliques permettent de venir se fixer sur la presse. Cette solution apparaît comme étant une des plus simples mais il faut réussir à éliminer les risques d'excentricité et de non uniformité des contraintes et des déplacements dans l'éprouvette. La mise en place des inserts dans le moule doit être réalisée à l'aide d'un guide adéquat pour assurer un bon alignement et centrage des barres. De plus, pour assurer une bonne liaison entre les inserts et le béton, et une bonne répartition des contraintes, les inserts doivent être suffisamment longs et posséder plusieurs ramifications autour d'un élément central sur lequel il faut se fixer pour appliquer la charge.

Les essais préliminaires réalisés en utilisant cette technique ont conduit à la rupture dans la zone de présence des inserts. Cette fracture est provoquée par la concentration de contraintes à cet endroit. Par la suite, cette technique à été écartée.

Collage (testé, retenue pour f_t à 20°C). La procédure expérimentale de la réalisation des essais de traction directe par collage a été mise en place en s'inspirant largement des modalités mises au point par LCPC [Rossi et al. 1992] et l'étude réalisée au CSTB [Pimienta, 1999] concernant les mesures de la résistance en traction des BHP. L'éprouvette est directement collée sur les casques en aluminium eux-mêmes fixés sur la presse. Cette technique donne les résultats très satisfaisants à la température ambiante. La rupture a lieu dans la zone centrale de l'éprouvette. Cette technique n'est pas immédiatement utilisable « à chaud » de fait de la diminution de la résistance du collé à température élevée. L'utilisation de cette technique aurai nécessité la mise en place d'un système de

refroidissement des extrémités de l'échantillon. Ceci aurait du être fait en réduisant au mieux les gradients de température induits le long de l'éprouvette. Finalement, cette technique à été retenue pour la réalisation des essais de la résistance en traction de référence à 20°C.

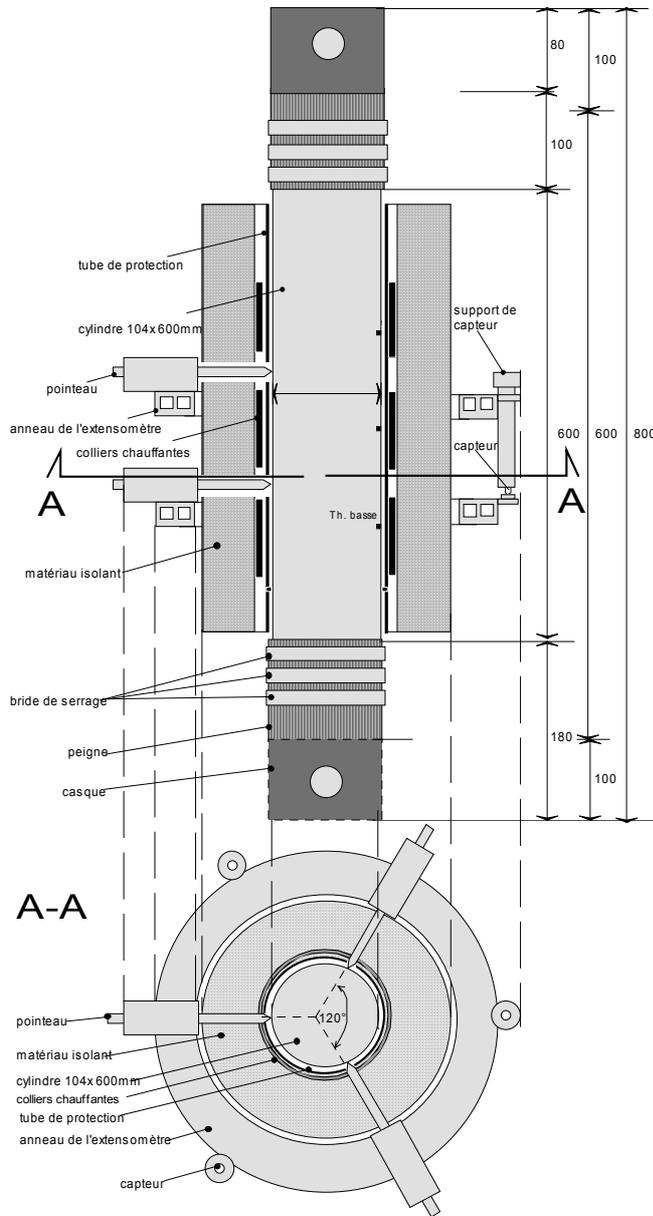


Figure 50 : Dispositif permettant la réalisation d'étude de la traction directe « à chaud » sur matériau béton

Adhérence latérale (testé, retenue pour f_t « à chaud »). Cette technique a nécessité la mise en place d'un mécanisme de mâchoires, similaire aux mâchoires utilisées pour les essais de traction sur métaux, qui viennent tirer sur l'éprouvette en exerçant une pression latérale sur celle-ci. L'inconvénient est qu'un serrage simple exerce une pression sur le béton conduisant à un état biaxial des contraintes. En effet, les concentrations de contraintes aux extrémités des éprouvettes peuvent causer une fracturation en ce lieu. Néanmoins nous avons fait une hypothèse concernant la réalisation des essais de la traction directe « à chaud », que le matériau béton au cours d'échauffement s'affaiblit dans la zone centrale où la température est maximale tout en localisant la rupture dans cet endroit. Ainsi le système de deux casques avec des peignes serrés autour de l'échantillon a été mis en place. Les peignes sont serrés autour des extrémités de l'éprouvette cylindrique de $\varnothing 104 \times 600$ mm. Le système est présenté sur la Figure 50 et la Figure 51. Les casques sont fixés directement sur une presse Zwick de capacité de 100 kN permettant l'application de la charge de traction directe.



Figure 51 : Dispositif permettant la réalisation d'étude du comportement en la traction directe « à chaud » sur matériau béton.

L'extension des applications du système au domaine de traction a permis la réalisation de l'étude de l'influence du rapport E/C sur f_t à chaud. L'étude reste en cours de réalisation, cependant une partie des résultats obtenue est présente dans la suite.

Simultanément que les essais de la résistance en traction, le phénomène de DTT en traction a été étudié. La DTT en traction est une propriété du matériau béton encore mal connue et peu discutée dans la littérature.

2.3.4. Adaptation du système à d'autres applications

Le système réalisé, couvre une grande panoplie des essais sur le comportement mécanique « à chaud » et « après refroidissement » des échantillons cylindriques de béton, aussi bien en compression qu'en traction. De plus il permet d'étudier les déformations thermiques et déformations thermiques sous charge. Récemment, l'utilisation du système a été élargie à d'autres types de formes d'éprouvette différentes de la forme cylindrique. Nous pouvons voir, à titre d'exemple sur la Figure 52 et la Figure 53 les éprouvettes adoptées pour étudier les propriétés à chaud du matériau constitutif des blocs de maçonnerie et de roche calcaire. Sur la première photo les deux échantillons de forme parallélépipédique ont été découpés dans la paroi d'un bloc pour être ensuite encastrées dans deux cylindres de mortier. Ceci nous a permis d'obtenir les échantillons d'une géométrie permettant d'être testées en utilisant notre dispositif expérimental. Les pointeaux d'extensomètre viennent en appui sur les extrémités des cylindres en mortier et la mesure de la déformation se réalise sur la base de mesures de 10 cm définies sur la Figure 52.

La procédure de la réalisation des échantillons et les résultats de cette étude ont été décrits dans la thèse de *Al Nahas, 2004 (Univ. Marne La Vallée)*. Les observations réalisées ont servi à apporter des informations supplémentaires concernant la déformation thermique et la déformation thermique sous charge de la maçonnerie.

Sur la figure suivante l'éprouvette est un demi-cylindre de calcaire, obtenu par carottage d'un bloc de roche calcaire. Les résultats des mesures de la déformation thermique seront présentées dans le § 3.9. *Déformation thermique des composants du matériau béton.*

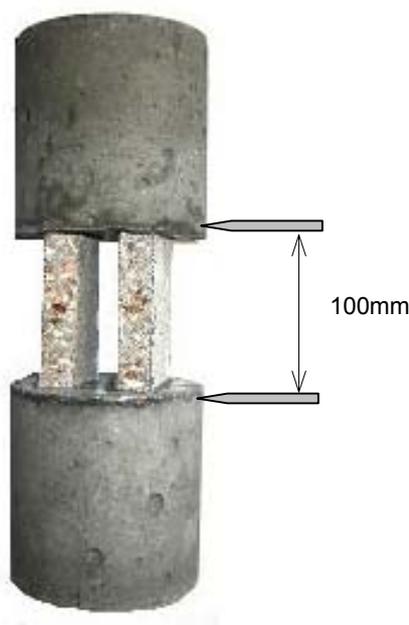


Figure 52 : Etude de la déformation thermique et déformation thermique sous charge de la maçonnerie

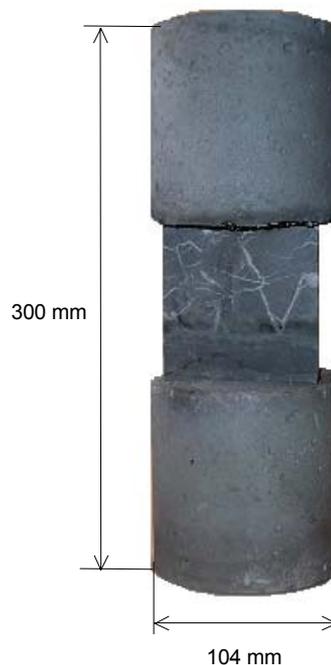


Figure 53 : Etude de la déformation thermique de la roche calcaire

NOTA : Cette technique nécessite encore la réalisation d'essais de vérification sur un matériau ayant propriétés connues, afin de déterminer l'influence des effets d'encastrement du matériau dans le mortier.

2.4. Vérification du système. Détermination de l'incertitude des mesures

2.4.1. Mesures de la déformation mécanique

Afin de vérifier le bon fonctionnement du système de mesure de déformation, les essais préliminaires ont été entrepris. Les vérifications ont été réalisées en utilisant le matériau aluminium avec des propriétés connues. Les caractéristiques physiques et mécaniques de l'alliage de l'aluminium utilisé sont rassemblées dans le Tableau 10.

Tableau 10: Caractéristiques physiques et mécaniques de l'aluminium alliage 5083

Propriété	Valeur
Masse volumique [g/cm ³]	2.66
Coefficient de dilatation linéique [10 ⁻⁶ m/m/°C]	23.9
Capacité thermique [J/kg.°C]	945
Conductivité thermique [W /m.°C]	120
Intervalle de fusion approximative [°C]	580-640
Modulé d'élasticité [GPa]	71.7

Trois types d'expériences de vérification du système de mesures des déformations ont été réalisés sur l'échantillon cylindrique de 104 mm x 300 mm en aluminium. Dans le premier temps, 10 cycles consécutifs chargement-déchargement (Figure 55) entre 30 et 500 kN nous ont permis de tracer les 10 courbes $\sigma(\epsilon)$ représentés sur la Figure 54.

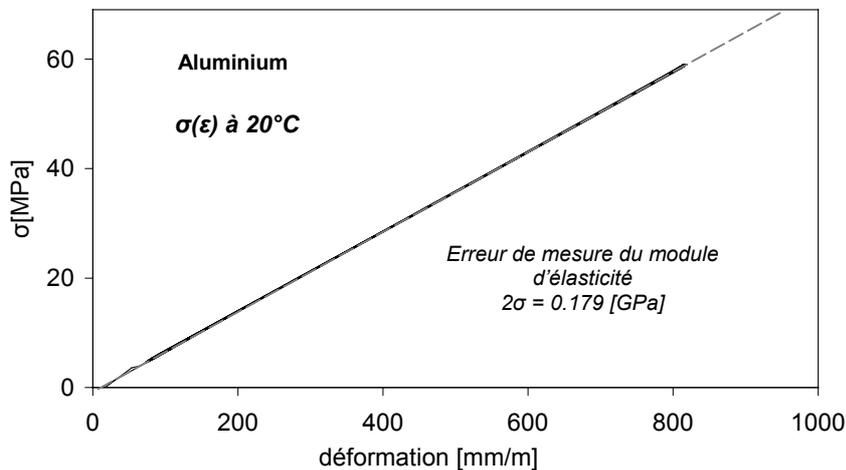


Figure 54 : **Courbes contrainte déformation** déterminées sur le **matériau aluminium** : 10 cycles à 20°C : charge – décharge selon le cycle représenté sur la Figure 55. Le module d'élasticité de l'aluminium est de 71.7 GPa

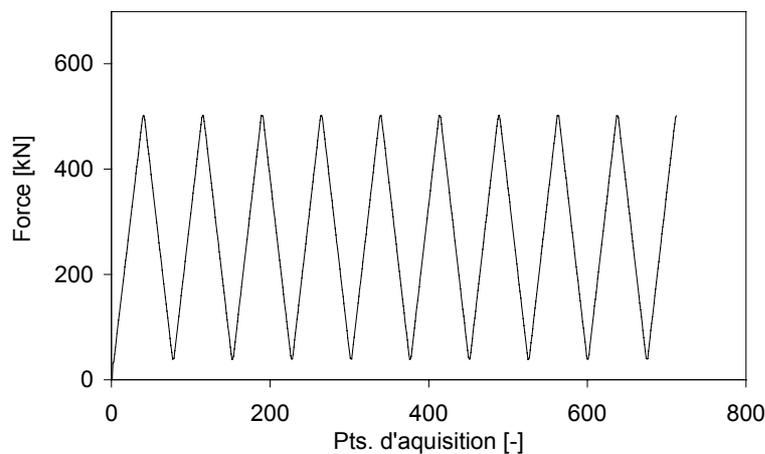


Figure 55 : Evolution de la force durant la réalisation de 10 cycles de charge-décharge sur le matériau aluminium

Nous observons sur la Figure 54 une très bonne concordance des courbes avec une droite de référence tracée pour un module d'élasticité de 71.7 GPa. La comparaison des modules obtenus à chaque cycle avec la valeur de référence permis de calculer l'écart type et estimer l'erreur d'essai. Toutes les valeurs sont données dans le Tableau 11.

Tableau 11: Résultats de mesure du **modulé d'élasticité d'aluminium**. Calcul de l'erreur de la mesure

Modulé d'élasticité de référence [GPa]	71.7
Valeurs mesurés	[GPa]
cycle 1	71.700
cycle 2	71.770
cycle 3	71.745
cycle 4	71.790
cycle 5	71.775
cycle 6	71.815
cycle 7	71.891
cycle 8	71.911
cycle 9	71.950
cycle 10	71.950
moyenne [GPa]	71.83
écart-type [GPa]	0.089
erreur estimé, 2σ [GPa]	0.179
écart-type/moyenne [%]	0.124
pourcentage de la valeur théorique [%]	99.819

2.4.2. Mesures de la déformation thermique

Le deuxième type de vérification a consisté à évaluer le comportement du système de mesures de déformation lorsque l'on soumet l'éprouvette à un échauffement. Deux cycles d'échauffement/refroidissement entre 20 - 250°C étaient réalisés. Le cylindre d'aluminium a été chauffé jusqu'à 250°C à une vitesse d'échauffement de 1°C/min. La température de 250°C a été choisie beaucoup plus basse que la température de la fusion d'aluminium afin d'éviter les risques de changement des phases dans le matériau, qui pourraient influencer les déformations mesurées ou provoquer la destruction de sa structure initiale. Les résultats de cette expérience sont présentés sur la Figure 56, où l'évolution de la déformation a été représentée en fonction de la température de la surface de l'échantillon. La Figure 57 présente l'évolution de la température sur la surface de l'échantillon au cours d'échauffement.

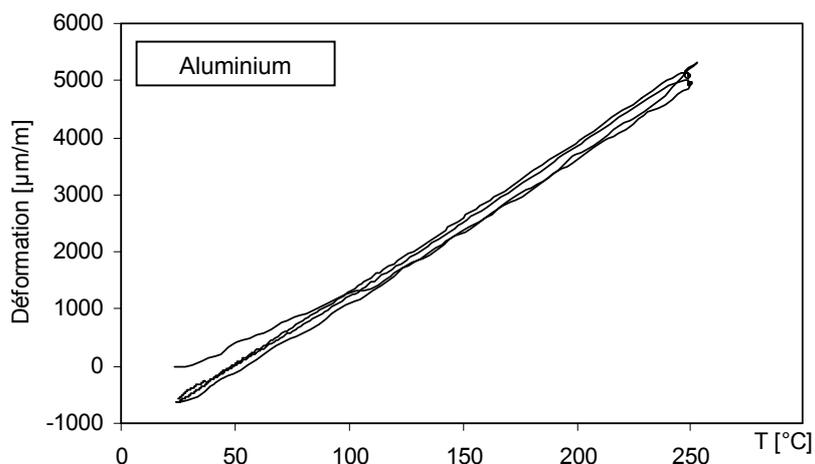


Figure 56 : **Dilatation thermique - cylindre en aluminium mesuré durant deux cycles d'échauffement-refroidissement entre 20°C-250°C.**

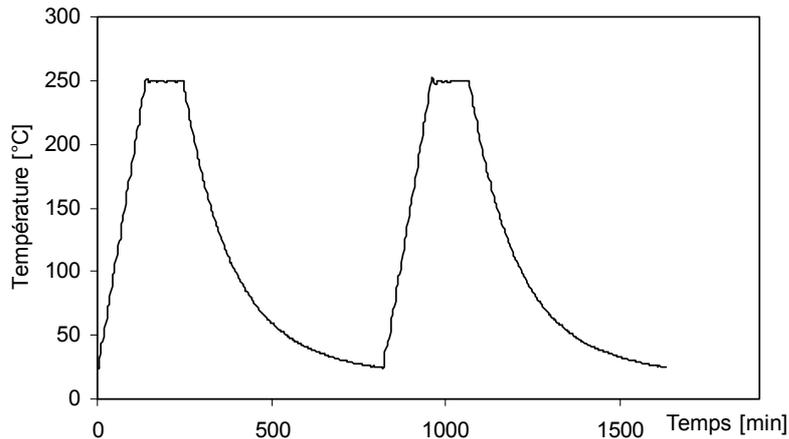


Figure 57 : Cycle thermique réalisé sur un **cylindre en aluminium**, deux cycles d'échauffement – refroidissement entre 20°C-250°C.

Les courbes de la déformation, aussi bien au cours de l'échauffement qu'au cours du refroidissement ont la même pente. Cette pente est sensiblement égale à $23.9 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, la valeur du coefficient de la dilatation thermique donné pour l'aluminium. Cette expérience nous également a permis de constater que le système de mesures des déformations durant l'échauffement est fait en absence des déformations résiduelles postérieures à la phase refroidissement.

Le troisième type de vérification a eu pour but de vérifier la répétitivité de la mesure de déformation thermique en réalisant 8 observations de déformation thermique sur le cylindre d'aluminium. Les observations ont été espacées dans le temps. Elles ont été réalisées au cours des 3 ans de la durée de la thèse. Nous pouvons observer que les 8 courbes sont quasi linéaires, et leurs pentes sont très proches (Figure 58).

Les valeurs des coefficients de dilatation thermique, déterminés pour chaque essai sont comparées à la valeur de la déformation thermique de référence Tableau 12. Nous pouvons observer que les valeurs mesurées sont en bon accord avec la valeur référentielle. Dans le même tableau les valeurs d'écart-type de la valeur moyenne nous observons qu'il est d'ordre de $63 \mu\text{m}/\text{m}$. Ce qui correspond à une différence de 11% de la valeur moyenne mesurée à 50°C . Cette différence diminue avec l'augmentation de la température et à 250°C est de 2%.

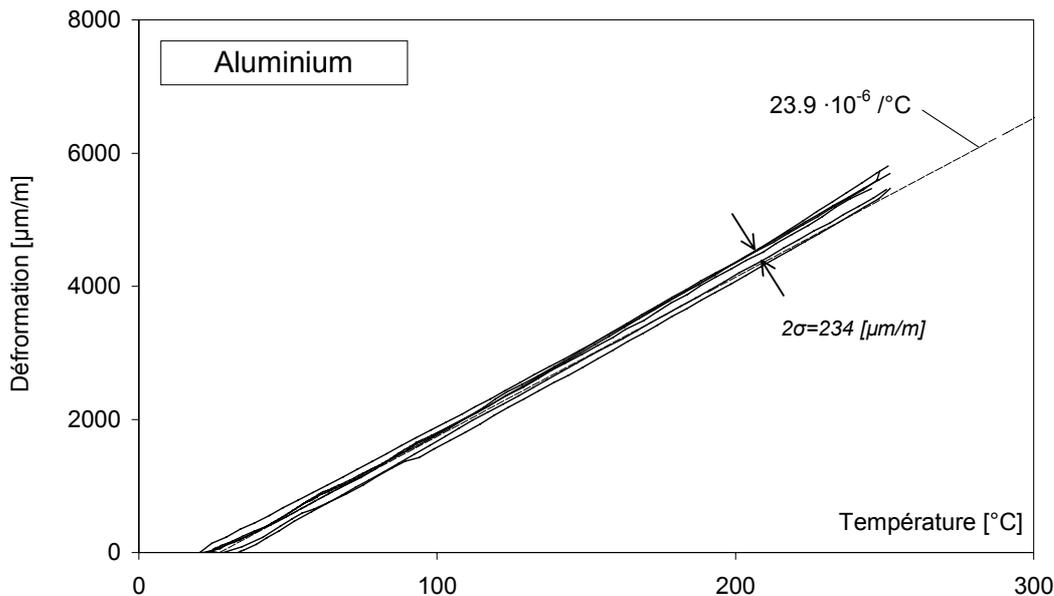


Figure 58: **Dilatation thermique - cylindre en aluminium**. Résultats de 8 essais et comparaison avec la valeur référentielle.

Tableau 12: Résultats des mesures de déformation thermique d'aluminium. Le calcul de l'erreur estimé de la mesure

Température [°C]	50°C	100°C	150°C	200°C	250°C
Déformation thermique de référence [$\mu\text{m}/\text{m}$]	717	1912	3170	4302	5497
Valeurs mesurés			[$\mu\text{m}/\text{m}$]		
essai 1	584	1829	3114	4383	5645
essai 2	657	1757	3051	4320	5577
essai 3	659	1747	2995	4288	5799
essai 4	537	1736	2977	4261	5599
essai 5	673	1841	3026	4282	5736
essai 6	577	1823	3122	4355	5749
essai 7	508	1559	2782	4034	5449
essai 8	543	1742	2967	4205	5554
moyenne [$\mu\text{m}/\text{m}$]	592	1754	3004	4266	5638
écart-type [$\mu\text{m}/\text{m}$]	63	90	107	109	117
erreur estimé, 2σ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	127	180	214	218	234
écart-type/moyenne [%]	11	5	4	3	2
pourcentage de la valeur théorique [%]	121	109	106	101	97

3. Procédures expérimentales et résultats d'essais

3.1. Programme

Le programme expérimental est regroupé dans le Tableau 13 qui précise les essais réalisés sur tous les matériaux bétons testés. Dans un premier temps, les expériences ont été réalisées sur les compositions des bétons retenues dans le cadre du projet BHP 2000. Ces études ont été complétées par des études sur des BHP modifiés avec des fibres polypropylène et des BHP à E/C variable.

Tableau 13 : Programme des expériences réalisées au cours de la durée de thèse.

		béton ordinaire		bétons à haute performance							
Formulation des bétons testés en cadre du projet National BHP2000		M30C	M100C						M75C	M75SC	
					M100C f=0.9	M100C f=1.75	M100C 0.3	M100C 0.4	M100C 0.5		
Etude comparative		BHP avec et sans fibres				Influence de E/C			BHP de granulats calcaires / silico-calcaires		
Observations d'accompagnement		Comparaison BO / BHP									
Distribution de la température au cours de l'échauffement	1°C/min	radiale		x							
		longitudinale		x							
	0.5°C/min	radiale		x							
		longitudinale		x							
Mesures de la perte de masse	séchage à 105°C	x	x	x	x					x	x
	transitoire jusqu'à 600°C	x	x	x	x					x	x
Porosité	à l'eau	x	x	x	x					x	x
	au mercure	x	x	x	x					x	x
P+M+T	ép. préséché à 80°C		x								
	ép. préséché à 105°C		x								
Observation MEB	20°C	x	x	x	x					x	x
	après 180°C		x	x	x						
	après 600°C		x	x	x					x	x
<i>Comportement mécanique</i>											
Résistance en compression et module d'élasticité	« à chaud »		x	x	x	x	x	x	x	x	x
	« résiduelle »				x						
	après séchage				x						
Résistance en traction	« à chaud »					x	x	x			
Déformation thermique	Vitesse de chauffe	Taux de chargement									
	1°C/min	0% f _c	x	x			x			x	x
	0.5°C/min	0% f _c								x	x
Déformation thermique sous charge de compression (DTSC)	1°C/min	20% f _c	x	x						x	x
		40% f _c	x	x						x	x
	5°C/min	20% f _c								x	
		40% f _c								x	
DTSC traction	1°C/min	1MPa									
		2MPa					x				

- Etude réalisée en cadre du projet National BHP 2000, Pimienta 1998

3.2. Répartition de la température dans les éprouvettes

3.2.1. Evolution de la température dans l'éprouvette au cours du chauffage

Des mesures permettant de déterminer la répartition de la température dans les éprouvettes au cours de l'échauffement ont été réalisées selon, les cycles d'échauffement avec une montée en température de 1°C/min et 0.5°C/min, suivie par un palier de stabilisation de température de 3 heures et puis une phase de refroidissement. Ce cycle réalisé est représenté sur la Figure 59 ainsi que la vitesse de changement de température durant l'échauffement et le refroidissement.

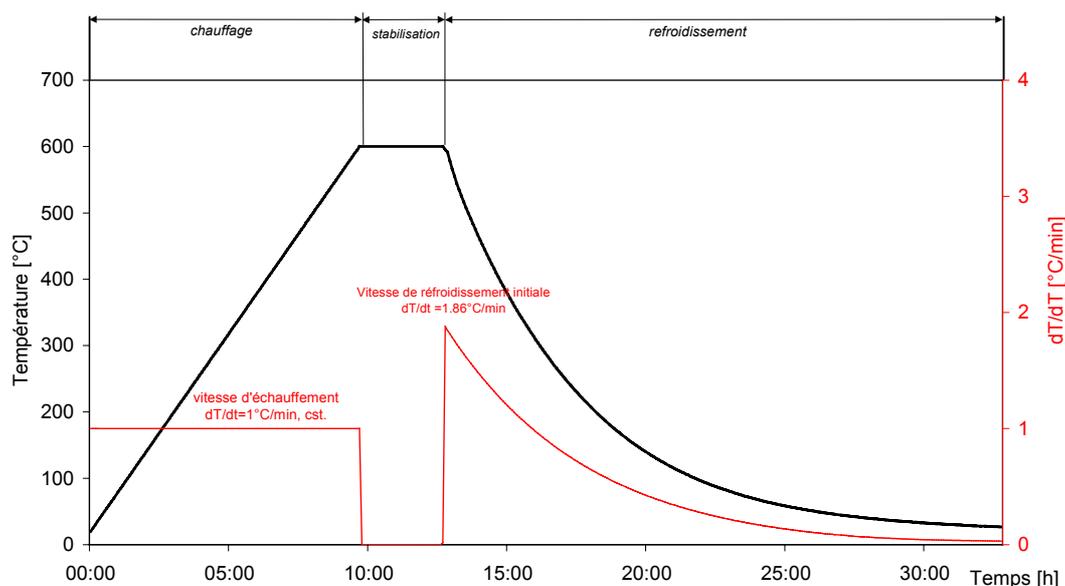


Figure 59 : Cycle de traitement thermique du béton, échauffement –stabilisation – refroidissement, avec une évolution de la vitesse du changement de la température dT/dt [°C/min]

Les observations du champ de température ont été menées sur les éprouvettes instrumentées de 10 thermocouples du type K. Les thermocouples ont été positionnés dans le béton lors du coulage. Deux configurations de répartition ont été employées (Figure 60) : l'implantation de type a) a pour but de déterminer la répartition de la température dans le sens radial, l'implantation de type b) a pour but de déterminer la répartition de la température dans le sens longitudinal.

Au cours de l'échauffement les températures ont été enregistrées toutes les 300 sec. Ensuite des courbes d'évolution de la température en fonction du temps $T(t)$ ont été tracées. Ceci nous a permis d'analyser les champs de température dans l'échantillon, mais aussi d'évaluer les gradients thermiques apparaissant au cours des essais.

Les points désignés par Th.haute, Th.milieu et Th.basse représentent la localisation des trois thermocouples de régulation fixés respectivement au niveau des trois éléments chauffants.

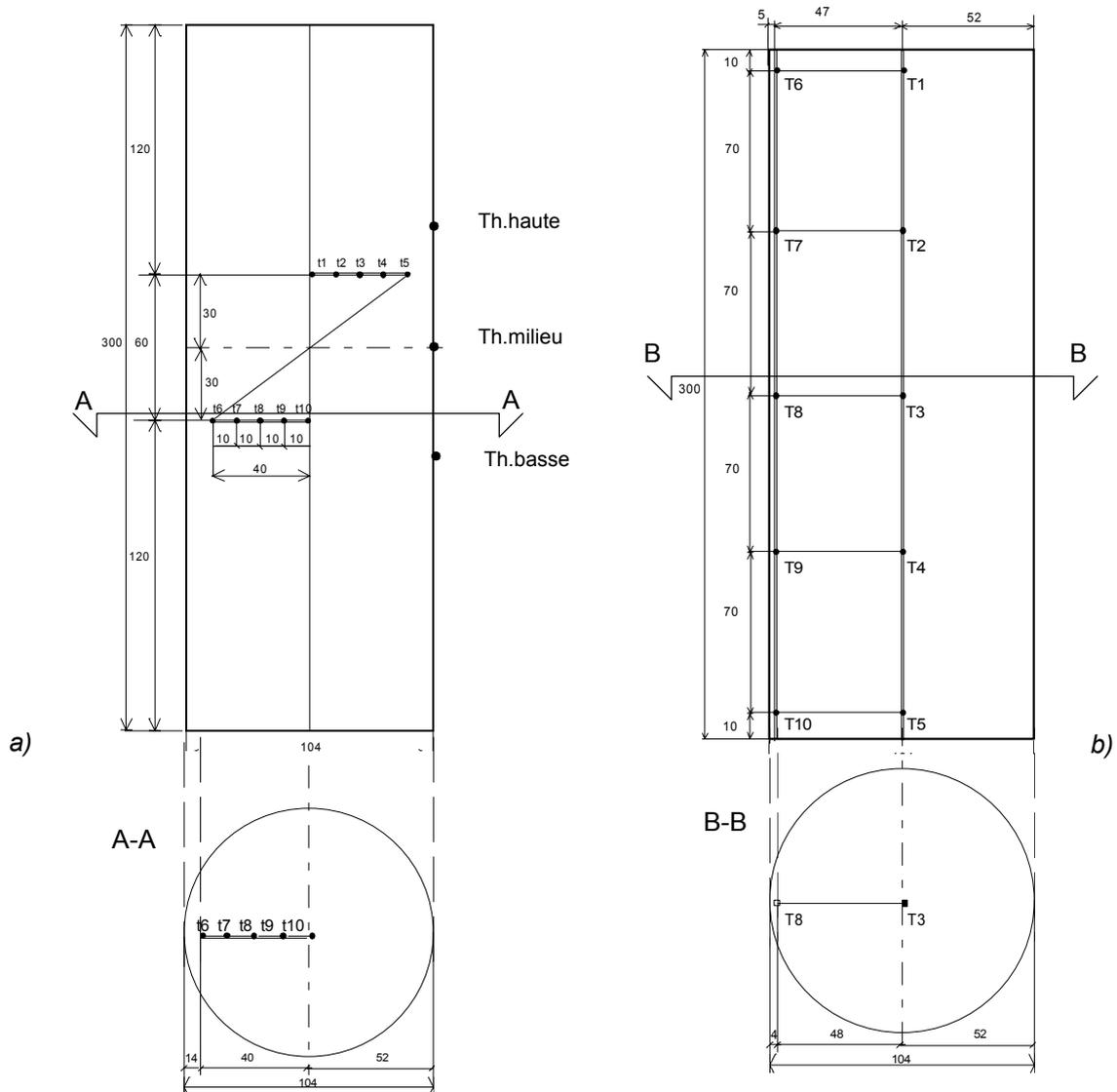


Figure 60 : Schémas d'implantation des thermocouples dans les éprouvettes destinées à l'étude de la répartition et de l'évolution des températures, a) implantation radiale, b) implantation longitudinale. Les positions des thermocouples de régulation situés sur la surface de l'éprouvette sont désignées comme Th. haute, Th. milieu, Th. basse

Les courbes de l'évolution de la température au cours d'échauffement à une vitesse de $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ a été représenté pour exemple sur : Figure 60a pour l'instrumentation radiale, et Figure 60b, pour l'instrumentation longitudinale. Dans l'annexe 3 et l'annexe 4 les courbes d'évolution de la température pour l'échauffement à $0.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ ont été montrés.

Les graphiques présentent une évolution de la température au sein d'éprouvette. Les températures à l'intérieur d'éprouvette suivent, avec décalage, les températures mesurées de la surface de l'éprouvette. Nous observons une perturbation de la température à l'environ de 200°C provoque l'évaporation de l'eau du matériau (Figure 61).

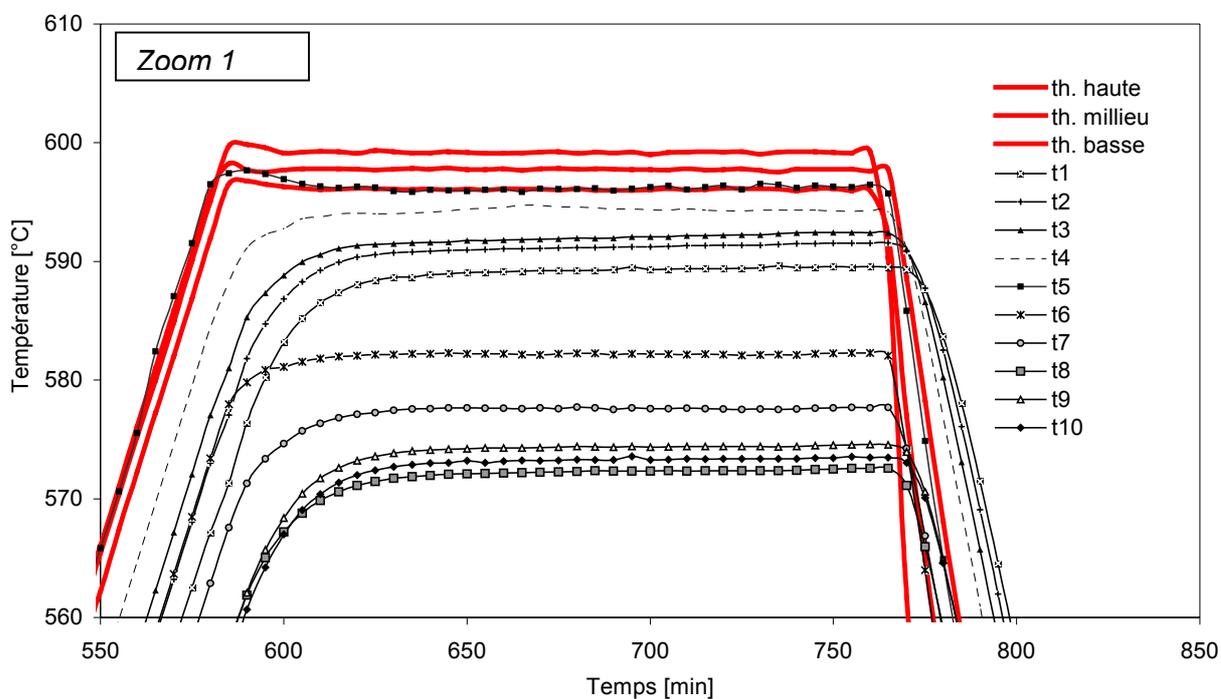
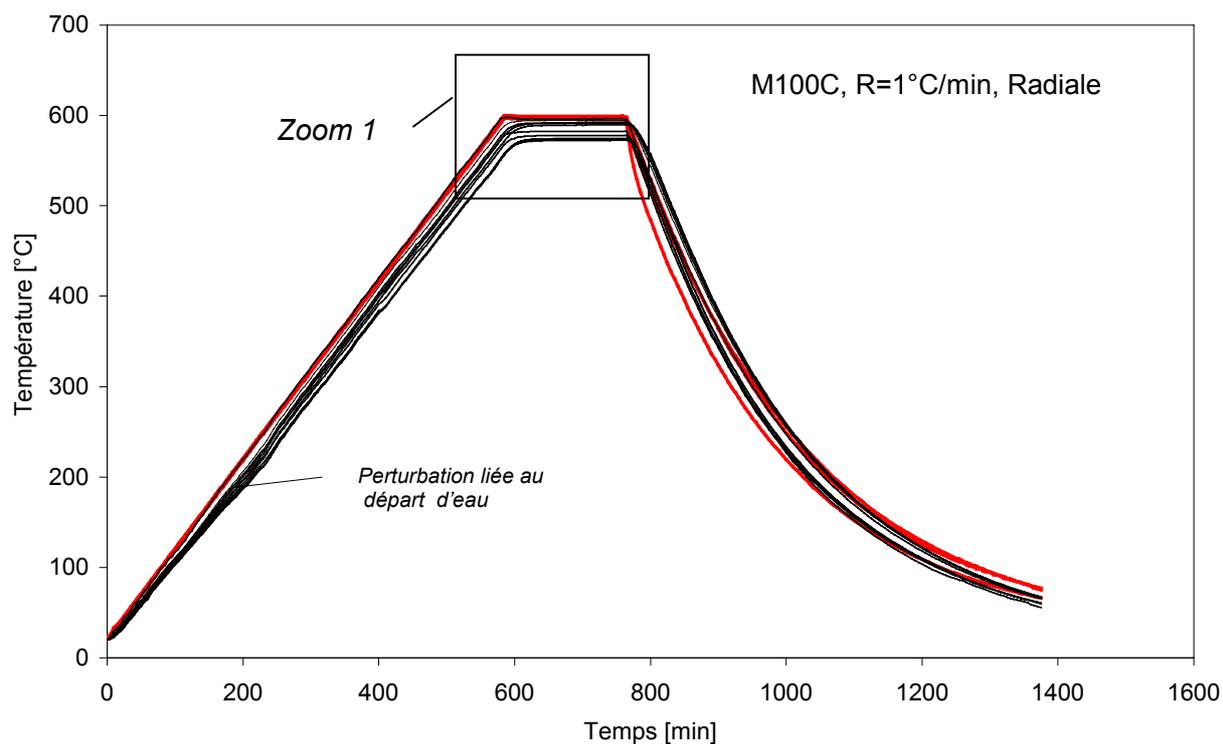


Figure 61 : Courbes d'évolution de la température au cours de l'échauffement ; instrumentation radiale, $dT/dt=1^\circ\text{C}/\text{min}$.

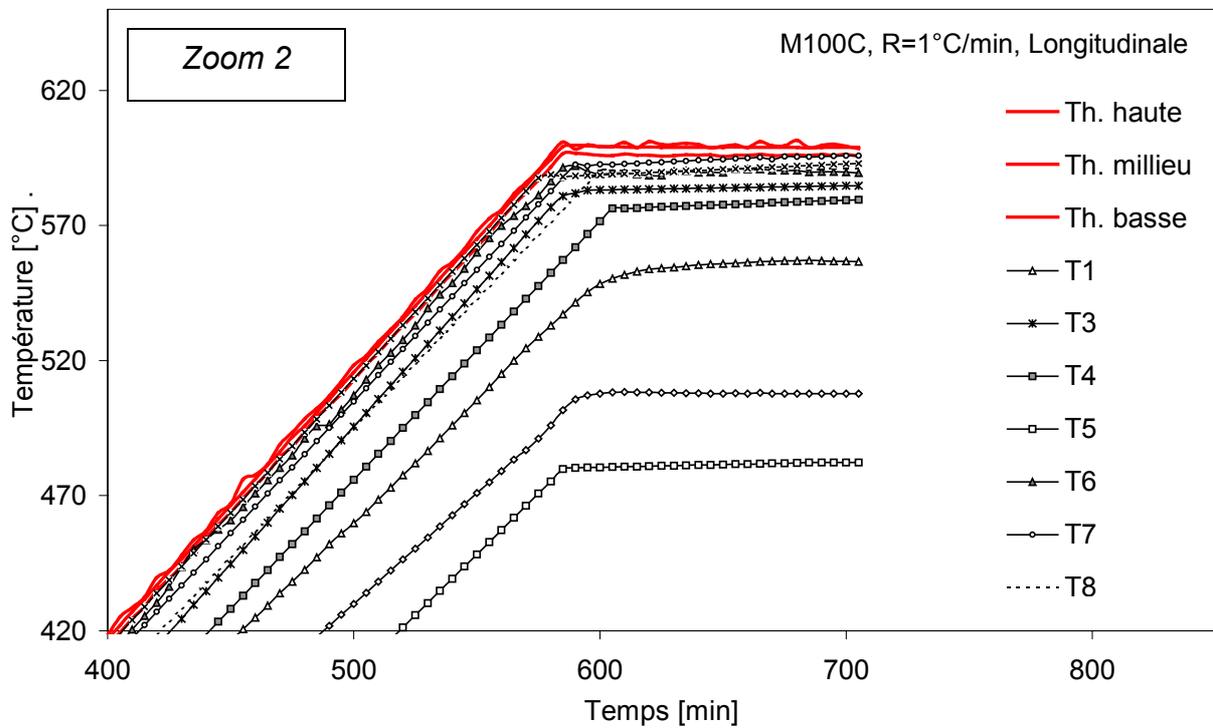
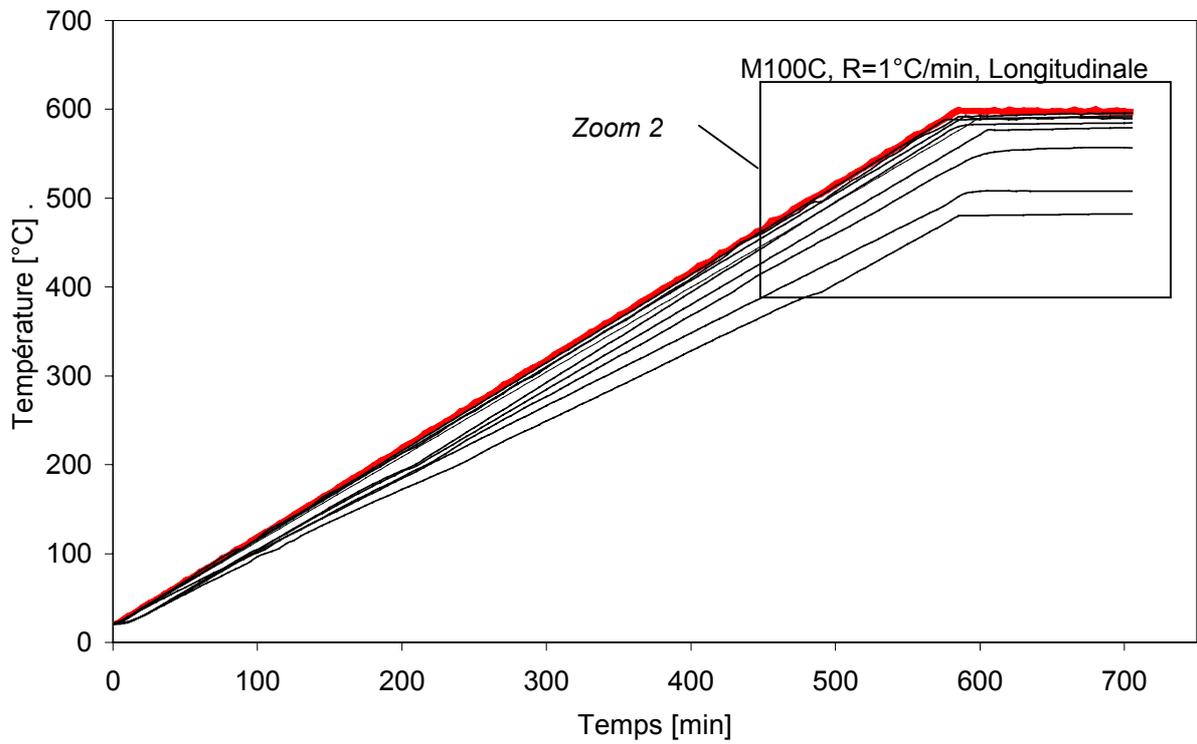


Figure 62 : Courbes d'évolution de la température au sein de l'éprouvette au cours de l'échauffement - instrumentation longitudinale, $dT/dt=1^\circ\text{C}/\text{min}$

Les courbes de la distribution de la température présentées dans les : Figure 63, 64 et 66 représentent les températures enregistrées par les thermocouples répartis dans matériau quand la température de la surface atteint 100, 200, 300, 400, 500 et 600°C. Les valeurs de la température ont été représentées pour deux vitesses de montée en température : 1 et 0.5°C/min. Nous observons que la différence maximum de température entre le cœur et la surface d'échantillon a été de 18°C pour $dT/dt=0.5^\circ\text{C}/\text{min}$ et de 48°C pour $dT/dt=1^\circ\text{C}/\text{min}$. Le palier de stabilisation de la température de 3 heures à 600°C permet une réduction de la différence de température : respectivement 8°C et 19°C.

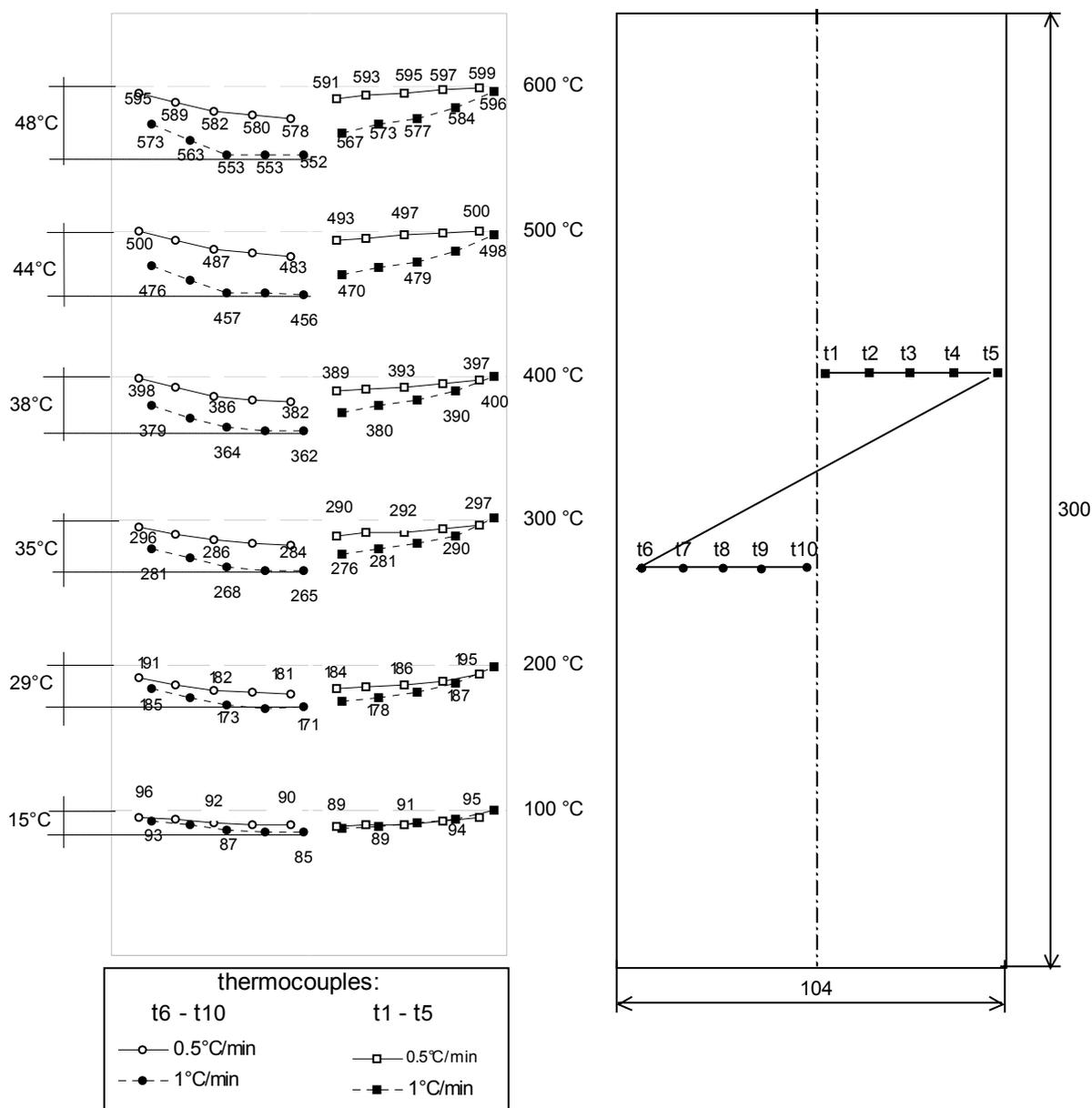


Figure 63: Distribution spatiale de la température au sein de l'éprouvette lors que la température de surface est de 100, 200, 300, 400, 500 et 600°C - instrumentation radiale

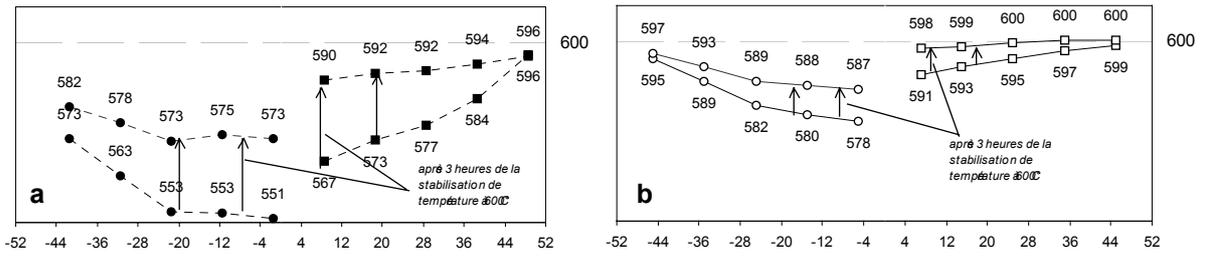


Figure 64: Distribution spatiale de la température au sein de l'éprouvette lorsque la température de surface est de 600°C et après 3h de stabilisation à 600°C - instrumentation radiale, a) l'échantillon chauffé à 1°C/min et b) à 0.5°C/min

Ceci peut être traduit à un gradient thermique maximal de 3.5°C/cm pour $dT/dt=0.5^\circ\text{C}/\text{min}$ et 9°C/cm pour $dT/dt = 1^\circ\text{C}/\text{min}$. Sur la Figure 65, l'évolution de la différence de température entre le cœur et la surface est représentée, pour les deux vitesses de montée en température. Nous observons des pics sur les courbes en alentours de 200°C pour la vitesse de chauffé de 0.5°C/min et 260°C pour 1°C/min. Nous observons que pour la vitesse de 1°C/min la différence de température continue à augmenter après le pic lorsque, pour la vitesse de 0.5°C/min, la différence de température reste constante.

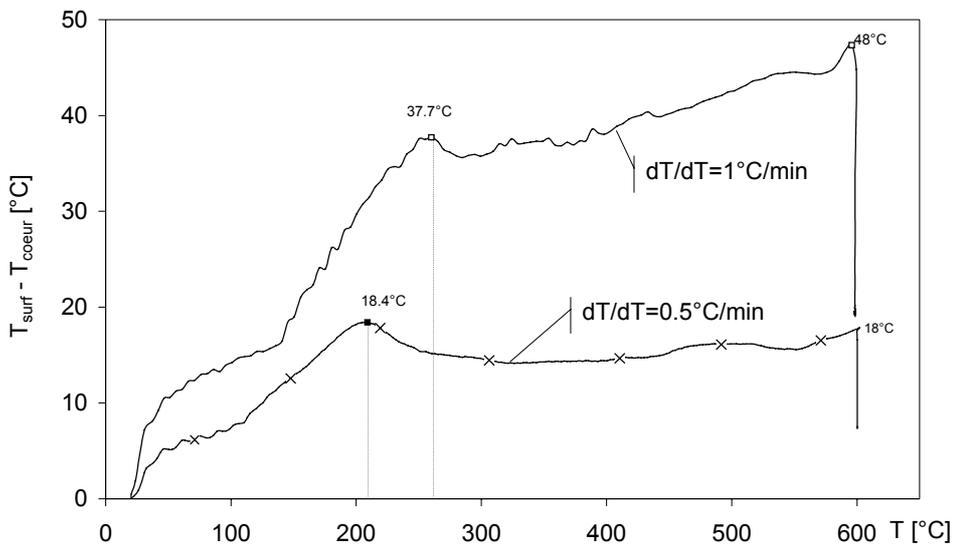


Figure 65: Evolution des différences de température entre le cœur et la surface dans une éprouvette cylindrique de diamètre 104 mm (béton M100C) chauffé avec des vitesses de 0.5°C/min et 1°C/min.

Hypothèse : Il est possible que le phénomène d'éclatement ait lieu, lorsque la valeur maximale du gradient de température (et des contraintes thermiques engendrées) coïncide avec les valeurs élevées de la pression de vapeur.

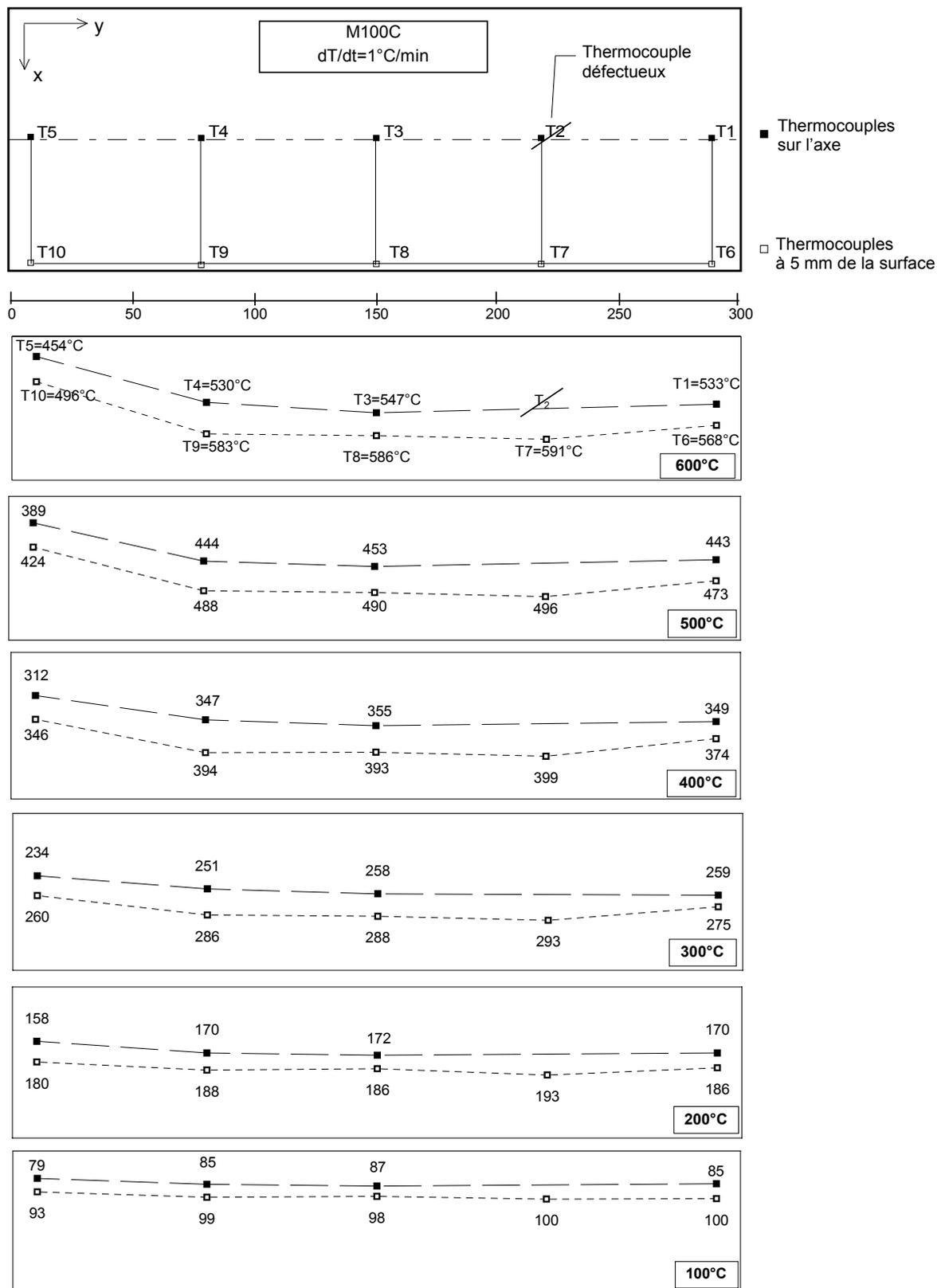


Figure 66: Distribution de la température au sein de l'éprouvette - instrumentation longitudinale d'un échantillon cylindrique 104x 300mm du béton M100C chauffée à une vitesse $dT/dt=1^{\circ}\text{C}/\text{min}$

3.3. Mesures de la perte de masse

Cette partie d'étude a eu pour but d'évaluer la quantité de l'eau libre présente dans les matériaux testés. Elle permet également d'observer la cinétique du processus de séchage et de déshydratation de ces bétons. Les essais en régime transitoire ont complété nos informations sur le transfert de masse et la cinétique de la déshydratation.

Rappel: Les mesures sont réalisées sur 6 bétons: M30C – béton ordinaire, deux bétons à haute performance de granulats calcaires : M75C, M100C, un BHP de granulats silico calcaires : M75SC et deux BHP avec des fibres polypropylène en quantité 0.9 et 1.75 kg/m³ et désignées respectivement: M100C f=0.9, M100C f=1.75.

3.3.1. Perte de masse durant le séchage à 105°C

Pour évaluer la quantité de l'eau libre présente dans le matériau les éprouvettes ont été séchées à 105°C dans une étuve durant plusieurs jours jusqu'à stabilisation de leur masse. La masse a été considérée comme stabilisée, lorsque la différence entre deux pesées espacées d'un mois 24 heures, était de l'ordre de la résolution de la balance utilisée pour réaliser des observations. Les pesées ont été effectuées avec une balance de résolution de 0,1g pour les échantillons de petite taille et de 1g pour les échantillons de $\Phi 104 \times 300$ mm.

La cinétique de perte de masse durant séchage dépend fortement de **la taille des échantillons** mais avant tout du **type de béton BO et BHP**, qui est lié à sa structure interne et particulièrement à sa **porosité**.

Des éprouvettes de diamètre 104 et hauteur de 300 mm et des cylindres de même diamètre mais de hauteur de 60 mm ont été testées. Pour obtenir les échantillons de petite taille, 4 mois avant le début de l'étude des échantillons de $\Phi 104 \times 300$ mm ont été découpés en 5 tronçons de 60 mm en utilisant un scie à eau (Figure 67, c).

3.3.2. Perte de masse en régime transitoire

Les mesures de la perte de masse durant l'échauffement transitoire jusqu'à 600°C ont été faites en utilisant un banc d'essais spécialement réalisé pour effectuer ce type d'observations (voir Figure 67). L'éprouvette d'un béton testée est placée sur une grille métallique afin de ne pas empêcher l'évacuation de l'eau du béton au cours du chauffage par cette surface. La grille a été suspendue à l'intérieur du four à l'aide d'un câble métallique. Ce câble files traverse la partie supérieure du four et viens s'accrocher sous la balance.



Figure 67: Dispositif d'essais : a) vue sur le four avec une balance positionnée sur le dessus et permettant la suspension des éprouvettes, b) vue de l'éprouvette positionnée sur une grille à l'intérieur du four, c) éprouvettes utilisées dans l'étude : $\Phi 104$ mm et hauteur de 60 mm

L'enregistrement de l'évolution de la masse a été réalisé avec une périodicité de 60 sec. Ensuite la perte de masse (dm) a été calculée par rapport à la masse initiale (m_i) des d'éprouvettes et exprimée en pourcentage de la masse de départ.

Les enregistrements en continu de la masse d'une éprouvette (104x60mm) au cours d'échauffement pour les six bétons testés ont permis de tracer les courbes de la perte de masse en fonction de la température.

$$dm = \frac{m_i - m_j}{m_i} \cdot 100\% \quad \text{Équation 3-1}$$

m_i – masse initiale [g]

m_j – masse en moment [g]

dm - perte de masse [%]

3.3.3. Résultats et discussion

Les résultats de deux campagnes d'essais : séchage à la température constante de 105°C et séchage transitoire jusqu'à 600°C sont présentés dans le Tableau 14, et dans les graphiques suivants Figure 68 et 69 (où la cinétique de perte de masse a été représentée).

Séchage à 105°C

Il faut noter que les observations ont été menées sur les échantillons ayant age supérieur à quatre ans pour M30C, M75C, M75SC et M100C et environs deux ans pour les bétons fibrés.

Les résultats de la perte de masse durant séchage à 105°C sont dans le Tableau 14 et correspondent à la variation du poids en pourcentage du poids initial. Une éprouvette de M30C (béton ordinaire), perd durant le séchage 1.78% de sa masse initiale, M100C perd 2.33% de sa masse initiale.

Cette différence significative peut être expliquée par les conditions de conservation des éprouvettes, l'âge du béton et sa porosité et perméabilité. Les échantillons ont été conservés durant 4 ans à 50% HR et 20°C. Dans ces conditions, une partie de l'eau libre s'évapore, d'autant plus facilement pour le BO que ses pores sont de taille plus importante et le séchage est plus facile. La porosité des BHP, moins importante et caractérisée par des pores de taille plus fine, réduit le séchage du matériau. Ceci peut expliquer les plus grandes valeurs de la teneur en eau obtenues sur BHP que sur BO à l'âge de quatre ans.

Notons cependant que la teneur en eau, qui a été mesurée au cours de la réalisation du projet BHP 2000, à l'âge d'un an, était déjà inférieure pour le BO que pour les BHP (voir Tableau 14 : BO - 2.35% et BHP - 2.77%)

Tableau 14: Valeurs de la teneur en eau établies par séchage à 105°C et chauffage transitoire jusqu'à 600°C

Type de béton	M30C	M75C	M75SC	M100C	M100C f=0.9	M100C f=1,75
Teneur en eau séchage 105°C	1,78%	2,23%	2,82%	2,33%	2,69%	2,69%
à l'age de :	>4.5 ans	>4 ans	>4.5 ans	>4.5ans	>1.5ans	> 2 ans
Séchage transitoire jusqu'à 600°C	3.31%	3.54%	4.75%	3.75%	4.42%	4.44%
Teneur en eau séchage 105°C (projet BHP2000)	2.35%	2.76%	3.22%	2.77%	x	x
à l'age de :	≈300 jours	≈150 jours	≈360 jours	≈300 jours	x	x

Analysons maintenant la cinétique de la perte de masse durant le séchage des bétons étudiés. Pour le béton ordinaire M30C, la cinétique de perte de masse est plus élevée, le matériau sèche plus facilement. Ceci est représenté sur la Figure 68 et peut s'expliquer par la plus grande perméabilité du béton ordinaire due à la caractéristique du réseau poreux de ces bétons. Cette différence significative de la structure poreuse entre des BO et des BHP, facilitant l'évaporation a été mise en évidence par l'étude de la microstructure présentée dans le chapitre § 3.5.

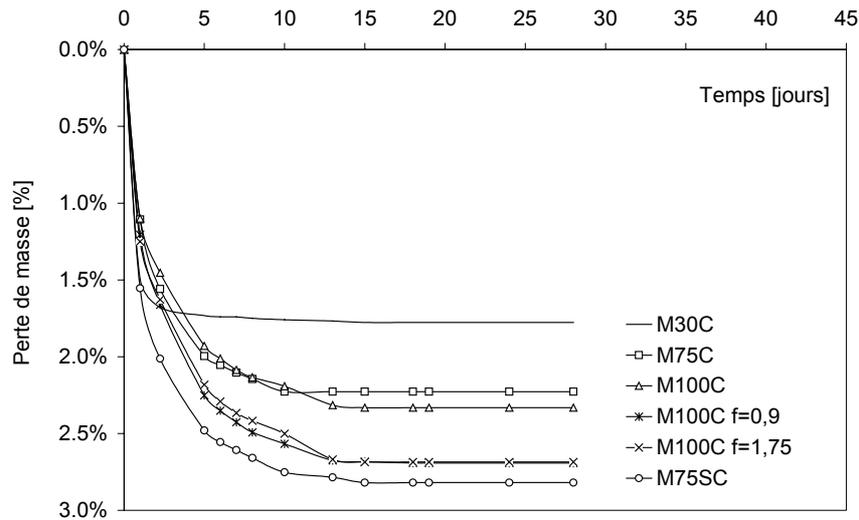


Figure 68 : Perte de masse des bétons étudiés durant séchage à 105°C. Béton ordinaire - M30C, bétons à haute performance M75C, M100C, M75SC et deux BHP fibrés M100C $f=0.9$ et M100C $f=1.75$.

Les résultats des observations de l'évolution de la masse durant le séchage à 105°C réalisées sur les échantillons de taille différente, mais obtenues à partir d'échantillons provenant de la même production, sont représentés sur la Figure 69. Pour les éprouvettes de petite taille (diamètre 104 mm et hauteur 60 mm) la stabilisation de la masse est obtenue après environs 15 jours. Pour les éprouvettes de taille 104x300 la stabilisation aboutie après 60 jours. Le temps de stabilisation est environs 4 fois plus important. En calculant le module de surface M [dm^2/dm^3], c'est à dire le rapport de la surface et volume d'échantillon, pour ces deux tailles des éprouvettes nous pouvons noter que la surface rapportée au volume unitaire est d'environ 60% plus importante pour les petits échantillons. Toutefois la quantité d'eau libre dans l'éprouvette ne dépend pas de la taille des échantillons, les deux courbes tendent vers la même valeur asymptotique.

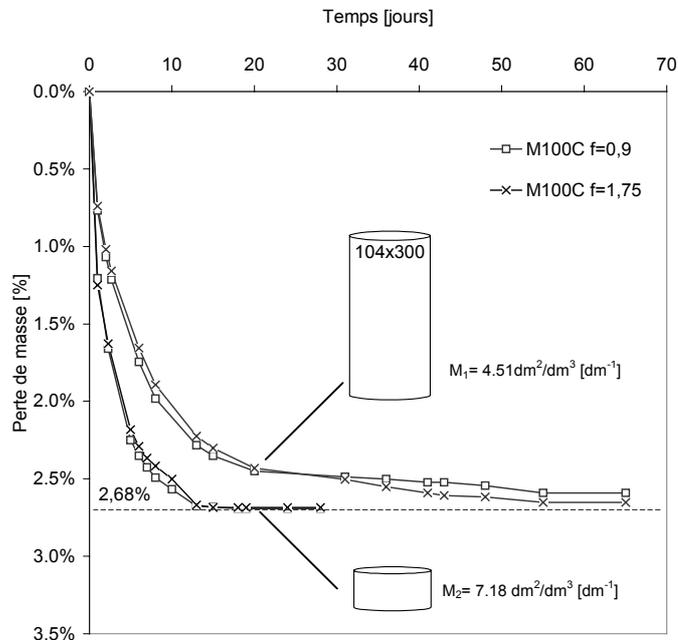


Figure 69 : Influence de la taille des échantillons sur la dynamique de perte d'eau – bétons avec des fibres .

Perte de masse au cours d'échauffement transitoire jusqu'à 600°C

Toutes les courbes de la perte de masse transitoire relative aux six bétons ont été rassemblées sur la Figure 70. Les valeurs de perte de masse ont été représentées en fonction de la température. La vitesse d'échauffement étant de 1°C/min, la graduation est équivalente au temps en minutes.

La perte de masse en régime transitoire de la température commence par la perte de l'eau capillaire présente dans la couche externe du matériau. Cependant, lors de l'établissement d'un gradient thermique dans un élément en béton les gazes et fluides présents dans les réseaux poreux sont mis en mouvement. Le phénomène *thermocapillaire* due au gradient thermique provoque une migration de l'eau et de la vapeur d'eau vers la zone plus froide. Le vapeur d'eau traversant les couches du matériau plus froides se condense partiellement. Dans les matériaux à faible perméabilité tels que les BHP, le transfert de masse est plus lent, d'autant plus lent qu'il est limité par la création d'une couche saturée. Cette zone saturée constitue un obstacle peu perméable à la vapeur d'eau et l'air. Ceci explique la cinétique de la perte de masse ralentie pour des BHP par rapport au BO.

Il est important de noter que la perte de masse enregistrée pendant un cycle d'échauffement transitoire, pour tout les bétons, commence à partir des températures supérieures à 100°C. Jusqu'à 150°C la perte de masse des BHP est lente. Elle augmente entre 150°C et 200°C. Ce n'est qu'à partir de 200°C que la cinétique de perte de masse augmente brusquement.

A titre indicatif, su les points correspondant à la valeur de la teneur en eau déterminés par séchage à 105°C ont été rapportés (points ronds valeurs provenant du Tableau 14).

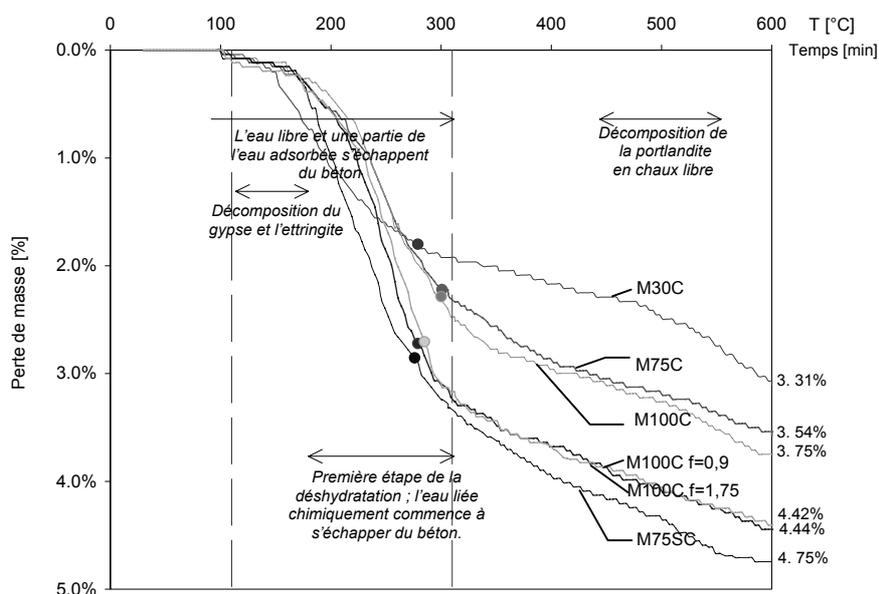


Figure 70 : Pertes de masse des bétons déterminées durant l'échauffement de 20 à 600°C à la vitesse de 1°C/min. Les points indiquent la valeur de la teneur en eau obtenu par séchage à 105°C

Afin de pouvoir analyser la vitesse de perte de masse au cours du chauffage jusqu'à 600°C, les courbes des dérivées de la perte de masse ont été tracées et représentées sur la Figure 71. Les valeurs de la température correspondant à la perte de masse la plus significative sont les suivantes : 240°C - M30C, 297°C - M100C et M75C, 264°C - M75SC, 298°C - M100C f=0.9 et 306°C - M100C f=1.75. Ces pics sont dus à la perte d'eau libre et d'eau capillaire présentes dans le béton. La température de 300°C peut être considérée comme la fin de la migration d'eau évaporable. A partir de cette température la vitesse de perte de masse ralentie. Cependant la diminution de la masse continue à cause de la déshydratation du gel CSH et du $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Les principales phases de la déshydratation sont représentées sur (Figure 70).

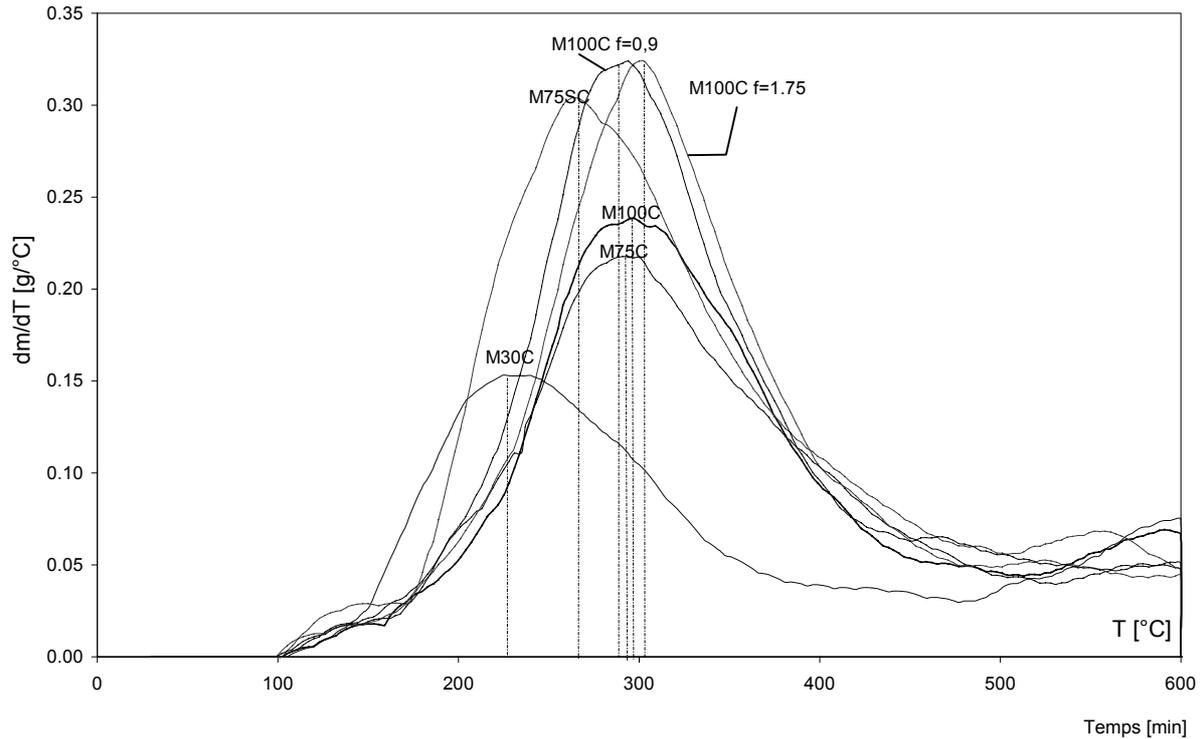


Figure 71 : Vitesse de la perte de masse des bétons chauffés de 20 à 600°C avec une vitesse de 1°C/min

Analyse comparative des résultats de la perte de masse nous a permis d'observer l'existence d'une relation entre le **volume de la pâte** dans les BHP M75C, M100C, M75SC et deux bétons M100C fibrés à 0.9 et 1.75 kg/m³ et la teneur en eau de ces bétons (Figure 72).

Notamment nous trouvons une relation quasi linéaire entre le volume de la pâte et les valeurs de la :

- teneur en eau établie par **séchage à 105°C**
- perte de masse observée durant l'essai de la perte de masse en régime transitoire à **200°C, 300°C, 400°C, 500°C et 600°C.**

Ceci peut être interprété comme le fait que la presque totalité de l'eau libre, capillaire ou liée est contenue dans la pâte de ciment.

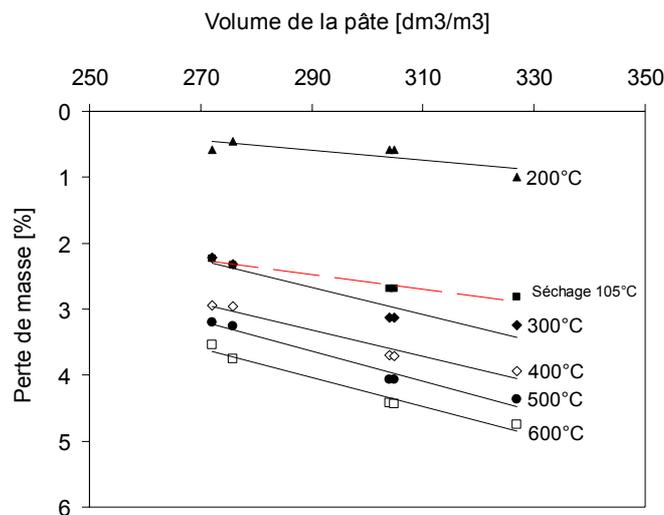


Figure 72 : Perte de masse établie pendant l'échauffement transitoire jusqu'à 600°C en fonction de la quantité de pâte présente dans les BHP

3.4. Observation de la Pression + Masse + Température

Dans ce chapitre nous allons présenter les résultats d'investigation sur le rôle de l'eau sur le comportement du béton à haute température. Ces résultats complètent les travaux réalisés par *Kalifa et al. 2001* dans le cadre du Projet National BHP 2000. Nous avons employé le même dispositif, mis au point par Kalifa et ses collègues au CSTB à Grenoble. Les essais ont été réalisés dans les Laboratoires du CSTB à Marne la Vallée.

Les résultats obtenus par *Kalifa et al. 2001* ont permis de mesurer les pressions internes dans un élément en béton chauffé de façon unidimensionnel. Rappelons que les valeurs de **pression observée dans un BHP M100C** ont été de **4MPa** à 3 cm de la face chauffée aux alentours de 250°C. Ceci peut fortement contribuer à l'apparition du phénomène d'éclatement. Rappelons également que l'éclatement implique une apparition simultanée (ou superposition) des plusieurs paramètres. Tout d'abord les pressions internes de vapeur d'eau, ainsi qu'une teneur en eau importante contribuent à la pression. Ensuite un gradient thermique important, dû à la vitesse d'échauffement ou à la taille importante de l'élément chauffé, entraîne les contraintes thermiques importantes. De plus le mécanisme de la déformation thermique favorise l'éclatement (voir la partie bibliographique). La question à laquelle nous avons tenté de répondre dans cette étude a été la suivante : **l'eau non évaporable (notamment chimiquement liée dans les hydrates), participe-t-elle à l'établissement des pressions internes, et par ceci à l'éclatement ?**

3.4.1. Dispositif expérimental

La mesure des champs de pression et de température est effectuée sur une éprouvette prismatique (300 x 300 x 120 mm) soumise à une sollicitation thermique sur une face et dont les quatre faces latérales sont isolées thermiquement. Ce dispositif (Figure 74) exerce ainsi une sollicitation thermique quasi unidimensionnelle, telle que celle rencontrée dans un voile ou dans un poteau de forte section.

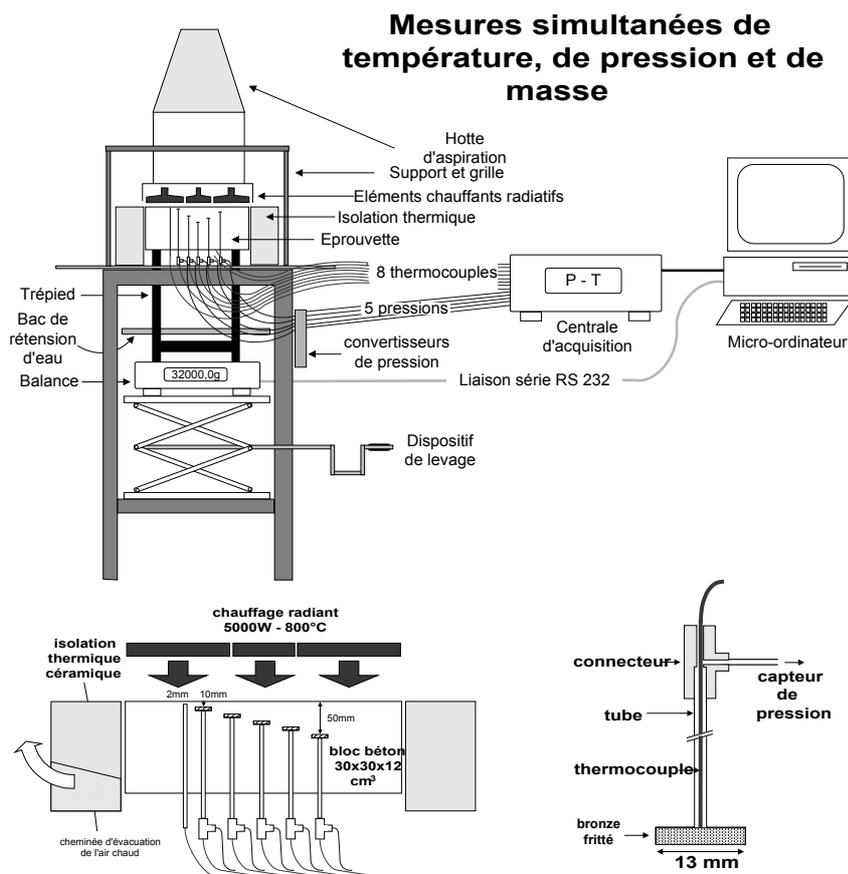


Figure 73 : Présentation du dispositif expérimental permettant la réalisation des essais P+M+T Kalifa et al. 2001

Les éprouvettes sont instrumentées lors de leur fabrication à l'aide de cinq sondes permettant de faire des mesures de pression et de température simultanément et au même endroit. L'éprouvette est placée sur une balance de façon à mesurer sa masse durant l'essai, ce qui fournit une information globale sur les transferts hydriques, très utile pour la validation des codes numériques. Les sondes destinées aux mesures de température et de pression sont constituées d'un disque de cuivrée fritté, matériau de haute porosité, serti dans une capsule en acier, elle-même soudée à un tube inox à l'intérieur duquel se trouve un thermocouple. L'autre extrémité du tube, qui débouche sur la face inférieure (non chauffée) de l'éprouvette, est munie d'un connecteur étanche permettant de relier la sonde à un transducteur de pression piézoélectrique tout en assurant le passage du thermocouple. Les cinq sondes sont placées à l'intérieur d'un carré central de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ et à 10, 20, 30, 40 et 50 mm de distance de la surface chauffée. La mesure de température sur la surface chauffée, est réalisée à l'aide d'un tube simple placé dans le béton pour le passage d'un thermocouple dont l'extrémité est à 2 mm sous la surface chauffée. Enfin un thermocouple placé en contact avec la face arrière nous renseigne sur les conditions aux limites dans cette zone.

3.4.2. Résultats des essais P+ M + T sur des BHP préséchés

Nous avons réalisé trois essais. Le premier était destiné à la vérification du bon fonctionnement du dispositif. Ensuite deux essais ont été réalisés sur le matériau béton **M100C préalablement sèches à 80°C et 105°C**. Le préséchage a eu pour but de faire partir l'eau libre et vérifier si l'eau non évaporable à 105°C (notamment chimiquement liée dans les hydrates), participe à l'établissement des pressions internes. Deux températures de séchage ont été choisies : 80°C et 105°C.

Les mesures réalisées grâce au système, nous ont permis d'observer l'évolution de la température dans l'éprouvettes durant la montée en température de la surface chauffante jusqu'à 800°C. La vitesse de montée en température n'est pas régulée. L'échauffement de la surface du bloc en béton s'effectue avec une vitesse décroissante. Durant la première heure, la vitesse est de 7°C/min, durant la deuxième 1.3°C/min, puis durant la troisième heure la vitesse diminue à 0.5 °C pour atteindre 0.2°C durant le reste de phase de chauffe.

Les résultats de l'évolution spatiale et temporelle des températures et des pressions de vapeur d'eau dans l'éprouvette au cours de l'échauffement sont présentés sur la Figure 75 pour deux éprouvettes de béton : a) M 100C préséché à 80°C, b) M100C préséché à 105°C.

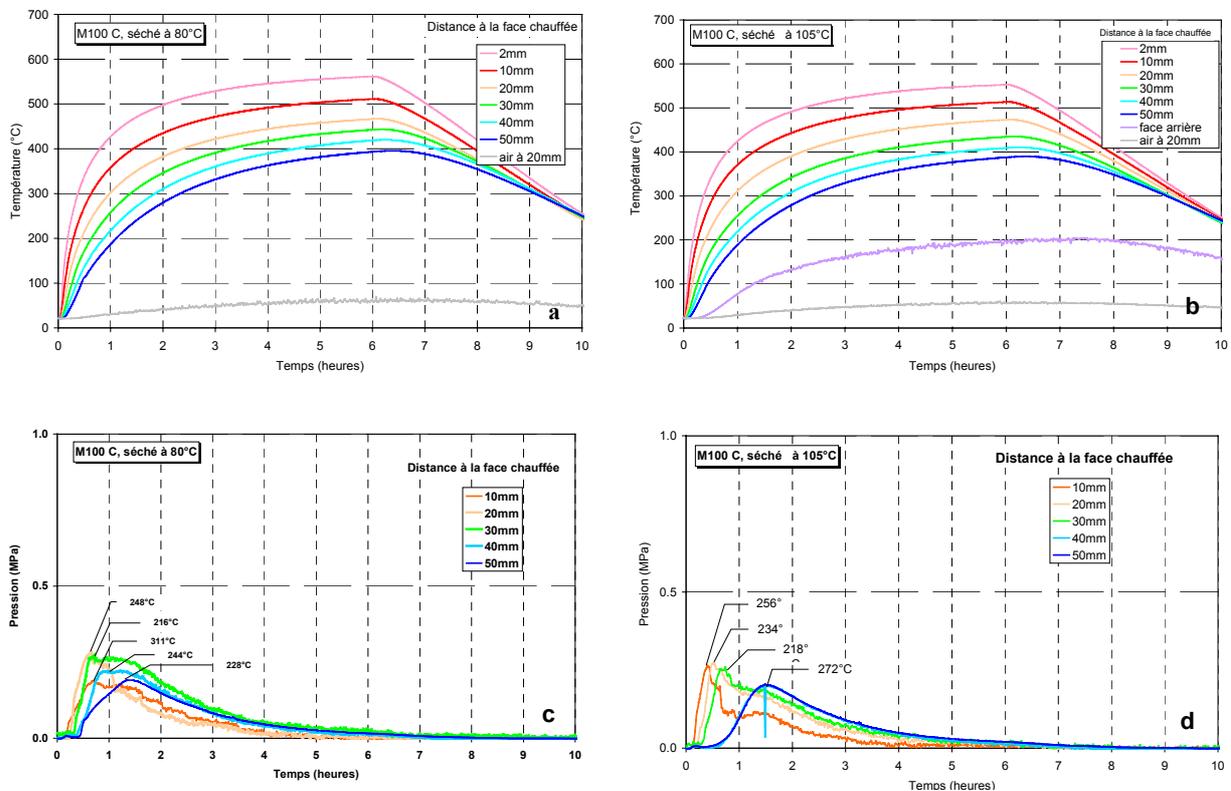


Figure 75 : Evolution des températures et des pressions mesurées à cinq profondeurs 10, 20, 30, 40 et 50 mm de la face chauffée. Béton M100C préséché à 80°C et 105°C

Les courbes de pressions que nous observons sur la Figure 75 c) béton M 100C préséché à 80°C, et d) béton M100C pré séché à 100°C, présentent l'évolution des pressions mesurées à différentes profondeurs en fonction du temps. Les pressions sont légèrement plus importantes pour un béton avec le préséchage effectué à 80°C. La pression maximale de 0.28 MPa a apparu à la profondeur de 20 mm lorsque la température en cet endroit atteint 248°C. La pression maximale de 0.26 MPa dans le bloc préséché à 105°C, a lieu à la même profondeur de 20 mm à la température de 234°C. Sur la Figure 76, nous comparons les courbes des pertes de masse enregistrées durant le cycle d'échauffement de 20-600°C des deux éprouvettes de béton préséché, et le béton non prétraité thermiquement. Les courbes de perte de masse des bétons préalablement séchés sont très proches. Jusqu'à la température d'environ 200°C aucune perte de masse n'est enregistrée.

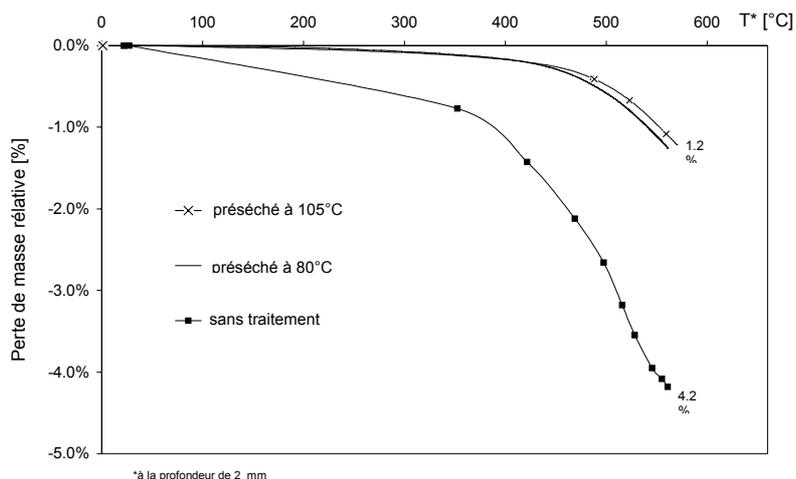


Figure 76 : Evolution de la masse du béton M100C sans pré traitement et préséché à 80°C et 105°C

La relation entre la teneur en eau libre (w) et la valeur des pressions maximales et la température d'apparition du pic ont été également tracées sur la Figure 77.

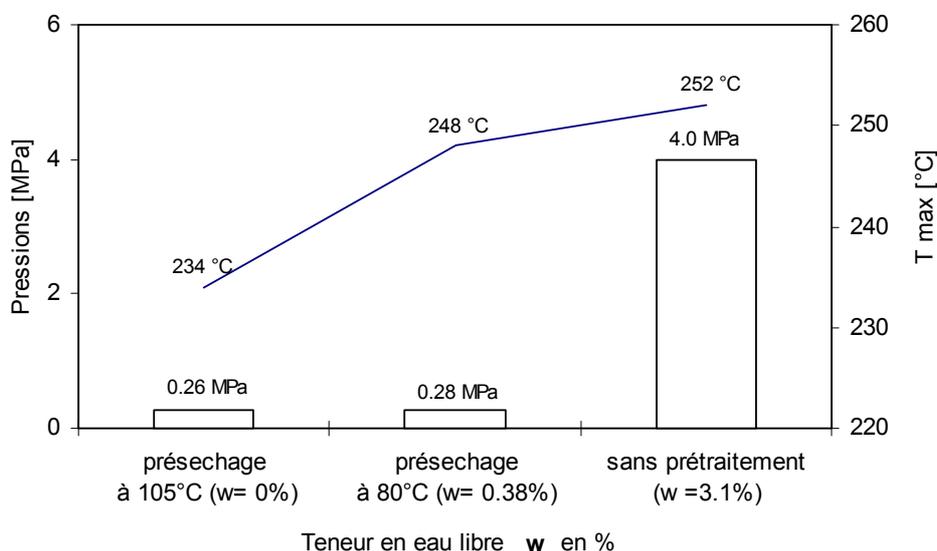


Figure 77 : Evolution de la valeur des pressions internes en fonction de la teneur en eau du béton et la température d'apparition des pics. Matériau testé : M100C.

Il est à noter, que la valeur de la teneur en eau $w = 0\%$, correspond au matériau béton sec sans l'eau libre évaporée à 105°C. Notons que le pré séchage a permis de diminuer les valeurs de la pression d'environ 14 fois, par rapport aux pressions observées sur le matériau non préséché par Kalifa et al.2001.

Les observations réalisées nous ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- l'eau libre est principalement responsable à l'apparition des pressions internes dans le matériau béton,
- en faisant varier la teneur en eau par pré séchage à 80°C et 105°C nous avons observé une variation des valeurs de la pression interne de la vapeur d'eau. Le préséchage à 105°C a permis une réduction de la pression de 4 MPa à 0.28 MPa.
- les pics observés durant l'échauffement sont dus à la libération de l'eau liée à la structure des hydrates

Les valeurs de pression dépendent principalement des propriétés de transport de masse et de chaleur du matériau testé. Elles mêmes sont fortement liées à l'état d'endommagement et la microstructure du matériau. Afin de mieux connaître l'évolution de ces deux paramètres les observations de la porosité et du changement de la microstructure ont été entreprises. Nous présentons les résultats de cette investigation dans le paragraphe suivant.

3.5. Observation des changements de structure des bétons soumis à des températures élevées

Ce chapitre décrit les techniques utilisées pour évaluer la dégradation de la structure du matériau provoquée par la température et les résultats des observations. Il s'agit des techniques «à l'eau» et «au mercure». Ces deux techniques ont été employées afin d'évaluer la porosité totale du matériau béton mais également afin de pouvoir obtenir les informations concernant la structure poreuse et la distribution des pores. Dans la suite nous décrivons les principes de ces techniques en précisant les hypothèses de travail qui les accompagnent.

3.5.1. Porosité à l'eau et au mercure

Porosité à l'eau.

Dans cette technique les éprouvettes ont la taille de 1/4 d'un cylindre de diamètre 104 mm x 50 mm (Figure 78). Les éprouvettes ont été prélevées dans des cylindres de 104 x 300 mm utilisés habituellement dans la présente étude pour les essais mécaniques. Deux éprouvettes témoins de chaque béton ont été préparées ainsi que deux éprouvettes par température. Rappelons que le cycle thermique employé était le chauffage jusqu'aux températures : 180°C et 600°C avec une vitesse de montée en températures de 1°C/min et un refroidissement jusqu'à la température ambiante. La température de 180°C a été choisie afin de pouvoir analyser les changements dans la microstructure accompagnant la fusion des fibres polypropylène et pouvoir les comparer avec les bétons non fibrés.



Figure 78 : Eprouvettes utilisées dans l'étude : un quart de Ø 104mm et hauteur de 60mm

La procédure de réalisation des essais a été inspirée de la norme «Détermination de la porosité des roches» et a été la suivante.

Premièrement la masse de l'éprouvette à l'état sec a été prélevé (m_s). Ensuite les éprouvettes ont été mises dans un récipient étanche dans lequel nous pouvons réaliser un vide de 25 mbars. Après 24 heures, on introduit progressivement l'eau jusqu'à ce que les éprouvettes soient complètement immergées. Tout d'abord l'immersion est réalisée sur la moitié de la hauteur des échantillons (durant 15 min), puis l'immersion totale est effectuée. Ce procédé réduit l'enfermement de l'air au cœur des échantillons. Le vide appliqué est maintenu durant les 24 heures qui suivent.

Après ce cycle la pesée en état saturée immergée dans l'eau est réalisée (m_{sat}^{im}) sur la balance hydrostatique, suivie par le pesage en état saturé d'eau (m_{sat}). Avant cette pesée, chaque éprouvette est essuyée avec un linge humide afin d'enlever les surplus d'eau de la surface.

La porosité P exprimée en pourcentage volumique et la masse volumique apparente ρ_{app} sont données par les équations suivantes, où ρ_{eau} désigne la masse volumique apparente de l'eau.

$$P = \frac{m_{sat} - m_s}{m_{sat} - m_{sat}^{imm}} \cdot \rho_{eau} \quad \text{Équation 3-2}$$

$$\rho_{app} = \frac{m_s}{m_{sat} - m_{sat}^{imm}} \cdot \rho_{eau} \quad \text{Équation 3-3}$$

NOTA : L'utilisation de l'eau comme liquide d'immersion sur des éprouvettes traitées thermiquement peut être discutée. L'eau réagit avec la portlandite et avec les CSH déshydratés durant cuisson. Dans les essais réalisés par *Tsimborovska, 1998* une étude de différents liquides d'immersion a été réalisée, en remplaçant l'eau, par des fluides qui ne réagissent pas avec la pâte de ciment déshydratée. Différents types des liquides ont été étudiés : l'heptane, l'hexane, le propanol-2 et le tétrachlorure de carbone. En estimant que le volume des pores envahi par

l'eau est de 100%, ils ont obtenu pour les autres liquides respectivement 48%, 52%, 57% et 44%. La capacité de pénétration est liée à la taille des molécules du liquide d'immersion. En sachant que la taille des molécules d'eau est de 2.6 Å et celle des autres liquides de l'ordre de 10 Å, une partie des pores reste inaccessible à ces liquides. Un essai d'estimation du taux de réhydratation après une immersion du matériau préalablement chauffé jusqu'à 400°C a été également réalisé. Cette expérience a permis d'observer que la quantité d'eau libre dans une éprouvette saturée (5.7%), après le cycle de chauffe à 400°C, est inférieure à celle contenue dans le matériau de référence (6.4 %) avant le cycle de chauffe. Il a été constaté qu'environ 1% de l'eau, par rapport à l'état initial, sert à la réhydratation.

Il est à noter que cette technique d'expérimentation permet une estimation de la porosité totale et de son évolution après échauffement. Cette technique ne permet pas de déterminer de la distribution des tailles des pores, ce qui est possible en utilisant la technique de porosité au mercure.

Valeurs de la porosité et la masse volumique apparente obtenues par la technique à l'eau :

Les résultats de la porosité et de la masse volumique, obtenus par la technique de porosité à l'eau, ont été portés sur le Tableau 15. Les mesures ont été réalisées sur des échantillons non chauffés (état de référence), chauffés jusqu'à 180°C et chauffés jusqu'à 600°C.

		référence, 20°C						
		masse	m _s ^{20°C}	dm	m _{sat} ^{20°C}	m _{sat} ^{imm20°C}	porosité	ρ _o
		[g]	[g]	[%]	[g]	[g]	[%]	[g/cm ³]
M30C	ép.1	211.70	211.70	0.00	221.56	130.07	10.78	2.31
	ép.2	225.88	225.88	0.00	236.22	139.64	10.71	2.34
		moyenne						10.74
M100C	ép.1	225.45	225.45	0.00	230.33	138.33	5.30	2.45
	ép.2	228.85	228.85	0.00	233.71	140.53	5.22	2.46
		moyenne						5.26
M75C	ép.1	235.21	235.21	0.00	240.2	145.64	5.28	2.49
	ép.2	234.52	234.52	0.00	239.55	144.57	5.30	2.47
		moyenne						5.29
M75SC	ép.1	215.45	215.45	0.00	220.67	131.05	5.82	2.40
	ép.2	226.51	226.51	0.00	232	137.87	5.83	2.41
		moyenne						5.83
M100C f=0.9	ép.1	223.65	223.65	0.00	228.4	137.07	5.20	2.45
	ép.2	227.8	227.8	0.00	232.74	139.1	5.28	2.43
		moyenne						5.24
M100C f=1.75	ép.1	228.93	228.93	0.00	233.71	139.93	5.10	2.44
	ép.2	226.71	226.71	0.00	231.43	137.85	5.04	2.42
		moyenne						5.07

		180°C						
		masse	m _s ^{180°C}	dm	m _{sat} ^{180°C}	m _{sat} ^{imm180°C}	porosité	ρ _o
		[g]	[g]	[%]	[g]	[g]	[%]	[g/cm ³]
M30C	ép.1	210.59	203.93	3.16	220.2	122.55	16.66	2.19
	ép.2	221.61	214.71	3.11	231.57	131.53	16.85	2.18
		moyenne						16.8
M100C	ép.1	212.12	206.56	2.62	215.21	129.05	10.04	2.40
	ép.2	226.992	221.01	2.64	231.07	136.83	10.67	2.35
		moyenne						10.4
M75C	ép.1	222.89	217.4	2.46	226.64	136.9	10.30	2.42
	ép.2	236.24	230.2	2.56	240.23	144.86	10.52	2.41
		moyenne						10.4
M75SC	ép.1	214.59	208.33	2.92	219.21	129.05	12.07	2.31
	ép.2	225.81	219.81	2.66	231.07	136.83	11.95	2.33
		moyenne						12.0
M100C f=0.9	ép.1	223.89	217.69	2.77	227.36	136.43	10.63	2.39
	ép.2	225.88	219.62	2.77	229.60	137.86	10.88	2.39
		moyenne						10.8
M100C f=1.75	ép.1	229.8	223.18	2.88	233.91	139.84	11.41	2.37
	ép.2	220.2	214.04	2.80	224.76	134.16	11.83	2.36
		moyenne						11.6

		600°C						
		masse [g]	$m_s^{600°C}$ [g]	dm [%]	$m_{sat}^{600°C}$ [g]	$m_{sat}^{imm600°C}$ [g]	porosité [%]	ρ_o [g/cm ³]
M30C	ép.1	213.27	204.02	4.34	222.48	129.87	19.93	2.13
	ép.2	214.57	205.13	4.40	224.1	130.16	20.19	2.12
		moyenne						20.06
M100C	ép.1	224.85	214.24	4.72	227.92	134.36	14.62	2.29
	ép.2	230.57	219.56	4.78	233.56	137.68	14.60	2.29
		moyenne						14.61
M75C	ép.1	221.88	211.16	4.83	224.33	132.80	14.39	2.31
	ép.2	233.92	224.32	4.10	238.53	140.85	14.55	2.30
		moyenne						14.47
M75SC	ép.1	222.78	210.25	5.62	224.40	129.84	14.96	2.22
	ép.2	220.27	207.52	5.79	221.61	127.78	15.02	2.21
		moyenne						14.99
M100C f=0.9	ép.1	220.74	208.84	5.39	221.98	129.67	14.23	2.26
	ép.2	216.56	204.78	5.44	218.07	127.1	14.61	2.25
		moyenne						14.42
M100C f=1.75	ép.1	211.54	200.51	5.21	213.92	126.72	15.38	2.30
	ép.2	213.83	202.64	5.23	216.26	127.01	15.26	2.27
		moyenne						15.32

Tableau 15: Porosité totale des bétons étudiés, évaluée par la technique à l'eau ; a) éprouvettes de référence (20°C), b) éprouvettes chauffées à 180°C et c) 600°C

Nous observons une augmentation de la porosité totale avec la température. L'échauffement à 180°C provoque une augmentation de la porosité totale de l'ordre de 96% pour M75C et M100C, 100% pour M75SC (granulats silico calcaires). Une augmentation de 107% a été observée pour le BHP avec des fibres polypropylène en quantité de 0.9 kg/m³ des fibres et 127% pour le béton avec 1.75 kg/m³ de fibres. L'augmentation de la porosité totale déterminée pour un BO à cette température était de 57%.

L'échauffement à 600°C, liée à une déshydratation importante de la pâte de ciment et une forte fissuration de la matrice, entraîne une augmentation de la porosité du squelette solide. Ainsi la porosité totale des bétons étudiés s'accroît par rapport à l'état de référence de 174% pour M75C et M100C, 259% pour M75SC, 276% pour M100C f=0.9 kg/m³ et 300% pour M100C f=1.75 kg/m³. La porosité du BO augmente de 87%.

Nous remarquerons que les porosités des deux BHP, M100C et M75C, augmentent de façon sensiblement égale. Ceci s'explique par la composition très proche de ces deux bétons. De plus nous notons que la porosité des bétons fibrés augmente plus significativement que celle du béton M100C non fibré. Les fibres ajoutées en quantité de 0.1 et 0.2 % du volume du béton contribuent au changement de la porosité.

Sur la Figure 79 nous avons rassemblé les valeurs de la masse volumique et de la porosité totale des éprouvettes de référence et mesurées après le cycle d'échauffement à 180°C et 600°C.

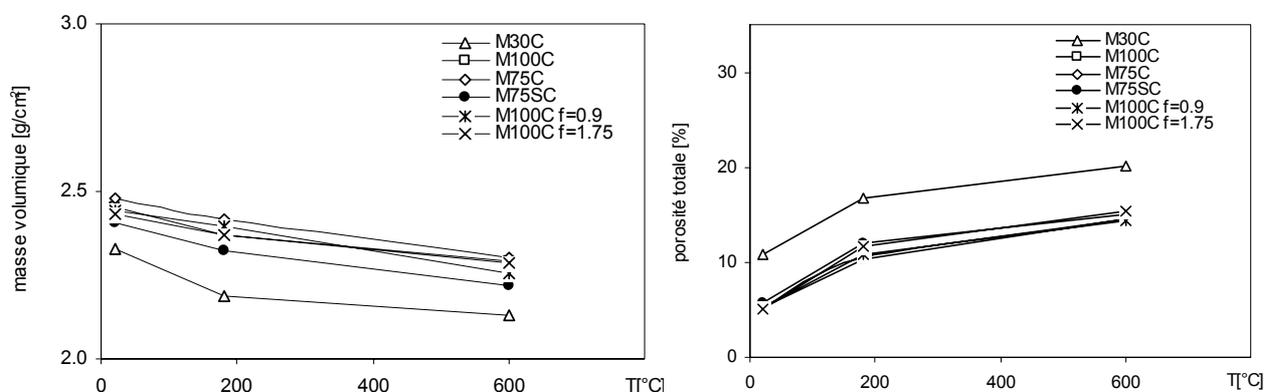


Figure 79 : Masse volumique et porosité totale moyenne des bétons étudiés mesurés à l'eau en fonction de la température.

Etant donné que les mesures de porosité « à l'eau » ne permettent pas de déterminer la distribution de taille des pores, des mesures de porosité au mercure ont été entreprises. Nous présentons dans le chapitre suivant les résultats de ces investigations.

Porosité au mercure

Les échantillons pour les mesures de la porosité au mercure ont été prélevés des éprouvettes cylindriques de diamètre 104 mm et hauteur 50 mm préalablement chauffés jusqu'à la température étudiée avec une vitesse de montée en température 1°C/min, puis refroidis à la température ambiante. La préparation des échantillons est très délicate : on prélève un petit morceau du mortier provenant du cœur de l'éprouvette. L'échantillon pèse environ 2 g. Immédiatement après le prélèvement de l'échantillon, morceau est mis en sac étanche et protégé contre la ré-humidification par du gel de silice.

Le porosimètre utilisé est un appareil Carlo Erba 2000 muni d'un poste de dégazage et d'analyse à basse pression et haute pression. La valeur de la pression dans la cellule du porosimètre peut atteindre 200 MPa. Les mesures à haute pression ont été effectuées, lors de la montée en pression, pour des valeurs fixes de pression. Les calculs de la porosité reposent sur l'équation qui exprime la pénétration d'un liquide non mouillant (le mercure) dans les pores d'un matériau poreux. Le calcul est fait en considérant que l'angle de mouillage du mercure est de 130° et la tension superficielle est égale 480 mN/m.

$$p = \frac{-2\gamma \cos\theta}{r}$$

Équation 3-4

où :

p est la pression de mercure (Pa),

γ est la tension superficielle du liquide (N/m),

θ est l'angle de contact entre le solide et liquide.

L'analyse de la distribution volumique cumulée et de la distribution des tailles des pores a été déterminée sur les échantillons témoins et les échantillons chauffés jusqu'à 180°C et 600°C.

NOTA : Dans le modèle employé on fait la supposition que les pores sont de forme cylindrique et entièrement accessible au mercure. L'étude réalisée notamment par *Diamond, 2000*, montre, grâce à la technique de traitement d'image MEB, que les pores dans le matériau à base de ciment n'ont pas la forme simple des cylindres. Il faut donc interpréter les résultats avec une certaine précaution n'oubliant pas l'existence du phénomène '*ink bottle effect*'. Malgré ses faiblesses la technique de la mesure de porosité au mercure reste une technique évaluation de la porosité très efficace.

La porosité au mercure permet d'accéder aux pores de diamètre supérieur de 3.75 nm. Nous avons choisi comme propose par *Chan et al. 2000*, de regrouper les tailles des pores en trois familles afin d'étudier la répartition de la porosité dans le matériau. Ces familles sont :

- la microporosité de 0,004 μm à 0,1 μm ,
- la mésoporosité de 0,1 μm à 0,6 μm ,
- la macroporosité au de là de 0,6 μm .

Ces valeurs sont sensiblement identiques à celles données dans *Rostasy et al. 1980*. Il est à noter que la porosité > 0,1 μm est considérée comme responsable de la valeur de résistance en compression du béton. La variation de la méso et de la macro porosité est donc responsable du changement de la résistance.

Résultats obtenus par la technique de porosité au mercure

La première exploitation de la courbe d'injection du mercure consiste à identifier la **distribution volumique cumulée de rayon de pores**. Sur la Figure 80 le volume cumulé en [cm^3/g] est représenté en fonction du rayon de pores r exprimé en [nm]. Nous remarquons que toutes les courbes débutent vers 4 nm. Ceci qui témoigne que les pores de taille minimale détectables par cette technique sont de cette taille. Sur chaque graphique deux courbes ont été représentées pour chaque matériau testé (M100C, M75SC et M75C, les BHP avec des fibres polypropylène M100C $f=0.9$ et M100 $f=1.75$ et un BO désigné M30C), correspondant respectivement à la courbe de l'échantillon témoin et à celle de l'échantillon chauffé.

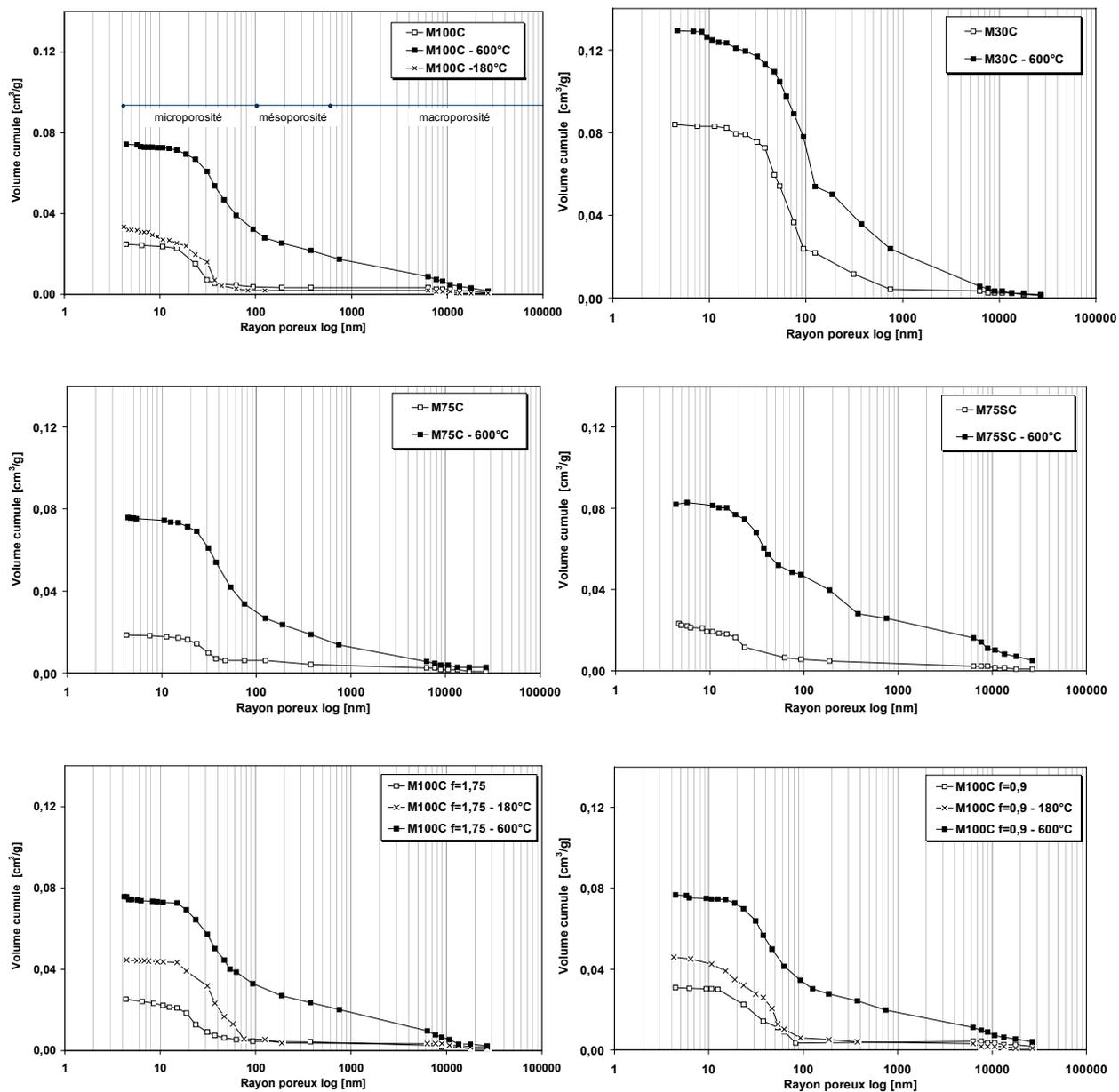


Figure 80. Distribution volumique cumulée du rayon de pores pour les bétons testés

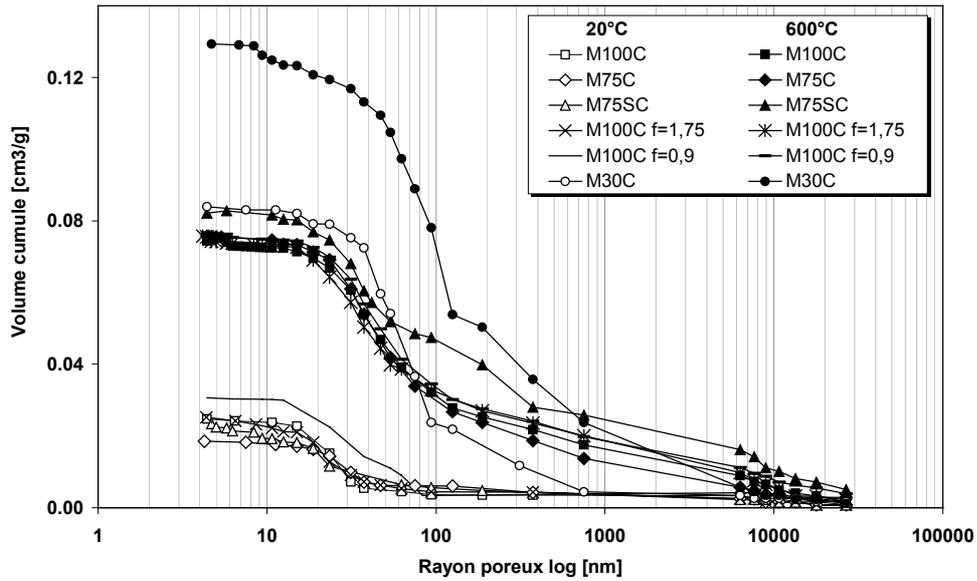


Figure 81. Comparaison de la distribution du volume cumulé en fonction du rayon d'accès des pores pour différents bétons avant et après échauffement jusqu'à 600°C

L'analyse de ces résultats nous permet de faire les observations suivantes :

- Les échantillons témoins de bétons BHP (M100C, M75C et M75SC) ont une porosité totale, beaucoup plus faible que celles du béton BO représenté par M30C. Les BHP contiennent moins d'eau de gâchage et sont fabriqués avec de la fumée de silice, d'où une porosité de la matrice, surtout porosité capillaire, moins importante que pour les BO. La présence de la porosité importante dans les BO sans fumée de silice a été comparée avec celle d'un BHP modifié par ajout de fumée de silice (Figure 82).
- L'échantillon témoin de béton ordinaire M30C possède une forte porosité répartie de façon régulière entre micro, méso et macropores. Cette porosité élevée explique est bien entendu a reliaer aux plus faibles résistances mécaniques de ce matériau par rapport aux BHP.
- Les bétons BHP M100C et M75C mais aussi les bétons BHP avec des fibres possèdent généralement la porosité du même type, en majorité composée de micropores (environ 85%) (voir Figure 82).

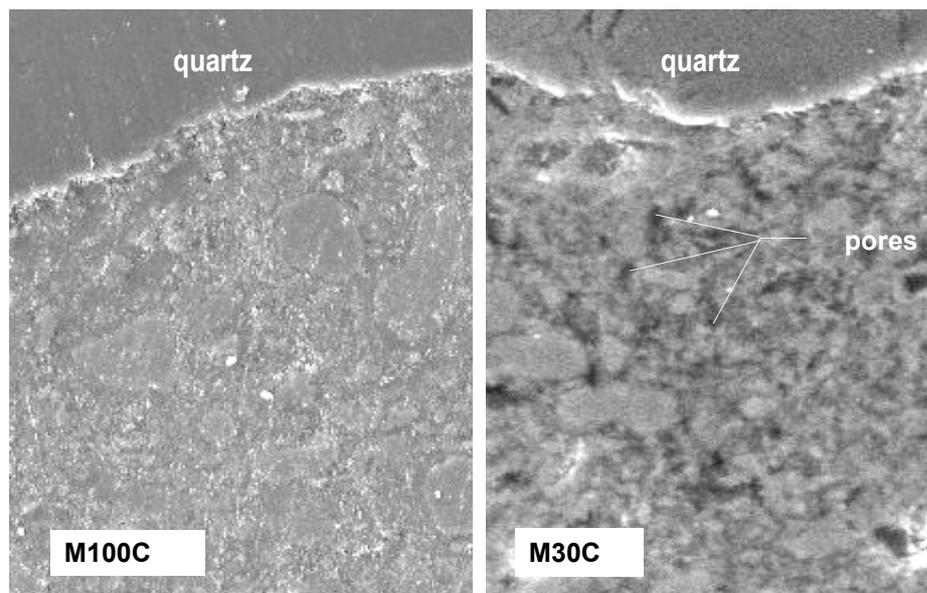


Figure 82 : Comparaison de la structure d'un BO et BHP de référence 20°C (agrandissement 1000x)

Après avoir été soumis à haute température, la microstructure de ces bétons est modifiée. La porosité totale augmente de façon significative (environ 4 fois). De la même manière les taux de micro, méso et macro pores augmentent. Le traitement thermique a également pour conséquence d'augmenter les dimensions des pores. Une porosité augmentée signifie l'apparition de fissures dans le matériau, et explique une perte significative de la résistance. Cette dégradation de la microstructure des matériaux testés est due à la déshydratation du gel CSH. Elle est aussi provoquée par les contraintes thermiques et par la différence entre les dilatations thermiques des constituants.

- La distribution volumique cumulée du rayon des pores du béton M75SC témoin est analogue aux deux autres BHP. Par contre, après échauffement apparaissent des fissures dans la plage entre 100 et 400 nm dues probablement aux changements des phases dans les granulats silico-calcaire, accompagnée d'une augmentation du volume de 1 % à 573°C et au clivage des granulats de silice.

Les mesures de la porosité des bétons fibrés ont été réalisées après échauffement jusqu'à 600°C, mais aussi après 180°C. Cette température a été choisie afin de pouvoir étudier l'éventuel changement de porosité. La température de 180°C est légèrement supérieure à la température de fusion des fibres polypropylène.

- La porosité des échantillons des bétons avec des fibres polypropylène M100C f=0,9 et M100 f=1,75, chauffées à 180°C montrent une apparition de la porosité supplémentaire. Cette porosité est du type micro, entre 15-120 nm.
- En sachant que la section des fibres est de 50x150 µm (50 000 nm – 150 000 nm) nous ne retrouverons pas une augmentation de la porosité dans cette plage des pores. Nous observons seulement un accroissement la porosité liée aux micropores de taille 15 -100nm.

Les observations microscopiques ont montré que les fibres polypropylène après le cycle de chauffé jusqu'à 180°C, température où elles fondent, et après refroidissement jusqu'à la température ambiante se résolidifie tout en remplissant le volume occupé par la fibre. Cependant cette transformation provoque un détachement de la fibre de la matrice cimentaire (figure 83). L'espace qui se produit est de taille d'environ 4 µm ce qui est représenté sur le profil tracé sur la ligne A-A.

Nous avons utilisé une deuxième technique d'exploitation pour visualiser la **distribution des tailles de pores**. Cette méthode d'exploitation des résultats des mesures permet de montrer la population de rayons moyens. La relation $dV/d\log r$ en fonction de $\log r$, où le r c'est le rayon des pores et V volume de mercure, a été utilisée pour mettre en évidence une présence des pics correspondant à l'existence des valeurs modales des rayons de pores (Figure 84).

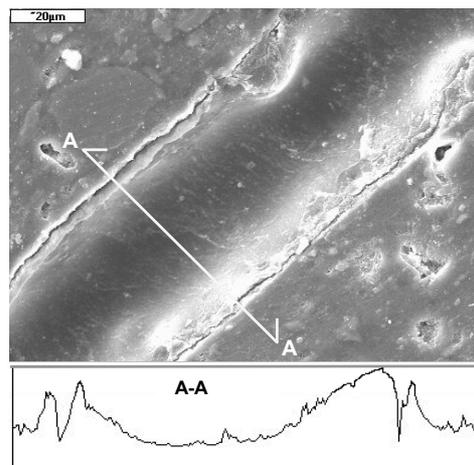


Figure 83 : Fibre polypropylène après le cycle d'échauffement jusqu'à 180°C. BHP fibré, agrandissement 1000x, profil

L'analyse de la Figure 84 nous a permis d'observer que :

- Le pic dans la zone de microporosité est deux fois plus important dans le cas du BO que pour les BHP, ce qui se traduit par le fait que BHP contiennent moins d'eau de gâchage d'où la porosité de la matrice est moins importante que pour les BO.
- Les deux courbes de BHP : M100C et M75C ont la même allure aussi bien qu'avant l'échauffement qu'après le chauffage ceci s'explique par leur composition similaire qui se traduit par les propriétés mécaniques très proches aussi bien à froid que à 600°C.
- Une grande population de pores de diamètre moyen 31.3 nm est visible pour deux échantillons témoins du BHP (M100C et M75C) ceci correspond à la population des pores capillaires. Deuxième pic est moins significatif se situe vers 10000 nm correspondant aux grosses fissures présentes dans la structure.

- Après l'échauffement ces pics se déplacent vers les rayons de et leurs valeurs augmentent après exposition à la haute température.
- De façon générale après l'échauffement les courbes de la distribution des tailles de pores sont décalées par rapport aux valeurs obtenues pour l'échantillon témoin. Nous pouvons observer aussi une augmentation de l'intensité des pics sur les courbes réalisés pour les échantillons chauffés.
- La taille caractéristique des pores augmente après l'échauffement jusqu'à 600°C. Pour les BHP M100C et M75C les valeurs modales pour les éprouvettes témoins, apparaissent pour la taille des pores de 31.3 nm et 37.5 nm pour les échantillons chauffés à 600°C.

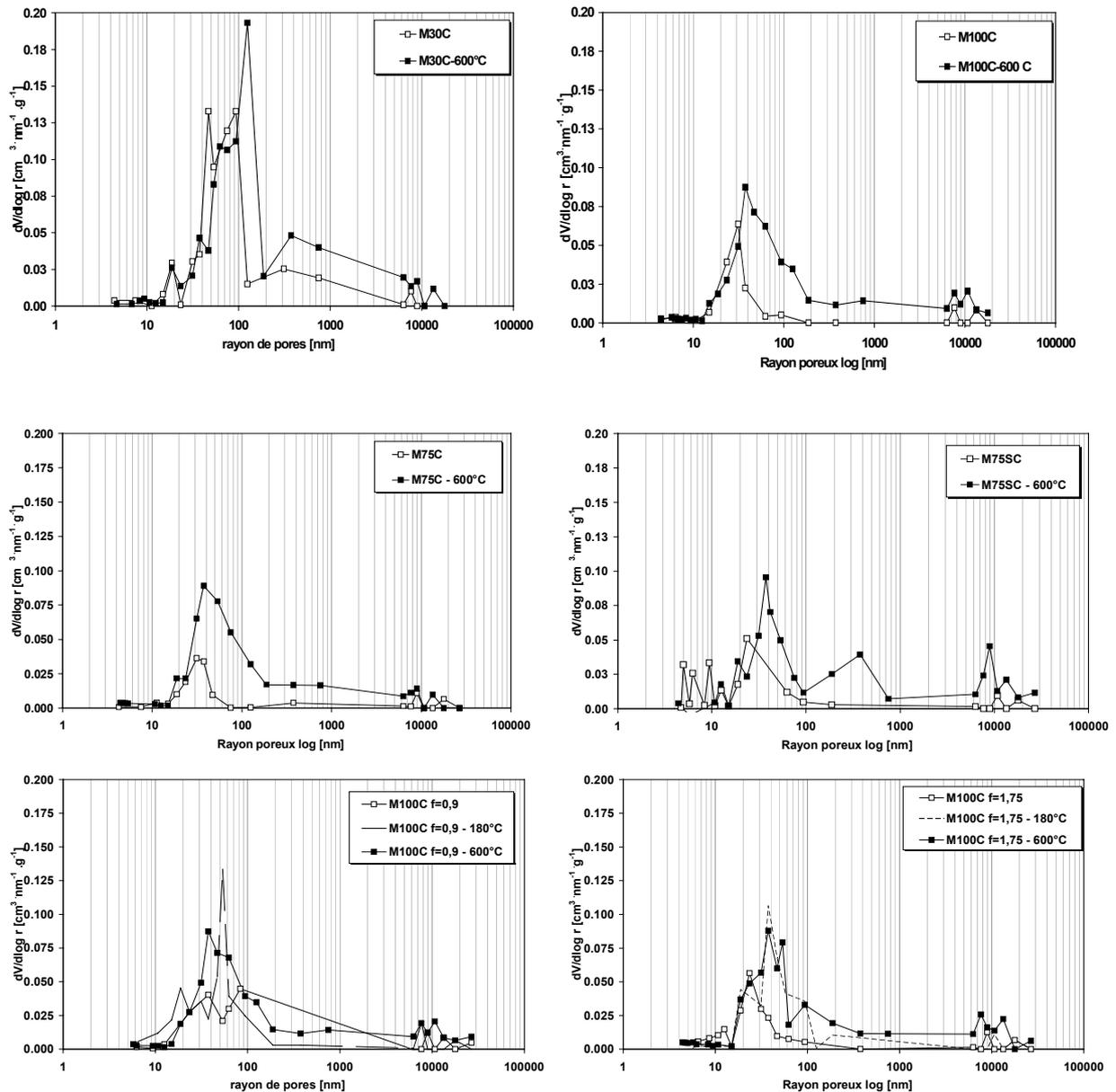


Figure 84 : Distributions de tailles de pores obtenus avec le porosimètre à mercure pour les bétons testés chauffés et non chauffés.

Les résultats d'observations obtenus pour des bétons avec des fibres polypropylène après l'exposition à haute température nous ont permis de formuler les conclusions suivantes :

- Après l'exposition à 180°C la fusion de la fibre à 171°C se produit mais apparemment le polypropylène reste dans l'espace occupé par la fibre et durant la phase de refroidissement celles-ci se résolidifient de nouveau.

- En sachant que la section des fibres est de $50 \times 150 \mu\text{m}$. Nous ne pouvons pas observer une nette augmentation de la porosité correspondant à cette plage de taille des pores. La population des pores qui s'accroît après l'exposition à 180°C est de diamètre $\sim 30\text{-}60 \text{ nm}$ ce qui correspond à la micro porosité.
- Après 600°C le pic modal est visible pour le même niveau de la taille des pores que pour les autres BHP c'est-à-dire pour le rayon de taille d'environ 40 nm .

3.5.2. Relation entre la porosité et la résistance en compression

Il existe une dépendance entre la porosité et la résistance en compression. Dans cette relation la porosité est définie comme le volume global des vides de taille supérieurs aux vides de gel et exprimée en pourcentages du volume global du matériau. Dans la littérature, cette relation pour les matériaux de matrice cimentaire est souvent approximée par les équations du type varié. Nous citons ici quelques-uns, notamment celle de *Balshin*, *Ryshkevitch*, *Schiller* et *Hasselman*. Dans le Tableau 16 sont regroupées les équations proposées par ces chercheurs.

Tableau 16 : Equations proposées dans la littérature pour décrire une relation entre la porosité et résistance en compression

Type	Equation	Dénominations
<i>Balshin</i>	$\sigma = \sigma_o \cdot (1-P)^A$	σ – résistance en compression; σ_o - résistance en compression d'un matériau de porosité nulle; P – porosité; P_o – porosité à la résistance nulle ; A, B, D –valeurs déterminées.
<i>Ryshkevitch</i>	$\sigma = \sigma_o \cdot \exp(-BP)$	
<i>Hasselman</i>	$\sigma = \sigma_o \cdot (1-AP)$	
<i>Schiller</i>	$\sigma = D \cdot \ln(P_o/P)$	

Nous avons essayé de vérifier s'il existe une relation entre la porosité totale des matériaux étudiés, changeant avec la température P_T , et la variation de la résistance en compression f_{cT} dans la gamme des températures de $20\text{-}600^\circ\text{C}$.

Dans le graphique (Figure 85) nous avons regroupé les résultats de la porosité totale des bétons obtenue par la technique de l'intrusion de mercure et porosité à l'eau en fonction de la résistance. Les valeurs de la résistance correspondent aux résultats des essais obtenus « à chaud » à différentes températures.

Les valeurs expérimentales de la porosité et de la résistance en compression testée à chaud ont été approximées par deux de ces équations. Les équations proposées par *Balshin* et *Ryshkevitch* ont été choisies, étaient donné qu'ils représentent le mieux cette corrélation.

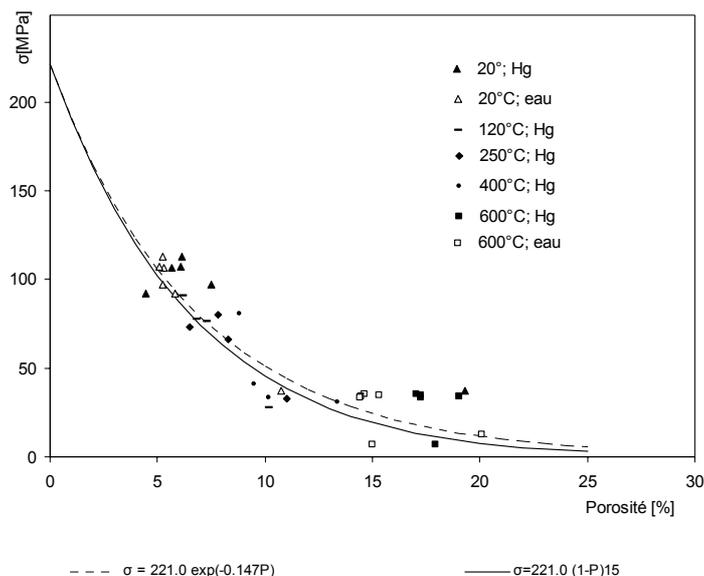


Figure 85 : Relation entre la résistance en compression et la porosité et la résistance en compression des BHP chauffés. Approximation par les équations proposées par Ryschkevitch et Balshin.

Comme il le montre la Figure 85 les équations de *Balshin* et *Ryshkevitch* présentés dans le Tableau 16 approximativement bien la relation entre la résistance en compression et la porosité, pour les variations de ces paramètres provoqués par la haute température. Les coefficients σ_o , A et B sont donnés dans le Tableau 17 ainsi que les coefficients de la détermination R^2 :

Tableau 17: Valeurs des coefficients des équations représentant la relation $\sigma(P)$

Type	Equation	Coefficients	Coeff. de la détermination (R^2)
<i>Balshin</i>	$\sigma = \sigma_o \cdot (1-P)^A$	$\sigma_o = 221$ [MPa]	0.854
		A=15	
<i>Ryshkevitch</i>	$\sigma = \sigma_o \cdot \exp(-BP)$	$\sigma_o = 221$ [MPa]	0.822
		B=-0.147	

3.5.3. Observation des changements dans la structure du béton par les techniques de la microscopie

L'observation de la structure du matériau en fonction de la température a été étudiée au moyen d'un microscope électronique à balayage (MEB). Sur la Figure 86, la gamme d'utilisation des diverses techniques d'investigation est présentée. Les observations de la micro structure des bétons ont été réalisés sur trois niveaux différents : macro, méso et micro.

Echelle macro. Les observations sont réalisées à l'œil nu et permettent de donner une première appréciation de l'état global du matériau. Les fissures de taille allant du μm au mm sont observées. Les observations à l'échelle macro permettent de observer les possibles changements de couleur du matériau causés par l'action de la température.

Echelle méso. Les observations au microscope optique sont réalisées en utilisant un agrandissement d'environ 50x. A cette échelle nous observons la forme des fissures et évaluons leur densité. Dans les échantillons de matériaux composites, comme les bétons, nous pouvons rencontrer deux natures de réseau des fissures. Les premières sont les fissures transgranulaires, c'est à dire les fissures qui traversent les inclusions (granulats). Les secondes sont les fissures intergranulaires, où la rupture contourne les granulats et se propage dans la zone de transition entre la pâte et granulat.

Echelle micro. A cette échelle nous pouvons analyser la structure de la pâte de ciment. Le grossissement de 1500x permet d'observer l'état de la zone de transition. Le grossissement plus important 10000x réalisée au MEB, montre la structure de la phase du gel CSH et de la portlandite.

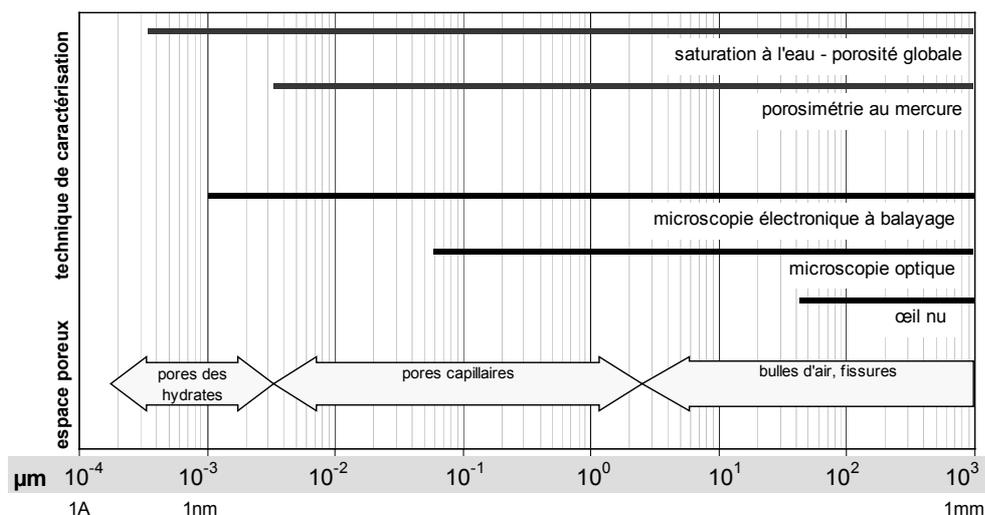


Figure 86 : Domaine d'utilisation des principales techniques de caractérisation des matériaux poreux [9]

Nous donnons ci-dessous des exemples de la taille des éléments que nous observons :

- les bulles d'air emprisonnées et les défauts de mise en place (diamètre >1mm)
- les pores capillaires (diamètre 0.01µm – 5µm),
- les pores de gel CSH (diamètre < 40 Å),
- les fibres polypropylène de section 50x150 µm et de longueur 19 mm,
- les cristaux du gel Ca(OH)₂ (1-5 µm)

Pour les observations au microscope à balayage nous avons travaillé sur deux types d'échantillons : les échantillons polis et les échantillons avec surfaces de rupture.

Echantillons polis. La procédure de préparation a spécialement été mise au point pour cette étude. Elle nous a permis de mener les observations sur les matériaux qui ont subi l'échauffement à 600°C. La fragilité du matériau qui a subi de l'échauffement a nécessité la mise en œuvre d'une technique d'imprégnation. L'imprégnation à la résine permet de figer l'état d'endommagement de matériau, c'est à dire le niveau de fissurations et l'état chimique du matériau chauffé.

La procédure a été inspirée de la technique de préparation des échantillons de roches et minéraux géologiques. Les échantillons ont été imprégnés de la résine d'époxy. Cette opération a été réalisée sous vide pour obtenir une meilleure pénétration de la résine dans les pores du matériau. L'éprouvette préparée selon ce procédé a été dans l'étape suivante polie progressivement, enfin d'obtenir une surface lisse. A chaque étape du polissage, les débris ont été nettoyés pour ne pas polluer l'échantillon. La procédure de polissage a été compliquée par la différence de dureté du composite béton endommagé par la température. D'une part, la pâte de ciment endommagée est très faible et fragile, d'autre part les granulats sont plus durs. Les observations au MEB nécessitent l'application sur la surface des spécimens, d'une couche d'un matériau conducteur (carbone, l'or). Dans ce cas le l'or a été choisi.

Un des avantages importants de la technique de polissage est qu'il permet, par exemple de réaliser une analyse chimique élémentaire, grâce à une sonde couplée au MEB. Une des options de la sonde EDS (EDS - *ang. Energy Dispersive Spectroscopy*) est la visualisation d'une carte de répartition des éléments sur une image observée tout en facilitant l'analyse d'image. Cette fonction a été employée pour d'identification de la nature des granulats et du gel CSH.

Echantillons de surfaces de rupture. Pour les observations supplémentaires les échantillons brut du type fracture ont été préparés. Ces échantillons ont été couverts d'une couche de carbone.

Les bétons examinés ont été préalablement chauffés à 600°C. Ces observations ont été comparées à celles réalisées sur les échantillons de référence non chauffés. Sur les bétons fibrés (M100C f=0.9 et M100C f=1.75) des observations supplémentaires après exposition à 180°C ont également été réalisées. La procédure de traitement thermique est identique à celle relative aux mesures de porosité. Rappelons que la vitesse de montée en température est de 1°C/min suivie par un palier de stabilisation de température de 3 heures.

Images des échantillons non chauffés (référence à 20°C) Sur la Figure 86 nous présentons l'image typique de la structure d'un BHP (M100C) non chauffé obtenue avec un agrandissement de 50x, sur l'échantillon poli. Sur la Figure 86 b) nous observons un zoom de la partie désignée sur laquelle les auréoles de transition entre la pâte et les granulats sont visible (en 350x). Nous avons identifié la nature minéralogique des granulats et la composition de la pâte de ciment par l'analyse de l'émission des rayons X par spectrométrie à la sélection en énergie. Grâce à cette technique les spectres d'EDS ont été réalisés aux points EDS1, EDS2, EDS3 et EDS4 et représentés sur la Figure 86 c).

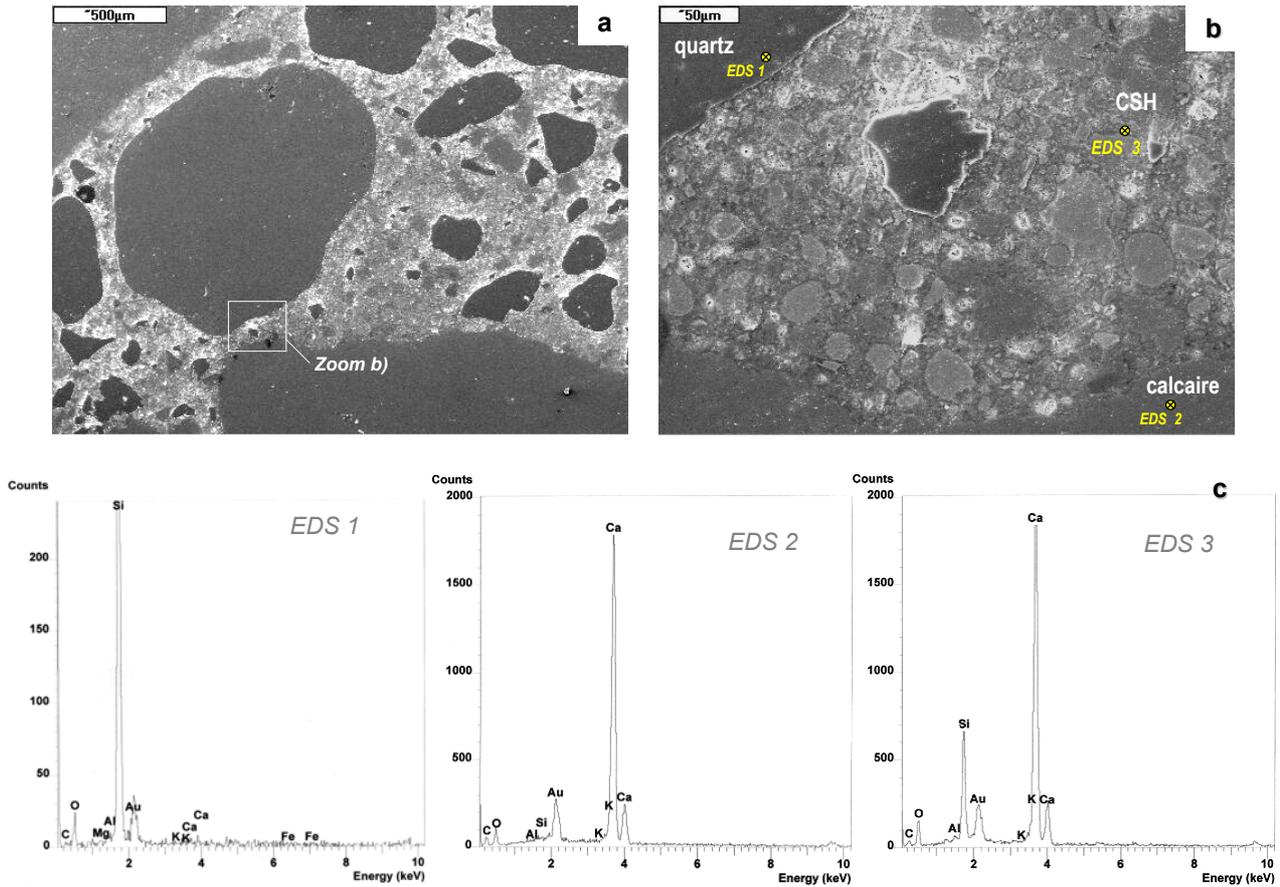


Figure 86 : a) M100C non chauffé (50x), le cadre sur la photo est agrandi sur la photo suivante, b) M100C non chauffé (350x), c) identification EDS correspondant aux points marqués, EDS 1- granulats siliceux, EDS 2 – granulat calcaire, EDS 3 – gel CSH. Les échantillons métallisés à l'or.

Cette technique nous a permis d'identifier les compositions minéralogiques des phases présentes dans les champs observés. Les granulats de nature calcaire et siliceuse ont été distingués et nous avons pu comparer la zone de transition au voisinage des ces deux types de granulats.

Comme il est montré sur les images de la Figure 87, nous distinguons deux cas, qui illustrent 2 types de zones de contact caractéristiques du matériau béton. Le premier est un contact entre un granulat réactif et la pâte. Un bon exemple illustrant ce cas de figure est celui obtenue avec les granulats calcaires. La zone de transition est plus uniforme et homogène que celle obtenue avec les granulats siliceux telles que quartz. Ceci peut s'expliquer par la réaction chimique qui a lieu entre la pâte et le granulat calcaire (réactif) accompagnée d'une formation de monocarbo - aluminates de calcium, une forme d'hydrates très résistants. Dans le cas des granulats quartzite, qui sont chimiquement neutres par rapport à la pâte de ciment (pas de réaction entre la pâte et granulat), la zone de transition est plus nette. Le granulat de cette nature ne réagit pas avec la pâte. Le schéma illustrant les deux types d'auréole de transition se formant entre la pâte et le granulat du type réactif et neutre se trouve dans la Figure 87 b) c).

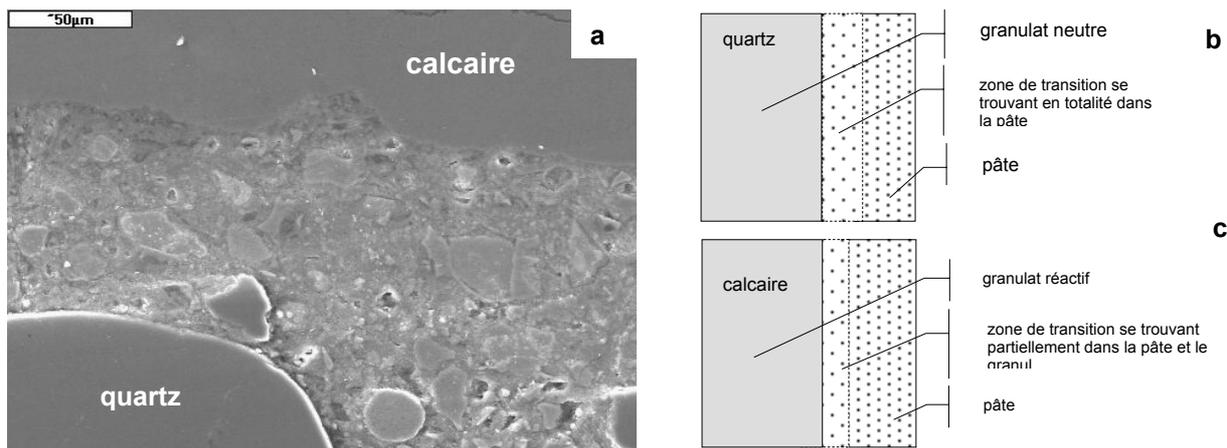


Figure 87 : a) M100C béton non chauffé, échantillon poli (500x). Comparaison entre l'auréole de transition du granulat : b) neutre (quartz/pâte de ciment) et c) granulat réactif (calcaire/pâte de ciment).

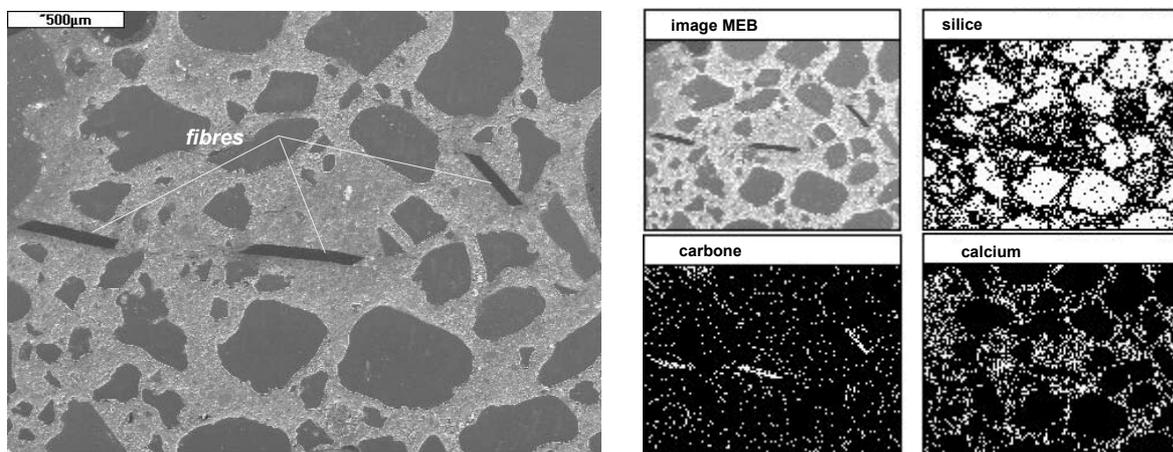


Figure 88 : BHP avec des fibres : M100C f=1.75 non chauffé, échantillon poli (50x), l'image représentant la répartition du carbone permet de visualiser les fibres polypropylène.

La Figure 88 montre l'image d'un échantillon poli d'un BHP avec ajout de fibres de polypropylène. Nous distinguons les fibres distribuées dans la matrice cimentaire. Rappelons que leur section est rectangulaire de $50\ \mu\text{m} \times 150\ \mu\text{m}$ et leur longueur est de 19mm . Sur la Figure 88 nous observons les formes moins régulières (parallélogrammes). Ceci est explicable par la répartition des fibres dans le volume et le fait que la coupe représentée sur la figure n'est pas perpendiculaire à l'axe longitudinal de la fibre. La visualisation de la répartition des éléments est possible grâce à la sonde EDS. Nous observons aussi une concentration du carbone correspondant à la présence des fibres. La présence du carbone en dehors des fibres polypropylène est due à l'utilisation de résine d'époxy comme substance d'imprégnation. Sur la Figure 89, nous pouvons observer un bon contact entre la fibre et la pâte de ciment. Nous pouvons considérer que l'auréole de transition serait du même type que celle entre le granulat neutre et la pâte (Voir la classification Figure 87)

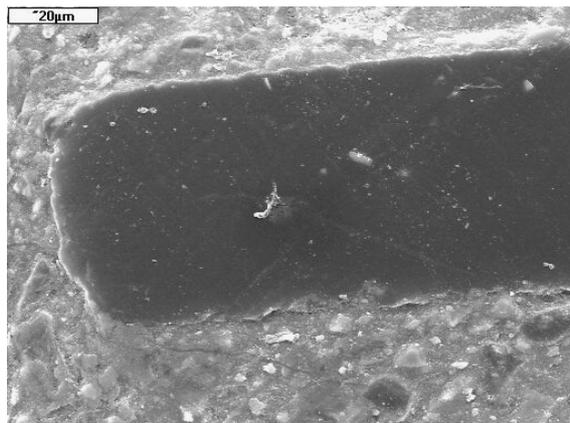


Figure 89: BHP avec des fibres : M100C f=1.75 non chauffé, échantillon poli (1000x)

Images des échantillons chauffés 600°C

L'observation réalisée sur les bétons qui ont subi l'échauffement jusqu'à 600°C montre la présence des fissures dans la pâte, des granulats et dans la zone de transition.

Dans le béton à haute performance, des fissures de différents types sont présents. Premièrement, les fissures transgranulaires traversant les granulats, généralement ceux de nature quartz. Il est possible que ces fissures soient dues au phénomène de clivage qui caractérise ces granulats. Deuxièmement, nous observons les fissures qui entourent les granulats (Figure 90). Celles-ci sont principalement liées aux gradients de variations dimensionnelles entre la matrice cimentaire et les granulats. Dans cette gamme de température, les granulats se dilatent tandis que la matrice se rétracte par déshydratation.

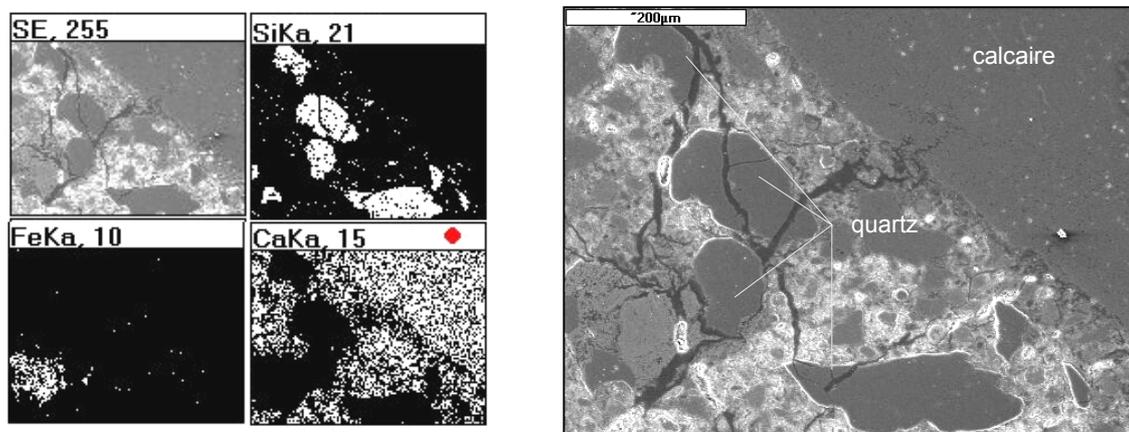


Figure 90 : M100C chauffé à 600°C (200x) échantillon poli, présence des fissures transgranulaires et fissures qui entourent le granulat de quartzite ; bon comportement de la zone du contact : granulat calcaire pâte de ciment. Nous observons en bas à gauche un grain de ciment non hydraté C₄ AF (alumino - ferrite tétracalcique)

La Figure 91 présente la comparaison de la structure d'un béton à haute performance réalisé avec des granulats silico calcaires avant et après l'échauffement. La détérioration de la pâte de ciment après l'échauffement à 600°C est évidente. Nous pouvons observer les fissures qui partent perpendiculairement de la surface d'un granulat siliceux (Figure 91 b).

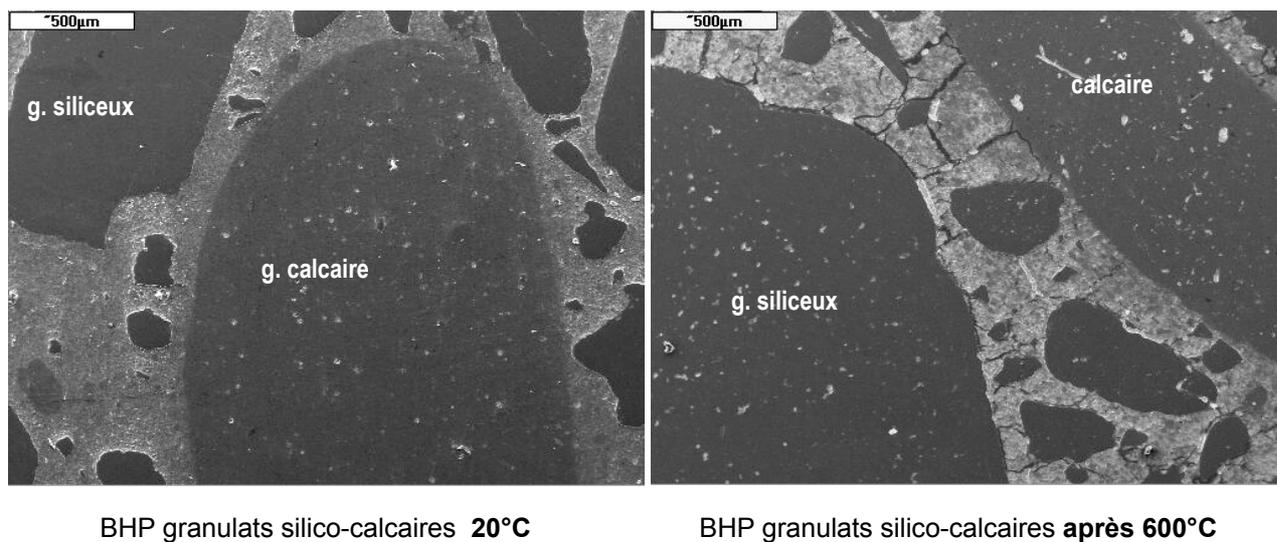


Figure 91 : M75SC non chauffé (50x), échantillon poli M75SC chauffé jusqu'à 600°C (50x)

3.6. Etude du comportement mécanique à chaud

L'étude du comportement mécanique à chaud, consiste en l'observation de la variation avec température, des propriétés mécaniques. Les propriétés étudiées sont la résistance en compression et module d'élasticité testées « à chaud » ou après refroidissement jusqu'à la température ambiante. Les propriétés du matériau déterminées après refroidissement correspondent aux valeurs « résiduelles ». Nous précisons chaque fois les conditions d'essais par les termes cités.

L'influence des paramètres suivants a été étudiée :

- dans le § 3.6.2 *Etude du rôle de E/C sur les propriétés à chaud des bétons soumis à haute température* nous présentons l'influence de la quantité de l'eau de gâchage.
- dans le § 3.6.3 *Etude d'influence d'ajout des fibres polypropylène* (quantité de fibres 0, 0.9 et 1.75 kg/m³) nous présentons les observations sur les bétons modifiés des fibres polypropylène. Sur ces bétons dans le § 3.6.4 l'étude de l'influence de la teneur en eau libre sur le comportement « à chaud », ainsi que la comparaison entre le comportement du matériau testé « à chaud » et « après refroidissement » (§ 3.6.5) sont présentées.

3.6.1. Modalité des essais f_c et E « à chaud » et « résiduelle »

Les éprouvettes testées sont de forme cylindrique de dimensions 104 mm x 300 mm.

Les éprouvettes ont été chauffées avec une vitesse de montée en température constante $dT/dt=1^\circ\text{C}/\text{min}$, jusqu'à la température d'essai de 120°C, 250°C, 400°C et 600°C. La durée du palier de stabilisation de température a été choisie de 2 heures pour la température de 120 °C et d'une heure pour les températures de 250°C, 400°C, 600°C. Le cycle d'échauffement est présenté dans la Figure 92. Les essais de compression ont été réalisés « à chaud » après la stabilisation de la température.

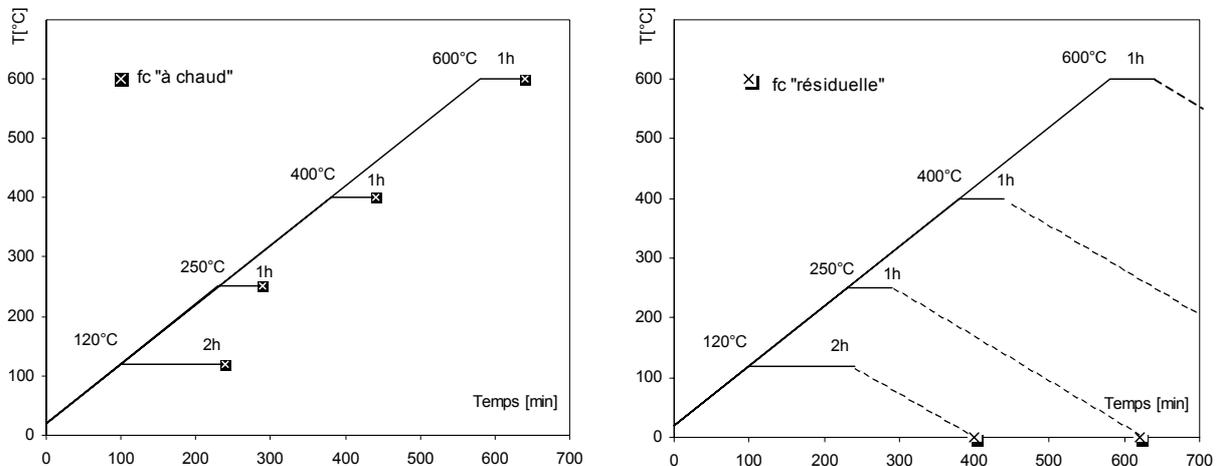


Figure 92: Modalité des essais résistance en compression « à chaud » et « résiduelle »

Pour une série de bétons, les essais de résistance en compression après refroidissement ont été réalisés afin de mettre en évidence l'influence de la phase de refroidissement sur le comportement du matériau. Les essais de compression ont été réalisés après le même cycle d'échauffement, avec la même vitesse d'échauffement que pour les éprouvettes testées «à chaud» suivies par leur refroidissement jusqu'à la température ambiante. Le refroidissement naturel des éprouvettes a été réalisé dans le four avec une vitesse de refroidissement dépendant de l'inertie thermique du système four + éprouvette. L'évolution de la vitesse de refroidissement en fonction du temps a été déjà représentée sur la Figure 59. Nous pouvons observer qu'elle reste inférieure de 1.9°C/min au cours du cycle de refroidissement.

La vitesse de montée en charge jusqu'à la rupture a été de $dF/dt=5 \text{ kN}\cdot\text{s}^{-1}$ soit $d\sigma/dt=59\times 10^{-2} \text{ MPa}\cdot\text{s}^{-1}$.

Pendant l'application de la charge jusqu'à la rupture du matériau, les déformations ont été enregistrées. Ainsi les courbes contrainte/déformation ont été tracées et le module d'élasticité a été déterminé. Les valeurs de la résistance en compression et de la résistance en compression relative aux valeurs obtenues à 20°C ainsi que le module d'élasticité et module d'élasticité relatif sont présentés sous forme de graphiques en fonction de la température d'essai.

Les courbes contrainte/déformation ont permis la détermination des modules d'élasticité. Les modules d'élasticité apparents sont déterminés en calculant les pentes comprises entre l'origine et les points situés aux abscisses conformément au Tableau 18. Les valeurs obtenues ont été arrondies à 0.5 GPa. Les valeurs relatives par rapport à la valeur obtenu à 20°C sont représentés sous forme de graphiques en fonction de la température.

Tableau 18: Abscisses des points ayant servi à la détermination des modules d'élasticité apparents

Température	Déformation [$\mu\text{m/m}$]
20 °C	500
120 °C	500
250 °C	500
400 °C	1000
600 °C	4000

NOTA : Il est important de noter que le comportement des bétons chauffés ne peut plus être considéré comme élastique. Ceci est lié notamment à la présence des fissures d'origine thermique. En appliquant la charge mécanique on referme certaines de ces fissures et de ce fait nous perdons le comportement élastique de ce matériau. L'utilisation du terme module d'élasticité est donc discutable. Le terme de **module d'élasticité apparent** est donc proposé.

3.6.2. Etude du rôle de rapport E/C sur les propriétés à chaud des bétons soumis à haute température

Cette étude a permis de mettre en évidence l'influence du rapport E/C sur le comportement des bétons soumis à haute température. L'étude a été menée sur trois bétons dont la composition est donné dans le paragraphe 1.1. La composition de ces trois bétons a été établie à partir de la composition du BHP M100C. Les mêmes natures et dosages de granulats et de ciment ont été employées pour la formulation de ces bétons. Nous avons aussi conservé la même quantité de fumée de silice et de plastifiants. Nous avons fait varier un seul paramètre la quantité d'eau de gâchage. Ainsi nous avons obtenu trois matériaux ayant des rapports E/C respectivement égaux à 0.3, 0.4 et 0.5.

Nous avons réalisé une campagne d'observations du comportement « à chaud » de ces trois bétons. Nous présentons sur la Figure 92 les courbes $\sigma(\epsilon)$ obtenues aux températures de 20°C, 120°C, 250°C, 400°C et 600°C après un palier de la stabilisation.

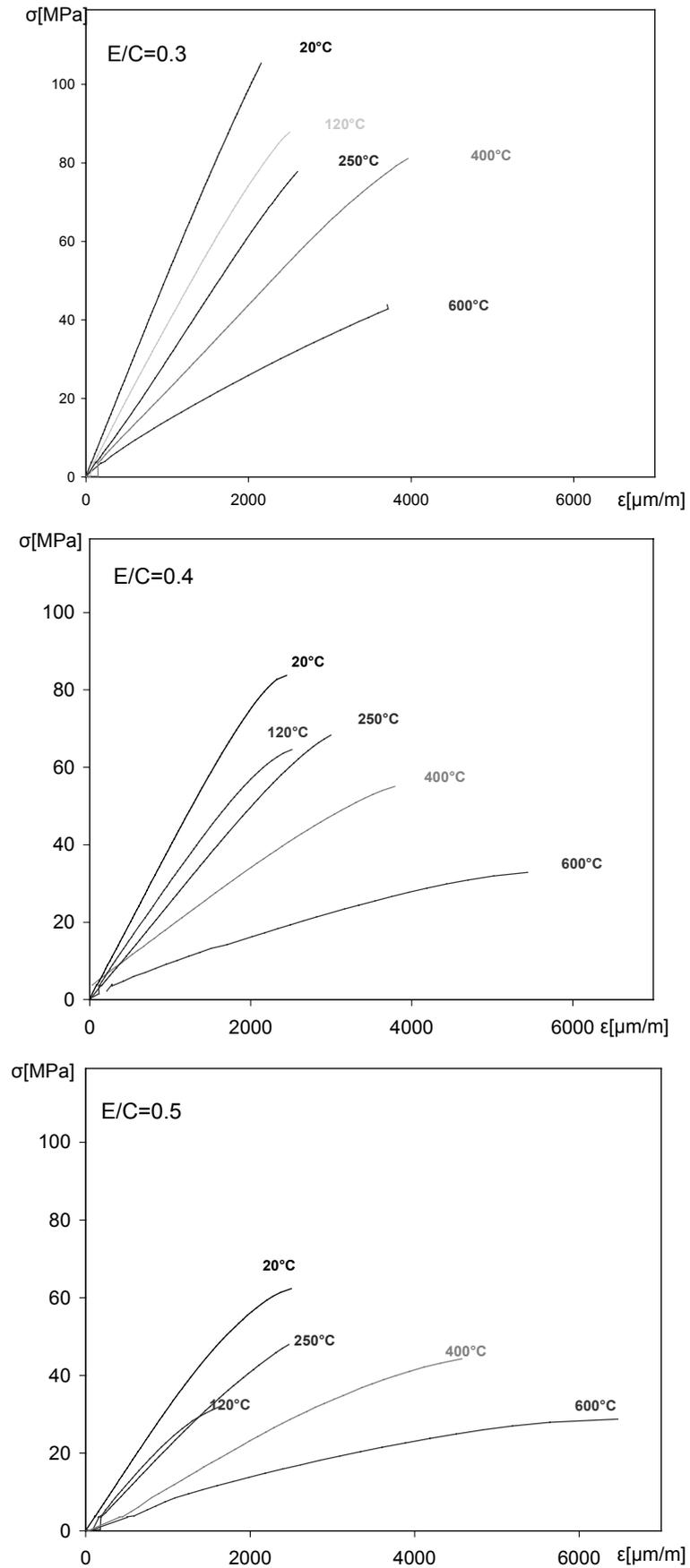


Figure 93 : Influence la température sur le comportement « à chaud » des bétons de E/C variable, les courbes $\sigma(\epsilon)$ pour différent E/C= 0.3 ; 0.4 ; 0.5.

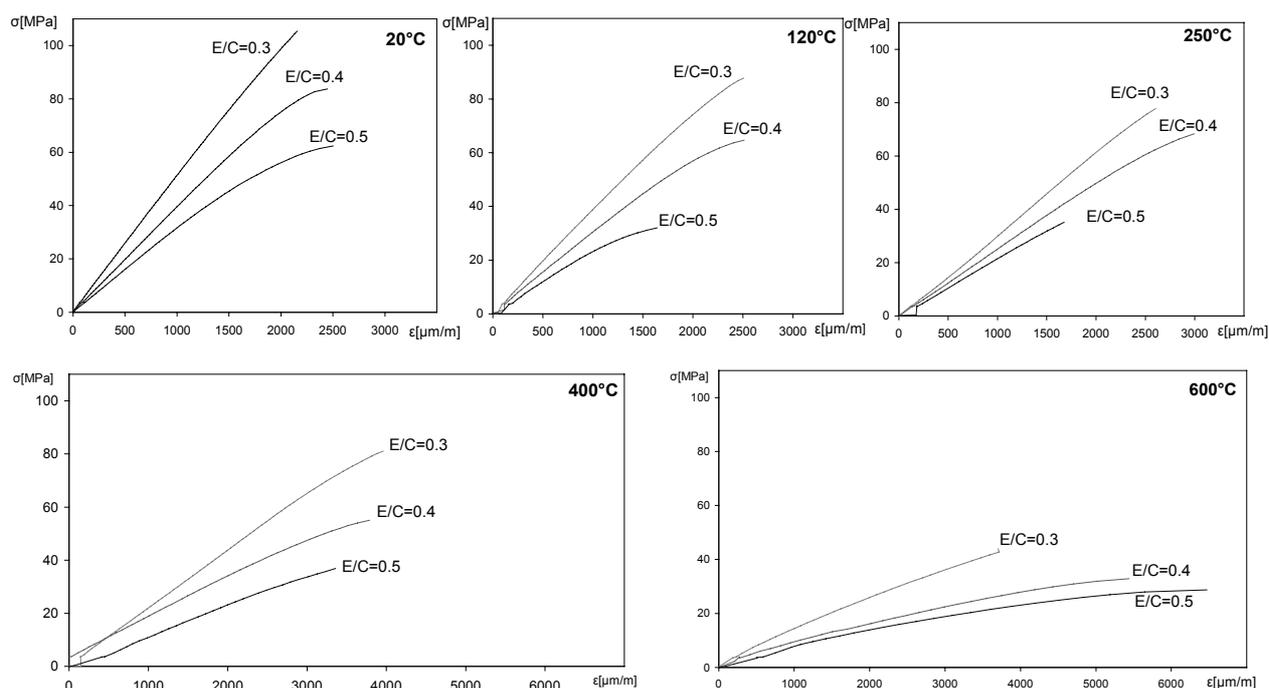


Figure 94 : Influence de $E/C = 0.3 ; 0.4 ; 0.5$ sur le comportement « à chaud » des bétons, les courbes $\sigma(\epsilon)$ à différentes températures 20°C , 120°C , 250°C , 400°C et 600°C .

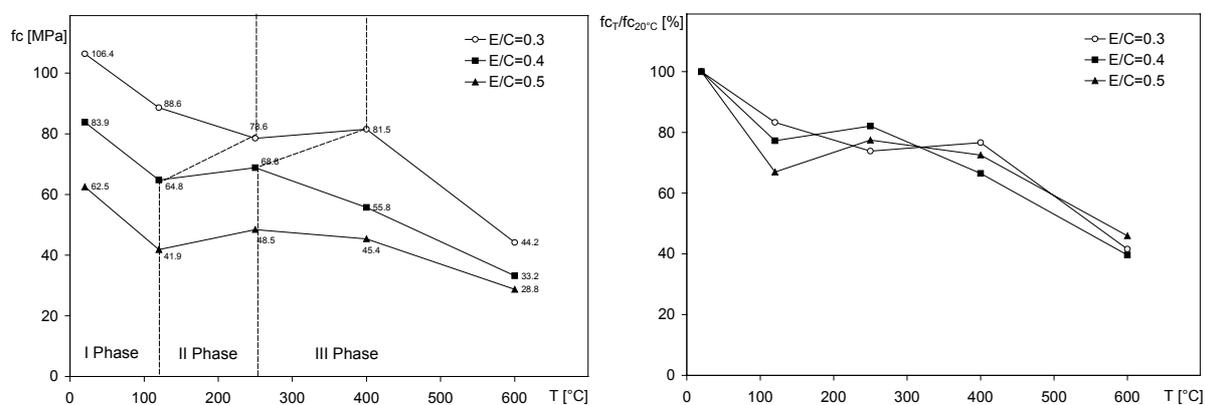


Figure 95 : Résistance en compression et résistance en compression relative déterminées « à chaud » sur les bétons de $E/C = 0.3 ; 0.4 ; 0.5$ à différentes températures.

Tout d'abord, nous remarquons la diminution progressive de la pente des courbes $\sigma(\epsilon)$ avec l'augmentation de la température. Ceci est dû à l'endommagement du matériau par la déshydratation et la fissuration de la matrice et se traduit par la diminution du module d'élasticité au fur et à mesure de l'élévation de température (Figure 93 et 94). Avec la température le matériau devient de plus en plus déformable. Notamment à 600°C , la force appliquée en compression fait se refermer des fissures d'origine thermique tout en augmentant les valeurs de la déformation au moment de rupture.

Les valeurs de la résistance en compression et les courbes de la résistance en compression relative à la valeur observée à 20°C sont regroupées sur la Figure 95. Nous pouvons distinguer trois phases consécutives dans l'évolution de la résistance en compression. Dans le Tableau 19 nous avons regroupé les hypothèses concernant l'apparition de ces phases.

- Dans la **phase I**, entre 20 °C et 100 °C nous notons une diminution des résistances relatives d'environ 20-30%. Cet affaiblissement peut s'expliquer par la dilatation thermique de l'eau ($\alpha_w = 70 \times 10^{-6}$) qui peut entraîner un écartement des feuillettes du gel CSH. L'écartement des feuillettes provoque une diminution des forces d'attraction entre ces feuillettes. En sachant que la rupture en compression est liée au dépassement des contraintes de cisaillement, l'affaiblissement des liaisons entre les hydrates peut provoquer l'apparition de micro-défauts facilitant le glissement. De plus dans les BHP les pressions de la vapeur d'eau qui se créent dans le matériau induisent des contraintes internes non négligeables exercées sur le squelette solide.
- Puis, dans la **phase II** entre 100°C et 250°C, nous observons une augmentation des valeurs de la résistance par rapport à la valeur plus faible à 120°C. Cette augmentation peut avoir comme origine le départ de l'eau du matériau ré augmentant les forces d'attraction par le rapprochement des feuillettes de CSH. Pour un béton de E/C faible (0.3) la phase de récupération de la résistance est significativement retardée. Ce n'est qu'aux alentours de 400°C que nous observons une augmentation de la résistance pour ce béton. Ceci peut s'expliquer par la perméabilité plus faible de ces bétons plus compacts. Par conséquent le départ de l'eau est ralenti d'où une augmentation de la résistance retardée. Cette récupération de résistance paraît être dépendante de la durée du palier de la stabilisation de la température. Dans l'annexe 11 les résultats des observations mettant en évidence la dépendance de la résistance à la durée du palier de stabilisation sont présentés. En augmentant la durée du palier à 120°C nous éliminons plus d'eau du matériau augmentant ainsi la résistance du matériau.
- A partir de 400°C, pour le M100C/0.3 et 250°C pour M100C de E/C =0.4 et 0.5, les résistances relatives diminuent de façon monotone (**phase III**). Il n'y a plus d'eau libre dans matériau, mais la déshydratation du gel CSH continue. De plus, nous notons la décomposition de la portlandite aux alentours de 450°C. Nous observons également les premières fissures liées à la déformation différentielle entre les granulats qui se dilatent et la pâte qui, elle, subit un retrait important.

Tableau 19 : Les phases de l'évolution des résistances en compression en fonction de la température

Phase	Plage des températures, environ :	Effet sur la résistance en compression	Hypothèses concernant l'explication du phénomène
I phase	de 20 °C à 120°C	diminution	<ol style="list-style-type: none"> dilatation thermique de l'eau ($\alpha_w = 70 \times 10^{-6}$) qui peut entraîner un écartement des feuillettes du gel CSH et ainsi diminuer les forces d'attraction un affaiblissement des liaisons entre les hydrates pressions de la vapeur d'eau qui créent des contraintes internes non négligeables exercées sur le squelette
II phase	de 100 °C à 250 °C pour BHP de E/C faible 100°C- 400°C	augmentation	<ol style="list-style-type: none"> départ d'eau – séchage rapprochement des feuillettes du gel CSH – renforcement des liaisons entre les hydrates
III phase	> 250°C pour BHP de E/C faible >400°C	diminution	<ol style="list-style-type: none"> déshydratation du gel CSH décomposition de la portlandite endommagement par la fissuration due à la différence de la dilatation thermique entre la pâte et les granulats

Les valeurs des modules d'élasticité déduits des courbes contrainte/déformation et des modules d'élasticité apparents relatifs, définies comme les rapports des modules d'élasticité et le module d'élasticité déterminé à $t = 20$ °C, sont représentées sur la Figure 96.

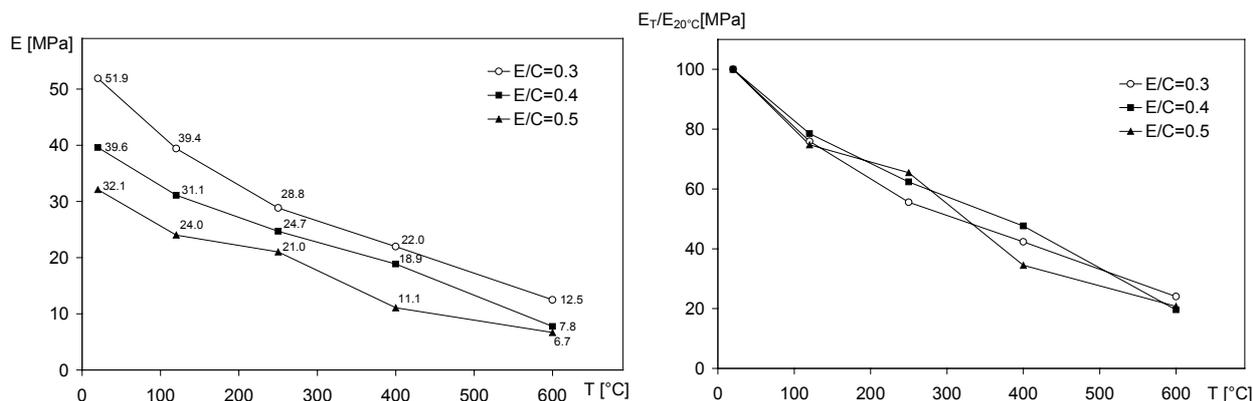


Figure 96 : Evolution des modules d'élasticité apparents et des modules d'élasticité apparents relatifs déterminés « à chaud » sur les bétons de $E/C= 0.3$; 0.4 ; 0.5 à différentes températures.

Nous observons une diminution progressive du module d'élasticité apparent au cours de l'échauffement ce qui se traduit par une décroissance de la pente des courbes $\sigma(\epsilon)$ avec la température. Les modules d'élasticité apparents diminuent de façon monotone dans toute la gamme de températures. A 120° C nous observons une réduction du module d'environ 20%. Dans la suite le module diminue. Cette diminution atteint environ 80% à 600°C. Il semblerait que le rapport E/C n'influence pas d'évolution du module d'élasticité relatif. Les trois courbes sont confondues et diminuent avec à peu près la même intensité avec la température. Nous ne remarquons pas sur ces courbes un caractère séquentiel, caractéristique de l'évolution de la résistance. Autrement dit l'eau au cours de la montée en température n'influence pas le module, où cette influence est négligeable. Afin de pouvoir confirmer cette hypothèse d'absence d'influence sur le module d'élasticité des études sur le matériau préséché ont été entreprises (§ 3.6.4).

3.6.3. Etude d'influence d'ajout des fibres polypropylène sur les propriétés mécaniques des bétons testés « à chaud »

Le présent chapitre s'intègre dans un programme d'étude visant la mise au point et la caractérisation des Bétons à Haute Performance (BHP) additionnés de fibres organiques. L'addition de fibres organiques dans les BHP apparaît actuellement comme une solution technologique limitant la propension des BHP à l'éclatement. L'ajout des fibres polypropylène est recommandé par l'EUROCODE 2 comme moyen permettant la réduction des risques d'éclatement des BHP lorsqu'ils sont soumis au feu. Plusieurs études expérimentales concordent pour conclure que l'ajout des fibres polypropylènes est généralement une solution permettant de réduire la sensibilité à l'éclatement des BHP. En effet, les fibres fondent à 171°C et se vaporisent à 341°C (voir Figure 97). Rappelons, que les éclatements se produisent à des températures comprises entre 190 °C et 250 °C. La plupart des auteurs s'accordent pour dire qu'en fondant les fibres laissent un chenal permettant à la vapeur d'eau de circuler. Elles contribuent ainsi à la création d'un réseau plus perméable permettant l'évacuation de la vapeur d'eau vers l'extérieur et la réduction des champs de pression.

Nos observations microscopiques (Figure 97) et les observations porosimétriques (voir § 3.5), nous ont permis de constater que les fibres au cours de l'échauffement subissent les transformations telles que la fusion et l'évaporation et en conséquence attribuent à une augmentation de la porosité du matériau béton.

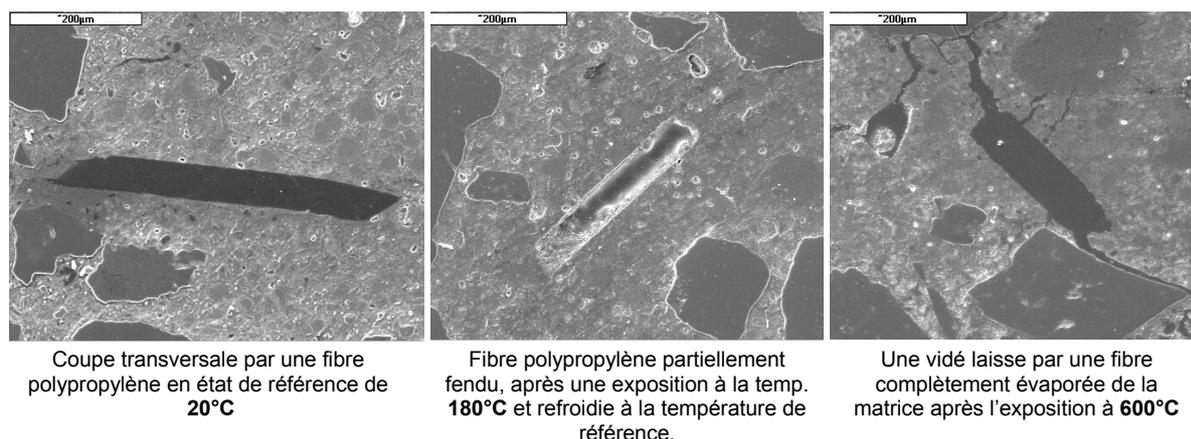


Figure 97. Les transformations de la fibre polypropylène dans la matrice cimentaire a) non chauffé, b) après l'exposition à 180°C et c) 600°C, béton M100C fibré, échantillon poli.

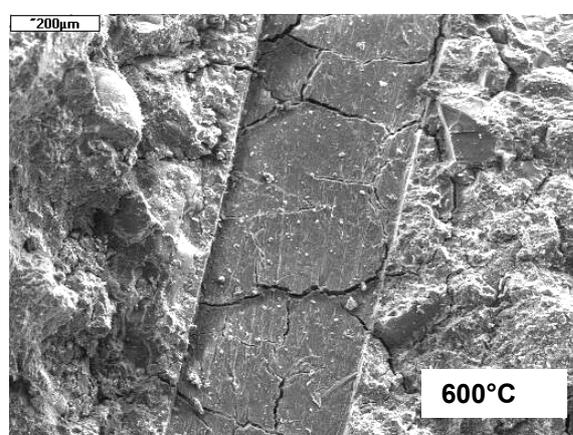


Figure 97 a : Lit de la fibre polypropylène dans la matrice cimentaire après l'exposition à 600°C. Béton M100C fibré, surface de rupture

Notamment à 600°C, il semblerait que la fibre soit à l'origine du départ des fissures. Ces fissures sont très visibles sur la Figure 97a représentant le lit laissé par une fibre qui a fendu. Il est possible que le lit des fibres favorise la formation locale de fissures et distribue ainsi la fissuration. On sait aussi que les fibres se dilatent d'environ 10% en fondant, ce qui peut générer des contraintes et par suite la nucléation de fissures. Ces hypothèses restent à confirmer. Notre but principal dans cette partie d'étude a été de mieux comprendre le rôle des

fibres polypropylène dans le comportement mécanique du béton à haute température. Pour cela, une comparaison entre les propriétés à chaud d'un BHP de référence sans et avec des fibres polypropylène a été menée, pour mettre en évidence l'impact de l'ajout des fibres sur les propriétés mécaniques à froid, mais également à chaud lorsque les fibres fondent. La question à laquelle nous avons tenté de répondre était la suivante : **La porosité supplémentaire due à la fusion des fibres, va-t-elle jouer sur le comportement du matériau à la haute température ?**

Afin de répondre à cette question une étude de l'évolution de la résistance et du module d'élasticité apparente des BHP fibrés avec la température a été réalisée. Ce travail complète le travail réalisé sur les BHP non fibrés réalisée en cadre du projet National BHP 2000 (*Pimienta 2001*). La comparaison des résultats des 2 études nous permettra ainsi d'évaluer l'influence des fibres organiques sur ces propriétés. Peu de travaux visant cet objectif ont été réalisés. Nous pouvons citer ceux de *Hoff, et al. 2000* et *Noumowé et al. 2002* où les propriétés mécaniques « résiduelles » en compression ont été étudiées. Nos observations ont été réalisées « à chaud ». l'influence de la phase refroidissement a été aussi analysée.

Pour chacune des deux formulations testées dans le cadre de notre étude, une série d'essais de compression a été réalisée aux températures suivantes : 20 °C (température de référence), 120°C, 250°C, 400°C et 600°C. Le nombre d'éprouvettes testées à 20°C était de 3 et, pour les autres températures, de 2. La composition des bétons testés a été établie sur la base du M100C du projet National BHP 2000 et est donné dans le paragraphe 1.1. Les résultats obtenus sur les bétons fibrés sont ensuite comparés aux résultats obtenus sur le béton M100C sans fibres.

Pour chaque béton, la teneur en eau a été déterminée sur trois éprouvettes par séchage à T = 105°C jusqu'à stabilisation. La masse était considérée stable lorsque la variation de masse entre 2 mesures réalisées à 24 heures d'intervalle était inférieure à 0,02 %. Les résultats sont consignés dans le §3.3.

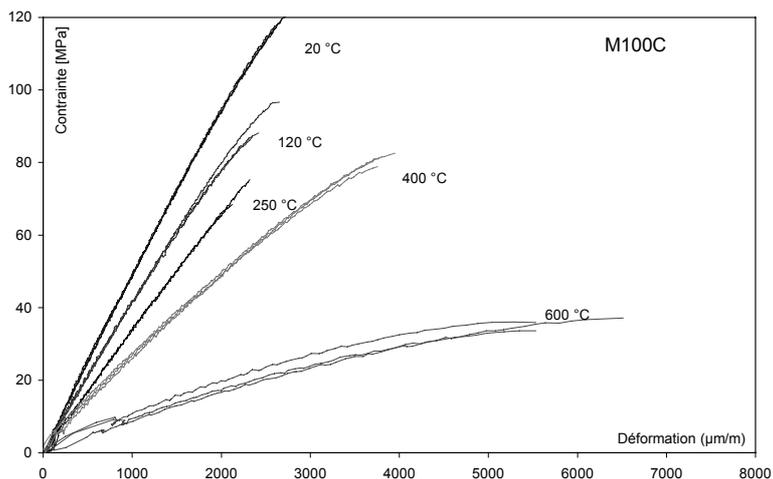


Figure 98 : Courbes contrainte/déformation du béton M100C à différentes températures (Pimienta, 2001)

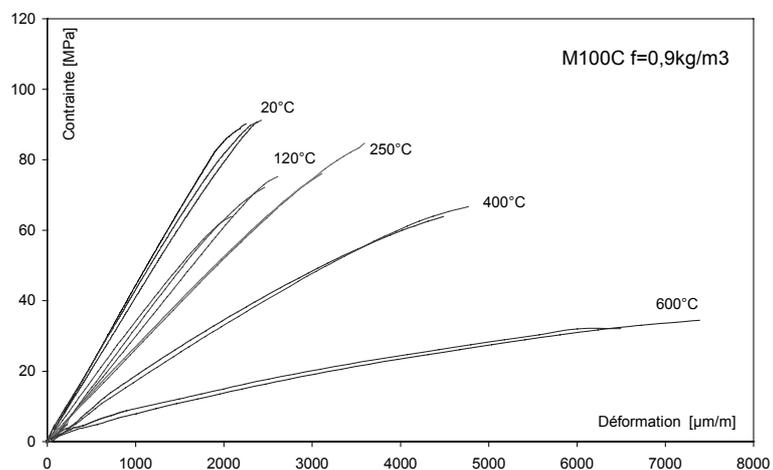


Figure 99 : Courbes contrainte/déformation du béton M100C $f=0.9 \text{ kg/m}^3$ à différentes températures

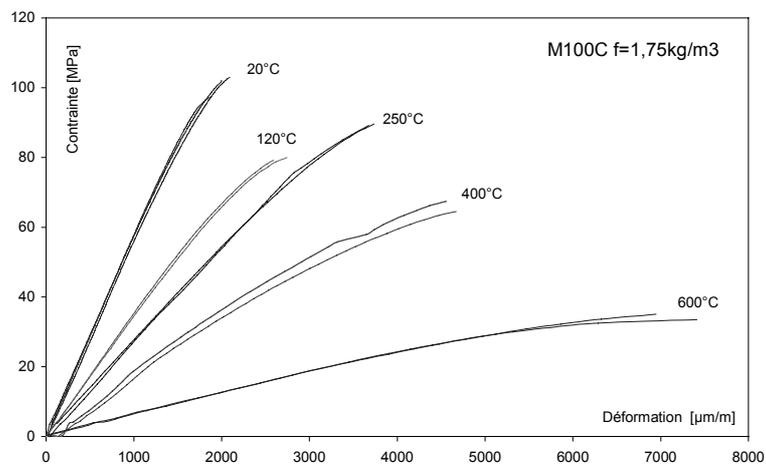


Figure 100 : Courbes contrainte/déformation du béton M100C $f=1.75 \text{ kg/m}^3$ à différentes températures

Tableau 20: Résistances en compression à différentes températures

	20°C				120°C				250°C			400°C			600°C		
	N°1	N°2	N°3	moy.	N°1	N°2	N°3	moy.	N°1	N°2	moy.	N°1	N°2	moy.	N°1	N°2	moy.
M100C f=0,9	90.1	91.2	90.7	90.7	75.2	64.6	72.1	69.9	84.6	76.9	80.8	67.3	64.8	66.1	32.1	34.6	33.4
M100C f=1,75	103.1	96.9	102.1	100.7	79.9	80.4	x	80.2	90.1	90.4	90.2	66.0	68.3	67.2	33.7	35.4	34.6

Les essais de compression réalisés à chaud sur 2 BHP contenant des fibres polypropylène à 120, 250, 400 et 600 °C ont permis d'établir les courbes contrainte/déformation. Les courbes contrainte/déformation déterminées sur ces 2 bétons sont présentées dans les Figure 99 et Figure 100 et comparés avec des courbes $\sigma(\epsilon)$ obtenues sur M100C non fibré (Pimienta, 2001) (Figure 98) L'ensemble des valeurs de résistances en compression et les valeurs moyennes sont consignées dans le Tableau 20. Les évolutions des résistances et des valeurs moyennes, ainsi que des résistances relatives en fonction des températures d'essais sont présentées dans la Figure 101. Les valeurs obtenues pour les bétons avec des fibres polypropylène, M100C f=0.9 et M100C f=1.75, sont comparées aux valeurs obtenues pour le béton M100C non fibré.

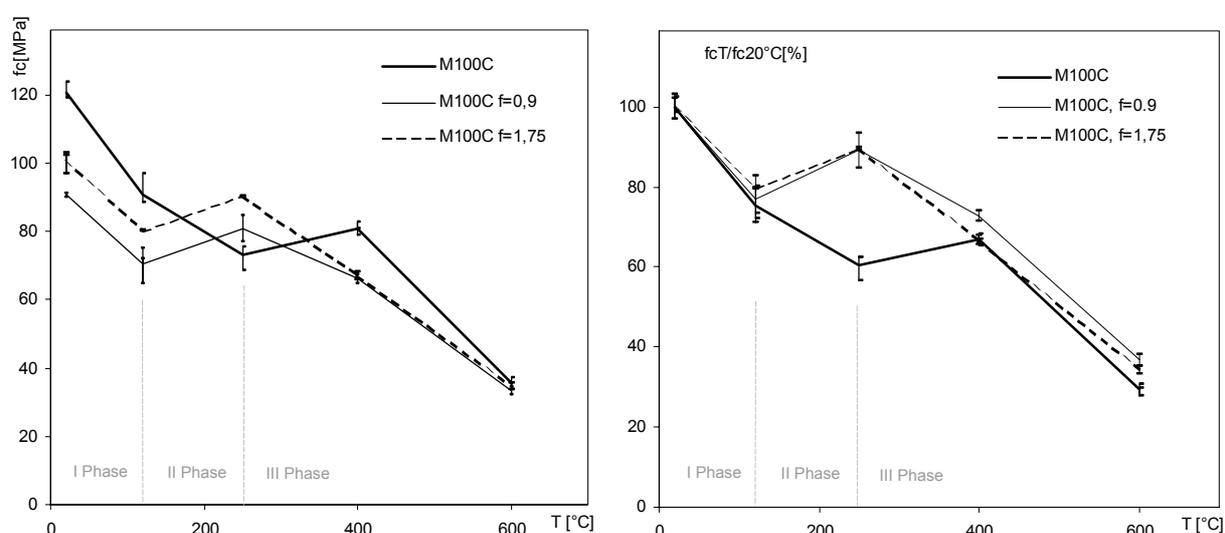


Figure 101 : évolution des résistances en compression et des résistances en compression relatives obtenues sur les 2 BHP fibrés : M100C f= 0.9 et M100C f=1.75 et M100C non fibré, essais « à chaud »

Les modules d'élasticité déduits des courbes contrainte/déformation sont consignés dans le Tableau 21. Les valeurs des modules d'élasticité apparents et des modules d'élasticité apparents relatifs, définis comme les rapports des modules d'élasticité sur le module d'élasticité déterminé à t =20 °C, ont été représentées sur la Figure 102.

Tableau 21: Modules d'élasticité apparents déterminés sur les deux bétons fibrés à différentes températures

	20°C				120°C				250°C			400°C			600°C		
	N°1	N°2	N°3	moy.	N°1	N°2	N°3	moy.	N°1	N°2	moy.	N°1	N°2	moy.	N°1	N°2	moy.
M100C f=0,9	43.4	40.6	43.2	42.4	27.2	34.7	27.8	31.0	25.6	27.2	26.4	18.2	17.9	18.0	5.8	5.8	5.8
M100C f=1,75	53.9	56.8	57.9	56.2	33.5	33.5	x	33.5	26.9	24.2	25.6	16.1	18.7	17.4	6.0	5.9	5.9

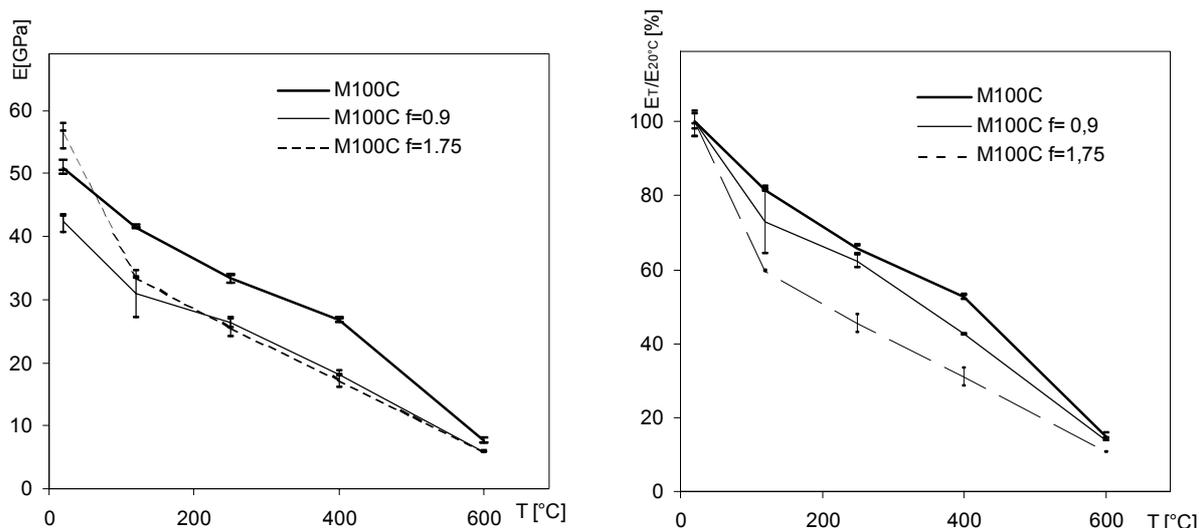


Figure 102 : Evolution des modules d'élasticité apparents et modules d'élasticité apparents relatifs obtenus sur les 2 BHP fibrés, M100C f=0.9 et M100C f=1.75 et le M100C non fibré

L'analyse des résultats expérimentaux permet de constater que :

Courbes $\sigma(\epsilon)$:

- Les courbes $\sigma(\epsilon)$ des différentes séries de 3 éprouvettes à 20°C et 2 éprouvettes à 120°C, 250°C, 400°C et 600°C présentent une dispersion faible. La dispersion des contraintes à la rupture du béton M100C f=0.9 est cependant supérieure à celle du M100C f=1.75. Les écarts des valeurs obtenus sont compris entre 4 et 15 %.
- Cette faible dispersion des courbes $\sigma(\epsilon)$ obtenues aux différentes températures donne une bonne indication de la bonne répétitivité des résultats de nos essais.

Résistance en compression :

- D'une manière générale, l'ajout des fibres polypropylène provoque une diminution des résistances en compression de référence (à 20°C) de 17 et 25% pour un taux de fibres respectivement de 1.75 et 0.9 kg/m³ et ceci malgré une augmentation de la quantité de pâte par rapport à la formulation du M100C sans fibres de 10%.

NOTA : Cette observation de la diminution de la résistance en compression et (module d'élasticité) peut être expliqué par les difficultés à assurer la maniabilité et compactage de ces bétons en présence des fibres. De plus l'ajout des fibres nécessite un volume de la pâte supplémentaire pour assurer un enrobage des fibres. Ceci explique l'ajout complémentaire de 10% de plus de la pâte de ciment dans le cas des compositions avec des fibres.

- Nous observons, que les résistances en compression et les modules d'élasticité du béton avec le taux des fibres de 1.75 kg/m³, sont étonnément supérieures à celles du béton à 0.9 kg/m³ des fibres. Nous ne connaissons pas la raison de cette augmentation mais nous pouvons proposer une explication liée à la fabrication de ces bétons. Il est possible que le malaxage du mélange plus riche en fibres a été prolongé par l'opérateur de façon à pouvoir mieux disperser et distribuer les fibres dans le mélange. Comme le temps de malaxage a pu être plus long, la compacité obtenue a été améliorée.
- La comparaison de nos résultats avec ceux déterminés sur le béton BHP M100C, non fibré montre que, dans nos conditions d'essais, l'addition des fibres ne dégrade pas les résistances relatives en compression des BHP à haute température. Il apparaît même, qu'à 250°C, les résultats déterminés sur les bétons fibrés sont supérieurs à ceux obtenus sur les bétons équivalents sans fibres.
- A nouveau, nous distinguons trois phases caractéristiques de l'évolution de la résistance en compression en fonction de la température. Entre 20°C et 100°C (ou 120°C) nous observons

une diminution des résistances relatives (phase I). Puis, entre 100 °C et 250 °C nous observons une légère augmentation de la résistance caractéristique pour la phase II, liée au départ de l'eau du matériau. Au-delà de 300°C les résistances relatives diminuent de façon monotone (phase III). Nous retrouvons le même comportement que dans le cas des bétons étudiés dans le chapitre précédent.

- Les valeurs déterminées à 250 °C pour les deux bétons fibres sont très supérieures : 89 % de la valeur de la résistance à 20°C, contre seulement 60% pour le M100C. La phase II pour le béton sans fibres est manifestement retardée. Il apparaît donc que l'incorporation des fibres polypropylènes entraîne une amélioration de la résistance relative des BHP à cette température de 250 °C. Ceci peut s'expliquer par l'effet des fibres qui facilitent l'évaporation de l'eau tout en accélérant l'augmentation de la résistance. Pour un matériau moins perméable (cas du M100C sans fibres) l'apparition de la phase II est retardée.
- Nos résultats et ceux de *Hoff et al*, 2000 [81] présentent des tendances similaires.

Module d'élasticité apparent :

- Nous observons que les modules d'élasticité apparents relatifs des deux bétons présentent une évolution semblable à celle du béton sans fibres M100C. Cependant les résistances relatives du béton M100C $f=1,75$ sont systématiquement inférieures. La différence est comprise entre 3 et 17 %.
- La Figure 102 permet de comparer les valeurs du module d'élasticité que nous avons obtenues sur les 2 bétons fibrés avec celles du béton M100C sans fibres. Nous pouvons observer que les résultats se situent dans la même gamme.
- Les modules d'élasticité apparents relatifs de ces deux bétons fibrés sont globalement inférieurs à ceux du béton M100C excepté à 600°C. A 600 °C les valeurs déterminées sont toutes très proches.

3.6.4. Etude de l'influence de l'eau libre sur les propriétés mécaniques mesurées « à chaud »

Comme il a été présenté dans le paragraphe 3.6.2 et 3.6.3, l'eau libre joue un rôle important sur le comportement des bétons à hautes températures. Nous avons observé que l'eau agit sur la valeur de la résistance en compression testée à chaud. Pour mettre en évidence cette influence visible surtout pour les températures allant de 60°C à 300°C, l'étude du comportement du matériau préalablement séché à 105°C a été entreprise (dans la suite appelé «sec»). La température de séchage, 105°C, est une température conventionnellement utilisée pour évacuer l'eau libre du matériau.

Ainsi les éprouvettes « sèches » ont été testées en compression « à chaud » selon la procédure décrite dans le paragraphe 3.6.1. Les courbes de contrainte/déformation sont présentées sur la Figure 103. De plus les déformations thermiques ont été également déterminées au cours de l'échauffement jusqu'à la température de réalisation des essais de compression (120°C, 250°C, 400°C et 600°C). Les exemples de ces courbes illustrent le chapitre 3.8.4 consacré à l'influence de l'eau sur les déformations thermiques.

En plus des températures 120°C, 250°C, 400°C et 600°C, des essais de résistance en compression à chaud sur le matériau préséché ont été réalisés à 80°C et 150°C afin de compléter ces résultats.

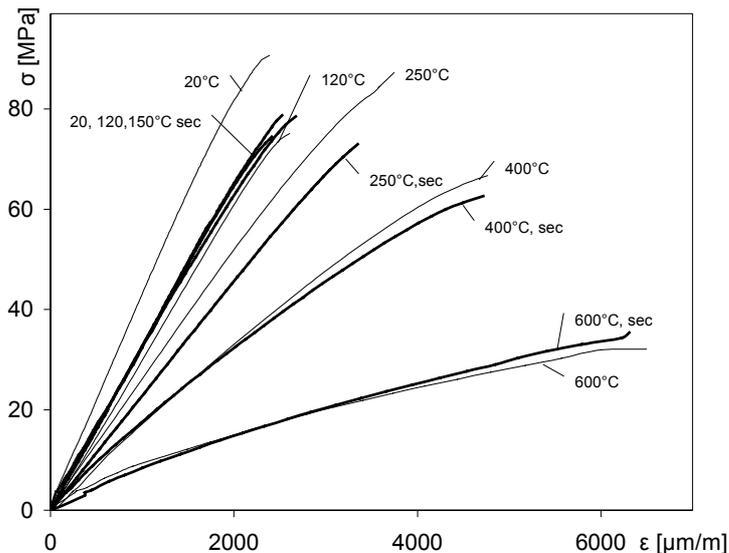


Figure 103: Courbes contrainte/déformation du béton M100Cf=0,9 à différentes températures déterminées « à chaud » sur le matériau M100Cf=0.9 de référence et « sec »

Les résultats de la résistance en compression et de la résistance en compression relative ont été présentées sur la Figure 104 et comparées avec les résultats obtenus sur le matériau non préseché.

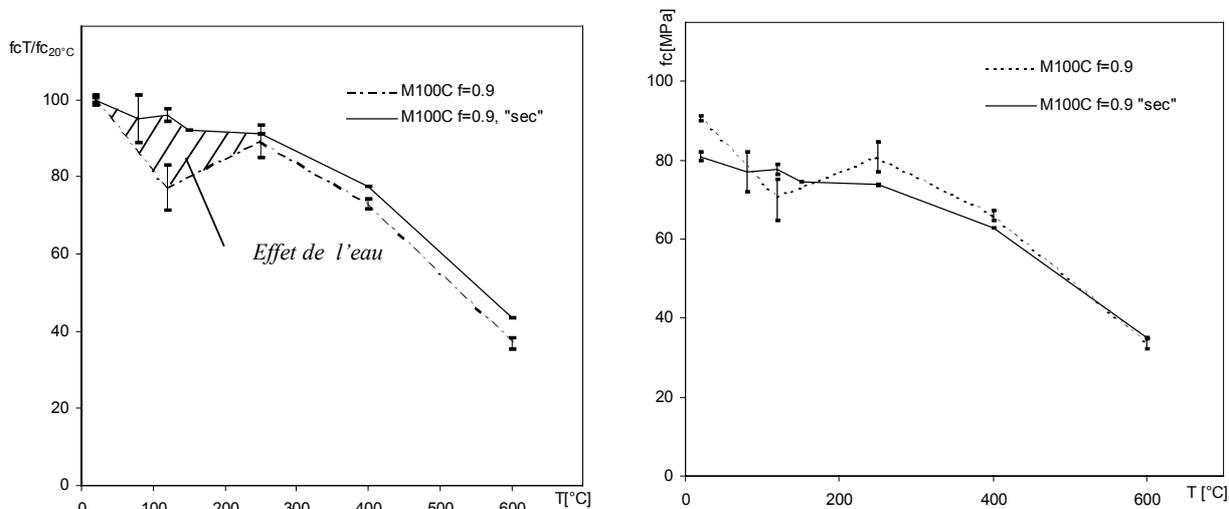


Figure 104 : Evolution des résistances en compression et des résistances en compression relatives déterminées « à chaud », obtenues sur le matériau préseché et non préseché

L'analyse des courbes $\sigma(\epsilon)$ a permis de calculer les pentes correspondant aux valeurs du module d'élasticité apparent et les modules d'élasticité apparents relatifs. Les courbes de l'évolution de $E(T)$ en fonction de la température pour le matériau « sec » et le matériau de référence sont présentées sur la Figure 105 .

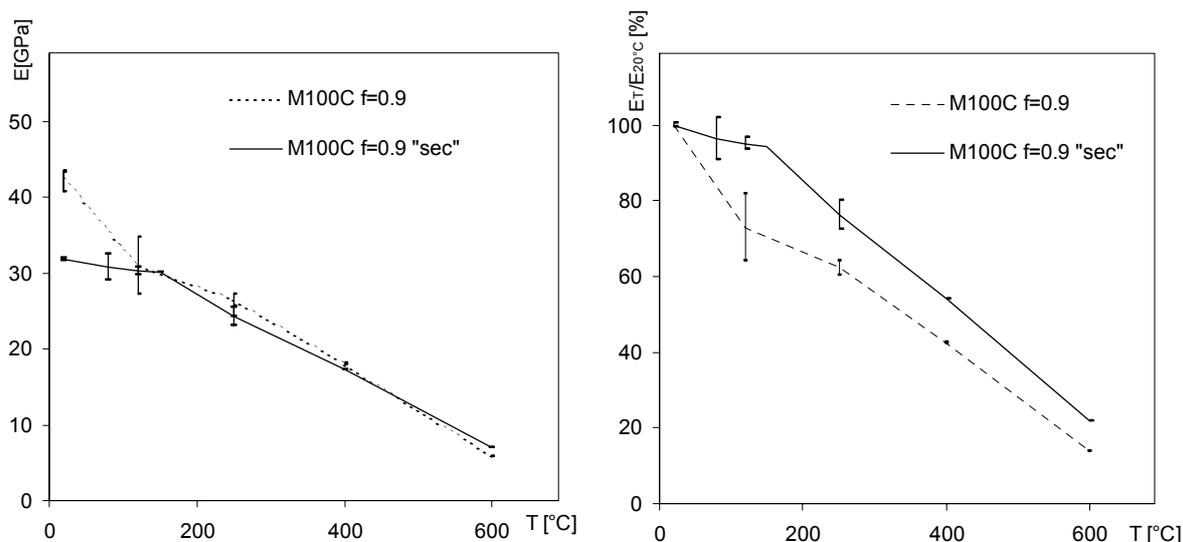


Figure 105 : évolution du module d'élasticité apparent et du module d'élasticité apparent relatif déterminé « à chaud », obtenu sur M100C f=0.9, **matériau de référence et «sec»**

Nous pouvons déduire des courbes que :

- les courbes contraintes déformations obtenues sur les éprouvettes préséchées à des températures de 20°C, 80°C, 120°C et 150°C sont confondues, le matériau se comporte de la même façon en compression, les pentes des courbes $\sigma(\epsilon)$ sont quasi identiques.

NOTA : Il est probable que l'endommagement dû au séchage à 105°C soit « mémorisée » par le béton. Il semblerait que cet endommagement est lié à un niveau de déshydratation du squelette atteint à la température 105°C. En réchauffant le matériau à la température de 105°C le niveau de déshydratation n'augmente pas, en conséquence l'endommagement du matériau n'augmente pas.

- Nous n'observons pas de variations significatives des valeurs de la résistance en compression pour le béton « sec » dans la gamme de températures de 20°C à 250°C. La Phase I de décroissance significative de la valeur de la résistance n'apparaît pas, ce qui confirme l'hypothèse que cette diminution est liée à la présence de l'eau libre dans le matériau (description du phénomène dans le paragraphe 3.6.1)
- Le module d'élasticité apparent du matériau « sec » n'est pas sensible aux variations de la température jusqu'à 150°C. Nous pouvons constater que l'endommagement provoqué par le séchage à 105°C est équivalente à l'échauffement jusqu'à la température voisine (80°C, 120°C et 150°C).
- A partir de 250°C les modules d'élasticité apparents sont sensiblement égaux pour le matériau « sec » et le matériau de référence. La déshydratation et les transformations thermo chimiques engendrées par les températures plus importantes que celle du séchage provoquent un endommagement équivalent pour le matériau « sec » et celui de référence.

3.6.5. Comparaison entre le comportement en compression testé « à chaud » et « après refroidissement ».

Du point de vue de l'ingénieur, cette partie de l'étude consiste à comparer le comportement mécanique ($f_c(T)$, $E(T)$) du matériau au cours de l'échauffement par exemple un incendie ou une autre situation accidentelle caractérisée par une haute température, avec celle correspondant aux conditions « post incendie » ou « post accident », c'est à dire résiduelle.

Du point de vue du scientifique, l'explication des différences entre les résultats obtenus, générés par les conditions de réalisation d'essais, sont à étudier. Les figures qui suivent, présentent l'évolution des courbes $\sigma(\epsilon)$ en fonction de la température. La Figure 106 présente la comparaison des courbes contrainte/déformation obtenues « à chaud », et après le refroidissement du matériau. A partir des courbes $\sigma(\epsilon)$ les valeurs de la résistance en compression (Figure 107) et le module d'élasticité (Figure 108) obtenues dans ces deux conditions d'essais ont été comparées.

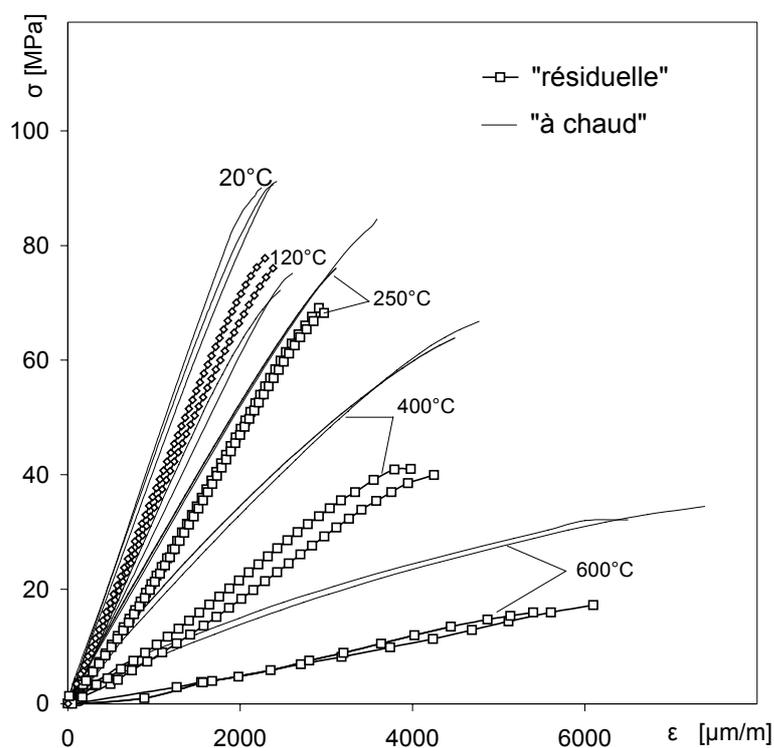


Figure 106 : Courbes contrainte/déformation du béton M100C fibré ($f=0.9\text{kg/m}^3$) à différentes températures déterminées « à chaud » et après refroidissement (« résiduelles »)

L'analyse comparative des courbes $\sigma(\epsilon)$ obtenues « à chaud » et « résiduelles » nous a permis d'observer qu'à part la température 120°C, les pentes des courbes obtenues après le refroidissement sont moins importantes que celles obtenues « à chaud ». Cette différence devient plus importante avec l'augmentation de la température. Le module d'élasticité apparent « résiduel », est donc exépté à 120°C inférieur aux valeurs obtenues « à chaud » (Figure 108).

Nous observons également un phénomène similaire pour l'évolution de la résistance en compression présenté sur la Figure 107.

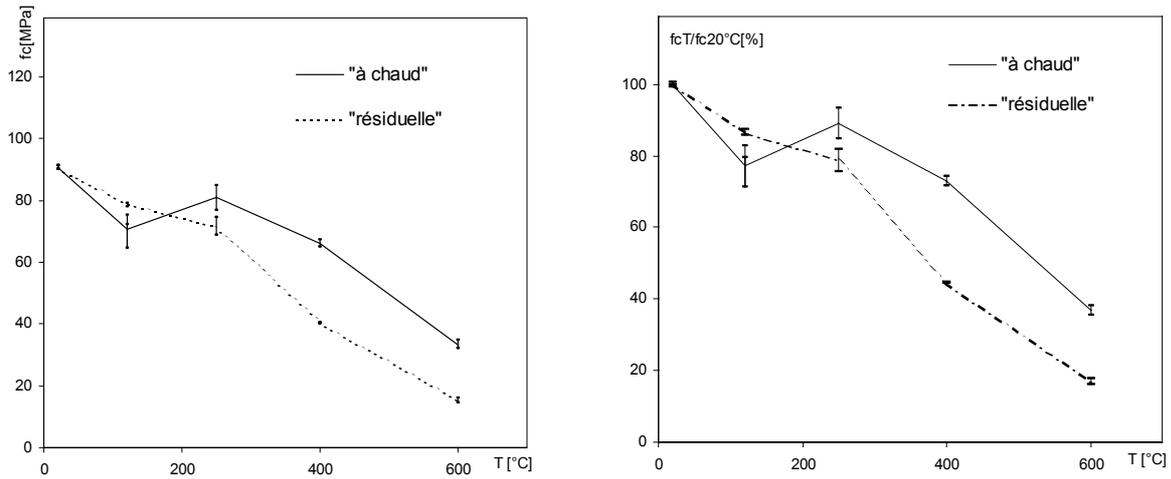


Figure 107 : Evolution des résistances en compression et résistances en compression relatives « à chaud » et « résiduelles » obtenues sur le M100C fibré ($f=0,9\text{kg/m}^3$)

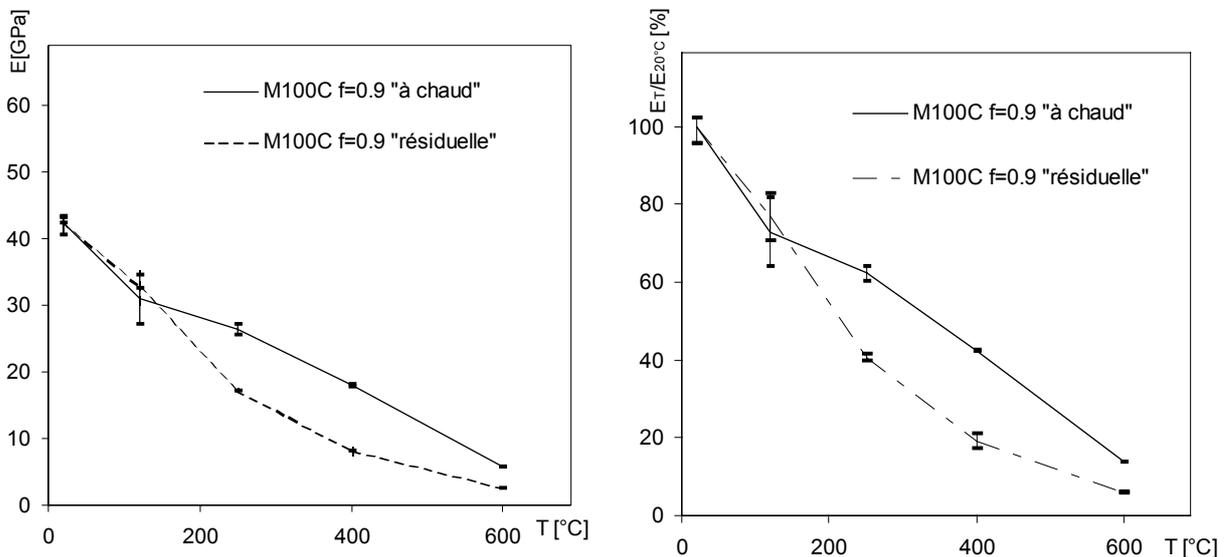


Figure 108 : Evolution du module d'élasticité apparent et du module d'élasticité apparent relatif obtenus « à chaud » et « résiduelles » sur le M100C fibré ($f=0,9\text{kg/m}^3$)

Cette différence entre les valeurs de f_c et E peuvent être la conséquence de phénomènes qui se manifestent durant la phase de refroidissement. En premier lieu, c'est le gradient thermique supplémentaire induit durant la phase de refroidissement, qui engendre des contraintes thermiques de signe inversé, que durant la phase de montée en température. Certain auteurs (Noumowé, 2004, communication personnelle) parlent d'un « deuxième l'échauffement » qui cause un endommagement supplémentaire du matériau. De plus, durant la phase de refroidissement, nous observons l'absence de la déformation thermique transitoire, phénomène qui permet de relaxer les contraintes entre la pâte qui subi un retrait important et les granulats qui se dilatent. Cet aspect sera plus profondément analysé dans le chapitre 3.9. Le troisième mécanisme qui intervient dans le processus d'affaiblissement du matériau béton durant la phase de refroidissement est lié à la réaction de la chaux, un de produit de la déshydratation, avec l'eau présente dans l'environnement. Cette réaction est la suivante : $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} = \text{Ca}(\text{OH})_2$. Le produit de cette réaction - la portlandite possède un volume plus important que la CaO. Cette augmentation du volume engendre une fissuration supplémentaire qui entraîne une réduction de la résistance en compression et une baisse du module d'élasticité.

3.6.6. Essais de la traction directe « à chaud »

Les résultats présentés dans ce chapitre représentent seulement une partie du programme prévu. Les essais sont en cours de réalisation. Les valeurs présentées ont un caractère indicatif. Les courbes $\sigma(\epsilon)$ représentées sur la Figure 109, présentent des mesures de la déformation probablement perturbées par le frottement des pointeaux sur les parois du four. Une plus grande attention sera portée sur ce point aux cours des prochaines expérimentations.

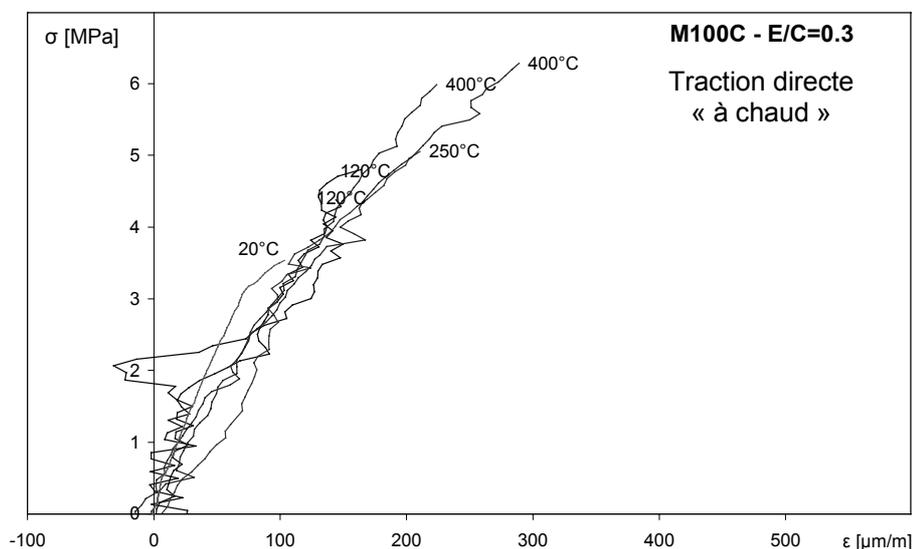


Figure 109 : Courbes contrainte/déformation en traction directe « à chaud ». Béton M100C/ 0.3, technique par serrage

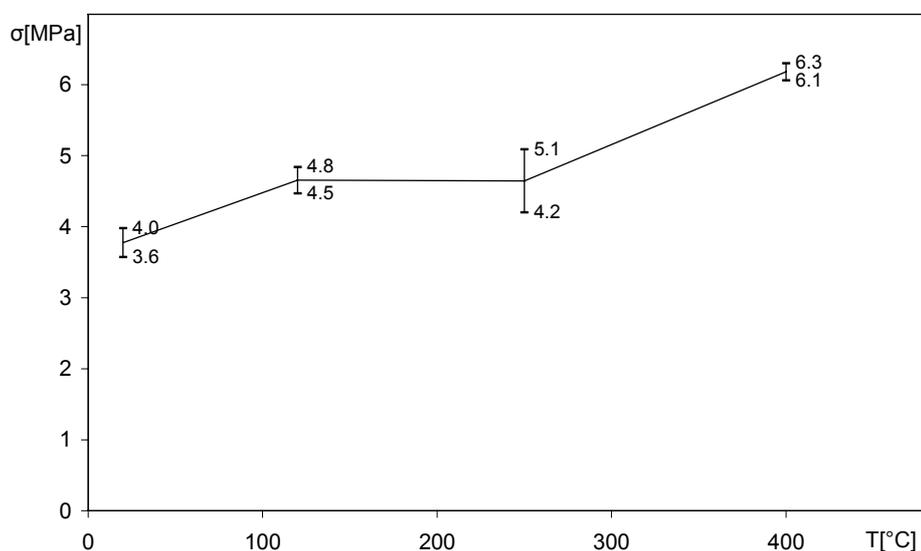


Figure 110 : Evolution de la résistance en traction testée « à chaud ». Traction directe, technique par serrage, béton M100C/0.3.

Nous observons que les valeurs de la résistance en traction obtenues « à chaud » à 120°C, 250°C et 400°C augmentent par rapport à la valeur de la résistance déterminée à 20°C (Figure 110). Ces résultats surprenants restent à confirmer en réalisant des essais sur les deux autres bétons : M100C/0.4 et M100C/0.5.

Il est cependant à noter que cette tendance reste en cohérence avec une remarque faite par *Khoury, 1988* qui souligne que la résistance en traction n'est pas aussi sévèrement détériorée par la haute température que l'on pourrait s'attendre. Il s'est référé aux résultats de ses essais de traction par flexion où la résistance en traction est augmentée avec la température.

3.6.7. Résultats obtenus vis-à-vis des normes de calculs (DTU, EUROCODE 2)

Les figures Figure 111 et Figure 112 situent les résultats obtenus dans le contexte des normes de calculs L'EUROCODE 2 et DTU (Document Technique Unifié). Ceci permet de comparer les résultats que nous avons obtenus sur les trois bétons de E/C variable (M100C/0.3, M100C/0.4 et M100C/0.5) et deux BHP fibrés : M100C f=0.9 et M100C f=1.75. Nous avons également porté les résultats de la résistance en compression « à chaud » des bétons testés dans cadre du Projet National BHP 2000 : trois BHP M100C, M75SC et M75SC et un BO M30C.

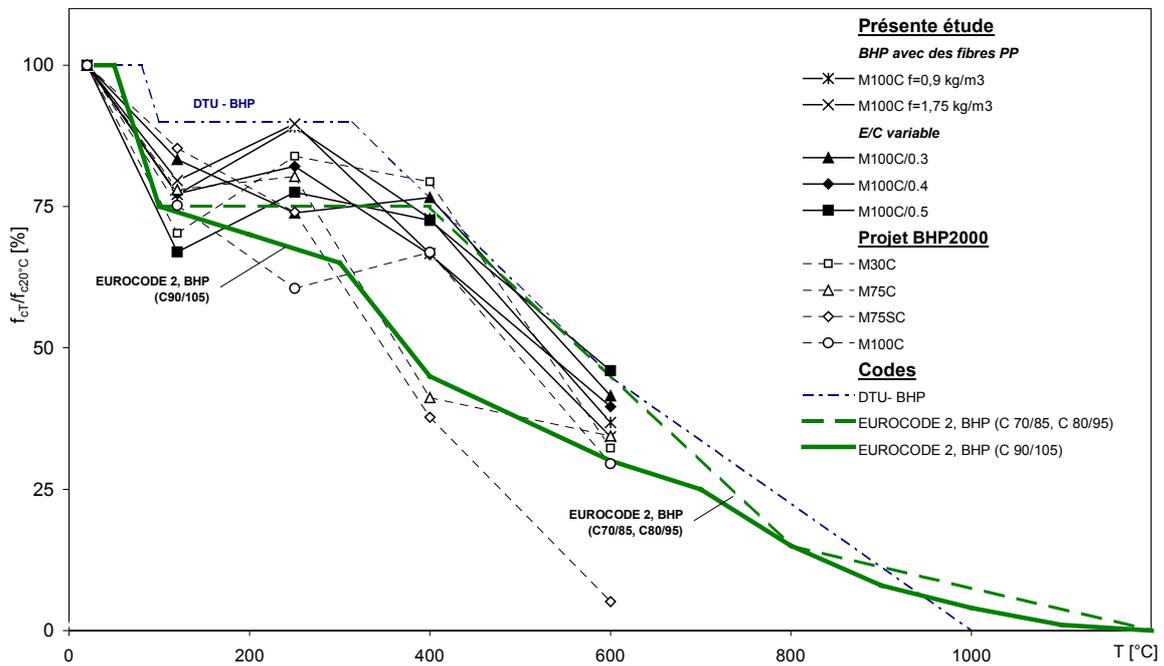


Figure 111 : Résultats de la résistance en compression des bétons étudiés dans le cadre de cette étude et dans le cadre du projet BHP 2000. Ces résultats sont comparés avec les courbes proposées par les codes DTU et EUROCODE 2.

Les valeurs de la résistance en compression relative obtenues pour tous les bétons à haute performance restent inférieures aux valeurs prévues par la norme DTU. Les valeurs sont plus proches des valeurs de l'Eurocode 2. Il est à noter que cette norme est plus sévère pour les bétons de résistance plus importante de classe C90/105.

De la même façon, l'évolution des modules d'élasticité apparents en fonction de la température a été comparée aux valeurs du DTU et de l'EUROCODE 2 (Figure 112). Les modules relatifs des bétons testés notamment les bétons fibrés et à E/C variables, sont globalement inférieurs aux valeurs données par l'EUROCODE 2. Les valeurs relatives des modules d'élasticité apparents déterminées pour ces BHP sont supérieures ou égales aux valeurs retenues par le DTU. Les courbes obtenues pour les bétons fibrés ne sont pas strictement contenues dans l'un des deux faisceaux de courbes des valeurs expérimentales retenues pour l'établissement du DTU.

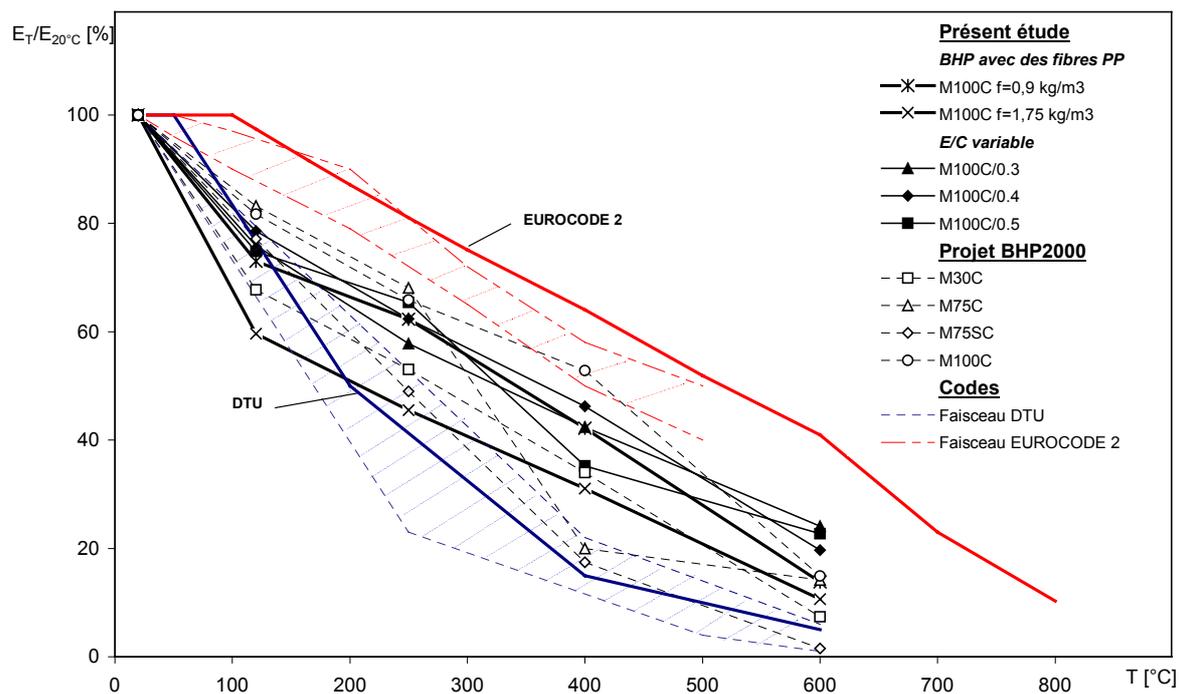


Figure 112 : Résultats du module d'élasticité des bétons étudiés dans le cadre de cette étude et dans le cadre projet BHP 2000. Ces résultats sont comparés aux courbes proposées par des codes DTU et EUROCODE 2.

3.7. Mesures des déformations thermiques et déformations thermiques sous charge de compression

Dans la partie bibliographique nous avons discuté la nomenclature présente dans la littérature concernant les déformations thermiques du matériau chargé et non chargé. Afin de clarifier et faciliter l'analyse des résultats nous avons proposé les termes suivants :

- **déformation thermique (DT)** est la déformation du matériau lorsque celui-ci est chauffé sans application d'une charge mécanique ;
- **déformation thermique sous charge (DTSC)** est la déformation du béton lorsque celui-ci est chauffé avec application d'une charge ;
- **déformation thermique transitoire (DTT)** correspond à la déformation thermique sous charge à laquelle a été retranchée la déformation thermique.
- **déformation thermique normalisée** est égale à la déformation thermique transitoire divisée par la charge appliquée.

Dans le texte les sigles ont été employés. Sur la Figure 113 les principes de la réalisation des essais ont été présentés.

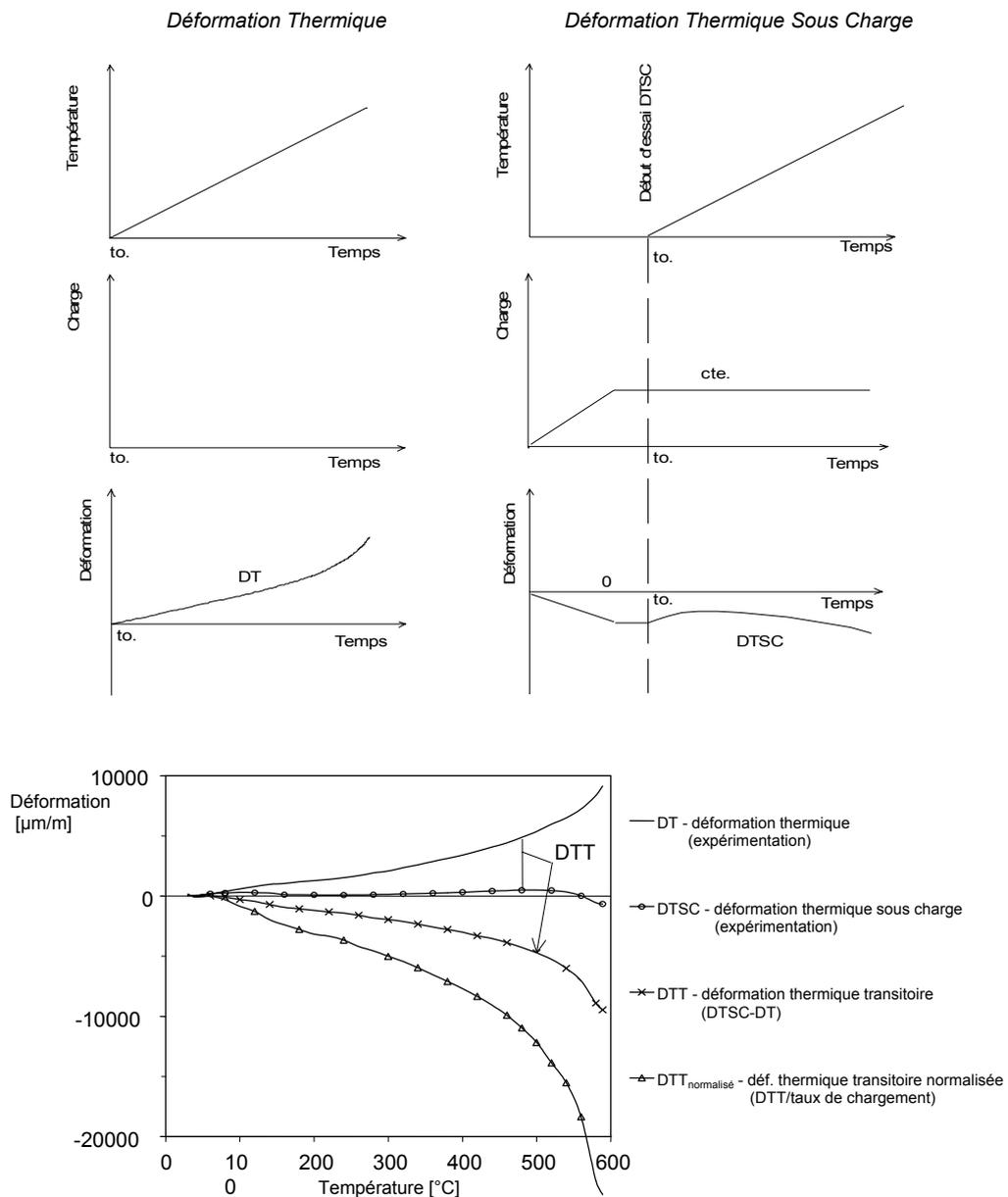


Figure 113 : Evolution de la température, de la charge et des déformations au cours d'essais. Exemple de courbes de DT, DTSC, DTT et DTTnormalisée

3.7.1. Déformation thermique - DT

Les mesures de la déformation thermique sont réalisées sur les éprouvettes cylindriques de taille 104x300 mm. L'essai consiste à chauffer une éprouvette à une vitesse de montée en température constante, jusqu'à 600°C. A 600°C, un palier de stabilisation de la température de trois heures est appliqué. Il est suivi de refroidissement. Le cycle de traitement thermique est présenté sur la Figure 59 ainsi que la vitesse de variation de température. La déformation de l'éprouvette au cours de l'échauffement et la température sont enregistrées avec une période de 300 secondes tout au long de l'essai. Les résultats des déformations sont ensuite représentés en fonction de la température de la surface de l'éprouvette. Les unités employées pour exprimer les déformations mesurées sont respectivement : [$\mu\text{m}/\text{m}$] ou [mm/m].

NOTA : nous observons que, durant la phase d'homogénéisation de la température à 120°C, 250°C et 400°C (Figure 114) dans le volume de l'échantillon, les déformations thermiques continuent à augmenter. Nous pouvons considérer que la déformation en régime de températures stabilisée correspond à la déformation thermique du matériau à la température donnée. Malgré cela, étant donnée que nous réalisons nos observations en régime transitoire nous allons continuer à employer le terme de la déformation thermique (DT) à la température T pour décrire les valeurs de la déformation au moment où la température de surface est à la température T.

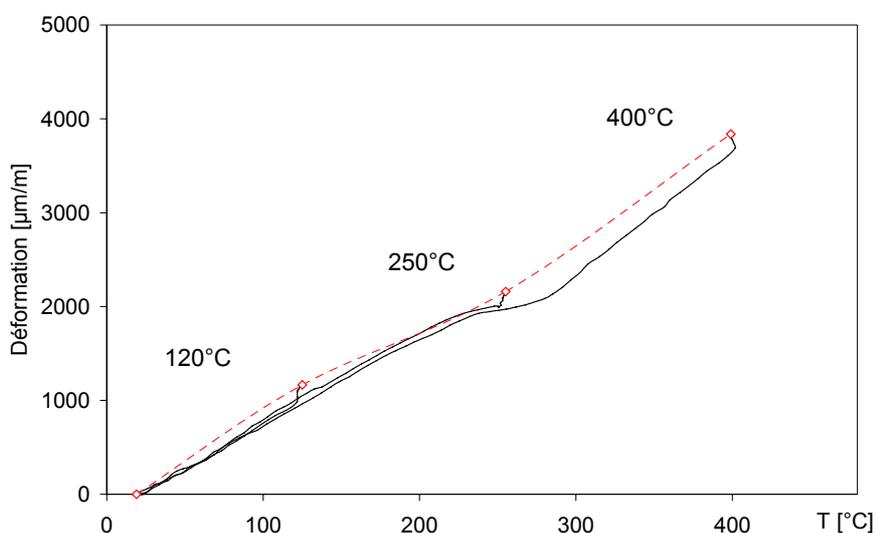


Figure 114 : Déformation thermique de l'échantillon durant la phase de stabilisation de la température courbe en pointillé. Béton M100C f=0.9

3.7.2. Déformation thermique sous charge de compression – DTSC

L'éprouvette cylindrique de $\varnothing 104 \times 300 \text{ mm}$ est positionnée dans le four. L'ensemble (éprouvette + four) est placé entre les plateaux d'une presse de 5000 kN. L'éprouvette est chargée jusqu'à la charge désirée à une vitesse constante de $5 \text{ kN} \cdot \text{s}^{-1}$ soit $59 \times 10^{-2} \text{ MPa} \cdot \text{s}^{-1}$. A partir de moment où la charge a été atteinte l'éprouvette est chauffée à vitesse constante. Lors du chauffage la température, la charge et la déformation sont enregistrées. La charge est maintenue constante durant tout le cycle d'échauffement. Les éprouvettes sont chauffées à la même vitesse de montée en température que celle adoptée pour essais de la déformation thermique : $dT/dt = 1^\circ\text{C}/\text{min}$. Deux niveaux de chargement ont été étudiés : 20% et 40% de la charge à rupture déterminée à froid. La déformation, la force et la température sont enregistrées au cours d'essai avec une période de 300 sec. Ensuite le résultat de déformation thermique sous charge (DTSC) est représenté en fonction de la température de la surface de l'éprouvette.

3.7.3. Déformation thermique transitoire en compression - DTT

Les valeurs de la déformation thermique transitoire (DTT) sont obtenues en retranchant les valeurs de la déformation thermique (DT) aux valeurs de la déformation thermique sous charge (DTSC).

3.7.4. Déformation thermique transitoire normalisée – $DTT_{normalisée}$

Les valeurs de la déformation thermique transitoire normalisée par rapport à la charge appliqué au cours d'essais de DTSC sont obtenues par la division des valeurs de la DTT par le taux de chargement appliqué : respectivement 0.2 ou 0.4 correspondant au 20 ou 40% de la charge à rupture.

3.7.5. Déformation thermique sous charge de traction – DTT en traction

Une presse de 100 kN et un système de mors fixés aux extrémités d'une éprouvette cylindrique de $\varnothing 104 \times 600$ mm, permet une application de la charge de traction directe. Les essais de DTSC en traction ont été réalisés avec deux valeurs de la charge, 1MPa et 2MPa, ce qui correspond à environ 20 et 40% de la f_t . L'application de la charge a été faite à une vitesse constante de $dF/dt = 100 \text{ N.s}^{-1}$. A partir du moment où la charge a été atteinte, l'éprouvette est chauffée à vitesse constante de $1^\circ\text{C}/\text{min}$. Un enregistrement des données est réalisé de la même façon que pour les essais de DTSC en compression.

3.8. Résultats des mesures de la déformation thermique

3.8.1. Répétabilité des résultats et influence de la nature des granulats

L'analyse des huit courbes de la déformation thermique présentées sur la Figure 115, permet de tirer les conclusions suivantes.

- La déformation thermique des bétons est une fonction non linéaire de la température.
- Les couples de courbes déterminées pour chaque type de béton sont très proches. Les résultats sont très répétables.
- Les déformations thermiques des 3 bétons contenant des granulats calcaires, notamment du béton ordinaire M30C et deux BHP : M75C et M100C sont très proches.
- Le béton contenant des granulats silico-calcaires, en revanche, présente des résultats qui deviennent supérieurs à partir de 300°C . La déformation thermique du M75SC est environ 2.5 fois supérieure à celles des 3 bétons de granulats calcaires à 600°C . La dilatation thermique plus élevée des bétons M75SC est liée à la nature des granulats silico-calcaires, qui possèdent le coefficient de la dilatation thermique plus élevé que celle du calcaire. C'est notamment la transformation du quartz à 573°C , un de minéraux constituant des granulats siliceux, qui contribue fortement à cette déformation plus importante. Cette transformation est accompagnée d'une augmentation du volume de l'ordre de 1% ce qui contribue à la fissuration significative du matériau. Nous pouvons observer l'aspect de la fissuration des bétons avec des granulats silico-calcaires et calcaires sur la Figure 116.
- Les résultats obtenus montrent bien que la déformation thermique des bétons est très fortement influencée par la nature des granulats.

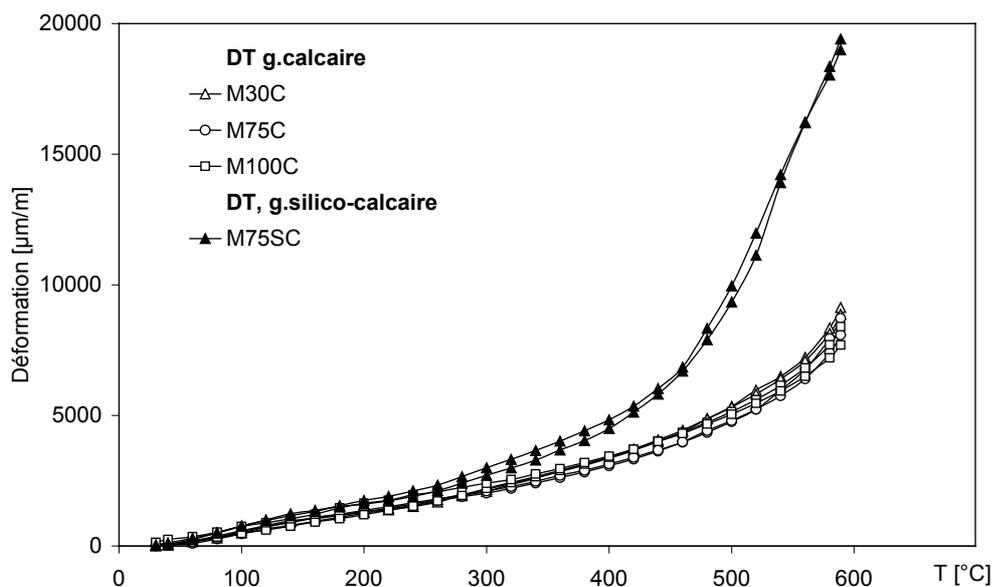


Figure 115 : Déformations thermiques (DT) des quatre bétons étudiés

NOTA : En effet, un volume de pâte plus élevé tend à diminuer les dilatations thermiques de béton. Lorsque des éprouvettes de pâte pure sont chauffées à des températures supérieures à 200 °C, celles-ci se rétractent. La dilatation des éprouvettes de béton à des températures supérieures à 200 °C est donc due à la dilatation des granulats et a lieu malgré le retrait de la pâte. La dilatation thermique plus importante des bétons M75SC n'est donc pas liée au volume de pâte mais à la nature des granulats. La déformation thermique est peu influencée par la nature et le volume de la matrice. En particulier, le béton ordinaire M30C et les 2 BHP M75C et M100C présentent des résultats très proches alors qu'ils possèdent des natures de ciments, des ajouts d'additions et des volumes de pâtes différents.

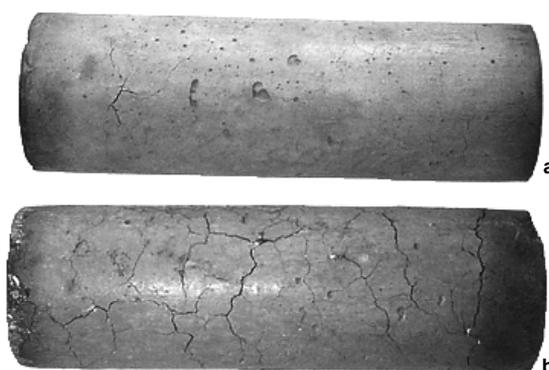


Figure 116 : Comparaison de l'aspect des fissures des échantillons chauffés à 600°C sans chargement mécanique: a) ép. béton M75C, granulats calcaires ; b)ép. béton M75SC, granulats silico calcaires.

3.8.2. Influence de la vitesse de montée en température sur la déformation thermique

Dans la Figure 117 les résultats de la dilatation thermique déterminée sur les béton M75C et M75SC ont été présentés. Chacun des 2 bétons a été chauffé avec deux vitesses de montée en température : $dT/dt = 0.5 \text{ °C/min}$ et $dT/dt = 1 \text{ °C/min}$.

Nous pouvons observer que la vitesse de montée en température a, dans le cas étudié de 1 et 0.5 °C/min , une influence faible sur le résultat. Les deux courbes sont quasiment confondues dans le cas du béton M75C. La déformation du béton M75SC est supérieure au-delà de 500 °C lorsque l'éprouvette est chauffée à 0.5 °C/min . Ceci peut être un effet de l'exposition prolongée à la haute température. En fait la vitesse plus lente 0.5 °C/min entraîne un temps d'exposition deux fois plus importante (20 heures) que pour une vitesse 1 °C/min . Le temps d'exposition plus élevé se traduit par une déshydratation du matériau plus importante et une fissuration du matériau plus significative.

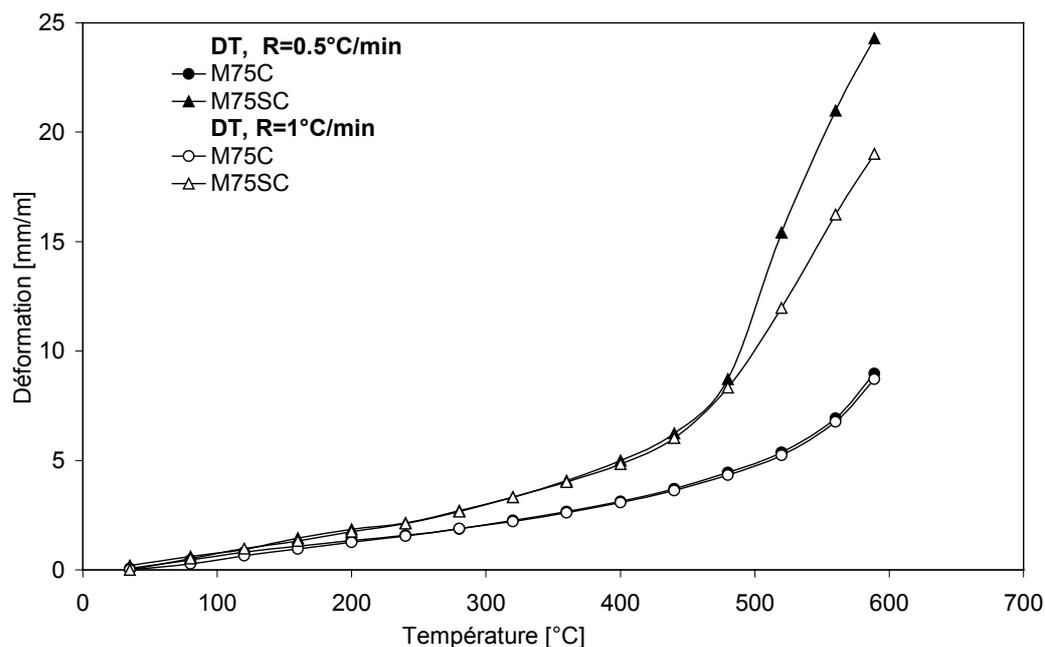


Figure 117: Influence de la vitesse de montée en température sur les déformations thermiques (DT)

3.8.3. Réversibilité des déformations thermiques – déformations résiduelles

En réalisant des essais aux températures de 100°C, 250°C, 400°C et 600°C, nous constatons l'apparition des déformations résiduelles, après le refroidissement des échantillons à la température ambiante. Les déformations résiduelles sont principalement dues à la déshydratation de la matrice cimentaire et à l'apparition des fissures dans le matériau chauffé. Nous observons que jusqu'à 400°C les déformations sont quasi-linéaires et la fissuration ne se manifeste pas. Aussi, les déformations thermiques semblent quasi réversibles après refroidissement. Après avoir dépassé la température de 400°C les déformations ne sont plus linéaires. Aux températures supérieures, notamment entre 400 et 600°C, la fissuration du matériau une déformation thermique qui s'écarte de la droite. La fissuration du matériau qui se manifeste à partir de la température de 400°C est principalement due à la différence des directions de la déformation thermique de la pâte (retrait) et les granulats (dilatation). Pendant le refroidissement l'évolution des déformations est parallèle à la courbe de l'échauffement. Mais l'ouverture des fissures pendant le cycle de chauffe est maintenu. Ceci explique la déformation résiduelle après le retour à la température ambiante (Figure 118).

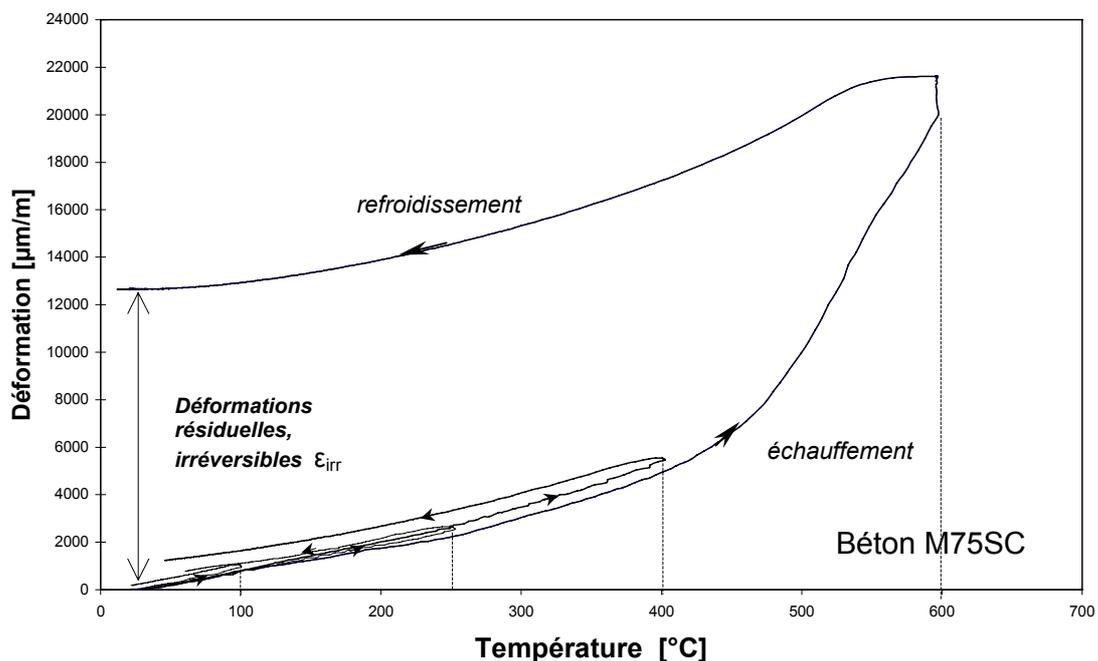


Figure 118 : Comparaison des déformations résiduelles après un cycle de l'échauffement-refroidissement (béton M75SC)

Dans le paragraphe "Propriétés thermiques et physiques" de l'Eurocode 2, deux équations correspondant au développement des déformations thermiques ont été proposées, l'une pour les bétons réalisés avec les granulats silico-calcaires, l'autre pour des bétons avec les granulats calcaires. Nos courbes expérimentales pour un cycle : échauffement de 20°C à 600°C refroidissement ont été comparées avec celles proposées par l'Eurocode 2. Les courbes de la déformation thermique ont été comparées avec celles proposées par l'Eurocode 2. Les deux courbes sont quasi-linéaires et restent en bon accord avec la courbe conventionnelles de l'Eurocode 2, jusqu'à environ 400 °C. Au-delà de 400 °C les déformations augmentent plus fortement. Cette augmentation des déformations est plus accentuée pour le béton silico-calcaire, notamment après le passage par la température du changement de phases du quartz à 573 °C. La non linéarité des courbes de déformation thermique peut être attribuée au développement des fissures aux alentours de 400 °C. La deuxième observation issue de cette figure est que la vitesse de montée en température de 0.5 et 1°C/min, influence peu la valeur de la déformation thermique jusqu'à 400°C. Cette influence se manifeste dans les températures supérieures à 400°C.

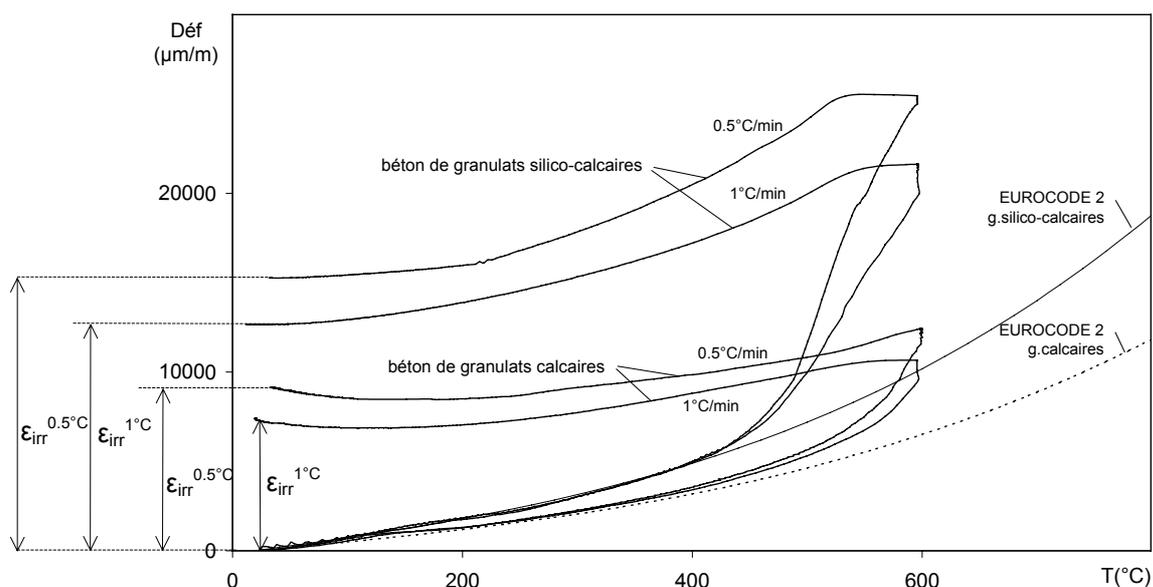


Figure 119 : Déformations thermiques des et déformations résiduelles après refroidissement pour 2 BHP, avec granulats calcaires et silico-calcaires, chauffées à deux vitesses de montée en température 1 et 0.5°C/min. Comparaison avec des courbes de l’Eurocode 2.

Comme il est montré dans la Figure 119, les valeurs des déformations résiduelles irréversibles (ϵ_{irr}) sont plus importantes pour le béton silico calcaire, de l’ordre de 12 mm/m pour la $dT/dt = 1^\circ\text{C}/\text{min}$ et 15mm/m pour $dT/dt = 0.5^\circ\text{C}/\text{min}$, que pour le béton calcaire - 7mm/m pour $1^\circ\text{C}/\text{min}$ et 9 mm/m pour $0.5^\circ\text{C}/\text{min}$.

Nous observons que la fissuration s’accroît pour les échantillons chauffés avec une vitesse de montée en température plus lente ce qui se traduit par une augmentation des valeurs de ϵ_{irr} . Comme nous l’avons déjà dit, ceci est lié à la durée d’exposition à la haute température plus importante pour les vitesses plus lentes. Ceci autorise plus de temps aux changements chimiques mais également à la déshydratation, qui ainsi est plus complète. Ceci favorise le développement des fissures.

NOTA : L’observation des déformations résiduelles est un outil permettant une estimation de l’endommagement du matériau après le cycle de chauffe. Les déformations résiduelles plus importantes ont été observées pour des bétons chauffés à une vitesse plus lente de $0.5^\circ\text{C}/\text{min}$. Ceci affecte les valeurs de la résistance en compression « résiduelle ». Comme le montre la figure dans l’annexe 9, les résistances résiduelles du béton chauffé à $0.5^\circ\text{C}/\text{min}$ sont plus faibles que celles du béton chauffé à une vitesse plus rapide de $1^\circ\text{C}/\text{min}$.

3.8.4. Influence de la teneur en eau sur les déformations thermiques

Nous avons effectué la comparaison des courbes de déformation thermique pour deux lots du même matériau : M100C f=0.9. Un lot a été pré séché à 105°C jusqu'à la stabilisation de masse (environ 3 mois) afin d'extraire l'eau libre du matériau. Le deuxième lot n'a pas subi ce pré-séchage. Les échantillons non-préséchés, de référence, contenaient 2.59% de l'eau libre. Sur la Figure 120 ont été représentées les déformations thermiques pour les échantillons dits « secs » et celles des échantillons de référence.

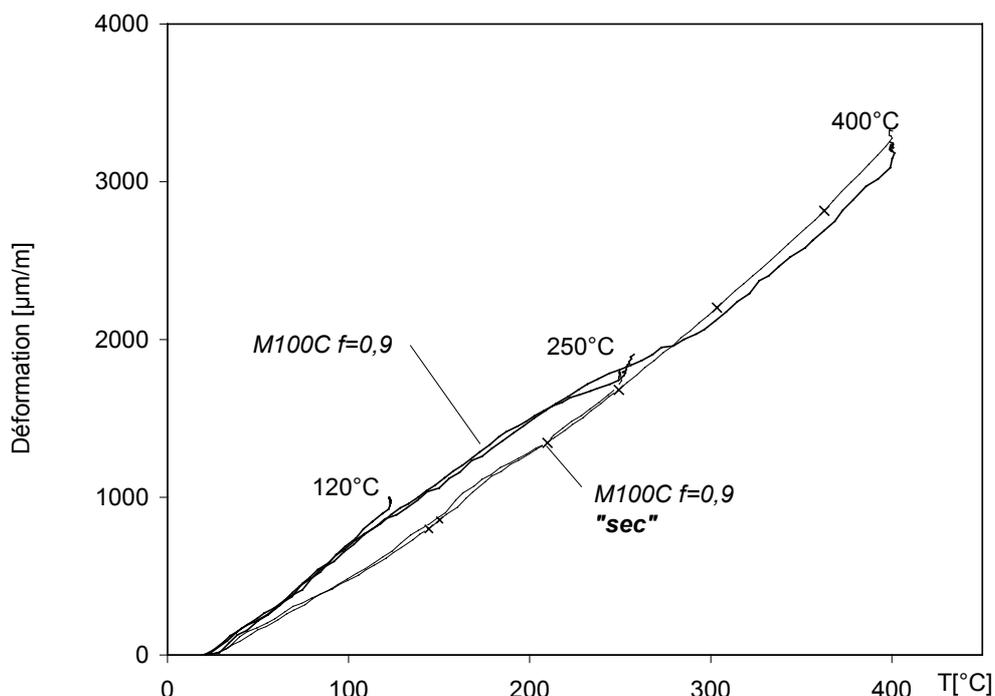


Figure 120 : Différence des déformations thermiques due à la présence de l'eau libre dans le matériau. M100C f=0.9 kg/m³ de référence et préséché préalablement à 105°C.

Cette comparaison nous a permis d'observer que l'eau présente dans le matériau fait croître la déformation dans la gamme des températures entre 20°C et 300 °C. La dilatation supplémentaire, d'environ 300 µm/m, a été attribuée :

- à la dilatation thermique de l'eau présente dans le réseau poreux du matériau chauffé (α_T pour l'eau = $70 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ et α_T pour le béton de granulats calcaires $1.0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
- à la possibilité de présence de vapeur d'eau qui exerce une pression sur le squelette solide du béton provoquant une déformation supplémentaire.

Tant que l'eau est présente dans la structure du matériau, elle impose des dilatations supplémentaires. Une fois que l'eau est partie du matériau, les courbes de déformation thermique des éprouvettes « sèches » et de référence se rejoignent.

Nous allons revenir sur ce sujet dans le chapitre 3.11.5 où l'influence de l'eau sur la déformation thermique d'un matériau sous charge et sur la déformation thermique transitoire sera analysée.

3.8.5. Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton

Afin d'obtenir les valeurs des coefficients de dilatation thermique pour des bétons testés, les calculs de dérivée à partir des équations approximatives ont été réalisés. Les valeurs expérimentales de déformation thermique (DT) pour deux bétons M75C (g. calcaire) et M75SC (g. silico calcaires) ont été approximées par des courbes polynomiales. Des polynômes de 3, 4, 5, et 6 degré ont été utilisés et présentés dans l'annexe 10 ainsi que les équations des polynômes d'approximation. Pour une courbe polynomiale de 4^{ème} degré le coefficient de la détermination (R^2) était de 0.9927. Ceci a été considéré comme suffisant pour des courbes de ce type. Il faut noter que l'Eurocode 2 propose des équations reliant la déformation et la température par un polynôme de degré 3. A partir des ces équations, les dérivées de la déformation thermique ont été calculées. Ceci nous a permis d'obtenir des courbes d'évolution du coefficient de la dilatation thermique α en fonction de la température pour les deux types de béton M75C et M75SC. La Figure 121 présente ces résultats avec les valeurs moyennes de α_c et α_{sc} pour les gammes de température 20-100°C, 100-300°C, 300-500°C et 500-600°C.

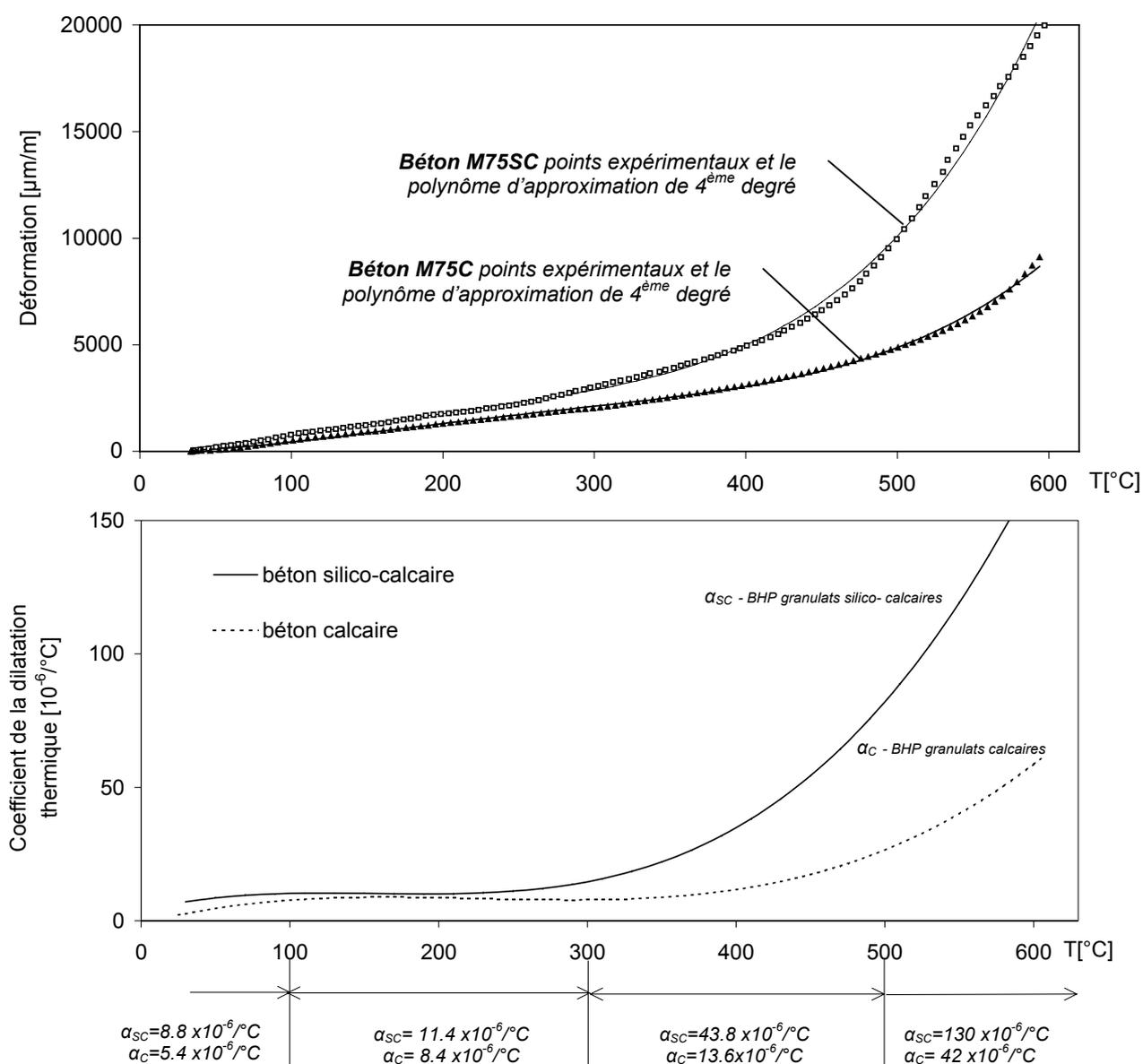


Figure 121 : Evolution de la déformation thermique et du coefficient de dilatation thermique. Bétons M75 de granulats **silico calcaires** et **calcaires**

3.9. Déformation thermique des composants du matériau béton

Le but de cette partie de l'étude a consisté à déterminer les déformations thermiques (DT) des constituants du matériau composite BHP en étudiant les DT de la roche calcaire, de la pâte de ciment de hautes performances. La composition de la pâte de ciment a été choisie afin de mieux correspondre à la formulation du M100C.

3.9.1. Pâte de ciment

Au début du cycle d'échauffement, la pâte de ciment se dilate jusqu'à la température où la déformation atteint 2.2 mm/m puis se rétracte (Figure 122). Cette température dépend de la vitesse d'échauffement. Pour un échauffement de l'échantillon avec les vitesses de 0.5 et 1°C/min ces températures se situent respectivement aux alentours de 125°C et 180°C.

Le fait que la température de changement de sens des déformations soit plus haute pour 0.5 °C/min est liée à la durée de l'échauffement qui est plus longue pour cette vitesse.

Ceci se traduit par l'évaporation de l'eau à des températures plus basses pour cet échantillon, d'où la phase de retrait qui commence à une température plus basse de 125°C.

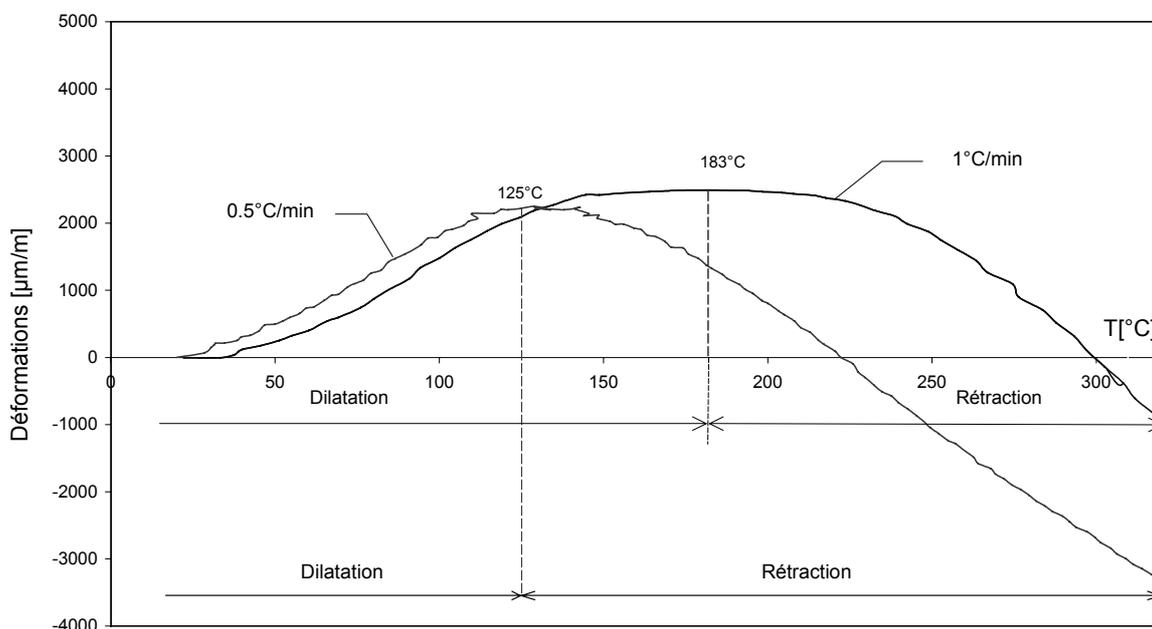


Figure 122 : déformations thermiques de la pâte de ciment chauffée avec $dT/dt=0.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ et $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$

3.9.2. Granulats

L'observation de la DT réalisé sur un échantillon de roche calcaire (Figure 123) nous a permis d'observer une différence relativement faible des déformations thermiques obtenues en comparaison avec le béton réalisé avec les granulats de même nature.

Cette similitude est observée dans la gamme des températures de 20 à environ 520°C. Nous n'observons pas d'influence de la pâte de ciment (qui se rétracte) dans l'évolution des valeurs de la DT du béton de granulats calcaires. Ce résultat confirme nos observations effectuées dans les chapitres précédents, la déformation du béton est sensiblement égale à celle des granulats utilisés pour sa fabrication.

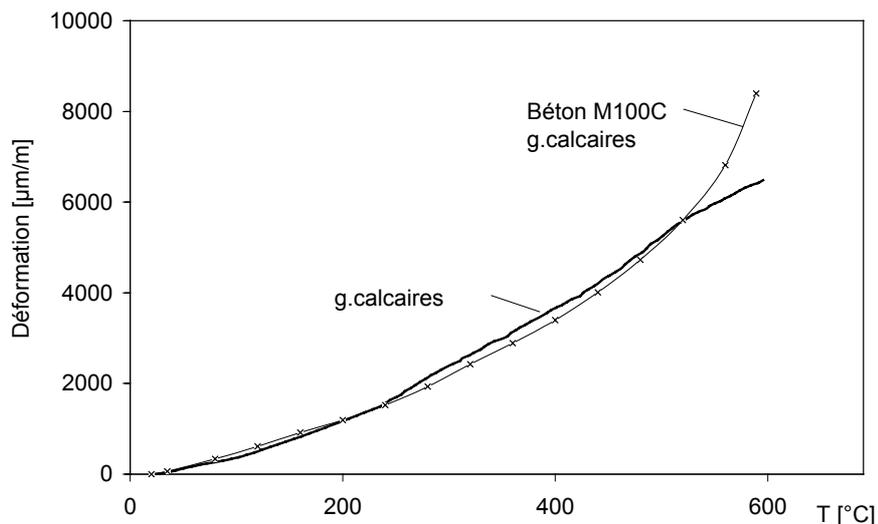


Figure 123 : Evolution de la déformation thermique de la roche calcaire en comparaison avec la déformation thermique d'un béton M100C réalisé avec la même nature des granulats calcaires

3.10. Déformation thermique sous charge et déformation thermique transitoire

Nous présentons dans les figures Figure 124 à Figure 127 les courbes de déformation thermique sous charge mécanique des 4 bétons : M30C, M75C, M75SC et M100C. Rappelons que les mesures des déformations thermiques sous charge (DTSC) sont réalisées sur des échantillons de béton, chargés en compression à 20% et 40% de la charge de rupture à froid et chauffés avec une vitesse de montée en température de 1°C/min jusqu'à 600°C. Il faut noter que les déformations élastiques initiales dues au chargement mécanique ont été soustraites des courbes de DTSC. Toutes les courbes des déformations (DT et DTSC) débutent à partir de la température ambiante et une déformation nulle.

Chaque graphique présente

- une courbe de déformation thermique DT obtenue par l'échauffement des éprouvettes sans application de la charge,
- deux courbes de déformation thermique sous charge DTSC, respectivement 20% et 40% de la charge de rupture à froid
- deux courbes de déformation thermique transitoire DTT déterminées en retranchant la courbe DT à la DTSC, respectivement pour 20% et 40% f_c .

Sur l'ensemble des courbes, nous pouvons observer que la valeur de la déformation thermique transitoire dépend fortement de la valeur de la charge appliquée, plus la charge est importante plus la différence entre la courbe de DT et DTSC s'accroît. Le DTT (courbe inférieure) s'oppose (lorsqu'elle a pour origine un chargement en compression) à la déformation thermique (courbe supérieure). Les deux mécanismes ont tendance à se compenser. La déformation thermique transitoire présente des valeurs très élevées (de l'ordre de 10 mm/m à 600 °C). Ces déformations sont largement supérieures aux déformations d'origine élastique et au fluage propre du béton.

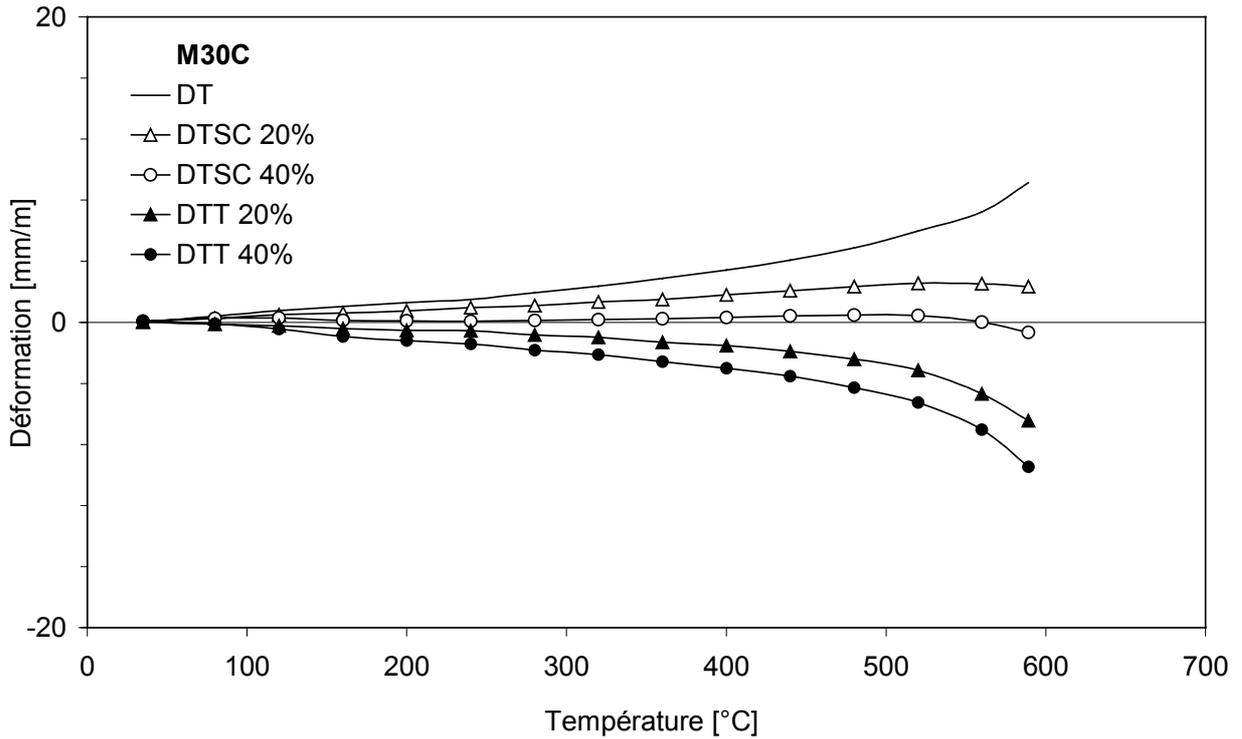


Figure 124 : Déformation thermique, déformation thermique sous charge et déformation thermique transitoire déterminée sur le béton **M30C** aux taux de chargement de 20% et 40%

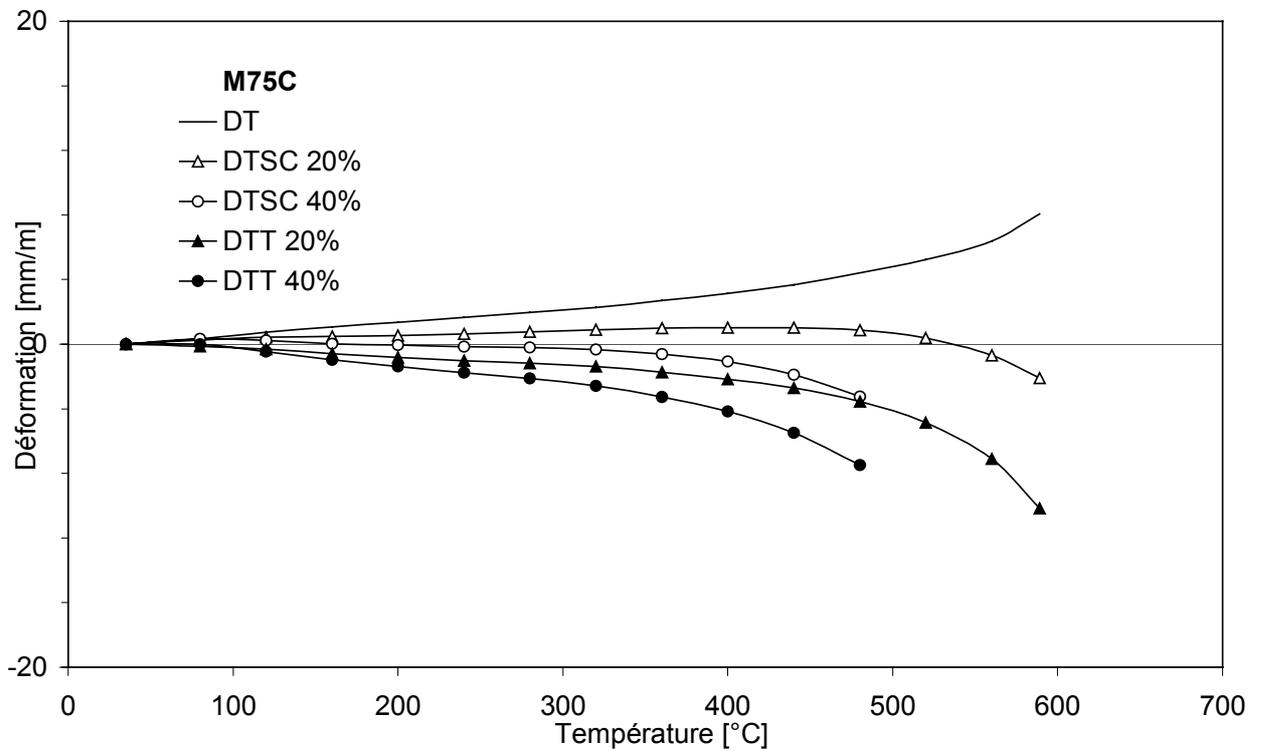


Figure 125 : Déformation thermique, déformation thermique sous charge et de la déformation thermique transitoire déterminées sur le béton **M75C** aux taux de chargement de 20% et 40%

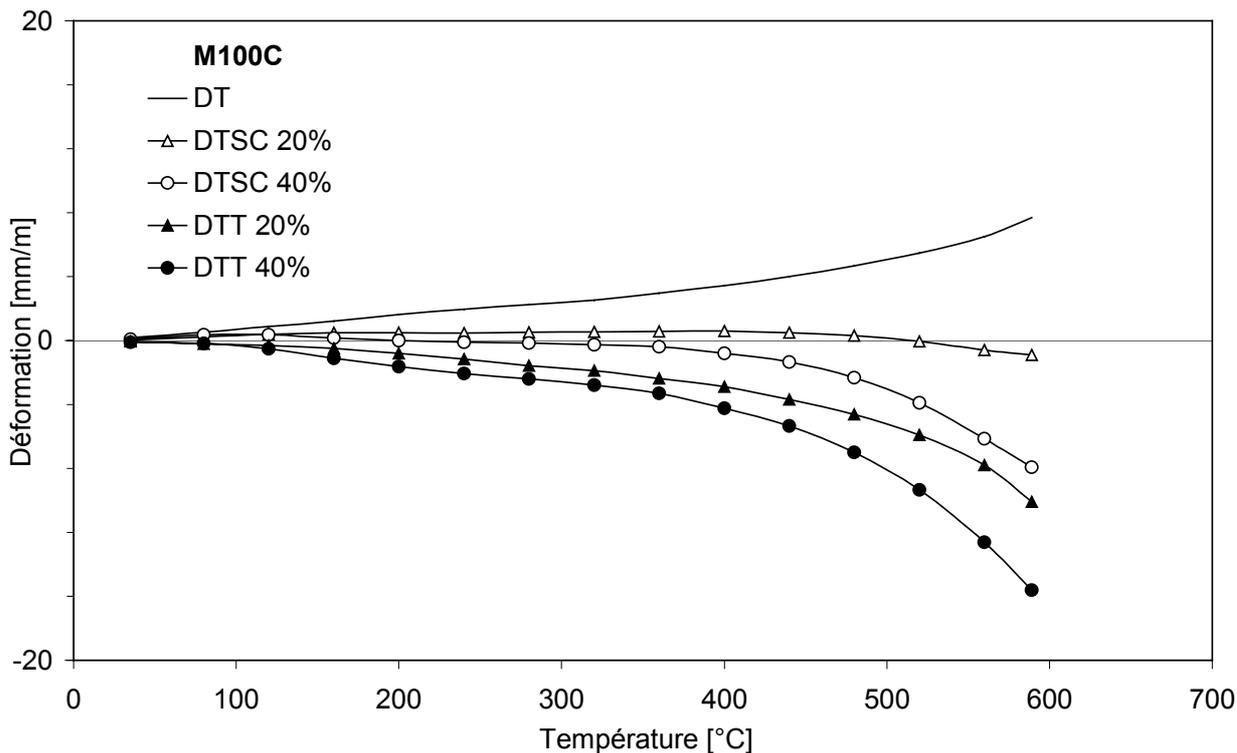


Figure 126 : Déformation thermique, déformation thermique sous charge et de la déformation thermique transitoire déterminées sur le béton M100C aux taux de chargement de 20% et 40%

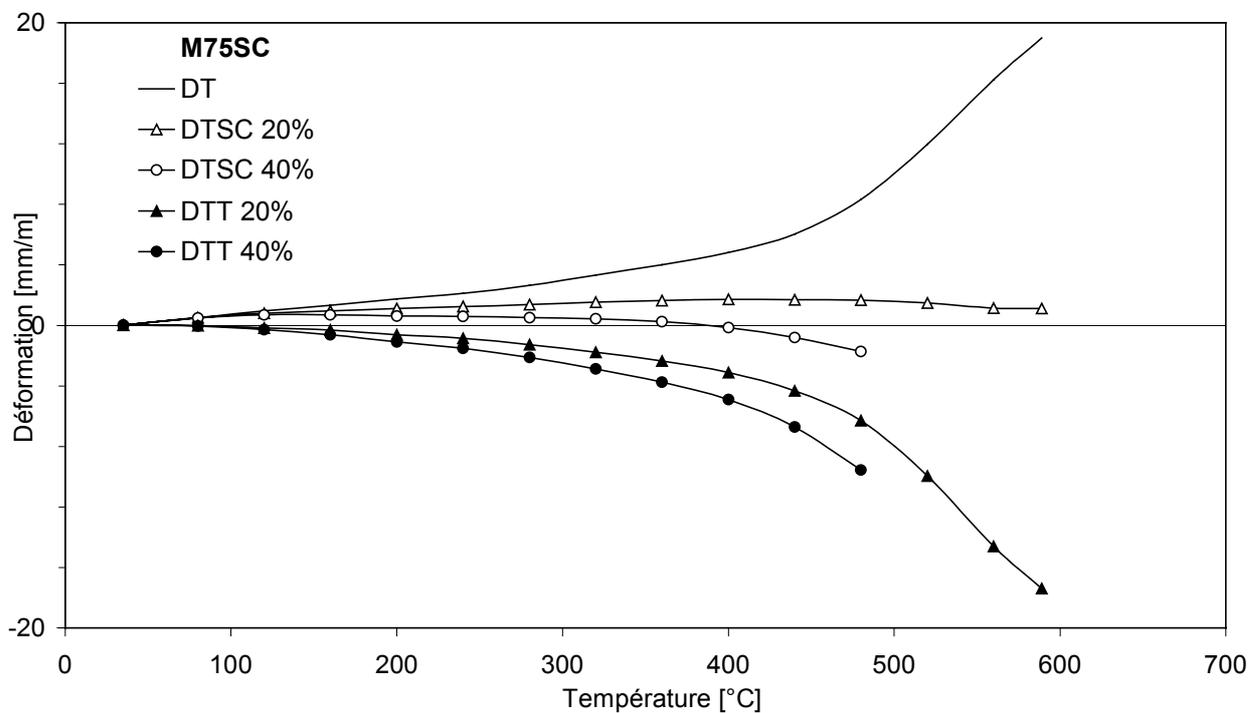


Figure 127 : Déformation thermique, déformation thermique sous charge et de la déformation thermique transitoire déterminées sur le béton M75SC aux taux de chargement de 20% et 40%

3.10.1. Analyse des déformations thermiques sous charge

Comme nous l'avons écrit précédemment, la déformation thermique sous charge (DTSC) (résultante des différents mécanismes de déformation) est celle qui intéresse plus particulièrement l'ingénieur qui doit dimensionner les structures en béton.

Nous pouvons observer dans les Figure 124 à Figure 127 que la valeur absolue de la "déformation thermique sous charge" (DTSC) lorsque le béton est chargé à 20 % est inférieure à la déformation thermique. En particulier, la DTSC des 3 BHP M75C, M75SC et M100C est une courbe proche de 0 lorsque le taux de chargement est de 20 %. Lorsque le taux de chargement augmente de 20 % à 40 %, la valeur absolue de la DTSC décroît et reste inférieure à celle de la déformation thermique. Inversement, la DTSC du béton ordinaire M30C est proche de 0 lorsque le taux de chargement est égal à 40 %. Il est positif lorsqu'il est de 20 %.

3.10.2. Analyse des déformations thermiques transitoires

Nous présentons dans la Figure 128 les résultats des essais de déformation thermique transitoire déterminée sur les bétons M30C, M75C, M75SC et M100C. Nous avons groupé les résultats des essais obtenus aux taux de chargement de 20 % et de 40 %.

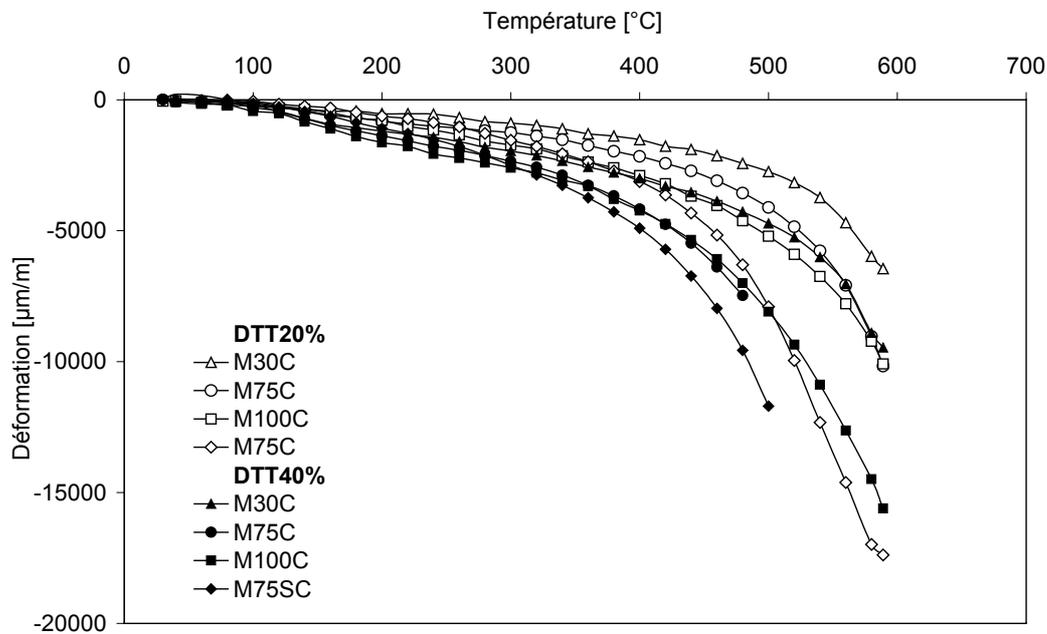


Figure 128 : Déformation thermique transitoire déterminée sur les 4 bétons **M30C**, **M75C**, **M75SC** et **M100C** aux taux de chargement de **20 %** et **40 %**

Comme cela a été observé précédemment, nous constatons que la déformation thermique transitoire augmente avec le taux de chargement. L'augmentation est environ de 50 % pour un doublement du taux de chargement.

L'analyse des 6 courbes permet de tirer les conclusions suivantes.

- Les déformations thermiques transitoires des 4 bétons déterminées au taux de chargement de 20 % présentent des différences. Les DTT des 2 BHP avec granulats calcaires sont supérieures à la DTT du BO M30C. L'écart entre les courbes augmente jusqu'à environ 600 $^{\circ}\text{C}$. Cette différence de comportement des bétons BO et BHP avec granulats calcaires peut avoir pour origine la nature et la quantité de pâte. L'influence respective de ces 2 paramètres ne peut pas ici être déterminée.
- La déformation thermique transitoire du béton M75SC est sensiblement égale à celle des 2 autres BHP jusqu'à 400 $^{\circ}\text{C}$. Au-delà de 400 $^{\circ}\text{C}$ elle augmente de façon beaucoup plus importante. A

600 °C la DTT du béton M75SC est quasiment deux fois plus importantes que celles des 2 BHP de granulats calcaire. Cette différence de comportement des bétons avec granulats calcaire et silico-calcaire peut avoir pour origine la nature des granulats et les plus importantes déformations dues à la fissuration.

- Comme cela a été commenté précédemment, la DTT des bétons chargés à 40 % est supérieure à celles correspondant au taux de chargement de 20 %.
- Afin de comparer les DTT que nous avons déterminé avec celles déterminées par d'autres auteurs, nous comparons les valeurs obtenues à 600 °C. Les DTT des 3 bétons de granulats calcaires chargés à 20 % sont proches de 10 mm/m. Ces valeurs sont en bon accord avec celles trouvées par exemple par *Khoury 1983*. La valeur obtenue sur le béton M75SC est en revanche plus élevée.

3.10.3. Analyse des déformations thermiques transitoires normalisées

Nous présentons sur Figure 129 les courbes des déformations thermiques transitoires normalisées par rapport au taux de chargement appliqué (rapport de la déformation thermique transitoire sur le taux de chargement - *Diederichs et al, 1992*). Nous pouvons observer que les courbes DTT normalisées obtenues pour les deux BHP: M75 et M100 avec les granulats calcaires obtenues pour deux taux de chargement se superposent. Nous remarquerons que les courbes obtenues pour tous les bétons sont très proches jusqu'à 300°C, cela se traduit par le fait que la déformation thermique transitoire augmente proportionnellement avec le taux de chargement. Au-delà de cette température l'influence du type des granulats se manifeste, notamment pour les bétons avec les granulats silico-calcaires M75SC, où la fissuration due à la déformation thermique différentielle entre et la pâte de ciment est plus significative. A cette température aussi les courbes de la DTT normalisée pour un BO s'écartent du fuseau des résultats.

Il est possible que la DTT soit une propriété de la pâte du ciment et que les agrégats aient plutôt tendance à réduire son effet. Les essais de *Khoury 1985* et son modèle empirique (présenté dans partie bibliographique) montrent cette tendance. En ajoutant du gravier dans la pâte de ciment nous limitons la DTT. Le taux de diminution évolue avec le volume de granulats présents dans le béton.

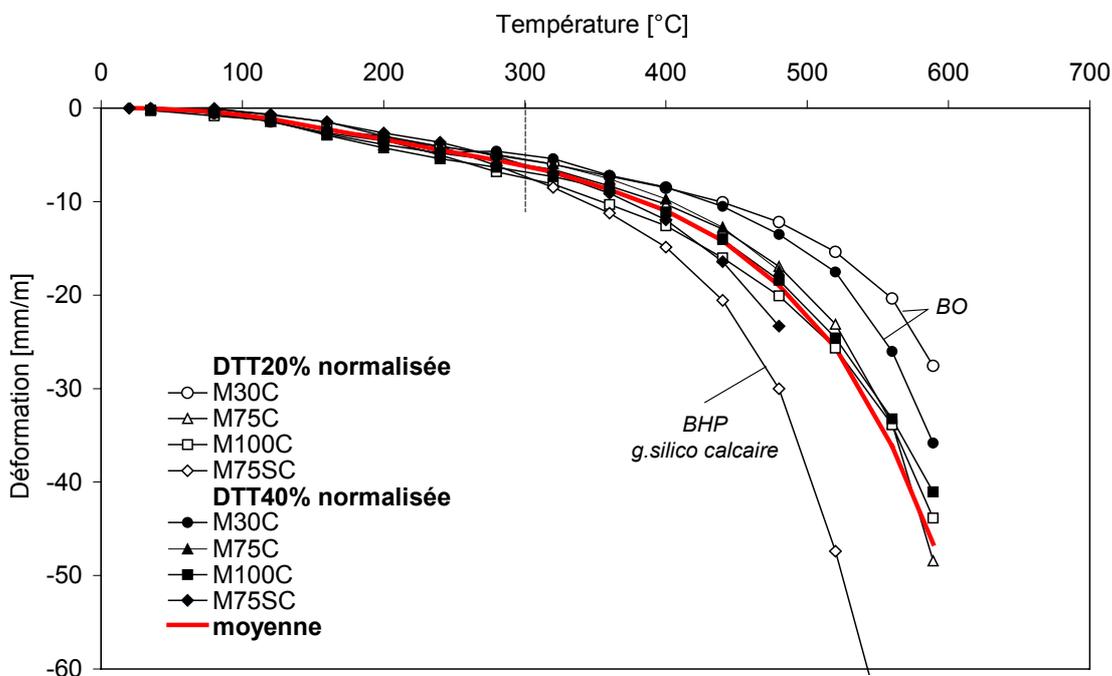


Figure 129 : Déformation thermique transitoire normalisée par rapport au taux de chargement, déterminée sur les 4 bétons **M30C**, **M75C**, **M75SC** et **M100C**

3.10.4. Caractéristique de la fissuration

Nous avons comparé l'aspect de la fissuration de surface des éprouvettes testées en DT et en DTSC en compression. Sur la Figure 130 nous pouvons observer la différence significative des caractéristiques de la fissuration. L'échantillon chauffé jusqu'à 600°C sans charge présente un réseau de fissures en forme de « toile d'araignée ». Les fissures ont pour origine la déformation thermique libre dans toutes les directions X,Y et Z.

Par contre, le réseau des fissures observées sur la surface de l'éprouvette chargée pendant l'échauffement en compression où le développement des fissures dans le sens longitudinal est limité. Les fissures sont orientées parallèlement à l'axe de la charge de compression appliquée durant l'échauffement. Il est possible que la charge appliquée favorise l'ouverture des fissures parallèles à l'axe de l'éprouvette.

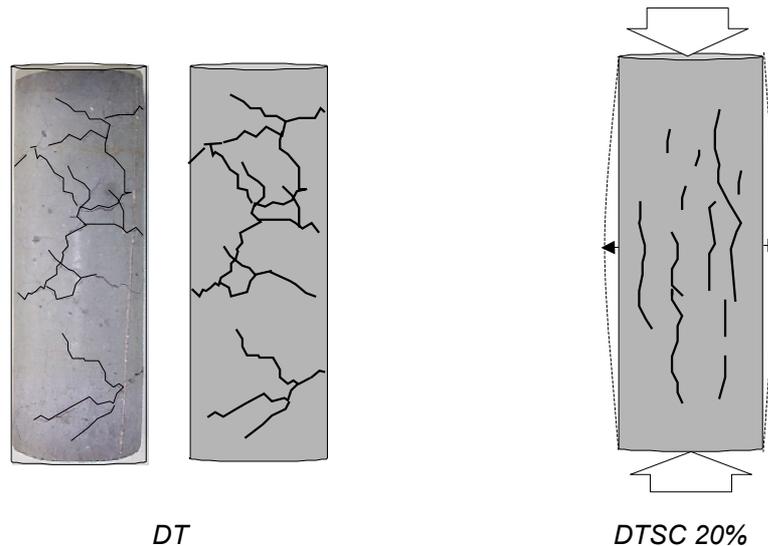


Figure 130 : Caractéristiques de la fissuration observée sur la surface des éprouvettes testées en **DT** et **DTSC de 20%**

3.11. Caractéristiques de la Déformation Thermique Transitoire

3.11.1. Influence du taux de chargement

Après l'analyse des résultats nous observons que la DTT dépend fortement de la charge appliquée durant l'échauffement. La comparaison des courbes, nous a permis de déduire que la valeur de la DTT dépend fortement de la valeur de la charge appliquée. Cette conclusion est confirmée par les résultats de l'analyse de la déformation thermique transitoire normalisée par rapport au taux de chargement (§ 4.10.3). Plus la charge est importante plus la différence entre la courbe de DT et DTSC s'accroît. La DTT des bétons chargés à 40 % est supérieure à celle correspondant au taux de chargement de 20 % et l'augmentation est environ de 50 % pour un doublement du taux de chargement.

3.11.2. Influence de la nature des granulats

La déformation thermique du BHP contenant des granulats silico-calcaires, présente des résultats qui deviennent supérieurs à partir de 300°C (Figure 131). La déformation thermique à 600°C d'un M75SC est environ 2.5 fois supérieure à celles des 3 bétons de granulats calcaire. La dilatation thermique plus élevée des bétons M75SC est liée à la nature des granulats silico-calcaires, qui possèdent un coefficient de dilatation thermique plus élevé que le calcaire. Ainsi, le changement de phase du quartz à 573°C, un des minéraux constituant les granulats siliceux, s'accompagne d'une augmentation du volume de l'ordre de 1%. La déformation thermique plus importante des granulats silico-calcaires conduit à une fissuration significative du matériau qui entraîne une augmentation de la déformation mesurée. Les éprouvettes M75C et M75SC chargées à 40% ont rompu respectivement à 480°C et 500°C. Comme nous l'avons écrit précédemment, la DTSC est certainement la déformation qui intéresse l'ingénieur puisque c'est la déformation résultante mesurée. Nous observons que la valeur absolue de la DTSC est inférieure à la déformation thermique.

La DTT du béton M75 SC est sensiblement égale à celle des M75 C jusqu'à 300 °C. Au-delà de 300 °C elle augmente de façon beaucoup plus importante. Cette différence de comportement des bétons contenant des granulats silico-calcaires peut avoir pour origine la fissuration. Afin de comparer les DTT que nous avons déterminées avec celles déterminées par d'autres auteurs, nous comparons les valeurs obtenues à 600 °C.

3.11.3. Béton ordinaire et béton à hautes performances. Comparaison de la DT, DTSC et DTT

Nous présentons dans la Figure 132 les courbes de déformation thermique des 2 bétons M30C et M100C. Les déformations thermiques de ces deux bétons contenant des granulats calcaires, sont très proches et ceci malgré les différences significatives dans la composition de ces bétons (E/C, teneur en pâte, type de ciment). Nous pouvons observer que le paramètre commun de ces bétons est la nature en granulats (granulats calcaires de Boulonnais) et leur dosage très proche : 69% pour BHP et 71% pour le BO.

Nous observons en particulier que, la DTSC du BHP M100C est une courbe proche de 0 lorsque le taux de chargement est de 20 %. Lorsque le taux de chargement augmente de 20% à 40 %, la valeur de la DTSC décroît. Sa valeur absolue reste inférieure à celle de la déformation thermique. Inversement, la DTSC du béton ordinaire M30C est proche de 0 lorsque le taux de chargement est égal à 40 %. Il est positif lorsqu'il est de 20 %.

Nous constatons que la déformation engendrée par l'effet conjuguée d'une charge constante et de la montée en température (déformation thermique transitoire) des BHP est supérieure à celle du béton ordinaire. Aux températures comprises entre 100 et 600 °C, la dilatation thermique est compensée par les déformations dues aux sollicitations mécaniques.

Les DTT d'un BHP avec des granulats calcaires sont supérieures aux DTT du BO (M30C). L'écart entre les courbes augmente jusqu'à environ 600 °C. Cette différence de comportement des BO et BHP peut avoir pour origine la nature et la quantité de la pâte. Cette dernière est supérieure pour les BHP. L'influence respective de ces 2 paramètres ne peut pas ici être déterminée.

Ces résultats montrent que, dans nos conditions d'essais, la déformation thermique et la déformation thermique transitoire, qui sont les principales déformations, se compensent pour engendrer une déformation de valeur absolue plus faible. L'ensemble de ces résultats est donc favorable et situe la pratique actuelle dans le sens de la sécurité puisque la déformation thermique transitoire n'est généralement pas prise en compte dans le dimensionnement des structures. La comparaison des résultats obtenus sur le M30C et le BHP de granulats calcaires, ne permet pas de déduire que les BHP présentent un comportement plus avantageux ou moins avantageux que celui des BO. En effet, la prise en compte de la DTT réduit les déformations du béton exposé aux hautes températures en compensant les déformations thermiques.

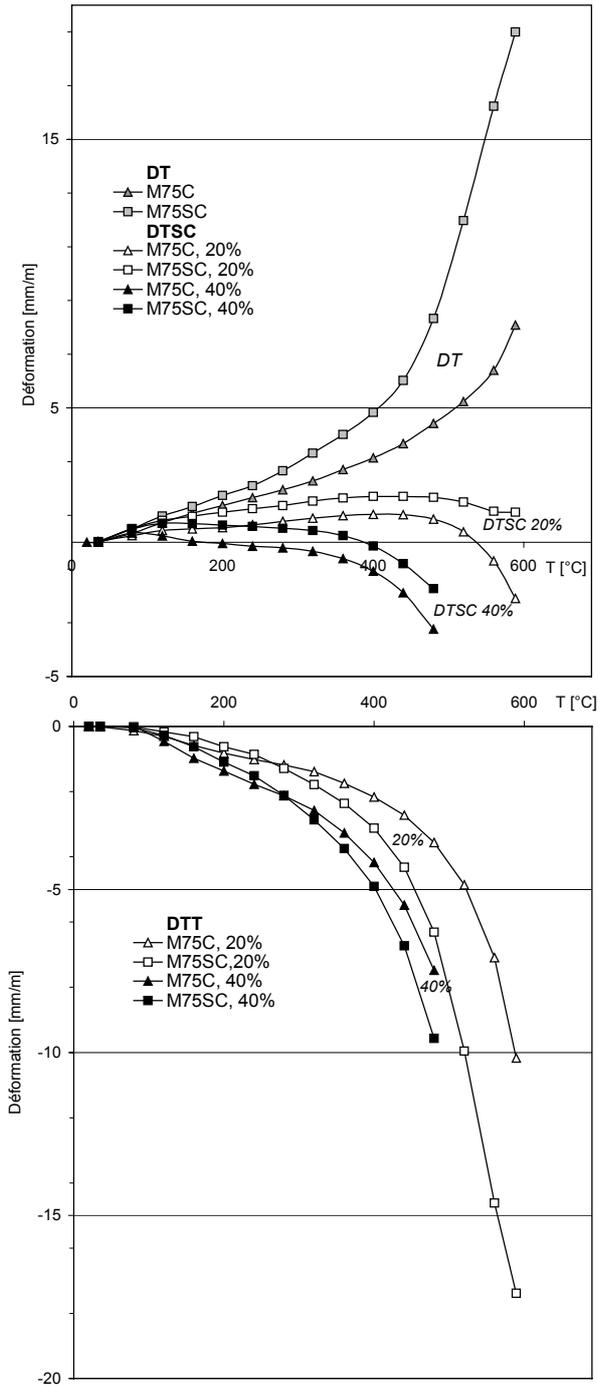


Figure 131 : Influence du type des granulats sur la déformation thermique, déformation thermique sous charge et la déformation thermique transitoire. Deux BHP : M75 C - g. calcaires, SC - g. silico calcaires

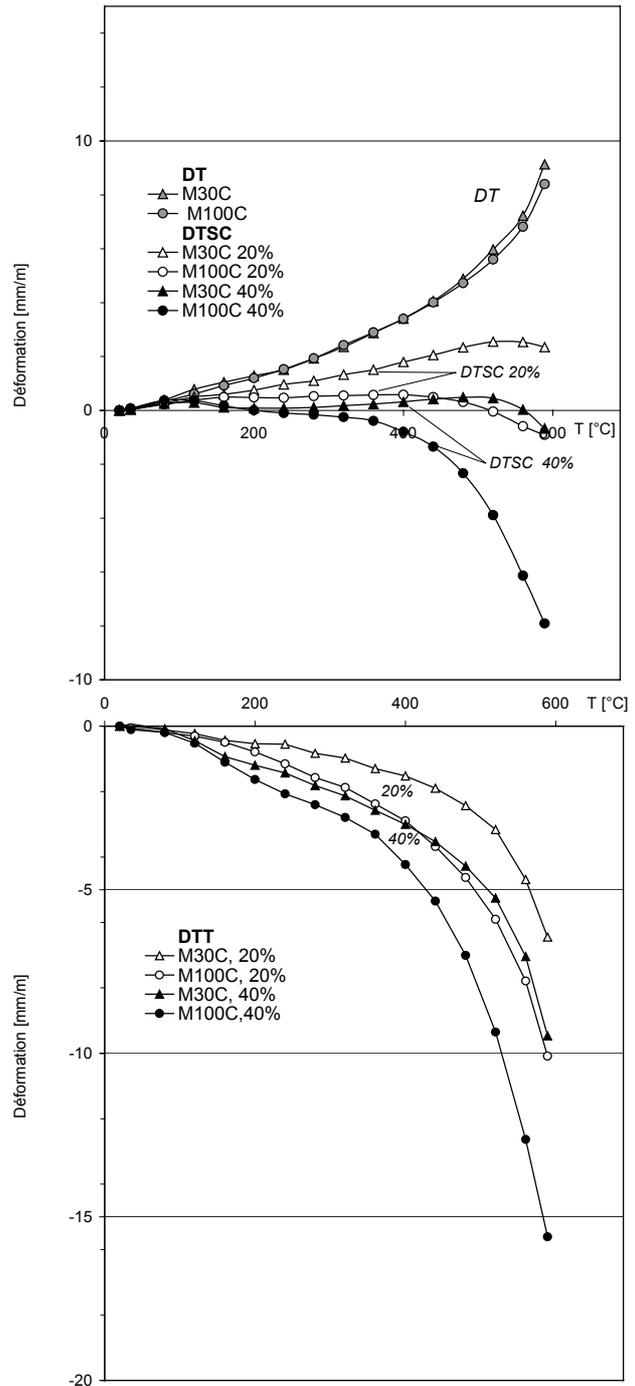


Figure 132 : Comparaison de la déformation thermique, déformation thermique sous charge et la déformation thermique transitoire pour BO et BHP.

3.11.4. Irréversibilité du phénomène du DTT

Un objectif de cette partie d'étude a consisté à étudier le caractère irréversible de la DTT. Une éprouvette de béton M100C a été soumise à deux cycles d'échauffement – refroidissement entre 20 et 400°C sous chargement mécanique de 20% f_c .

L'évolution de la déformation mesurée en fonction de la température de la surface d'éprouvette a été représentée. Nous observons l'absence de DTT durant la phase de refroidissement et durant la deuxième montée en température. Les déformations durant le refroidissement et la deuxième montée en température sont parallèles à la DT jusqu'à 400 °C.

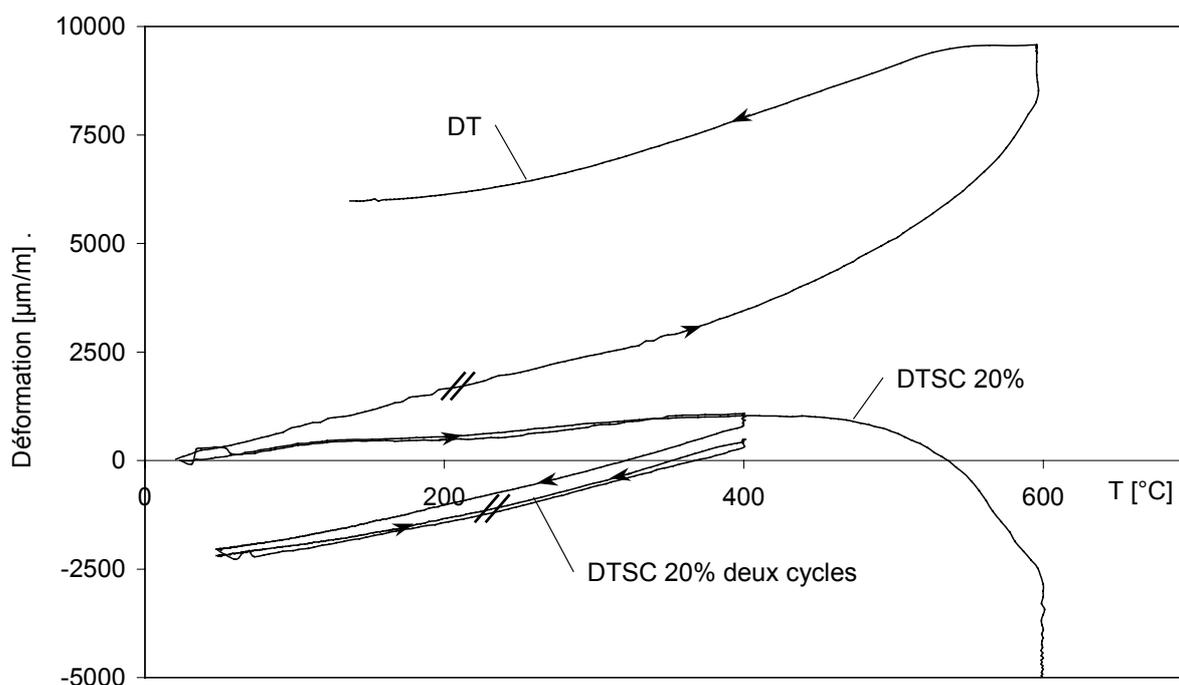


Figure 133 : Evolution de la déformation d'un BHP (M100C) chargé mécaniquement soumis à 2 échauffements jusqu'à 600°C

3.11.5. Influence de la teneur en eau

L'influence de la teneur en eau sur l'évolution de la DTT a été étudiée sur les éprouvettes de béton M75C. Les mesures de DTSC des éprouvettes préséchées à 105°C ont été réalisées et comparées avec les courbes obtenues pour le matériau qui a été conservé dans les conditions prédéfinies dans le paragraphe 1.2 ($t = 20$ °C, 50 % HR).

Nous pouvons observer comment la présence de l'eau libre dans le matériau influence ses déformations. Tout d'abord les **DT du matériau pré-séché restent inférieures à la déformation thermique du matériau de référence**. L'effet semblable a été observé durant l'analyse réalisée dans le chapitre 3.8.4. Cette différence des déformations a été expliquée par la dilatation thermique de l'eau qui provoque l'écartement des feuillettes du gel de CSH. L'eau présente entre les feuillettes du gel, durant l'échauffement augmente son volume et augmente ainsi la déformation du matériau.

En analysant les courbes de la Figure 134, nous pouvons observer que l'eau affecte de façon significative les déformations sous charge. **Le matériau sec se déforme de façon moins importante. Il est pourtant à noter que vers 400°C les courbes de la DTSC des matériaux dans l'état « sec » et de référence se rejoignent.**

L'analyse des courbes de la DTT montre bien l'effet de la présence de l'eau dans le matériau. Jusqu'à 200°C la DTT est nulle pour un matériau « sec ». La température d'environ 400°C semble significative pour le phénomène. Au-delà de cette température l'eau libre expulsée totalement du matériau n'intervient pas dans l'évolution des déformations, les courbes se rejoignent pour le matériau « sec » et le matériau de référence. L'application de la charge mécanique de 40% f_c provoque une rupture du matériau de référence à 500°C et le matériau « sec » se rompt vers 535 °C.

De façon significative l'effet de l'eau est également visible sur les courbes de la DTT normalisée par rapport à la charge appliquée.

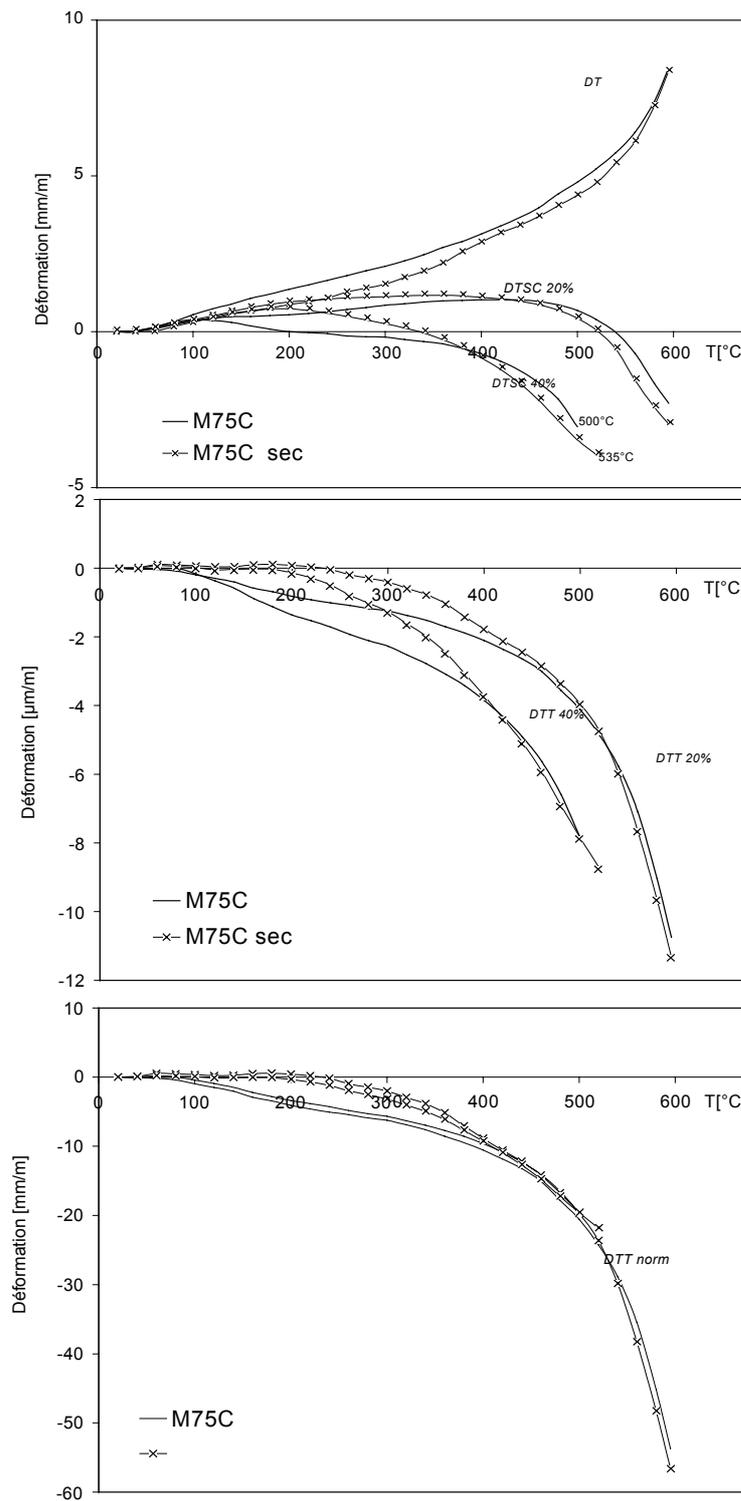


Figure 134 : Différence du comportement entre le béton M75C de référence et «sec» (pré-séchage à 105°C): DT , $DTSC$ 20%, DTT et DTT_{norm}

3.11.6. Influence de l'histoire du chargement thermique

Pour estimer l'influence de l'histoire du chargement thermique, une éprouvette de BHP M75 SC a été testée en deux étapes. La première étape a consisté à la réalisation de l'essai de la DT jusqu'à 250°C suivie par son refroidissement jusqu'à la température ambiante. Dans la 2ème étape, le même échantillon de béton a été réutilisé pour réaliser un cycle de DTSC sur charge de 20% f_c . La comparaison de la courbe de DTSC 20% obtenue avec la courbe obtenue sur une éprouvette non prétraitée thermiquement a permis de mettre en évidence que la DTSC est fortement influencée **par l'histoire thermique de l'échantillon**. Nous observons que jusqu'à 250°C la courbe de la DTSC suit la pente de la déformation thermique (voir. Figure 135). Ce n'est qu'à partir de 250°C que la DTT se manifeste. Cette absence de la DTT dans la première partie du cycle 20-250°C met en évidence une « mémoire thermique » du matériau, qui est très probablement liée à l'évaporation de l'eau du matériau et au niveau de déshydratation de la matrice cimentaire pendant le premier cycle d'échauffement. La réapparition de la DTT après le dépassement de la température de 250°C, pourrait conduire à la conclusion que la DTT est un **phénomène lié à la perte de l'eau et à la déshydratation de la matrice cimentaire**.

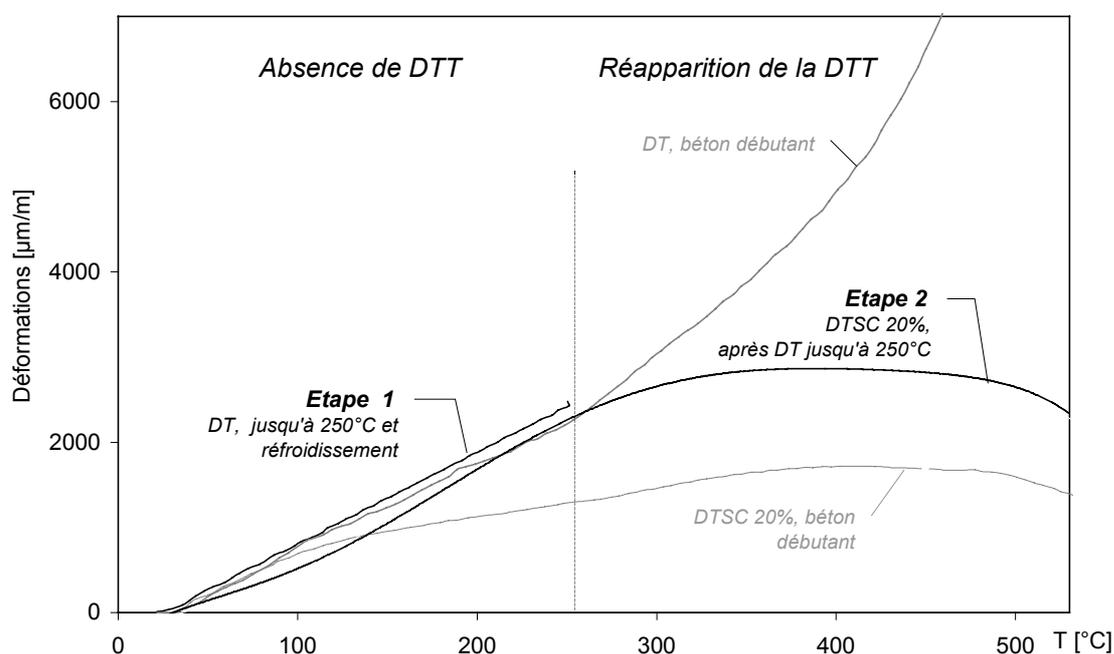


Figure 135 : Influence de l'histoire de chargement thermique. Matériau testé BHP M75SC.

3.11.7. Déformation thermique transitoire durant la phase de refroidissement

Dans le chapitre 3.7.1 nous avons mis en évidence l'existence d'une température limite pour la réversibilité des déformations thermiques. Ceci a été possible grâce aux observations des déformations durant la phase de refroidissement. Les observations de l'évolution de la DTSC et DTT durant la phase de refroidissement ont également été réalisés. La Figure 136 nous permet de suivre cette évolution de la DTT tout au long d'essai.

Nous observons l'augmentation progressive de la DTT durant l'échauffement. Durant la phase de stabilisation de température de la déformation se poursuit. Dès le début de la phase de refroidissement la DTT se stabilise sur un niveau constant. Ceci résulte de **l'absence de déformations transitoires durant la phase de refroidissement**. En effet, la pente de la courbe DT durant le refroidissement est la même que la pente de refroidissement du béton sous charge mécanique.

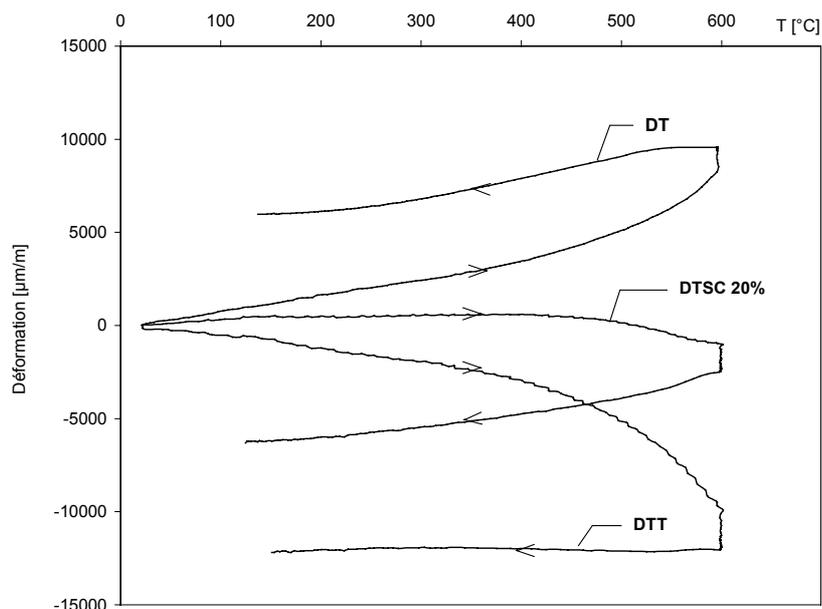


Figure 136 : Absence de la DTT durant la phase de refroidissement. Exemple des résultats : béton M75C

3.11.8. Influence de la vitesse d'échauffement

Afin de vérifier si la DTT est une propriété liée aux effets de structure, des essais avec deux vitesses de montée en température : 1°C/min et 5°C/min ont été réalisés. Sur la Figure 137 nous observons l'effet de ces vitesses sur les courbes d'évolution de la DT, DTSC 20% et DTT.

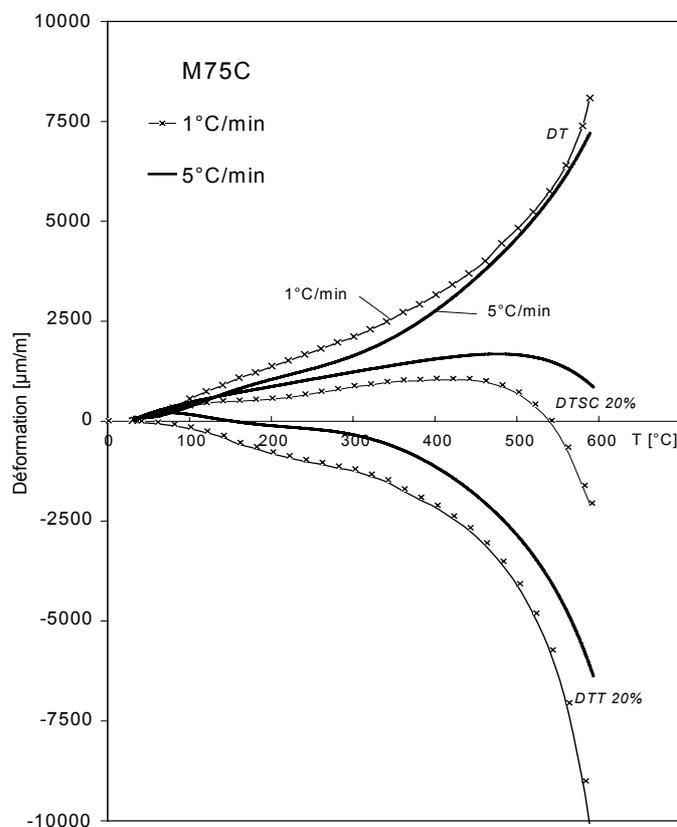


Figure 137 : Influence de la vitesse de montée en température 1°C et 5°C/min sur DT, DTSC 20% et DTT du béton M75C.

Il est à noter que le cycle de l'échauffement à une vitesse rapide de 5°C/min jusqu'à 600°C ne dure que deux heures contrairement au cas où la vitesse est de 1°C/min dans lequel la montée en température dure 10 heures.

Tout d'abord nous observons que la vitesse de montée en température de 5°C/min influence l'évolution de la déformation thermique. Notons cependant, que nous n'avons pas observé une différence significative entre la DT des échantillons chauffés à $dT/dt = 1^\circ\text{C}/\text{min}$ et $0.5^\circ\text{C}/\text{min}$ dans la gamme des températures de 20°C - 400°C.

Nous pouvons constater que **les déformations thermiques du béton chauffé sont d'autant moins importantes que la vitesse est lente**. Ceci peut s'expliquer par un retard provoqué par la température non uniforme dans le volume d'échantillon. Rappelons que les valeurs de déformation obtenues sont représentées en fonction de la température de la surface d'échantillon.

Quand la peau de l'échantillon est à la température T_1 sa déformation thermique correspond à la DT caractéristique pour cette température. Cependant le cœur reste plus froid (à T_2) avec une déformation moins grande. L'écart de la température entre la peau et le cœur de l'éprouvette augmente avec la vitesse de montée en température, ainsi la déformation du volume (peau et cœur) à la température de surface T_1 est moins importante.

De façon similaire l'évolution **des déformations thermiques sous charge de 20% est en valeur absolue moins importante pour le matériau chauffé plus rapidement** ($dT/dt = 5^\circ\text{C}/\text{min}$). Le matériau se comprime de façon moins significative. Ces deux faits se traduisent par **une valeur de déformation thermique transitoire plus faible pour le matériau chauffé avec des vitesses plus grandes**.

3.11.9. Déformation thermique transitoire de la pâte de ciment en compression

Afin de vérifier que la déformation thermique transitoire est une propriété qui siège dans la pâte de ciment les observations de la déformation thermique libre et de la déformation thermique sous charge de 20% de la charge à rupture à 20°C (20% de 80 MPa = 16MPa, en force 135 kN) ont été réalisées sur des échantillons de pâte de ciment. L'évolution de la DT a été déjà analysée dans le chapitre : 3.9. Ainsi nous observons sur la Figure 138 une dilatation suivie par un retrait important de la pâte lié au séchage du matériau (retrait de dessiccation).

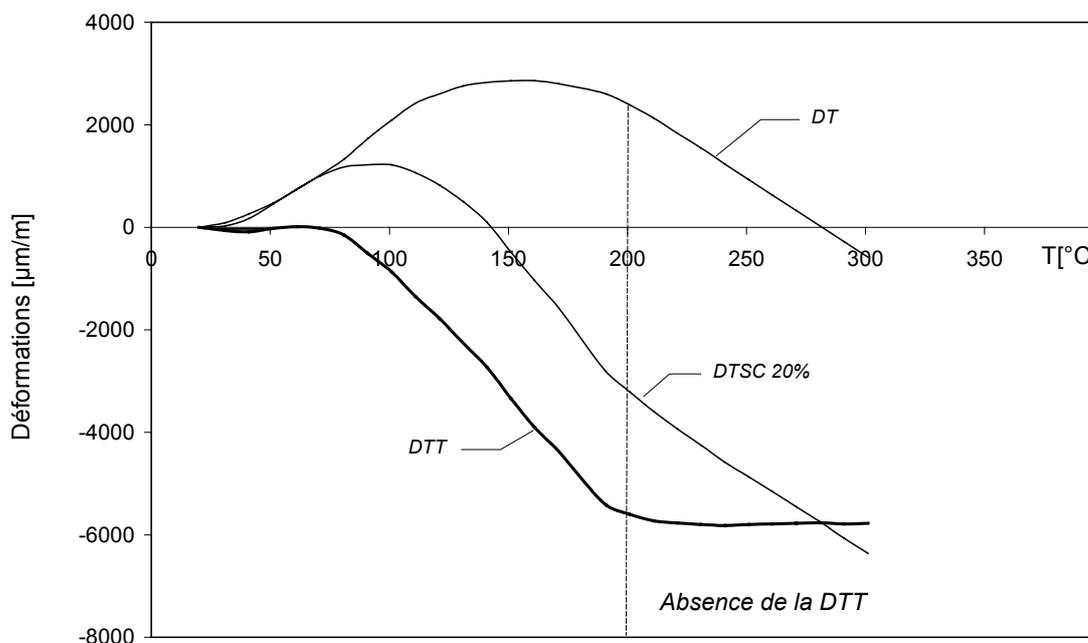


Figure 138 : Pâte de ciment : évolution de la DT, DTSC 20% et DTT.

La déformation thermique sous charge de compression présente une allure semblable. Dans la première phase la pâte se dilate, mais seulement jusqu'à 100°C. A partir de cette température le matériau se rétracte.

En ce qui concerne la **déformation thermique transitoire, elle est quasi nulle jusqu'à 70°C** (dans la phase où la DT et DTSC se superposent). Il est intéressant d'observer qu'à **partir de 200°C la DTT devient de nouveau nulle**. L'absence de la DTT à partir de 200°C peut avoir pour origine la fin du départ de l'eau libre du matériau.

NOTA : La formulation de ce matériau correspondait à la composition de la pâte du béton à hautes performances M100C. Cette composition exprimée en proportion de la masse du ciment est la suivante : ciment - 1.0, fumée de silice - 0.1, eau - 0.33 et super plastifiant - 0.03. Les éprouvettes réalisées étaient de taille de 104 x 300 mm. Pour éviter la fissuration des échantillons due à la chaleur d'hydratation importante, les échantillons ont été conservés dans l'eau après le démoulage jusqu'à environ 90 jours. Entre 90 jours et le moment de la réalisation des essais, à 1 an les éprouvettes ont été conservées dans les conditions suivantes : $t = 20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, $\text{HR} = 50\% \pm 5\% \text{HR}$.

3.11.10. Déformation thermique transitoire sous charge de traction

Des essais supplémentaires ont été réalisés en appliquant une charge constante en traction durant l'échauffement des éprouvettes. Les résultats des mesures de la déformation thermique sous charge mécanique de traction ont été obtenus sous charge mécanique de 1 et 2 MPa ce qui correspond à environ 20 et 40% de f_t . Les résultats des essais ont été représentés sur Figure 139. Les déformations thermiques sous charge mesurées sont équivalentes aux déformations thermiques (DT) pures obtenus sans chargement de l'éprouvette. L'exploitation de nos résultats montre que le phénomène n'existe pas en traction ou est négligeable. La charge de traction appliquée durant l'échauffement n'engendre pas de déformations supplémentaires aux déformations thermiques libres, les valeurs de la DTT restent proches de zéro.

Il est à noter que la charge en 2 MPa et traction appliquée de façon directe (voir le schéma du dispositif Figure 50) durant l'essai produit la rupture de l'échantillon de béton à 180°C et 220°C par le dépassement des contraintes critiques en traction. La rupture est accompagnée d'un bruit caractéristique de la rupture fragile, de plus la surface de rupture a un caractère transgranulaire. Le même bruit a été observé durant les essais en compression « à chaud » des BHP vers 250° C. La fragilité observée est attribuée à la présence des pressions de vapeur d'eau dans le matériau.

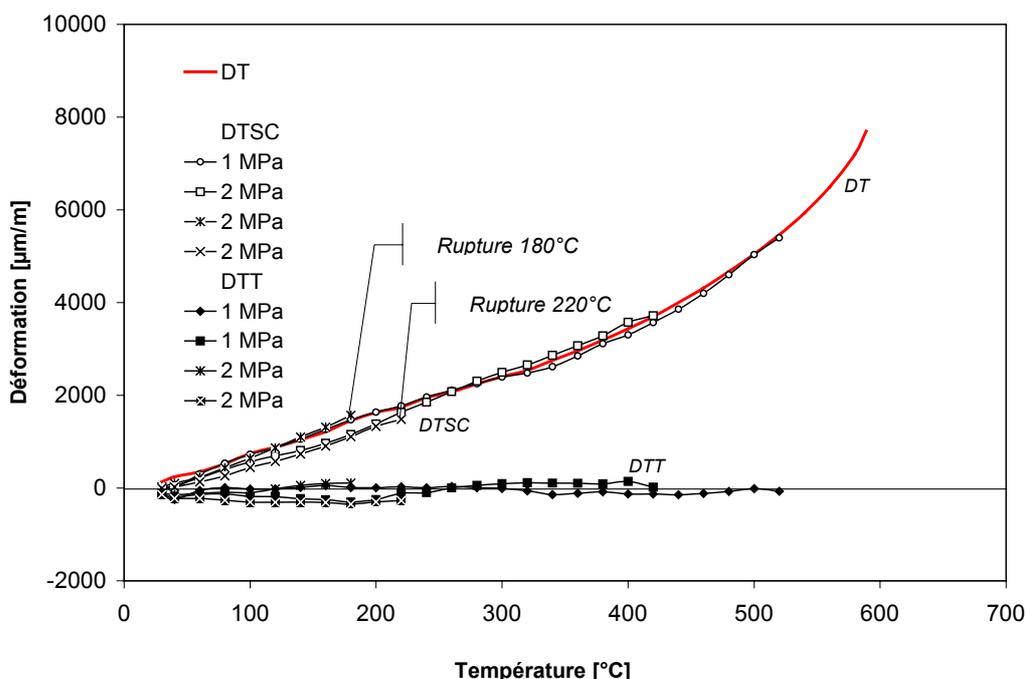


Figure 139 : Déformation thermique transitoire sous charge de traction. Matériau testé béton M100C.

Conclusions

L'objectif de ce travail était d'apporter une contribution aux nombreuses recherches entreprises pour comprendre le comportement des bétons, notamment les bétons à haute performance (BHP), à haute température.

Une des originalités de ce travail a résidé dans le développement du nouveau dispositif expérimental permettant la réalisation des observations du comportement mécanique à chaud des bétons aussi bien en compression qu'en traction. En effet, le système a prouvé son efficacité au cours des nombreuses expériences. Grâce à la possibilité que donne le dispositif, des mesures du comportement en traction et en compression, de la déformation thermique et de la déformation thermique sous charge ont pu être effectuées. La vérification métrologique du système sur le matériau aluminium, de propriétés connues a été réalisée.

Les matériaux qui font l'objet de cette étude sont les compositions qui ont été étudiés dans le cadre du Projet National BHP 2000 (M30C, M75C, M75SC et M100C) mais aussi les bétons de compositions mise en place spécialement pour les besoins de l'étude. Les caractéristiques mécaniques de ces bétons ont été établies à l'état de référence à 20°C et comparées avec celles déterminées aux températures de 120°C, 250°C, 400°C et 600°C. Une des particularités de notre étude a consisté en la réalisation des observations du comportement mécanique à la température d'essais (« à chaud ») et non après refroidissement. Une telle approche nous a permis d'évaluer le comportement du matériau béton au cours de l'élévation de la température. Afin de mettre en évidence la différence entre ces valeurs déterminées « à chaud » et les valeurs « résiduelles », des essais ont été également menés sur des bétons à la température ambiante après son refroidissement.

Cette étude nous a permis d'observer les différences entre le comportement déterminé « à chaud » et celui après refroidissement du même matériau (même gâchage), testé après le même cycle de chauffe et dans le même dispositif expérimental. Ce qui n'est pas le cas de la plupart des résultats issus de la littérature. L'étude bibliographique met en évidence la différence entre les valeurs « à chaud » et « résiduelles » mais seulement par comparaison des résultats des observations réalisées par des groupes de chercheurs qui travaillent sur divers matériaux. Ce travail n'avait été que très peu réalisé auparavant.

Parmi les résultats intéressants de cette étude nous pouvons citer, la comparaison du comportement à chaud des bétons de E/C variable (0.3, 0.4 et 0.5). Sur la base des résultats obtenus nous pouvons établir des conclusions concernant le comportement mécanique à haute température des bétons en mettant en évidence l'influence de ce facteur. Tout d'abord nous avons constaté une diminution progressive des résistances mécaniques en compression suite à l'échauffement. L'évolution de la résistance (f_c) testée « à chaud » se déroule en trois phases bien distinctes. Dans la phase I, entre 20 et 150°C, le matériau perd 20-30% de sa résistance initiale. Cette résistance reaugmente

partiellement durant la phase II qui se situe dans la gamme des températures 150-250°C. Cette température de reprise de la résistance est plus élevée (environ 400°C) pour le matériau plus dense à E/C plus faible. La phase III est caractérisée par la réduction de la résistance de façon quasi linéaire. La phase I a été attribuée à l'effet de l'eau présente dans la matrice cimentaire. Son évaporation permet la récupération d'une partie de la résistance dans la phase II.

Cette hypothèse reliant l'eau avec le comportement mécanique du béton testée « à chaud » a été confirmée par les observations réalisées sur le matériau préséché à 105°C. Après séchage, la réduction significative de la résistance aux alentours de 120°C de la phase I a été sensiblement diminuée.

De plus, le préséchage à la température de 105°C, qui est couramment employé pour éliminer l'eau libre du matériau, nous a permis d'obtenir une réduction des pressions internes de vapeur de 4 MPa à une valeur de 0.26 MPa. Cette réduction de 15 fois a été enregistrée pour un béton à haute performance préalablement séché.

Cette analyse expérimentale permet de déduire que l'eau libre est très fortement responsable du développement des pressions internes et que la réduction de la teneur en eau doit induire de meilleures performances vis-à-vis de l'éclatement. Ces performances peuvent être améliorées largement par une augmentation de la microporosité ouverte du BHP. La présence de la porosité ouverte permet l'évacuation de l'eau au cours d'échauffement tout en minimisant les pressions de vapeur. Ce but peut être atteint par la formulation spécifique des bétons. Une des techniques consiste en la diminution de la quantité des fines (fumées de silice, laitiers de haut fourneau, fillers) favorisant une augmentation de la porosité. La deuxième consiste à ajouter des fibres polypropylène en quantité 0.1-0.3 % du volume du béton, qui en fondant à la température de 171°C créent les chenaux d'évacuation de la vapeur. Cette technique est déjà bien répandue dans la pratique, et est préconisée par le document Eurocode 2.

Pour cette raison nous nous sommes intéressés au comportement à hautes températures de ces bétons à haute performance modifiés des fibres polypropylène. Tout d'abord nous avons observé les changements provoqués par la température dans la structure de ces bétons. Notamment une technique de porosité à l'eau et au mercure a été employée pour observer l'apparition de la porosité supplémentaire par rapport aux bétons non fibrés. De plus les observations au microscope électronique à balayage ont été menées et celles-ci ont beaucoup enrichi cette étude.

L'étape suivante a consisté à déterminer comment la présence des fibres dans le BHP et, après leur évaporation, la porosité supplémentaire, vont modifier le comportement de ces bétons. Nous avons pu noter une réduction des performances mécaniques à l'état de référence due aux problèmes liés au compactage de ces bétons. En revanche, une des conclusions les plus surprenantes a été la nette amélioration du comportement à haute température. Les valeurs relatives de résistance en compression à 250°C des bétons fibrés par rapport au BHP sans fibres ont été de 30% plus

importantes. Ceci a été attribué à la fonction des fibres décrite auparavant. Les fibres permettent une évacuation plus facile de l'eau et par conséquent cela accélère l'arrivée de la phase II (de la récupération partielle de la résistance).

Contrairement à la résistance en compression, le module d'élasticité semblerait moins influencé par la présence d'eau dans le matériau chauffé ou cette différence reste moins évidente que pour la résistance en compression. Nous n'observons pas la présence des trois phases, surtout en ce qui concerne la phase II de récupération de la résistance, très facilement distincte pour les valeurs de f_c . Les valeurs du module ainsi que les pentes des courbes contrainte /déformation diminuent de façon monotone au cours de l'échauffement. Cependant le préséchage des échantillons à 105°C a permis d'obtenir des valeurs du module d'élasticité très proches dans la gamme de températures 20-120°C.

La comparaison des valeurs de la résistance en compression et du module d'élasticité obtenues avec les valeurs proposées par les documents codificatifs en vigueur : Document Technique Unifié et L'Eurocode 2, a été effectuée. Les valeurs de la résistance en compression relatives obtenues pour tous les bétons à haute performance restent inférieures aux valeurs attendues proposées par la norme DTU. Les valeurs sont plus proches des valeurs de la norme Eurocode 2. Les modules relatifs des bétons testés, notamment ceux fibrés et de E/C variable, sont globalement inférieurs aux valeurs données par l'EUROCODE 2. Les valeurs relatives des modules d'élasticité apparents déterminés pour ces BHP sont supérieures ou égales aux valeurs retenues par le DTU. Les courbes obtenues pour les bétons fibrés ne sont pas strictement contenues dans l'un des deux faisceaux de courbes des valeurs expérimentales retenues pour l'établissement du DTU.

Une très grande attention dans cette étude a été consacrée aux déformations thermiques et aux déformations thermiques sous charge mécanique en vue de pouvoir analyser les déformations thermiques transitoires (DTT) du béton. Au cours du chauffage, le matériau béton se dilate sous l'effet de la température. La valeur de cette dilatation, comme ont montré les observations réalisées, dépend fortement de la nature des granulats utilisés pour leur fabrication. Sous une charge mécanique constante et une vitesse de chauffage constante, la déformation du béton observée est une superposition de la déformation thermique et de la déformation thermique transitoire. Ce comportement, encore mal connu et très controversé, appelé par erreur « fluage thermique transitoire » a été étudié sur trois bétons à haute performance (BHP) et un béton ordinaire (BO). La DTT augmente avec le taux de chargement. L'augmentation est environ de 50 % pour un doublement du taux de chargement.

Les essais complémentaires réalisés ont permis de vérifier que la DTT est un phénomène irréversible. En particulier, elle agit uniquement durant la première montée en température. Nous ne l'observons pas lors du refroidissement de l'éprouvette et lors des échauffements suivants. La DTT dépend de l'état hydrique du matériau. La DTT des bétons séchés (séchage à 105°C) est inférieure à celle des bétons humides. Ceci confirme le rôle important joué par l'eau dans ce mécanisme de déformation.

Des essais supplémentaires réalisés en appliquant une charge constante en traction durant l'échauffement des éprouvettes ont été également réalisés. L'exploitation de nos résultats montre que le phénomène de la déformation thermique transitoire n'existe pas en traction ou est négligeable (les déformations mesurées sont équivalentes aux déformations thermiques pures obtenues sans chargement de l'éprouvette).

ANNEXES

Annexe 1 : Evolution des propriétés thermiques du béton au cours de l'échauffement

– Conductivité thermique

La variation de la conductivité thermique avec la température fonction du degré de saturation du réseau poreux a été représentée sur la *Figure 140* et *Figure 141*.

Ces résultats ont été obtenus par Kalifa et al. 1998 en cadre d'étude BHP 2000. La conductivité thermique a été mesurée à l'aide d'un appareil développé au CSTB, le CT-mètre.

Les résultats des observations de variation de la conductivité thermique réalisés sur quatre bétons **M30C**, **M75C**, **M75SC** et **M100C** de composition identique que celle utilise dans le cadre de cette étude.

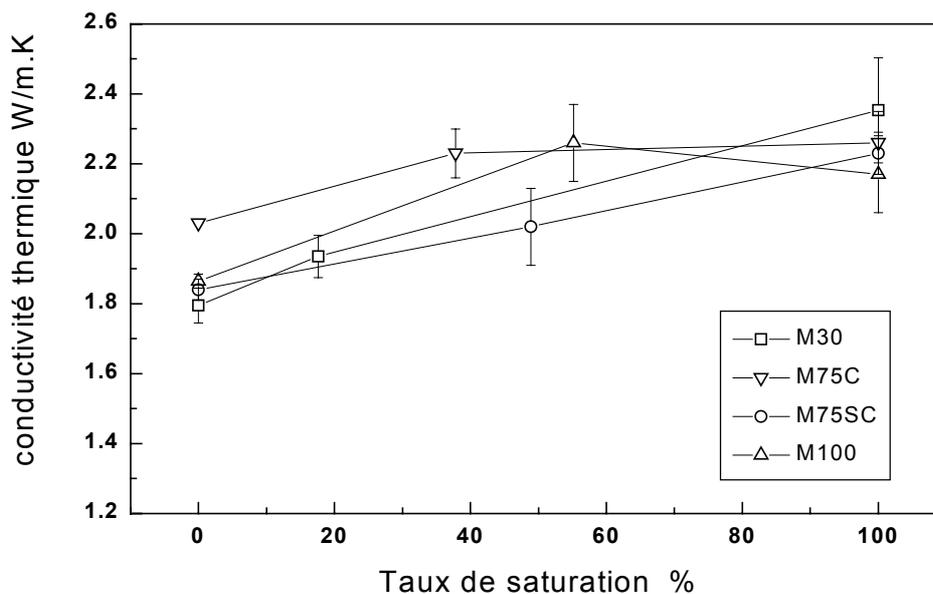


Figure 140 : Conductivité thermique en fonction du taux de saturation [source Kalifa, 1998]

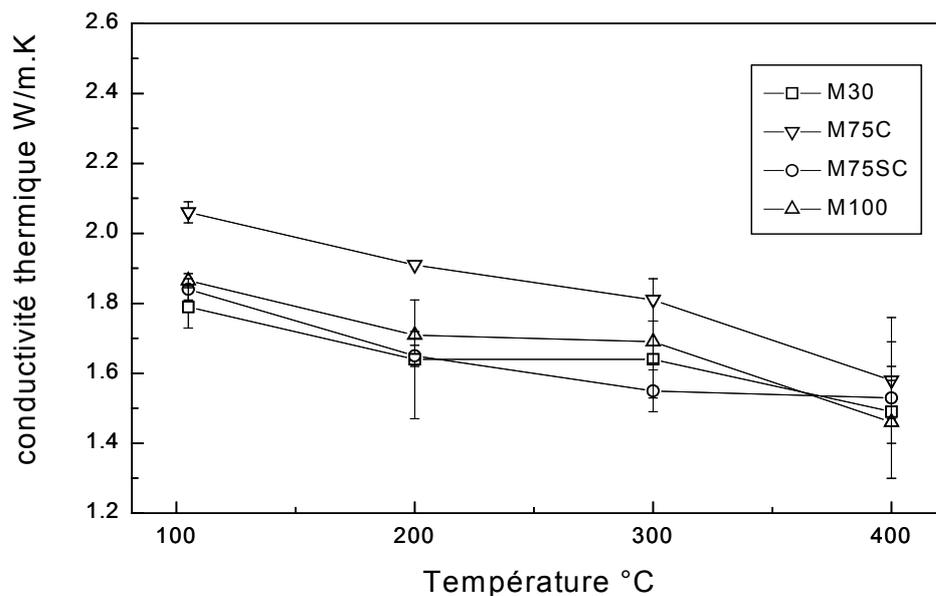


Figure 141: Conductivité thermique résiduelle en fonction du traitement thermique [source Kalifa, 1998]

– Diffusivité thermique

La diffusivité thermique et la conductivité thermique sont deux paramètres intervenant lors du développement des gradients de température. La diffusivité R décrit la vitesse à laquelle les changements de température peuvent avoir lieu dans une masse de béton, elle est proportionnelle à la conductivité thermique λ et inversement proportionnelle à la masse volumique ρ et la chaleur spécifique du béton c . La diffusivité dépend de la teneur en eau, du degré d'hydratation (déshydratation) du ciment. Les valeurs de la diffusivité thermique d'un béton ordinaire se situent entre 0.002 et $0.006\text{m}^2/\text{h}$ selon la nature de granulats utilisé.

– Chaleur spécifique

La chaleur spécifique C_p à la pression constante, représente la capacité du matériau à emmagasiner de la chaleur. Les valeurs de la chaleur spécifique en fonction du taux de saturation et en fonction de la température ont été déterminées par *Kalifa et al.* 2000 et sont représentées sur Figure 142 et Figure 143.

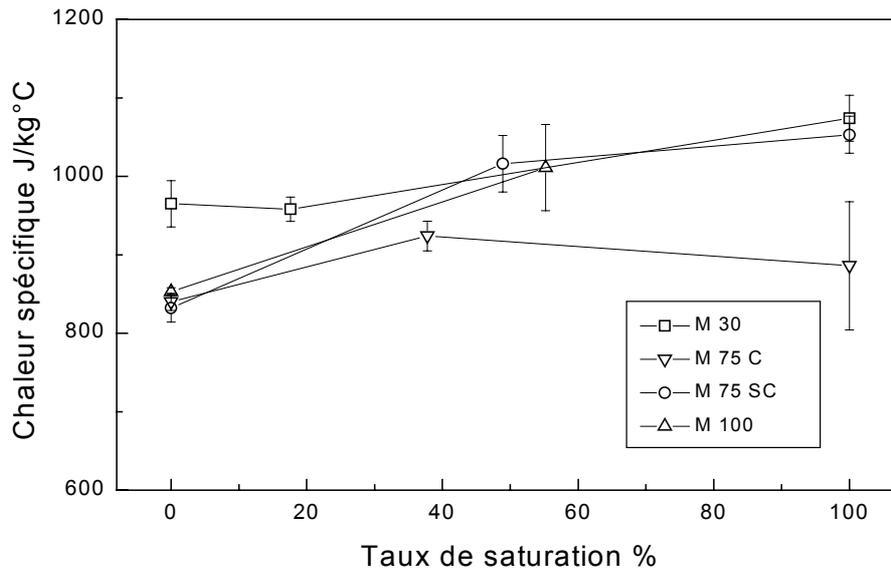


Figure 142 : Chaleur spécifique en fonction du taux de saturation pour un BO – M30C et trois BHP- M75, M75 SC et M100C [source Kalifa, 2000]

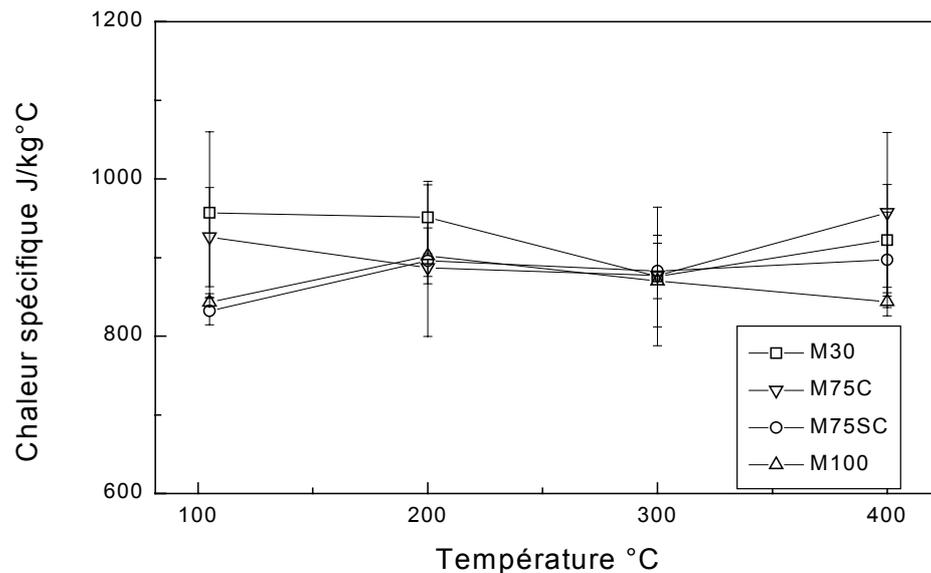


Figure 143 : Chaleur spécifique résiduelle en fonction du traitement thermique pour un BO – M30C et trois BHP- M75, M75 SC et M100C [source Kalifa, 2000]

Annexe 2 : Description du modèle mathématique Béton Numérique (Mounajed 2001)

Dans ce modèle développé dans l'équipe de « Modélisation calcul et développement » MOCAD du CSTB, l'endommagement thermique du béton est considéré comme une résultante de plusieurs mécanismes élémentaires qui se produisent à différentes échelles du matériau. La démarche adoptée consiste à découpler l'endommagement thermique d'origine mécanique (accompagné des déformations) et qui a lieu aux échelles macroscopique et microscopique de l'endommagement thermique d'origine physico-chimique (non accompagné de déformations). A l'échelle mésoscopique. Il est postulé l'existence d'une déformation supplémentaire, appelée déformation micromécanique, responsable de l'endommagement par dilatation différentielle entre le mortier (ou pâte de ciment) et les granulats. L'approche est basée sur l'exploitation simultanée du modèle multiphasique Béton Numérique (BN) [* 13] et du modèle d'endommagement déviatorique (MODEV) [* 16], implantés dans le code de calcul aux éléments finis SYMPHONIE [* 18].

L'approche multi-échelles, proposée ici, se base sur le modèle aléatoire Béton Numérique [* 13]. Ce modèle est un des outils permettant la modélisation du béton comme un milieu hétérogène ou la distribution des granulats et une fonction aléatoire. Le caractère aléatoire du modèle est dû principalement à l'hétérogénéité du béton induite par une distribution aléatoire des granulats de différentes tailles dans la pâte de ciment et introduite au sein du VER (volumique élément représentatif). Cette approche permet de considérer le matériau béton comme matériau multi-phasique avec des successions de n phases de matériau distribuées spatialement de manière aléatoire.

Les phases considérées sont les suivantes :

- 1^{ère} phase** : squelette solide de la pâte de ciment M_1
2^{ème} phase : une distribution aléatoire des pores de tailles différentes M_2, M_3, \dots, M_x
3^{ème} phase : une distribution spatiale aléatoire des granulats avec la possibilité de décomposer cette phase en plusieurs sous-phases pour tenir compte des différentes tailles et différentes natures de granulats $M_{x+1}, M_{x+2}, \dots, M_{nb_Phases}$

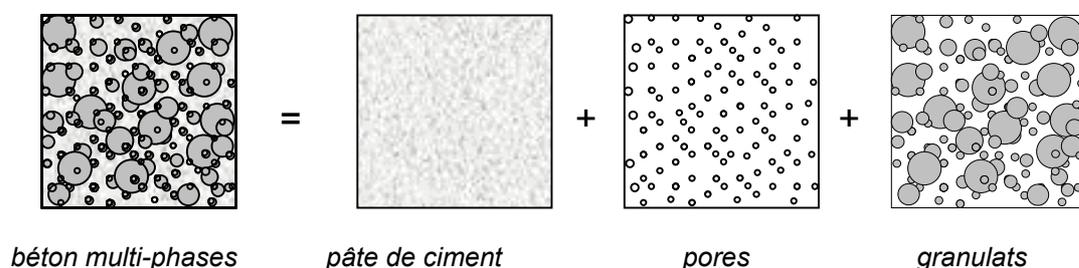


Figure 144: Béton comme matériau multi-phasique. Approche Béton Numérique Mounajed 2001[* 13]

Ainsi nous pouvons adopter dans un premier temps les phases suivantes pour représenter un béton :

$$\text{BétonNumérique} = \sum_i^{nb \text{ phases}} \text{Phase}_i \times \text{Volume}_i$$

Dans ce cas de figure, les pores ont été négligés pour les raisons liées au choix de la taille du VER. Dans le cas du béton, nous considérons des granulats de taille maximum de 25 mm. L'élément représentatif est de l'ordre de 100 mm. La prise en compte des pores de taille du micromètre impose un maillage extrêmement dense. Aussi, la phase des pores a été négligée et seulement deux phases ont été considérées : la pâte de ciment et les granulats décomposés en m tranches granulométriques :

- 0-1, 1-2, 2-3, 3-4 mm - pour des sables
 <4, 4-5, 5-6, 6-8, 8-10, 10-15, 15 - 25 mm - pour des granulats

Le passage de l'échelle micro à macro nécessite une homogénéisation progressive allant de la pâte jusqu'au béton. Tout d'abord il est considéré que la pâte de ciment est une phase homogène. Ensuite la première échelle d'homogénéisation permet de modéliser le mortier comme un matériau à deux

phases : la pâte et des sables 0-4 mm. Dans l'étape suivante le mortier et les des granulats des différentes tranches granulométriques sont homogénéisés pour obtenir le matériau béton.

Approche éléments finis et algorithme propose

L'originalité et l'utilité de l'approche résident dans la manière d'intégrer le modèle Béton Numérique dans une analyse multi-échelles non linéaire par éléments finis. En effet, dans un souci de simplicité, et pour permettre une exploitation industrielle relativement simple de cette approche, à la frontière entre les échelles micro et macro, nous avons développé un algorithme spécifique permettant de générer le VER en effectuant une distribution spatiale et aléatoire des phases élémentaires sur la base d'un maillage quelconque. L'idée consiste à faire un maillage quelconque du VER, que nous souhaitons modéliser, qui offre la possibilité d'avoir plusieurs matériaux de type béton homogène. Pour le matériau déclaré comme "Béton Numérique", la méthode proposée consiste, dans un premier temps, à affecter les caractéristiques du squelette de base (mortier) à tous les éléments du maillage. À partir de là, toutes les étapes de calcul pour la génération des différentes phases vont s'enchaîner par un algorithme spécifique. Les caractéristiques des différentes phases des granulats (Volume unitaire, pourcentage,... etc.) sont introduites dans le maillage homogène initial. A la fin de la génération des granulats, les caractéristiques du squelette initialement affectées à tous les éléments ne concernent plus que le mortier seul.

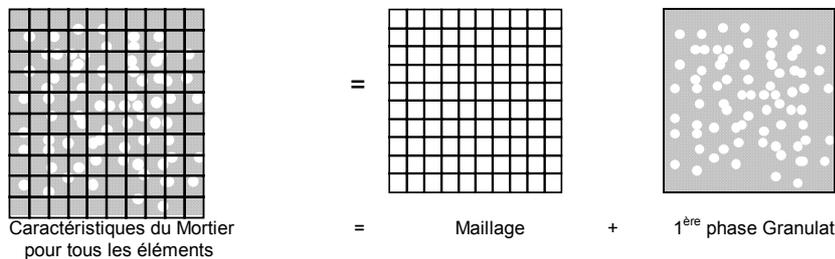


Figure 145 Génération des phases granulats à partir du squelette mortier [* 13].

Algorithme de génération [*21].

La méthode de génération du béton numérique a été développée et intégrée dans Symphonie en 2D et 3D. Exemple de génération est présenté sur Figure 145. Les détails de l'algorithme sont décrits dans [* 13]. Cette méthode permet de prendre en compte les points suivants:

Aspect aléatoire de distribution des phases (deux simulations successives conduisent à des distributions différentes)

Aspect multi-phasiques (prise en compte d'une manière simultanée de plusieurs phases de tailles et de natures différentes (pores, grains de sable, granulats, ... etc)

Algorithme optimisé pour tester selon un critère multiple la validité des positions aléatoires des granulats candidats et éviter l'interpénétration des phases tout en garantissant le pourcentage des phases selon la granulométrie réelle.

Prise en compte d'une zone de transition entre une phase et le squelette pour traiter les lois d'interface.

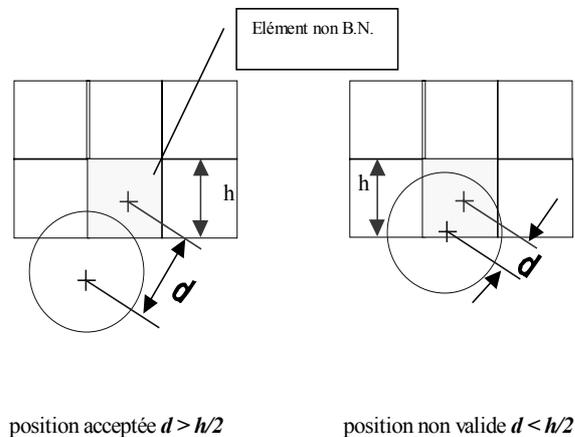


Figure 146 Positions valides et non valides [* 13].

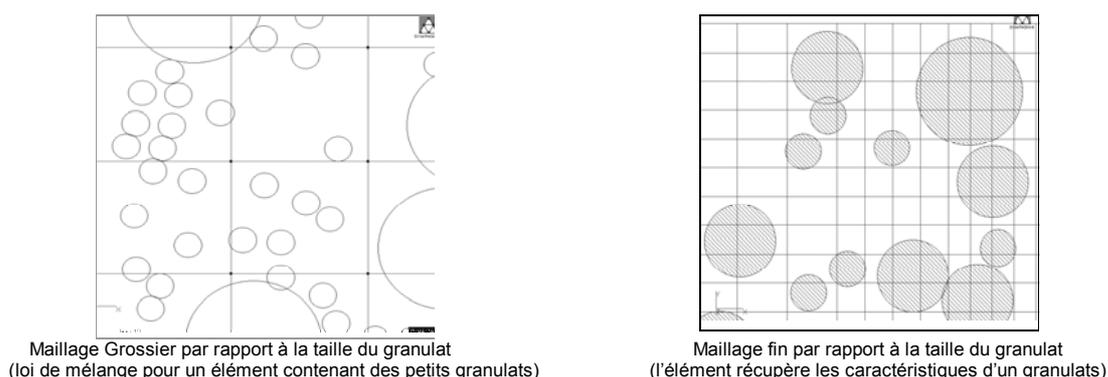


Figure 147 Détails du maillage du Béton Numérique [* 13], [*21].

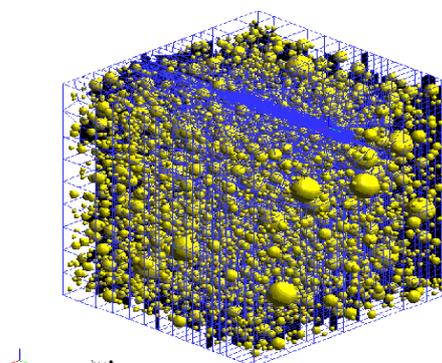


Figure 148 Exemples de génération 2D et 3D [* 13] [*21].

L'approche a été conçue pour s'adapter à une implémentation dans des codes aux éléments finis afin d'assurer une exploitation large et permettre également le calcul à l'échelle de la structure. Les détails de l'approche et de son intégration dans le code de calcul SYMPHONIE sont présentés dans [* 13].

Identification des propriétés thermo-élastiques des BHP

L'identification du comportement thermo-élastique du béton, par l'exploitation simultanée du modèle Béton Numérique et des techniques d'homogénéisation, a constitué la première application de la méthodologie présentée aux chapitres précédents. Plusieurs études ont été menées dans ce cadre [* 1], [* 7] [* 13]. Elles ont permis de mettre en évidence la pertinence de l'approche proposée en validant les résultats obtenus par le modèle avec des résultats issus de l'expérience. L'approche utilisée considère l'égalité des énergies de déformations aux deux échelles, microscopique et macroscopique. Les champs mécaniques microscopiques sont tirés de la résolution numérique d'un problème cellulaire thermo-élastique, et l'égalité des énergies associée à la définition de la loi de comportement équivalente permet d'en déduire le tenseur des rigidités homogénéisé et le coefficient de couplage thermo élastique.

Description du Modèle d'endommagement déviatorique MODEV [*21].

Le modèle d'endommagement isotrope MODEV développé au pôle MOCAD [* 17], [* 20] présente 2 modes d'endommagement : un endommagement par déformation déviatorique et un endommagement par extension sphérique.

Le tenseur de déformation totale est décomposé en une partie sphérique et une autre partie déviatorique responsables respectivement de l'endommagement « sphérique » et celui « déviatorique ».

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^s + \boldsymbol{\varepsilon}^d$$

Le modèle est basé sur la mécanique de l'endommagement et la thermodynamique des processus irréversibles [8]. Le module est formulé dans le cadre d'une transformation isotherme, un couplage endommagement élasticité entre les deux modes de fissure a été considéré.

Un critère non symétrique en déformations a été utilisé. Par analogie avec la déformation équivalente au sens de Mazars [9], traduisant l'état local d'extension d'un matériau, deux nouvelles déformations équivalentes ont été introduites, traduisant respectivement le glissement local dans les microfissures et l'état d'extension hydrostatique. Elles sont respectivement calculées à partir des tenseurs de déformations déviatoriques et sphériques. On a ainsi deux valeurs d'endommagement, correspondant respectivement à chacun des deux mécanismes de dégradation. Chaque endommagement, ayant sa propre loi, évolue lorsque sa déformation équivalente atteint un certain seuil K . Pour chaque état d'endommagement donné D , le seuil d'évolution est exprimé par une loi d'évolution de type :

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\varepsilon} &= \boldsymbol{\varepsilon}^d + \boldsymbol{\varepsilon}^s = \boldsymbol{\varepsilon}^d + \varepsilon^H \mathbf{I} \\ f(\boldsymbol{\varepsilon}^s, K_s) &= \tilde{\varepsilon}^s - K_s(D_s) = 0 \\ f(\boldsymbol{\varepsilon}^d, K_d) &= \tilde{\varepsilon}^d - K_d(D_d) = 0\end{aligned}$$

$K_s(D)$ et $K_d(D)$ sont les fonctions seuil des endommagements sphérique et déviatoriques. La déformation sphérique équivalente $\tilde{\varepsilon}^s$ et la déformation déviatorique équivalente $\tilde{\varepsilon}^d$ traduisant l'état local de glissement du matériau sont définies de la manière suivante :

$$\begin{aligned}\tilde{\varepsilon}^d &= \sqrt{(\varepsilon_1^d)^2 + (\varepsilon_2^d)^2 + (\varepsilon_3^d)^2} + \alpha \varepsilon^H \\ \tilde{\varepsilon}^s &= \varepsilon^H \sqrt{3}\end{aligned}$$

Où ε_i^d sont les déformations principales du tenseur de déformations déviatoriques,

α Est un coefficient de couplage compression déviatorique, qui tient compte de l'influence de la consolidation du matériau par compression.

Le seuil initial d'endommagement pour chaque type est identifié par des essais élémentaires disponibles en traction uniaxiale et en cisaillement pur.

$$\begin{aligned}\tilde{\varepsilon}_0^s &= K_{0s}(D_s = 0) = \frac{f_c}{E\sqrt{3}}(1 - 2\nu) \\ \tilde{\varepsilon}_0^d &= K_{0d}(D_d = 0) = \frac{\sqrt{2}f_{0s}}{2G} = \frac{\sqrt{2}f_c}{E}(1 + \nu)\end{aligned}$$

Où E , G , ν : sont respectivement le module d'Young, le module de cisaillement et le coefficient de Poisson.

L'endommagement global est déduit par combinaison des endommagements correspondants à chaque mécanisme :

$$(1-d) = (1-D_s)(1-D_d)$$

La pente de la partie adoucissante de la loi de comportement est liée à l'énergie de fissuration G_f afin d'assurer une objectivité vis-à-vis à la taille des éléments [19].

Ce modèle macroscopique est exploité dans le cadre d'une approche à l'échelle mésoscopique avec le modèle Béton Numérique, le lecteur peut consulter [15], [17] pour plus de détails sur MODEV dans sa formulation totale et incrémentale.

Description du Modèle d'endommagement thermique

L'endommagement thermique du béton présente des spécificités propres liées à ce matériau. L'analyse des différents modèles macroscopiques de comportement montre l'insuffisance de

l'approche macroscopique quant à la prise en compte des modes complexes de dégradation du béton sous l'effet de la température. En effet, en raison de la forte hétérogénéité du béton, le processus de dégradation de ce matériau est gouverné par plusieurs mécanismes qui se produisent à différentes échelles pour être représentatif de la complexité du matériau.

Ce comportement complexe, n'a souvent été pris en compte, dans les modèles de comportement macroscopique, que d'une manière semi-empirique en reproduisant d'une manière apparente l'évolution en fonction de la température des caractéristiques macroscopiques (Module de Young, résistance apparente ...). Outre l'aspect semi-empirique de cette approche, ces modèles présentent des insuffisances quant à la reproduction du comportement thermomécanique du béton.

En supposant l'homogénéité du matériau, et l'uniformité du chargement thermique homogène, un échantillon en béton sans déplacements empêchés se dilatera sans contraintes et donc sans aucun endommagement. Or les expériences menées sur un échantillon soumis à de telles conditions montrent le contraire : le béton s'endommage sous l'effet thermique même à des températures modérées.

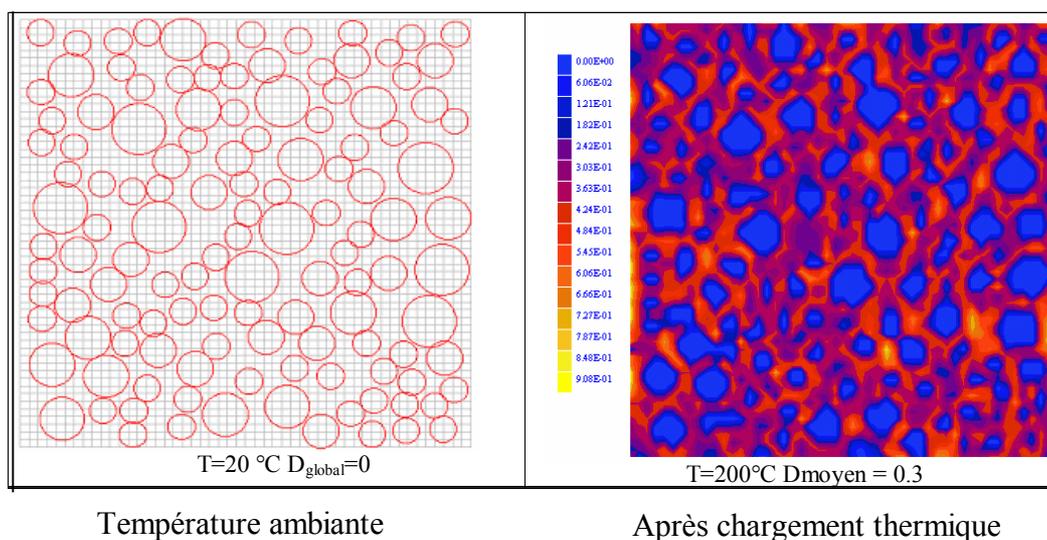


Figure 149 Approche à l'échelle mésoscopique de l'endommagement thermique [* 13] [*21].

A l'échelle mésoscopique, de l'ordre du millimètre, le béton est un matériau non homogène, multiphasique, ciment, sables, granulats, pores,... où chaque phase possède des caractéristiques mécaniques et physiques différentes. C'est le cas par exemple du coefficient de dilatation thermique. Cette différence est encore plus importante sous chargement thermique car elle fait intervenir les coefficients de dilatation thermique de chaque phase dont la différence peut expliquer un endommagement prématuré non identifiable par une approche macroscopique homogène.

L'expérience montre un écart important entre le coefficient de dilatation de la pâte de ciment et celui des granulats. Ce coefficient varie en fonction de la température, du type de ciment et du type de granulats ; ceci a été confirmé par [* 6] en effectuant des mesures de coefficients de dilatation thermique avec différentes natures de granulats. Cette différence confirme que le béton est sujet à un état complexe d'autocontraintes et cela même avec une température uniforme et sans empêchement des déformations libres. Les déformations différentielles entre la matrice cimentaire et les granulats vont donc provoquer des contraintes locales importantes qui peuvent endommager le béton ; il s'agit probablement d'un endommagement d'origine mécanique à l'échelle microscopique. La question qui se pose est de savoir comment identifier avec précision cet endommagement d'origine micromécanique. Pour répondre à cette question, il faut se doter d'un ensemble de moyens numériques et expérimentaux capables d'explorer la microstructure du matériau et en déduire par la suite les mécanismes élémentaires qui régissent l'endommagement sous effet thermique du béton.

A ce titre, le modèle multiphasique Béton Numérique (BN) [* 13] a été exploité et le modèle d'endommagements MODEV [* 16], implantés dans le code aux éléments finis SYMPHONIE [* 18]. En se basant sur les 2 modèles précédents, une nouvelle approche de l'endommagement macroscopique prenant en compte l'endommagement thermique a été réalisée [* 10], [* 11], [* 12].

Ce travail a nécessité un passage micro-macro et une étude d'homogénéisation des phases constituantes le matériau. Le principe général de cette modélisation consiste à considérer plusieurs échelles pour la simulation allant de la pâte de ciment jusqu'au béton.

Les mécanismes de base qui conduisent à l'endommagement du béton à haute température sont classés en deux grandes catégories:

Catégorie 1 Endommagement thermique d'origine mécanique et micromécanique dû à dilatation différentielle entre la pâte et des granulats

Le paramètre d'endommagement d représente la combinaison de deux endommagements thermiques.

-endommagement thermique d'origine mécanique dû aux déformations empêchées à l'échelle macroscopique, comme celles dues au gradient de température où aux conditions aux limites de blocage des déplacements.

Cette endommagement est modélisé d'une manière classique à l'échelle du VER, par modèle d'endommagement MODEV et se décompose en deux parties :

D_s -endommagement sphérique

D_d -endommagement déviatorique

La combinaison linéaire des deux, donne l'endommagement macro mécanique : d macro
Nous pouvons écrire maintenant que :

$$(1-d_{macro}) = (1-D_s)(1-D_d)$$

-endommagement thermique à l'échelle mesoscopique se manifestant par déformation micromécanique engendrée par une dilatation différentielle entre la pâte et les granulats d_{micro}

$$d=1-(1-d_{micro})(1-d_{macro})$$

Catégorie 2 :Endommagement thermique d'origine physico-chimique

C'est un endommagement non accompagné de déformations, noté g représente les effets physico-chimiques et la dégradation dans la pâte de ciment en fonction de la température. L'endommagement physico-chimique, a été déterminé expérimentalement dans le cadre de la thèse de *Menou* [* 10], [* 11]. L'endommagement a été déterminé pour la pâte de ciment par les essais de flexion trois points après l'exposition à haute température.

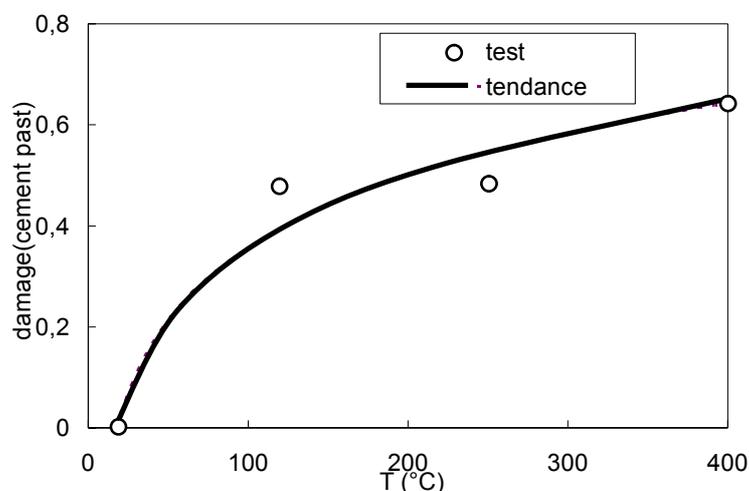


Figure 150 : Endommagement physico-chimique dans la pâte de ciment. Source [* 10]

Tout les mécanismes décrits préalablement et classes en deux catégories résultent en l'endommagement total D écrit de la manière suivante :

$$1 - D = (1 - d)(1 - g) = \underbrace{(1 - D_s)(1 - D_d)}_{1-d} \underbrace{(1 - d_{micro})}_{dilatation} \underbrace{(1 - g)}_{chimique}$$

Caractérisation des phases [*21]

Les données matériau utilisées pour la modélisation sont celles correspondant au béton M100C. Les données manquantes concernant les propriétés des constituants : granulats calcaires et la pâte de ciment sont tirées de la littérature.

Le matériau est supposé biphasique composé d'une pâte de ciment et de granulats de diamètre maximum 25 mm. Chaque phase du modèle Béton Numérique est caractérisée par un ensemble de paramètres physiques et géométriques propres à elle.

Le béton numérique adopté pour cette simulation est généré avec la granulométrie suivante (Tableau 22) [*21]:

tamis [mm]	Sable Boulonnais 0/5 (a)	Boulonnais 5/12.5 (b)	Boulonnais 12.5/20 (c)	Sable Seine 0/4 (d)	recomposition (a+b+c+d)		récomposition rétenue pour la modélisation
0.06	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0		
0.08	9.3	0.0	0.0	0.3	2.2		
0.10	12.9	0.0	0.0		0.8		
0.13	16.4	0.0	0.0		0.8		
0.16	19.9	0.0	0.0	3.2	1.5		
0.20	25.3	0.0	0.0		1.2		
0.25	30.7	0.0	0.0		1.2		
0.32	36.2	0.0	0.0	20.6	5.2		
0.40	39.9	0.0	0.0		0.8		
0.50	43.6	0.0	0.0		0.8		
0.63	47.6	0.0	0.0	53.1	8.2		
0.80	51.8	0.0	0.0		0.9		
1.00	55.9	0.0	0.0		0.9	<1	24.7
1.25	60.4	0.0	0.0	75.8	6.1	1.25	6.1
1.60	66.4	0.0	0.0		1.4	1.60	1.4
2.00	72.5	0.0	0.0		1.4	2.00	1.4
2.50	78.5	0.0	0.0	90.6	4.7	2.50	4.7
3.15	86.3	0.0	0.0		1.8	3.15	1.8
4.00	94.1	1.0	0.0	98.6	3.8	4.00	3.8
5.00	99.7	3.2	0.0	99.8	2.1	5.00	2.1
6.30	100.0	13.6	0.0	100.0	2.8	6.30	2.8
8.00	100.0	34.4	0.0	100.0	5.3	8.00	5.3
10.00	100.0	62.2	2.6	100.0	7.8	10.00	7.8
12.50	100.0	92.6	14.0	100.0	11.1	12.50	11.1
16.00	100.0	100.0	53.0	100.0	13.3	16.00	13.3
20.00	100.0	100.0	89.2	100.0	10.6	20.00	10.6
25.00	100.0	100.0	100.0	100.0	3.2	25.00	3.2
				somme	100.0		100.0

Tableau 22: Composition granulométrique et son adaptation pour le modèle [*21]

Les caractéristiques mécaniques (module de Young, coefficient de poisson, G_f) de la matrice cimentaire et de la phase granulats sont données par les tableaux suivants. Ces valeurs sont tirées des travaux expérimentaux menés sur le BHP mais aussi les travaux des autres chercheurs (*Granger, Noumowé, Shekarchi*) .

Caractéristiques mécaniques de la phase pâte de ciment	
% de la phase par rapport au volume total	28 %
Résistance caractéristique en traction (valeur littérature)	4 MPa
Module de Young E (valeur expérimentale)	15 000 MPa
Coefficient de poisson (valeur littérature)	0,2
Energie de fissuration G_f	50 J/m ²
Résistance de cisaillements	10 MPa
Coefficient de couplage déviatorique sphérique du modèle MODEV (alpha sphérique)	2.4
Ecrouissage de l'endommagement B_d du modèle MODEV	180
Coefficient de dilatation thermique α_{th} (°C ⁻¹)	cf. tableau

Tableau 23 : caractéristiques adoptées pour la phase ciment [*21]

Caractéristiques mécaniques de la phase granulats	
résistance caractéristique en traction (estimation)	6 MPa
Module de Young E	70 GPa
Coefficient de poisson	0,2
Energie de fissuration G_f	100 J/ m ²
Résistance de cisaillements $f_{cis} = 12$ MPa	14 MPa
Coefficient de couplage déviatorique sphérique du modèle MODEV	2.4
Ecrouissage de l'endommagement B_d du modèle MODEV	300

Tableau 24 : caractéristiques adoptées pour la phase granulats

Les coefficients de dilatation thermique de la pâte de ciment sont données dans [*21] et ceux des granulats sont regroupés dans le tableau suivant Tableau 25.

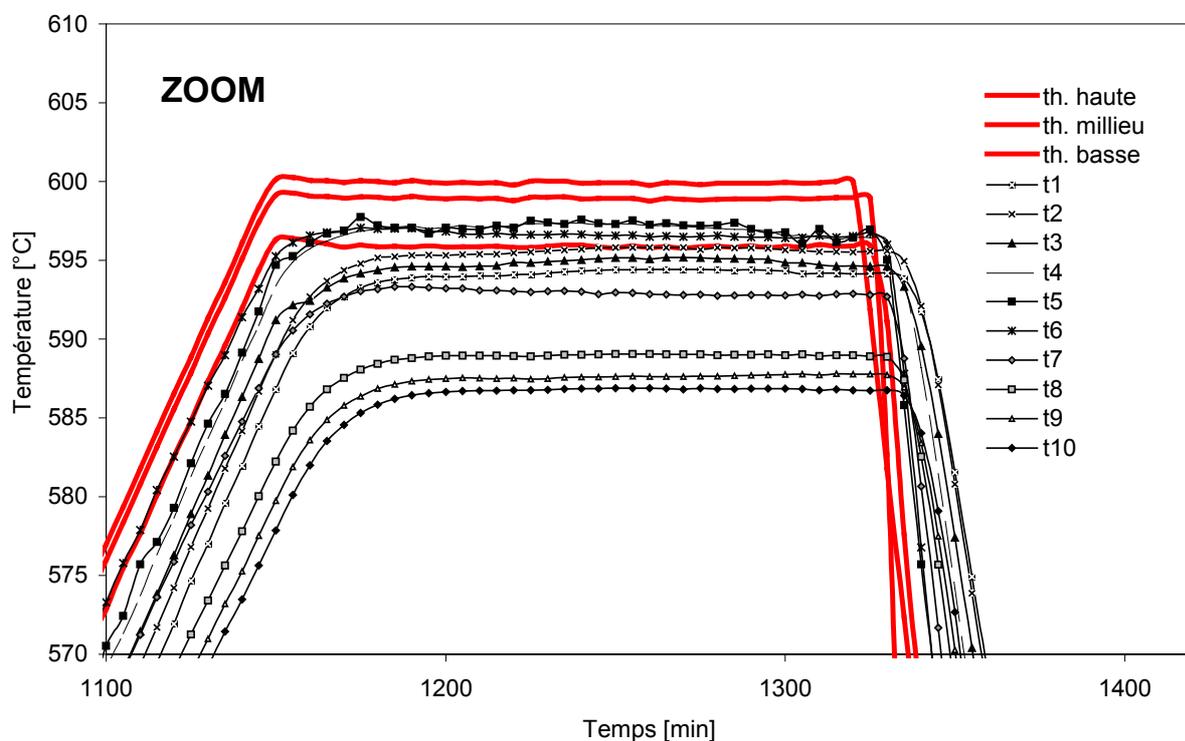
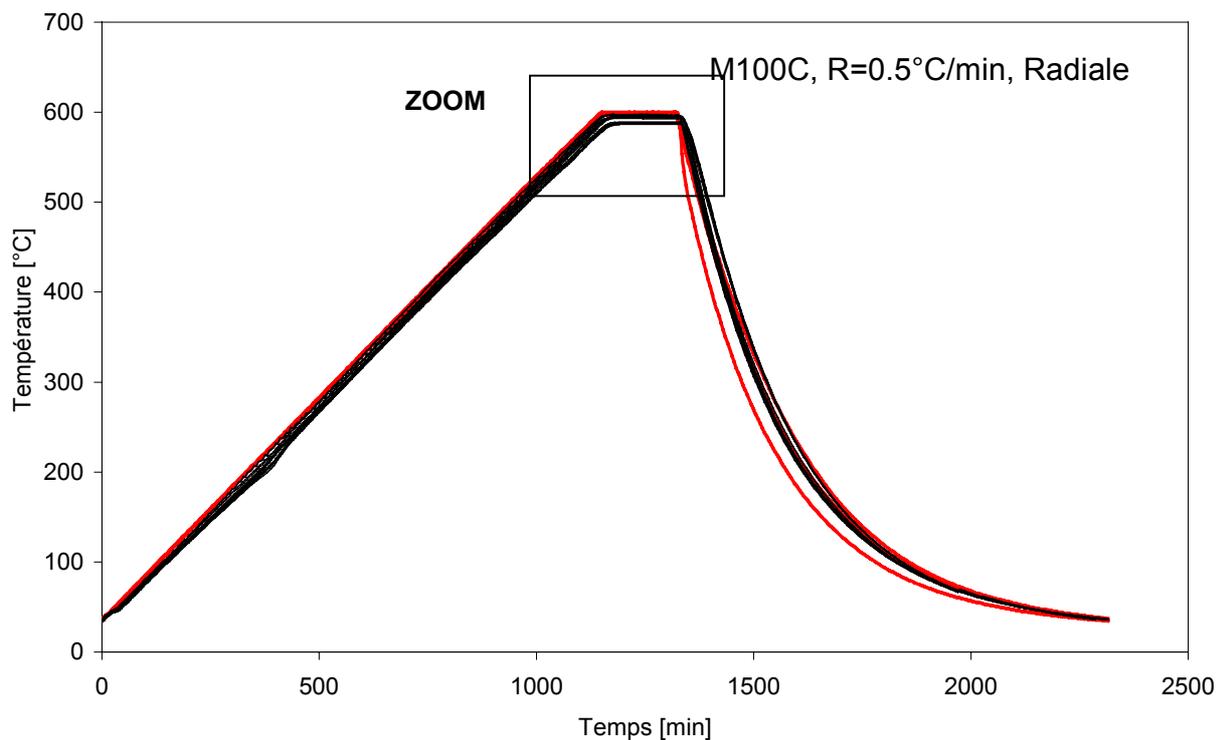
Température	Coefficient de dilatation des granulats calcaires
20	4.00E-06
100	4.00E-06
400	8.00E-06
600	1.80E-05

Tableau 25 : Coefficient de dilatation des granulats en fonction de la température retenue pour la modélisation [*21]

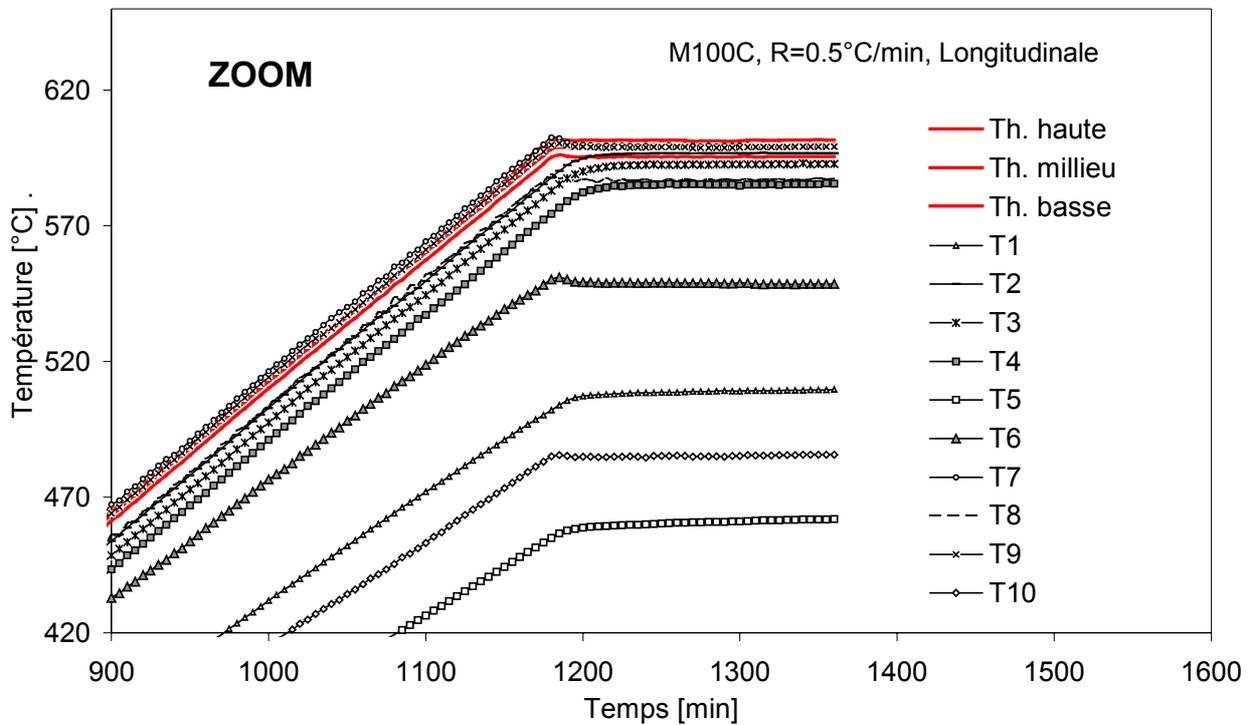
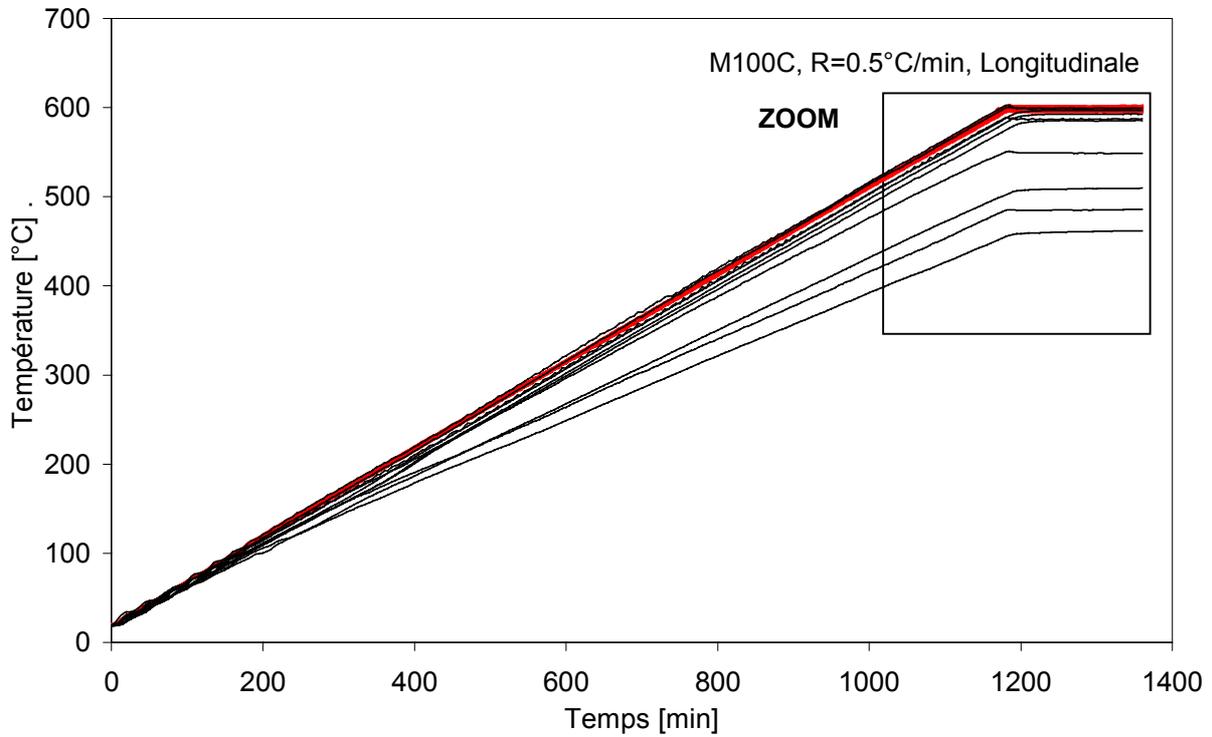
REFERENCES PARTIE MODELISATION:

- [* 1] BEN HAMIDA A., DUMONTET H., GRONDIN F., MOUNAJED G., 'Le Béton Numérique : Une approche multi-échelles pour le comportement du béton', Congrès Français de Mécanique 2003, Nice, 1-5 Septembre 2003.
- [* 2] BENTZ D.P., FORNEY G.P., 'User's Guide to the Virtual Cement and Concrete Testing Laboratory, Version 1.0', NISTIR 6583, 2000.
- [* 3] BENTZ D.P., GARBOCZI E.J., HAECKER C.J., JENSEN O.M., 'Effects of cement particle size distribution on performance properties of Portland cement-based materials', Cement and Concrete Research, vol. 29, p. 1663-1671, 1999.
- [* 4] BENTZ D.P., GARBOCZI E.J., MARTYS N.S., 'Application of Digital-Image-Based Models to microstructure, transport properties, and degradation of cement-based materials', Kluwer Academic Publishers, Jennings H., Editor, p. 167-185, 1996.
- [* 5] COUSSY O., 'Mécanique des milieux poreux', Technip, Paris, 1991.
- [* 6] DIEDERICHS U., JUMPPANEN U.-M., PENTALLA V., 'Behaviour of high temperatures', Espoo 1989, Helsinki University of technology, Department of Structural Engineering, Report, p.723, 1992.
- [* 7] GRONDIN F., MOUNAJED G., BEN HAMIDA A., DUMONTET H., 'Digital concrete : a multi-scale approach for the concrete behavior', International Conference of Computational Methods in Sciences and Engineering 2003, Kastoria, Grèce, 12-16 Septembre 2003.
- [* 8] LEMAITRE J., CHABOCHE J.L., 'Mécanique des matériaux solides', Dunod, 1988.
- [* 9] MAZARS J., 'Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure', Thèse de Doctorat de l'Université Paris 6, 1984.
- [* 10] MENO A.,", Thèse de l'université de Pau, 2004.
- [* 11] MOUNAJED G., MENO A., BOUSSA H., PINEAUD A., REMOND S., CABRILLAC R., 'Comportement au feu des bétons. Approche multi échelles de l'endommagement thermique et identification expérimentale des paramètres ', Revue Française de Génie Civil, 2003.
- [* 12] MOUNAJED G., MENO A., BOUSSA H., LA BORDEERIE C., CARRE H., 'Multi-scale approach of Thermal damage: Applications to concrete at high temperature', Fifth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Vail, Colorado, 12-16 April 2004. (accepté)
- [* 13] MOUNAJED G., 'Exploitation du nouveau modèle Béton Numérique dans Symphonie : Concept, homogénéisation du comportement thermomécanique des BHP et simulation de l'endommagement thermique', Cahiers du CSTB, Cahier 3421, Sept. 2002.
- [* 14] MOUNAJED G., BOUSSA H., MENO A., 'Thermal mechanical damage of concrete exposed to high temperature', 1st International Conference on Applications of Porous Media, Jerba, Tunisia, June 2-8 2002.
- [* 15] MOUNAJED G., UNG QUOC H., BOUSSA H., 'Three dimensional non linear constitutive models of fractured concrete, CSTB damage model', Numéro spécial de Revue Française de Génie Civil, Editions HERMES, 2002.
- [* 16] MOUNAJED G., UNG QUOC H., BOUSSA H., 'Elaboration of a new model of damage for concrete', First International Conference on Applications of Porous Media Jerba, Tunisia, June 02-08, 2002.
- [* 17] MOUNAJED G., UNG QUOC H., MESUREUR B., 'New tangent formulation of the concrete damage model « MODEV »', 2001.
- [* 18] MOUNAJED G., Code EF SYMPHONIE. SYMPHONIE, 'Code de calcul général aux éléments finis', CSTB, France, 1991.
- [* 19] ROST J.G., BLAAUWENDRAAD J., 'Crack models for concrete: Discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating?', Heron, vol. 34, 1989.
- [* 20] UNG QUOC H., 'Développement de nouveaux modèle de comportement de béton. Application à la fixation métallique dans le béton', Thèse de Doctorat de l'ENPC, 2003.
- [* 21] MOUNAJED G., BOUSSA H., GRONDIN F., CHARBEL M., Rapport d'étude: Mécanismes d'endommagement et de déformation thermique sous charge. Juillet 2004.

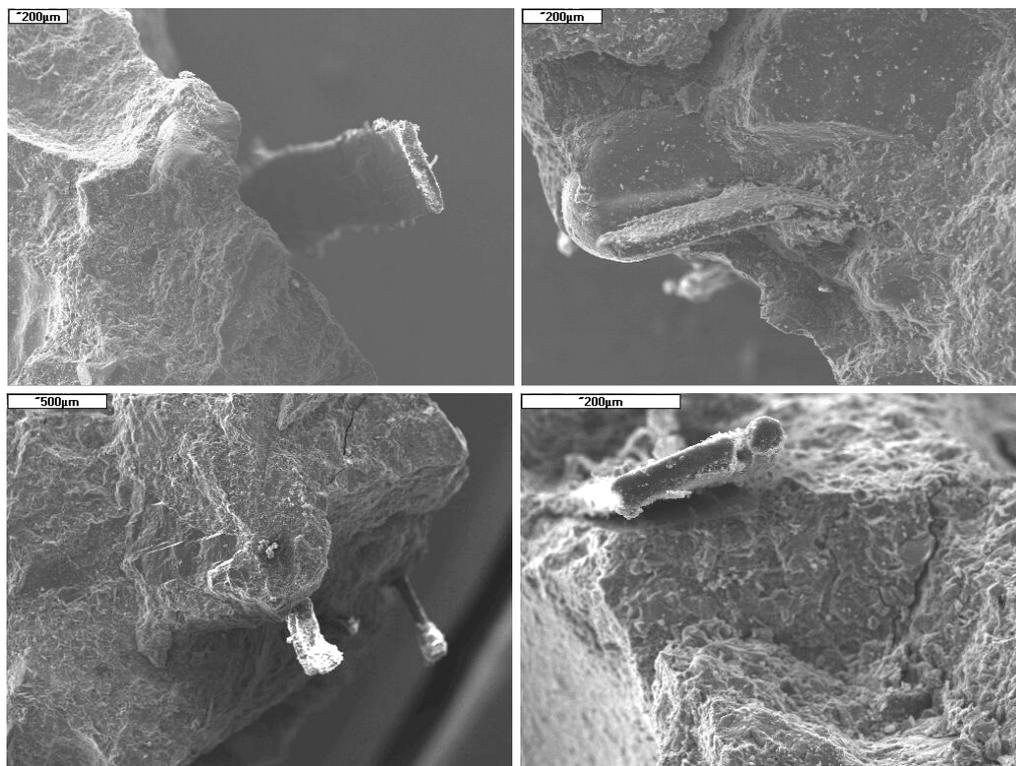
Annexe 3 : Evolution de la température au cours d'échauffement : béton M100C échantillon cylindrique 104x300mm. Cycle de chauffe de 20 à 600° C, $dT/dt= 0.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$, palier de stabilisation de température de 3 h. Instrumentation radiale.



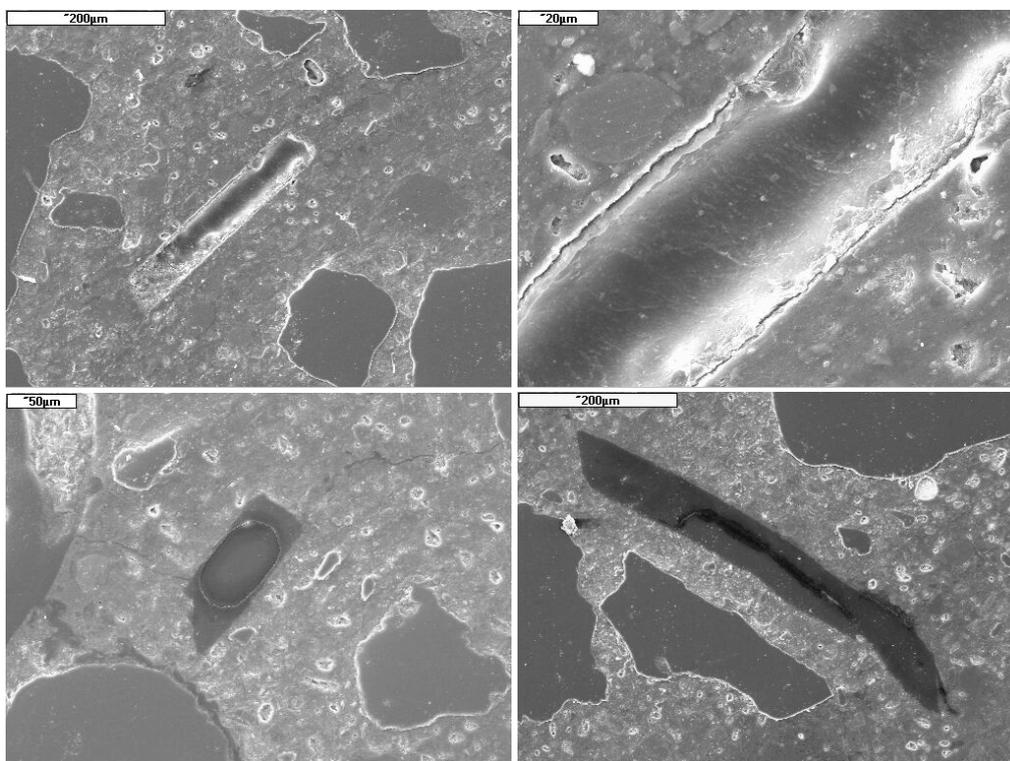
Annexe 4 : Evolution de la température au cours d'échauffement : béton M100C échantillon cylindrique 104x300mm. Cycle de chauffe de 20 à 600° C, $dT/dt = 0.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$, palier de stabilisation de température de 3 h. Instrumentation longitudinale.



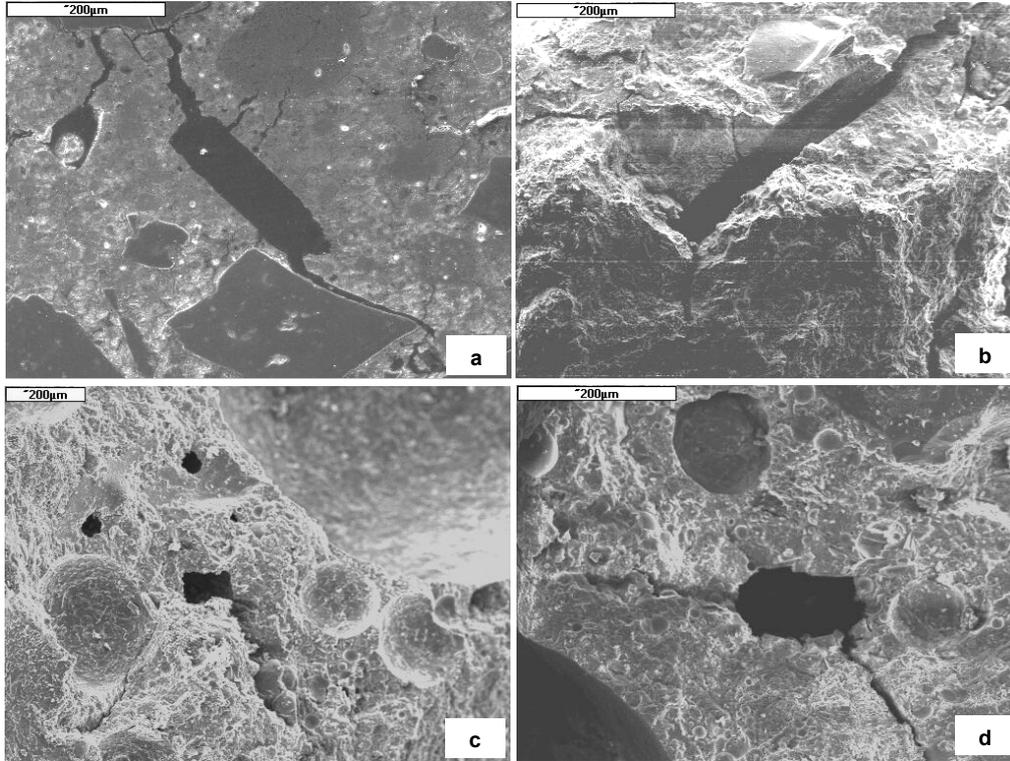
Annexe 5 : Quelques images des fibres polypropylène dans la matrice cimentaire du béton M100C $f=1.75$ non chauffé ; agrandissement respectivement 100x, 100x, 50x et 100x, échantillons de la surface de rupture, traitement de surface au carbone



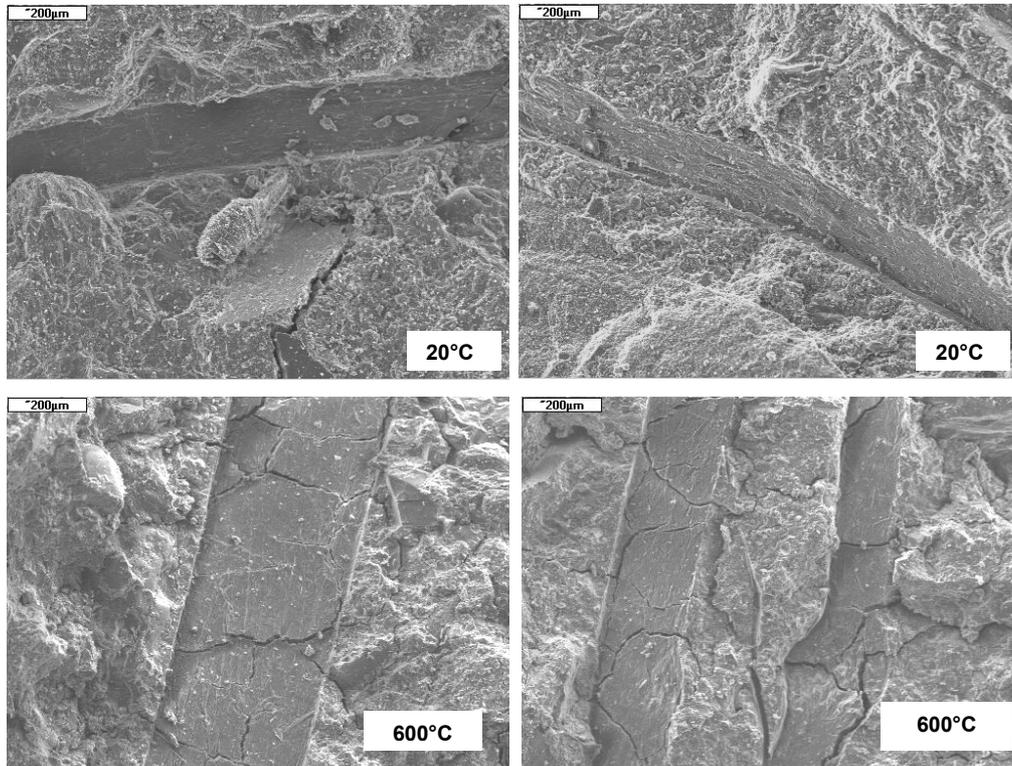
Annexe 6 : Fibres polypropylène dans un échantillon poli du béton M100C $f=1.75$, après échauffement jusqu'à 180°C, début de la fusion, visibles défauts dans la structure du polypropylène



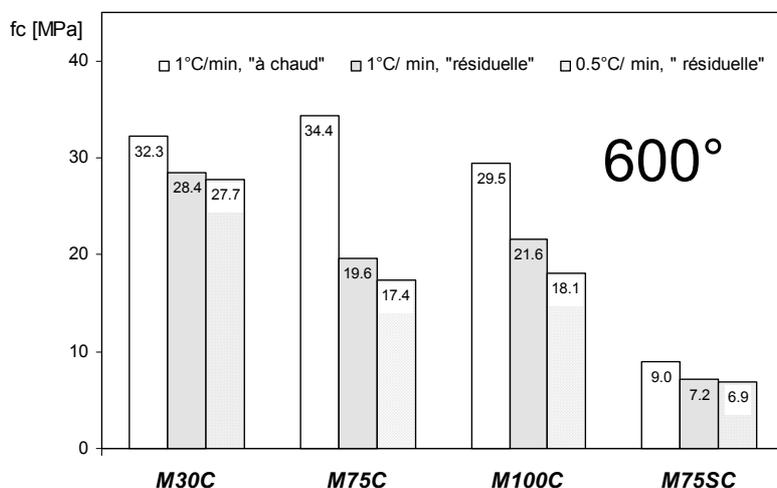
Annexe 7 : Fibres polypropylène dans un échantillon poli du béton M100C $f=1.75$, après échauffement jusqu'à 600°C, a) échantillon poli métallisation à l'or (visibles défauts dans la structure du polypropylène, b,c,d) échantillons de la surface de rupture, métallisation au carbone.



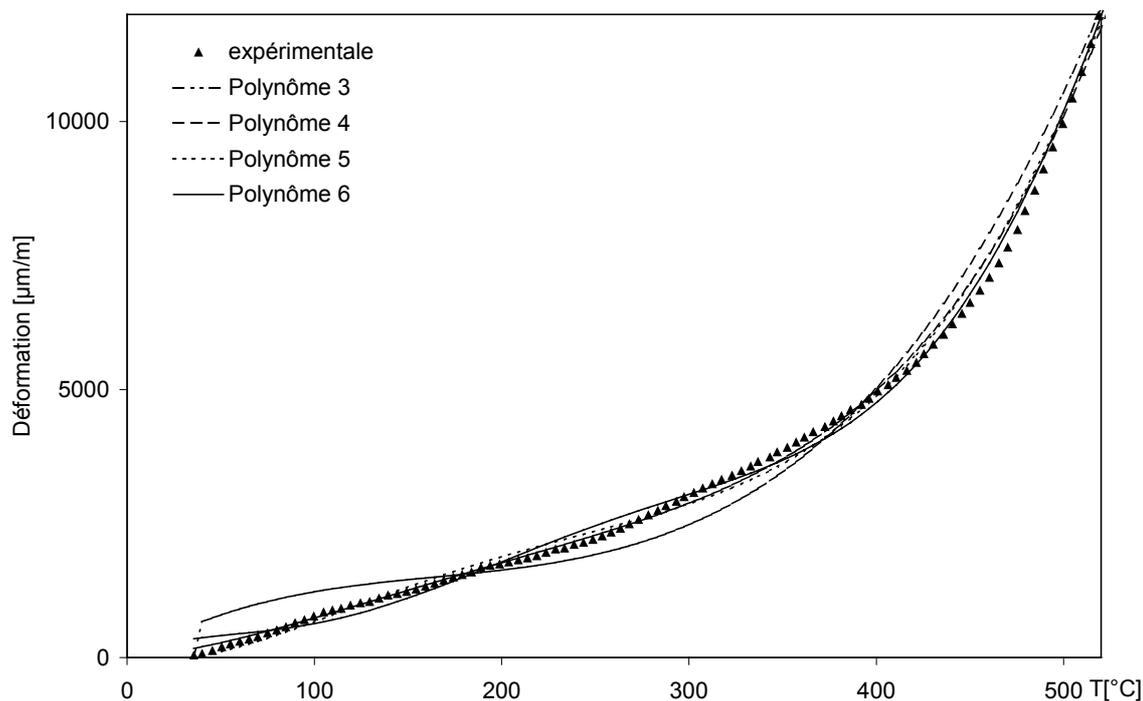
Annexe 8 : Comparaison des lits laissés par les fibres polypropylène dans la matrice cimentaire du béton M100C $f=1.75$, échantillons de la surface de rupture, métallisation au carbone. Température 20°C et 600°C



Annexe 9 : Résistance en compression relative « à chaud » et « résiduelle » des bétons testés. Echauffement jusqu'à 600°C, différentes vitesses d'échauffement



Annexe 10: Points expérimentaux de la déformation thermique et les courbes approximatifs du type polynomial. Béton M75SC.



Polynôme de 3^{ème} degré :

$$y=2.10375E-04T^3-1.04124E-01T^2+2.05665E+01T ; R^2 =0.9927$$

Polynôme de 4^{ème} degré :

$$y=4.64385E-07T^4-3.13328E-04T^3+7.60840E-02T^2 + 2.43741E+00T ; R^2=0.9974$$

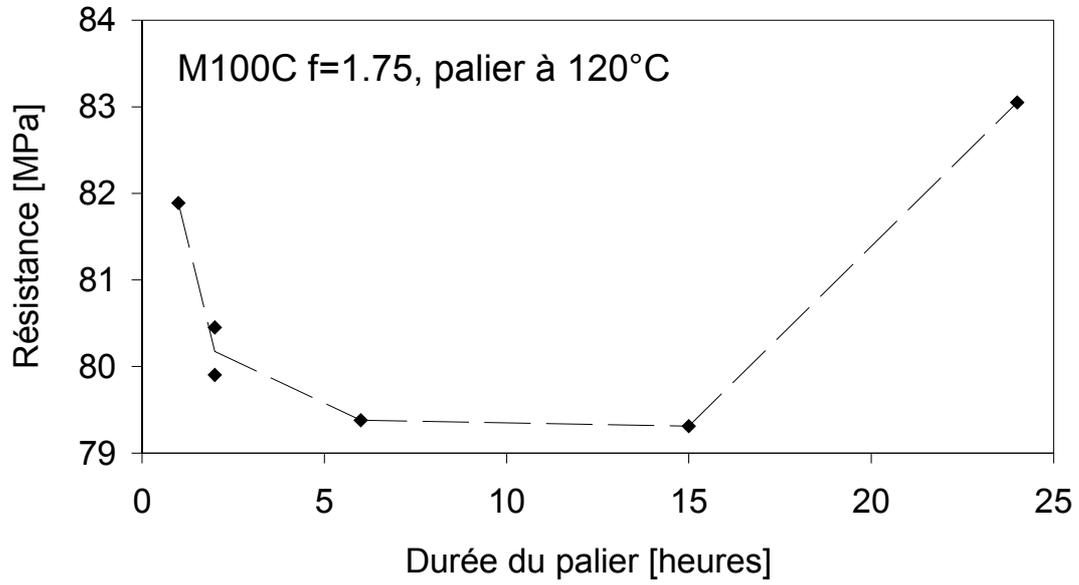
Polynôme de 5^{ème} degré :

$$y=-8.55567E-10 T^5+1.70189E-06 T^4-9.35988E-04 T^3+2.01806E-01 T^2 -5.77392E+00T ; R^2=0.9978$$

Polynôme de 6^{ème} degré:

$$y=-1.02682E-11T^6+1.72414E-08 T^5-1.02572E-05 T^4+2.70065E-03 T^3-2.93124E-01T^2+1.72764E+01T ; R^2=0.9987$$

Annexe 11 : Evolution de la résistance en compression testée « à chaud » en fonction de la durée du palier de la stabilisation de la température



Béton M100C f=1.75, essais à 120°C ; durée des paliers allant de 1 à 24 h

Zachowanie się betonów wysokowartościowych w wysokiej temperaturze - zmiany podstawowych właściwości mechanicznych

(streszczenie)

Badania i analizy przeprowadzone w ramach niniejszej pracy miały na celu rozszerzenie wiedzy na temat zjawisk zachodzących w betonach wysokowartościowych (BWW) poddanych okresowemu działaniu wysokiej temperatury i umożliwienie lepszego ich zrozumienia. W centrum zainteresowania znalazła się ocena zmian właściwości mechanicznych, w tym także i odkształceń materiału pochodzących od samego działania temperatury oraz od równoczesnego działania temperatury i obciążenia zewnętrznego.

W pierwszej części pracy przedstawiono bibliograficzną syntezę obecnego stanu wiedzy w zakresie związanym z tematyką pracy. Zawarto tu informacje dotyczące mikrostruktury betonów cementowych i ich matrycy w postaci stwardniałego zaczynu cementowego oraz przedstawiono liczne aspekty wpływu wysokiej temperatury na zmianę właściwości fizycznych, mechanicznych i termicznych betonów ze spoiwa cementowego. Przeanalizowano tu także zagadnienia związane z odkształceniami termicznymi betonu i jego komponentów, oraz przybliżono i częściowo wyjaśniono zjawisko eksplozywnego zachowania się betonu cementowego typu BWW, poddanego działaniu wysokiej temperatury. W dalszym ciągu przedstawiono rolę i możliwości zastosowania włókien polipropylenowych, jako skutecznego środka przeciwdziałania temu zjawisku w realnych elementach betonowych.

Część studialna zawiera także podstawowe informacje na temat opracowywanego w CSTB termomechanicznego modelu zachowania się betonów w warunkach wysokiej temperatury (MOCAD i SYMPHONIE) oraz elementy weryfikacji tego modelu za pomocą wyników badań własnych. Weryfikacja ta dotyczy przede wszystkim omówionych dalej odkształceń termicznych swobodnych, pod obciążeniem statycznym oraz tzw. przejściowych odkształceń termicznych.

Podkreślić należy, że dokonane studium literaturowe wykazało, iż prezentowane w literaturze wyniki badań związanych z tematyką niniejszej pracy nie są w pełni zgodne, często kontrowersyjne, a czasami wręcz wzajemnie sprzeczne. Wynika to przede wszystkim z różnorodności stosowanych technik badawczych oraz warunków przeprowadzania badań i obserwacji.

Część tą kończy zwięzłe podsumowanie opisujące aktualny stan wiedzy na temat wpływu wysokiej temperatury na zachowanie się i właściwości betonów BWW w tytułowych warunkach.

Druga część pracy poświęcona została prezentacji wyników własnych badań doświadczalnych. Na początku zostały szczegółowo scharakteryzowane badane materiały, ich składy, technika ich realizacji, warunki dojrzewania i sposób dalszego przechowywania próbek.

Następnie przedstawiono specjalnie zaprojektowane i zrealizowane na potrzeby pracy urządzenie, pozwalające na badanie właściwości mechanicznych betonu „na gorąco” w stanie jednokierunkowego osiowego ściskania i rozciągania. Urządzenie to umożliwiło pomiar zarówno odkształceń termicznych swobodnych, jak i odkształceń termicznych materiału znajdującego się pod stałym obciążeniem mechanicznym.

Wyniki badań, prowadzonych między innymi z użyciem tego urządzenia, jak również ich analiza, stanowią najobszerniejszą i najistotniejszą część pracy. Przedstawiono tu wyniki pomiarów związanych z przepływem ciepła i masy przez materiał, czyli określono rozkład temperatury w próbce i kinetykę przepływu ciepła, oraz przebieg spadku masy betonów podczas wygrzewania. Przepływ ciepła i masy zależą w znaczący sposób od struktury badanego materiału i jego porowatości. Celem określenia zmian w strukturze wygrzewanego materiału, przeprowadzono pomiary zmian porowatości metodą porozymetrii rtęciowej i przez nasycanie wodą oraz obserwacje mikroskopowe. Dzięki tym technikom określono rodzaje uszkodzeń spowodowanych działaniem temperatury. Na podstawie tych badań stwierdzono, że zmiany właściwości mechanicznych betonu można tłumaczyć zmianami zachodzącymi w jego mikrostrukturze.

Wyniki badań porowatości zostały skorelowane z wynikami pomiaru zmian wytrzymałości na ściskanie badanej „na gorąco”. To podejście umożliwiło zaproponowanie równania regresji przedstawiającego zależność między wytrzymałością na ściskanie i porowatością.

Dużo uwagi zostało poświęcone w pracy wyznaczeniu zmian właściwości mechanicznych w funkcji temperatury. Wytrzymałość na ściskanie, jak i moduł sprężystości zależą w sposób wyraźny nie tylko od temperatury ekspozycji, ale również od scenariusza wygrzewania (szybkość ogrzewania, badanie „na gorąco” lub „po wystudzeniu”, itd.)

W pracy przeanalizowano również wpływ stosunku wodno spoiwowego charakteryzującego analizowane betony BWW, jak również wpływ dodatku włókien polipropylenowych na określane "na gorąco" właściwości mechaniczne. Otrzymane wyniki wykazały, że właściwości mechaniczne badane "na gorąco" zależą w sposób wyraźny od obecności wody wolnej w materiale ogrzewanym w zakresie temperatury od 20 do 300°C.

Jednym z istotnych elementów pracy są badania wytrzymałości na osiowe bezpośrednie rozciąganie "na gorąco". Badania te posiadają najprawdopodobniej unikalny charakter, na co wskazuje niemal zupełny brak informacji na ten temat w literaturze przedmiotu.

W pracy zajęto się obszernie także i zjawiskiem tzw. przejściowych odkształceń termicznych (ang. *Transitional Thermal Strains*, fr. *Déformations Thermiques Transitoires*). To stosunkowo mało znane i nie do końca rozpoznane zjawisko, nazywane także przejściowym pełzaniem termicznym (ang. *Transitional Thermal Creep*, fr. *Fluage Thermique Transitoire*) było w ramach pracy badane zarówno w odniesieniu do betonów zwykłych jak i BWW. Czynnikiem, które okazały się mieć wpływ na wielkość doświadczalnie określonych przejściowych odkształceń termicznych są: stopień wyężenia (stosunek wartości naprężeń panujących w materiale do naprężeń niszczących), obecność wody wolnej w materiale oraz szybkość podnoszenia temperatury. Jak wykazały badania, zjawisko przejściowych odkształceń termicznych jest zjawiskiem nieodwracalnym występującym tylko podczas pierwszego ogrzewania i nie pojawia się podczas fazy studzenia.

W większości przypadków, prezentowanym wynikiom badań zmian właściwości analizowanych betonów w funkcji temperatury towarzyszą przebiegi tych zmian podawane np. w przepisach normowych, w tym w Eurocodzie 2.

Doświadczalną część rozprawy kończy ogólna analiza wyników, będąca reasumpcją analiz cząstkowych przeprowadzonych w zakończeniach rozdziałów, w których opisano wyniki kolejnych badań.

Zamieszczony w końcowej części pracy aneks zawiera uzupełnienia w postaci informacji o zmianie przewodności cieplnej analizowanych betonów w funkcji temperatury, opisu opracowanego w CSTB matematycznego modelu Béton Numérique, a także dodatkowe ilustracje wyników badań własnych, dla których nie starczyło miejsca w zasadniczej części rozprawy.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Nous nous rapportons aux références soulignées dans le texte, quant à celles non marquées, elles ont été consultées pour compléter de manière générale cette étude.

- [1] ABRAMS, M., 'Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F'. ACI Special Publication SP 25, Détroit 1971.
- [2] AITCIN, P.C. 'The durability characteristics of high performance concrete: a review' Cement and Concrete Composites, 25 (2003) pp. 409-420
- [3] ALLEN, D.E. and LIE, T.T., 'Fire resistance of reinforced concrete columns and walls'. Proc. of Canadian Structural Concrete Conference, Ottawa (Canada), June 1977, pp. 17-33
- [4] ALARCON-RUIZ, L., GALLE, C., MASSIEU, E. 'Analyse de l'évolution de la porosité des pâtes de ciment à haute température'. Matériaux 2002, Tours
- [5] ANDERBERG, Y., 'Spalling phenomena of HPC', International workshop on Fire Performance of High Strength Concrete, NIST Special Publication 919, Feb.1997
- [6] ASHTON, L.A. and BATE, S.C.C. 'The fire-resistance of prestressed concrete beams'. Paper No. 6444. Proc. Instn civ. Engrs, vol. 17, pp. 15-38. September 1960.
- [7] ATTAR, A. 'Le béton renforcé de fibres métalliques : Matériau anisotrope et hétérogène ; Caractérisation et modélisation du comportement en traction uniaxiale' : Thèse : École Normale Supérieure de Cachan, avril - mai 1996, 160 p.
- [8] BAKER, G. and STABLER, J., 'Computational modelling of thermally induced fracture in concrete', Computational Modelling of Concrete Structures, de Brost, Bicanic, Mang & Meschke 1998, Balkema, Rotterdam, pp 467-480
- [9] BAROGHEL-BOUNY V., 'Caractérisation des pâtes de ciment et des béton. Méthodes, analyse, interprétations.' LCPC 1994. np. 470
- [10] BARTHELEMY, B. et KRUPPA, J., 'Résistance au feu des structures béton-acier-bois'. Eyrolles 1978.
- [11] BAZANT, Z.P., 'Pore pressure and drying of concrete at high temperatures'. J. Enging. Mech. Div., Oct.1978,104, pp 1059-1079
- [12] BAZANT, Z.P., 'Pore pressure in Heated Concrete Walls/ theoretical prediction'. Magazine of Concrete Research, Vol.31, No.107: June 1979
- [13] BAZANT, Z.P., 'Finite element program for moisture and heat transfer in heated concrete'. North Holland 1981., pp 61-69
- [14] BAZANT, Z.P., 'Mathematical model for creep and shrinkage of concrete at high temperature'. Nuclear Engineering and Design 1983, 76, pp.183-191
- [15] BAZANT, Z.P., 'Analysis of pore pressure, thermal stresses and fracture in rapidly heated concrete'. Int.Workshop on fire performance of high strength concrete NIST Maryland February 13-14, 1997
- [16] BAZANT, Z.P., KAZEMI, M.T. 'Determination of Fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete'. International Journal of Fracture 1990. Vol.44, pp111-113
- [17] BAZANT, Z.P. and NAJJAR, L.J., 'Non linear water diffusion in non saturated concrete'. Materials and Structures, 1972, Vol.5, No 25, pp 3-20
- [18] BAZANT, Z.P. and THONUTHAI, W., 'Pore pressure in heated concrete walls : theoretical prediction'. Magazine of Concrete Research, 1979, Vol. 31, No 107, pp 67-76
- [19] 'Behavior of concrete under thermal and hygral gradients'. Third International Workshop, Weimar, October 8-9, 1992.
- [20] BENTZ, D.P., 'Fibers, percolation, and spalling of high performance concrete'
- [21] BILODEAU, A., KODUR, V.K.R., HOFF, G.C., 'Optimization of the type and amount of polypropylene fibers for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire'.
- [22] BLUNDELL, R. et al., 'The properties of concrete subjected to elevated temperatures'. CIRIA Underwater Engineering Group. 1976.
- [23] BRANDT, A.M. "Wpływ warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów wysokowartościowych (BWW)", II Konferencja Naukowo Techniczna MATBUD 1998, Kraków Mogilany, 17-19 czerwca 1998, pp.21-30
- [24] BRANDT, A.M. "Struktury materiałów kompozytowych o cementowej matrycy", Wydawnictwo Instytutu Badawczego Dróg i Mostow, Drogi i Mosty, No.3, 2003
- [25] BREITENBUCHER R., 'Developments and application of high-performance concrete'. Materials and Structures , Vol. 31, April 1998, pp 209-215

- [26] CHAN, S.Y.N.C., LUO,X., SUN, W., 'Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete'. Construction and Building Materials, July 2000, Vol.14, Issue 5. pp 261-266
- [27] CAMPIONE. G., MINDESS, S., PAPIA, M. 'Tensile strength of medium and high strength fiber reinforced concrete: A comparison of different testing techniques' Proc. Int. Symp. "Brittle Matrix Composites 6" A.M. Brandt, V.C. Li, I.H. Marshall eds. Warsaw, Warsaw 2000, octobre 2000, pp 83 - 92.
- [28] CASTILLO, C. and DURRANI, A.J., 'Effect of transient high temperature on high-strength concrete', ACI Materials Journal, Jan-Feb 1990, pp 47-53
- [29] CASTELLOTEA,M., ALONSOA, C., ANDRADEA, C., TURRILLASA, X., CAMPOC, J., 'Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction', Cement and Concrete Research 34 (2004) 1633–1644
- [30] CHEW, M.Y.L., 'Residual compressive strength of heated concrete'. Architectural Science Review 1993, Vol 36, pp 49-52.
- [31] CONNELLY, R. PhD thesis, 1995 Aston University
- [32] CATTANEO S. , ROSATI G. 'Direct tension test on high performance concrete specimens' 1999, pp 1063 - 1072.
- [33] CATTANEO S., ROSATI G. 'Effect of different boundary conditions in direct tensile tests: experimental results' Magazine of Concrete Research, octobre 1999, 51, n° 5, pp 365 - 374
- [34] CONSOLAZIO, G.R., McVAY, M.C. and RISH, II J.W., 'Measurement and Prediction of Pore Pressures in Saturated Cement Mortar Subjected to Radiant Heating' ACI Materials Journal, September-October 1998, pp 525-536
- [35] COPIER, I.W.J., 'The spalling of normal weight and lightweight concrete on exposure to fire'. Heron 1979, Vol. 24, No 2.
- [36] CUBAUD, J.C., MURAT, M., EYRAUD, Ch. 'Evolution thermique des pâtes de ciment portland CPAC entre 25°C et 1000°C : analyse thermique différentielle et analyse dynamométrique Revue des Matériaux de Construction, No 609, 1965, pp 239-248
- [37] DAIAN J.F., 'Processus de condensation et transfert d'eau dans un matériau méso- et macroporeux, étude expérimentale du mortier de ciment'. Thèse d'Etat, Grenoble, 1989.
- [38] DAVID, E., ALLEN et TIAM T Lie., 'Fire resistance of reinforced concrete columns and walls'.
- [39] DAVIS, H.S. 'Effects of High-Temperature Exposure on Concrete Materials' Research and Standards. October 1967, pp.452-459
- [40] DIAMOND, S., 'A discussion on the paper " Permeability and pore structure evolution of silico calcereous and hematite high-strength concretes submitted to high temperatures" ' by Gallé C.. Cement and Concrete Research, Vol.33, 2003, pp 169-170
- [41] DIAMOND, S., 'Mercury porosimetry. An inappropriate method for the measurement of pore distributions in cement-based materials'. Cement and Concrete Research, Vol.30, 2000, pp 1517-1525
- [42] DIAS, W.P.S., KHOURY, G.A., SULLIVAN, P.J., 'Mechanical properties of Hardened Cement Paste Exposed to Temperatures up to 700°C (1292 F)' ACI Materials Journal, March-April 1990, pp 160-166
- [43] DIEDERICHS, U., JUMPPANEN, U. M. and PENTALLA, V., 'Materials properties of high strength concrete at elevated temperatures'. 13th IABSE Congress Challenges to Structural Engineering. Helsinki, 6 -10 June 1988. Zurich , IABSE-AIPC-IVBH, pp 489-494.
- [44] DIEDERICHS, U., JUMPPANEN, U. M. and PENTALLA, V., 'Behaviour of high strength concrete at high temperatures'. Espoo 1989. Julkaisu/Report 92
- [45] DIEDERICHS, U., JUMPPANEN, U. M. and PENTALLA, V., 1992. 'Behavior of high strength concrete at elevated temperatures'. Espoo 1989. Helsinki University of Technology, Department of structural Engineering, Report 92 p 72.
- [46] DIEDERICHS, U., JUMPPANEN, U. M., SCHNEIDER, U., 'High Temperature Properties and Spalling Behaviour of High Strength Concrete'. Fourth International Workshop on High Performance Concrete – Characteristic Material Properties and Structural Performance, Weimar 5-6 Octobre, 1995.
- [47] DIEDERICHS, U., JUMPPANEN, U-M. and PENTTALA, V. 'Material properties of high strength concrete at elevated temperatures', 1988.
- [48] DIEDERICHS U., SPITPITZNER J., SANDVIK M., KEPP B., GILLEN M. 'Material properties of high strength lightweight aggregate concrete at elevated temperatures'.
- [49] DOCUMENT TECHNIQUE UNIFIE (DTU) 1987. 'Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton'. Règles de calcul FB. AFNOR DTU P92-701 Octobre 1987, décembre 1993, décembre 2000.

- [50] DUMOULIN, C., BEHLOUL, M., 'Modélisation du Comportement au Feu de Structures en BHP'.
- [51] ENGLAND, G.L., GREATHEAD, R.J., KHAN, S.A., 'Influence of High Temperature on Water Content, Permeability and Pore Pressures in Concrete'. SmiRT 11 Transactions Vol.H (August 1991) Tokyo, Japan 1991
- [52] ENGLAND, G.L., KHOYLOU, N., 'Moisture flow in concrete under steady state non-uniform temperature states : experimental observations and teoretical modelling', Nuclear Engineering and Design 156, 1995 83-107
- [53] ENV 1992-1-2, EUROCODE 2 : Calcul des structures en béton, Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu
- [54] FATTAH, A.H., HAMOUSH, S.A., 'Variation of the fracture toughness of concrete with temperature'. Construction and Building Materials, 1997. Vol.11, No.2, pp 105-108
- [55] FARAGE, M.C.R., SERCOMBE, J. GALLE, "Rehdration and microstructure of cement paste after heating at temperatures up to 300°C" Cement and Concrete Researc, 2284 (2003)1-10
- [56] FELDMAN R.F., SEREDA P.J., A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties, Materials and Structures ,1968, pp 509-519
- [57] FELICETTI R., GAMBAROVA P. G. 'The Residual Tensile Properties of Performance Siliceous Concrete Exposed to High Temperature'. Mechanics of Quasi-Brittle Materials and Structures, HERMES Science Publications, Paris, 1999, pages 167 à 186
- [58] FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G., 'Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strenght Siliceous Concretes'. ACI materials Journal, Vol.95, No.4, Jul-Aug1995
- [59] FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G., SEMIGLIA, M. 'Residual Capacity of HSC Thermally Damaged Deep Beams'. Journal of Structural Engeneering, March 1999. pp 319-327
- [60] FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G., ROSATI, G.P., CORSI, F., GIANNUZZI, G. 'Residual Mechanical Proprietes of High Strength Concretes Subjected to High Temperature Cycles'. Proc. of 4th International Conference on Utilization of High Srength/High Performance Concretes, Paris 1996.
- [61] FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G., SORA, MP.N., KHOURY, G.A. 'Mechanical Behaviour of HPC and UHPC in Direct Tension at High Temperature and After Cooling'
- [62] GALLE, C. and SERCOMBE, J. 'Permeability and pore structure evolution of silico calcareous and hematite high-strength concrets submitted to high temperatures', Materials and Structures , Vol.34, December 2001, pp 619-628
- [63] GAWESKA, I., 'Déformation thermique transitoire'. Rapport du stage Mastère Spécialise en Ingénierie du Bâtiment ENPC/CSTB. Décembre 2000, Marne la Vallée.
- [64] GAWIN, D., MAJORANA, C.E., PESAVENO, F., SCHREFLER, B.A. 'A Fully Coupled Multiphase FE Model of Hygro-Thermo-Mechanical Behaviour of Concrete at High Temperature'
- [65] GAWIN, D., MAJORANA, C.E., SCHREFLER, B.A., 'Numerical Analysis of Hygro-Thermal Behaviour and Damage of Concrete at High Temperature'. International Journal of Mechanics of Cohesive and Frictional Materials. 1997
- [66] GAWIN, D., SCHREFLER, B.A. 'Thermo-hydro-mechanical analysis of partially saturated porous materials'. Engeneering Computations, Vol.13 No. 7, 1996, pp. 113-143.
- [67] GONG, Z-X. and MUJUMDAR, A.S., 'The influence of an impermeable surface on pore steam pressure during drying of refractory concrete slabs', Int.J.Heat Mass Transfer, Vol.38, No.7, 1995, pp 1297-1303
- [68] GROTH P., NOGHABAI K. 'Fracture mechanics properties of steel fibre-reinforced High-Performance Concrete '. 4th International Symposium on Utilization of High-strength / High-performance Concrete, Paris, 1996, pp 747 - 756.
- [69] HAGER, I., PIMIENTA, P. 'Effect of polypropylene fibers on mechanical properties of HPC at high temperature' (en langue polonaise) 4th Conference on Material Problems in Civil Engineering, MATBUD' 2003 Cracow, 25-27 June 2003
- [70] HAGER, I., PIMIENTA, P. 'Wpływ dodatku włókien polipropylenowych na właściwości mechaniczne betonów wysokowartościowych poddanych działaniu wysokiej temperatury'. Cement Wapno Beton, wrzesień październik 2003 r., nr 5, pp.263
- [71] HAGER, I., PIMIENTA, P. 'Impact of the polypropylene fibers on the mechanical properties of HPC concrete', BEFIB 2004 proceedings, pp
- [72] HARADA, K., NEGISI, K., 'Spalling of Cement Mortar During Fire', Workshop on Modeling of Deterioration in composite Building Components due to Heat and Mass Transfer, Jan., 22-23,1998

- [73] HARADA, K., TERAJ, T. '*Pore Pressure Rise in Cement Mortar Walls Subjectes to Fire*'. Asian-Oceanian Conf. Of Fire Science and Technologie, 1995
- [74] HARADA, K., TERAJ, T. '*Heat and Mass Transfer in an Inensely Heated Mortar Wall*' Fire Safety Science-Proceedings of the third international Symposium, pp.781-790
- [75] HARMATHY, T.Z., '*Moisture in materials in relation to fire test*'. ASTM, Special Technical Publication, 1964, No 385, pp. 74-95.
- [76] HARMATHY, T.Z., '*Effect of moisture on the fire endurance of building element*'. National Research Council, Research paper No 270 of the division of building research, Ottawa 1965., Canada.
- [77] HEINFLING, G., REYNOUARD, J.M. '*Numerical Evaluation of the Mechanical Contribution of Pore Pressure in Spalling of Concrete at Elevated Temperatures*'. Mechanics of Quasi-Brittle Materials and Structures 1998., pp. 187-206
- [78] HERTZ, K., '*Heat-induced explosion of dense concretes*'. Technical University of Denmark, Institute of Building Design, Report No 166. 1984
- [79] HERTZ, K. '*Danish investigations on silica fume concretes at elevated temperatures*'. Proc. of ACI 1991 Spring Convention, Boston (MA), March 17-21, 1991.
- [80] HERTZ, K., '*Limits of Spalling of Fire Exposed Concrete*'. Dep. Of Buildings and Energy Technical University of Denmark. Nov. 1998
- [81] HOFF, A., BILODEAU, A., and MALHOTRA, V.M. '*Elevated Temperature, Effects on HSC, Residual Strength*'. Concrete International 2000. pp. 41-47
- [82] HOI, T.T., XUDONG, S., '*Testing of Concrete under High Temperature*' CSE Research Bulletin No.14, January 2001
- [83] HUET, C., ACKER, P. et BARON, J. 1982. Fluage et autres effets rhéologiques différés du béton. Le Béton hydraulique. Paris, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [84] ILLSTON, J.M., SANDERS, P.D. '*Characteristic and prediction of creep of a saturated mortar under variable temperature*'. Magazine of Concrete Research. Vol.26, No88. September 1974. pp 169-179
- [85] ILLSTON, J.M., SANDERS, P.D., '*The effect of temperature change upon the creep of mortar under torsional loading*'. Magazine of Concrete Research. Vol.25; No.84. September 1973. pp 136-144
- [86] INHA, T., '*Effect of high strength concrete on structural fire design according to Finish tests*'. Proc. of ACI 1991 Spring Convention, Boston (MA), March 17-21, 1991.
- [87] JAHREN, P.A., '*Fire resistance of high strength/dense concrete with particular reference to the use of condensed silica fume - A review.*' Proc. of Trondheim (Norway) 1989 Conference, pp 1013-1049.
- [88] JANHUNEN, P., '*High strength concrete - Application and standardization in Finland*'. Concrete Precasting Plant and Technology 1992, Vol. 2, pp 74-80.
- [89] JENSEN, J.-J., HANSEN, E. A., DANIELSEN, U., SEGLEM, S., '*Offshore concrete structures exposed to hydrocarbon fire*'. The first international conference on concrete for hazard protection, Edimbourg 1987
- [90] JENSEN, B.C., AARUP, B., '*Fire resistance of fibre reinforced silica fume based concrete*' Proc. of 4th International Conference on Utilization of High Strength/High Performance Concretes, Paris 1996, pp 551-560
- [91] JUMPPANEN, U.-M. 1989. '*Effect of strength on fire behavior of concrete*'. Nordic Concrete Research, 1989. No 8, pp 116-127.
- [92] JUMPPANEN, U.-M., DIEDERICHS, U. and HINRICHSMEYER, K., '*Material properties of F-concrete at high temperatures*'. Technical Research Centre of Finland, Research Report No.452, 1986, 60 pages.
- [93] KALIFA P., CHENE G., GALLE C., High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres From spalling to microstructure, Cement and Concrete Research , 2001, pp 1487-1499
- [94] KALIFA P., MENNETEAU F.D., QUENARD D., Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures, Cement and Concrete Research, August, 2000, pp 1915-1927
- [95] KALIFA, P., PARDON, D., MANNETEAU, F.D., GALLE, C., CHENE, G., PIMIENTA, P., '*Comportement à haute température des Bétons à Hautes Performances: de l'éclatement à la microstructure*'. Cahiers du CSTB
- [96] KHOURY, G.A. '*Compressive strength of concrete at high temperatures : a reassessment*'. Magazine of Concrete Research, 1992. 44, n° 161, pp 291-309
- [97] KHOURY, G.A. '*Strain components of nuclear-reactor-type concrets during first heat cycle*'. Nuclear Engineering and Design, 1995. n° 156, pp 313-321

- [98] KHOURY, G.A. and SULLIVAN, G.P.E., 'Research at imperial college on the effet of elevated temperatures on concrete', Fire Safety Journal, 13 (1988). pp 69-72
- [99] KHOURY, G.A., GRAINGER, B.N. and SULLIVAN, G.P.E. 'Strain of concrete during first heating to 600°C under load'. Magazine of concrete research, 1985. Vol 37, pp 195-215.
- [100] KHOURY, G.A., GRAINGER, B.N. and SULLIVAN, G.P.E. 'Transient thermal strain of concrete :literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents'. Magazine of concrete research, 1985. Vol 37, No 132, pp 131-144.
- [101] KHOURY, G.A., MAJORANA, C., KALIFA, P., AARUP, B., GIANNUZZI, M., CORSI, F. 'The HITECO project on the effect of heat on high performance concrete
- [102] KHOURY, G.A. 'Transient thermal creep of nuclear reactors pressure vessel type concrets'. Tesis submitted to the University of London for the degree of PhD. 1983. Vol. 1: pp.1126.Vol.2:pp.418. Vol.3:pp.
- [103] KHOYLOU, N., ENGLAND, G.L., 'The Effect of Moisture on Spalling of Normal and High Strength Concretes'. Structural Concrete and Masonry. 1996, pp. 571-569
- [104] KODRES, C.A., 'Moisture – Induced Pressures in Concrete Airfield Pavements' Journal of Materials in Civil Engineering, Feb 1996, pp. 41-50
- [105] KODUR, V.K.R.,SULTAN,M.A., 'Behaviour of High Strength Concrete Columns Exposed to Fire'. International Conference on Building Envelope Systems and Technologies (ICBEST-2001), pp 395-399
- [106] KONTANI, O. et SHAH, S.P. 'Pore pressure in sealed concrete at sustained high temperatures'. Proc. Of Concrete Under Severe Conditions : Environment and Loading (Volume 2). CONSEC 1995. Edité par Sakai, Banthia N. et Giory O. E.. Edité par E & FN Spon ISBN.
- [107] KUGAMAI, H., TACHIBANA, D., YAMAZAKI, N. and SUZUKI, T. 1994. 'High-strength concrete of 60 MPa for building construction'. Shimizu Tech. Res. Bull. No 13, March 1994, pp 11-21.
- [108] KUTTNER, C. and EHLERT, G. 'Experimental investigations of transitional thermal creep of concrete at temperatures up to 130°C and boundary moisture conditions'.
- [109] DE LARRARD F., BELLOC A., BOULAY C., KAPLAN D., RENWEZ S., SEDRAN T. Formulations de référence – Propriétés mécaniques jusqu'à l'age de 90 jours. Rapport rédigé à la demande du Projet National BHP 2000. Décembre 1996.
- [110] LEITNER A. 'The fire catastrophe in the Tauern Tunnel: experience and conclusions for the Austrian guidelines', Tunnelling and Underground Space Technology no. 16, 2001, p.217-223
- [111] LEGERON, F., PAULTRE, P. 'Résistance en traction du BHP : mesure et distribution – Rapport de recherche : Faculté des sciences appliquées', Université de Sherbrooke, juillet 1996, Np.53
- [112] LEA, F. AND STRADLING, R. 'The resistance of fire of concrete and reinforced concrete'. Engineering, 1922. 110, p. 293-298
- [113] LE MAOU, F. 'Essais de traction uniaxiale : L'utilisation des silanes fonctionnalisés dans le cas du collage sur béton humide' Bulletin du LCPC, mai - juin 1998, n° 215, réf. NT 4191, pp 83-85
- [114] LE MAOU, F., CLEMENT J.-L. 'Étude de la répétabilité des essais de fluage sur éprouvette de béton' Bulletin du LCPC, septembre-octobre 2000, n° 228, réf. 4329, pp 59 - 69
- [115] LIN W.M., LIN, T.D POWERS-COUCHE, L.J.- 'Microstructure of Fire-Damaged Concrete'. ACI Materials Journal.Mai/june 1996. pp 199-205
- [116] LUO, X., SUN, W., CHAN, Y.N. 'Effect of heating and cooling regimes on residual strength and microstructure of normal strength and high performance strength concrete'. Cement and Concrete Research Vol.30, 2000, pp.379-383
- [117] LUO, X., SUN, W., CHAN, Y.N. 'Residual Compressive Strength and Microstructure of High Performance Concrete After Exposure to High Temperature'. Materials et Structures, Vol.33, June 2000, pp.294-298
- [118] MAJUMDAR, P., GUPTA, A., MARCHERTAS, A. 'Stress Analysis of Heated Concrete Using Finite Elements'. Nuclear Engineering and Design 147. 1994 pp. 287-289
- [119] MALIER, Y. Sous la direction d' ; 'Les bétons à hautes performances – Caractérisation, durabilité, applications'. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992. p.674
- [120] MALHOTRA, V.M., RAMACHANDRAN, V.S., FELDMAN, R. AND AITCIN, P.C. 'Condensed silica fume in Concrete'. CRC Press Ind. Boca Raton, Florida, 1987. pp 167-173
- [121] MALHOTRA, V.M., WILSON, H.S. ET PAINTER, K.E., 'Performance of gravelstone concrete incorporating silica fume at elevated temperatures'. Proc. of 1989 Trondheim (Norway) Conference, pp 1051-1076.
- [122] MARECHAL, J. C. 'Fluage du béton en fonction de la température'. M & S RILEM, Paris, 2 (1969) 111-115 and 3 (1970) 395-406

- [123] MARECHAL J. C., *Contribution à l'étude des propriétés thermiques et mécaniques du béton, en fonction de la température*. Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des travaux publics, 1970. N° 274.
- [124] MARECHAL, J. C. 'Variation in the moduls of elasticity and poisson ratio with temperature'. ACI seminar on Concrete for Nuclear Reactors, Berlin 1970.
- [125] MENOU, A., 'Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute temperature : Approche multi échelles de l'endommagement thermique', Thèse de l'université de Pau, 2004
- [126] MOUNAJED, G., 'Exploitation du nouveau modèle Béton Numérique dans Symphonie : Concept, homogénéisation du comportement thermomécanique des BHP et simulation de l'endommagement thermique', Cahiers du CSTB, Cahier 3421, Sept. 2002.
- [127] MOUNAJED, G., UNG QUOC H., BOUSSA H., 'Elaboration of a new model of damage for concrete', First International Conference on Applications of Porous Media Jerba, Tunisia, June 02-08, 2002.
- [128] MOUNAJED, G., Code EF SYMPHONIE. SYMPHONIE, 'Code de calcul général aux éléments finis', CSTB, France, 1991
- [129] MONTEIRO P.J.M., 8th ICCO Rio de Janeiro 1986, 3, s.433
- [130] MEYER-OTTENS. C. 1975. 'On the question of spalling of fire exposed concrete constructions' (In German). Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 248. Wilh. Ernst & Sohn KG. Berlin.
- [131] MOYNE C. 'Transferts couplés lors du séchage : prise en compte du mouvement de la phase gazeuse'. Thèse d'Etat, Nancy, 1987.
- [132] NANSTAD, R. 'A review of concrete properties for prestressed concrete pressure vessels'. Oak Ridge national Laboratory Publication, 1976. ORNL/TM-5497.
- [133] NASSER AL SHEIK HASSAN. 1992. 'Réponse de parois épaisses à des chocs hygrothermiques prolongés'. Thèse de doctorat, Saint Nazaire, 1992.
- [134] NASSER, K. W. et LHOTIA, R.P., 'Mass concrete properties at high temperatures'. ACI Journal, March 1971. 68:18: 180-186
- [135] NASSER, K.W. and MARZOUK, H.M. 'Properties of mass concrete containing fly ash at high temperatures'. ACI Journal, 1979. Vol. 76, No 4, pp 537-550
- [136] NASSIF, A.Y. BURLEY, E. and RIGDEN, S. 'A new quantative method of assessing fire damage to concrete structures'. Magazine of concrete rerserch, 1992.. 47, no 172. pp.271-278
- [137] NECHNECH, W., MEFTACH, F., REYNOUARD, J.M., 'An elasto plastic damage model for plain concrete subjected to high temperatures'. Engineering Structures 24 (2002) pp. 597-611
- [138] NICOLAS, P. 1992. 'Modélisation mathématique et numérique des transferts d'humidité en milieu poreux'. Thèse de doctorat. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1992.
- [139] NISHIDA, A., YAMAZAKI, N., INOUE, H., SCHNEIDER, U., DIEDERICH, U. 'Study on the properties of high strength concrete with short polypropylene fiber for spalling resistance. Concrete Under Severe Conditions' : Environment and Loading (Volume 2). Edité par Sakai, Banthia N. et Giory O. E.. Edité par E & FN Spon ISBN. 1995.
- [140] NISHIZAWA N., OKAMURA H. 'Strength an inelastic properties of concrete at elevated temperatures'. Concrete for nuclear reactors. American concrete institute, 1972. Paper 22. pp. 407-421
- [141] NOUMOWE A., AGGOUN S. 'Mechanical Proprieties and Microstructure of High Strength Concrete containing Polypropylene Fibres Exposed to Temperatures up to 200°C'. Fifth CANMET/ICI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology, Singapore, 29 July - 1 August, 2001
- [142] NOUMOWE, A. et CLASTRES, P. 'Etude de béton ordinaire et haute performance à haute température 22 - 500 °C'. Rapport final INSAVALOR 1994. 201.804.
- [143] NOUMOWE, A., CLASTRES, P., DEBICKI, G., BOLVIN, M. 1994. 'Effects of high temperature on high performance concrete (70°C-600°C) - Strength and porosity'. Third CANMET/ACI International Conference, Nice, 24-28 mai 1994.
- [144] NOUMOWE, A., CLASTRES, P., DEBICKI, G., COSTAZ, J.L. 1995. 'High Performance Concrete for Severe Thermal Conditions'. Concrete Under Severe Conditions : Environment and Loading (Volume 2). Edité par Sakai, Banthia N. et Giory O. E. Edité par E & FN Spon ISBN.
- [145] NOUMOWE, A. 'Temperature Distribution and Mecanical Properties of High Strength Silica Fume Concrete at Temperatures up to 200°C' ACI Materials Journal, July-August 2003
- [146] NOUMOWE, A., LEFEVRE, A., DUVAL, R., 'Porosité supplémentaire consécutive à la fusion de fibres de polypropylène dans un béton à hautes performances'. Revue française de Génie Civil. Vol. 6 – no 2/2002, pp 301 - 313

- [147] OREDSEN, J. 'Tendency to Spalling of High Strength Concrete'. Interim Rapport 1997. Skanska, np 30
- [148] PAPAYIANNI, J., VALIASIS, T. 'Residual mechanical properties of heated concrete incorporating different pozzolanic materials'. Materials and Structures, 1991. Vol. 24, pp 115-121
- [149] PARROT, L. 'A study of transitional thermal creep in hardened cement paste'. Magazine of concrete research. Vol. 31 N 107. June 1979, pp.99-103
- [150] PARROT, L. 1979. 'Structure and thermal creep of cement paste'. 7th International Congress on Chemistry of Cement. Paris. 1980. Paris, Editions Septima, 1980. Vol. III. pp. VI-131 - VI-134
- [151] PENTTALA, V. et al. 'Mechanical properties of high strength concretes based on different binder combinations'. Proceedings of the symposium on "Utilisation of high-strength concrete", Stavanger, Norway, June 1987
- [152] PHAN, L.T., LAWSON, J.R., DAVIS, F.L. 'Effect of elevated temperature exposure on Heating Characteristic, Spalling, and Residual Properties of High Performance Concrete'. Materials and Structures, Vol.34, March 2001, pp. 83-91
- [153] PHAN, L.T. and CARINO, N.J. 'Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature'. Journal of materials in civil engineering. February 1998.
- [154] PIASTA, J. 'Heat deformation of cement phases and microstructure of cement paste'. Materials and structures : research and testing. RILEM. Paris. Vol. 17, n° 102, p. 415-420.
- [155] PIASTA, J. and PIASTA, W. G. 1994. 'Beton zwykly : dobor kruszyw i cementow, projektowanie betonu, trwalosc betonu, odpornosc chemiczna i termiczna'. Warszawa, Arkady 1994
- [156] PIMIANTA, P. « Propriétés des BHP à haute température – Etude bibliographique ». Cahiers du CSTB. Cahier du CSTB – n° 3352 – Livraison 421 – Juillet Août 2001.
- [157] PIMIANTA, P. « Caractérisation de 6 bétons d'étude en traction directe ». Rapport BHP 2000. Septembre 1999.
- [158] PIMIANTA, P. « Evolution des caractéristiques des BHP soumis à des températures élevées - Résistances en compression et modules d'élasticité ». Cahiers du CSTB – n° 3353 – Livraison 421 – Juillet Août 2001.
- [159] PIMIANTA, P., HAGER, I. 'Mechanical behaviour of HPC at high temperature. 6th International Symposium on Utilisation of High Strength/high Performance Concrete'. 16-20 June 2002 Leipzig, P.
- [160] PIMIANTA, P., HAGER, I. 'Évolution des caractéristiques des BHP soumis à des températures élevées (tranche 2) : fluage thermique transitoire'. Rapport BHP 2000. Mars 2003
- [161] PIMIANTA, P., HAGER, I. 'Comportement au feu de BHP additionnés de fibres organiques. tâche 3.2 : détermination des caractéristiques mécaniques des bétons à chaud'. Rapport BHP 2000. Mars 2003
- [162] PINEAUD, A., REMOND, S., CABRILLAC, R., MENOUE, A., BOUSSA, H., MOUNAJED, G. 'Etude expérimentale de l'influence des hautes températures sur l'énergie de fissuration des BHP'. Actes de XXIèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil, La Rochelle 2-3 juin 2003, vol.1, p. 257-264
- [163] PORIER Plasticité des roches à haute température
- [164] RILEM TC 129-MHT: 'Compressive strength for service and accident conditions. Materials and structures'. 28, pp 410-414.
- [165] RILEM TC 129-MHT: 'Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures; Part 4: Tensile strength for service and accident conditions' Materials and Structures / Matériaux et Constructions, Volume 33, mai 2000, pp 219 - 223
- [166] RILEM TC 129-MHT. 'Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures, Recommendations, Part 6 – Thermal Strain. Materials and Structures', supplement March 1997, pp 17-21
- [167] RILEM TC 129-MHT. 'Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures, Recommendations, Part 8 – Steady – state creep and creep recovery for service and accident conditions', Materials and Structures, Vol.33, January –February 2000, pp 6–13
- [168] RILEM TC 129-MHT. 'Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures, Recommendations, Part 7 – Transient Creep for service and accident conditions', Materials and Structures, Vol.31, June 1998, pp 290-295
- [169] ROY, D.M. 'Relationships between Permeability, Porosity, Diffusion and Microstructure of Cement Pastes, Mortar and Concrete at Different Temperatures'. Mat. Res. Suma. Proc. Vol.137. Materials Research Society 1989.
- [170] ROSSI, P., TOUTLEMONDE, F., LE MAOU, F., BOULAY, C., VAN MIER, J.-G.-M. 'Effet de vitesse dans le comportement mécanique du béton. Cas de la traction directe'. Bulletin de liaison du LCPC, mars - avril 1993, n° 184, réf. 3695, pp 71 - 76

- [171] ROSSI, P., WU, X., LE MAOU, F., BELLOC, A. '*Effet d'échelle sur le comportement du béton en traction*'. Bulletin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), nov.-déc. 1992, n° 182, réf. 3688, pp 11 -20
- [172] ROSSI P., WU X., LE MAOU F., BELLOC A. '*Scale effect on concrete in tension*'. Materials and Structures, 1994, n° 27, pp 437 - 444
- [173] ROSTASY, F.S., WEIß, R., WIEDEMANN, G. '*Changes of pore structure of cement mortars due to temperature*'. Cement and Concrete Research, 1980. Vol. 10, pp 157-164
- [174] SAAD, M., ABO-EL-ENEIN, S.A., HANNA, G.B. KOTKATA, M.F. 1996. '*Effect of Temperature on Physical and Mechanical Properties of Concrete Containing Silica Fume*'. Cement and Concrete Research, 1996. Vol.26, No.5, pp.669-675,
- [175] SANJAYAN, G. and STOCKS, L.J. 1991. '*Spalling of high strength concrete in fire*'. Proc. of ACI 1991 Spring Convention, Boston (MA), March 17-21.
- [176] SANJAYAN, G. and STOCKS, L.J. 1993. '*Spalling of high strength silica fume concrete in fire*'. ACI Materials Journal, Vol.90, No 2, pp 170-173.
- [177] SCHNEIDER, U. '*Behaviour of concrete under thermal steady state and non-steady state conditions*'. Fire and Materials 1976. 1, pp. 103-115
- [178] SCHNEIDER, U. '*Behaviour of concrete at high temperatures*'. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Vertrieb Durch Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1982.
- [179] SCHNEIDER, U. '*Properties of materials at high temperatures – concrete*'. RILEM –Report 44-PHT, 2nd Ed., Kassel, June 1986.
- [180] SCHNEIDER, U., SCHWESINGER, P., '*Mechanical testing of concrete at high temperatures*'. RILEM Transaction, February 1990, 72 pages.
- [181] SHAH, S.P. AHMAD, S.H. '*Structural properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete*'. PCI Journal. November-December 1985.
- [182] SHIRLEY, S.T., BURG, R.G. and FIORATO, A.E. '*Fire endurance of high-strength concrete slabs*'. ACI Materials Journal, March-April 1988, pp 102-108.
- [183] SIMONIN F., OLAGNON C. , MAXIMILIEN S. , FANTOZZI G. '*Room temperature quasi-brittle behavior of an aluminous refractory concrete after firing*'. Journal of the European Ceramic Society mars 2001. Vol.22, pages 165 à 172.
- [184] SIMONIN F. '*Comportement thermomécanique de bétons réfractaires alumineux contenant du spinelle de magnésium*': Thèse : Institut National Des Sciences Appliquées De Lyon, février 2001. Np 166.
- [185] SLIWINSKI J., EHRENFELD W. : Comportement du BHP avec ajout de fumée de silice soumis à haute température, (en polonais), Cement-Wapno-Beton, nr 3/1998, pp. 103-107
- [186] SLIWINSKI J., EHRENFELD W.: Déformation thermiques des pâtes et des mortiers avec ajout de fumée de silice à haute température, Proc. of Int. Conf. « Concrete & Concrete Structures », University of Žilina, Slovakia, 1999, 83-88
- [187] SLIWINSKI J., LEONARD R., TRACZ T.: Influence of High Temperature on the Residual Permeability of High Performance Concrete (in Polish), Proc. Of 2nd Conf. "Dni Betonu", Polski Cement, Wisła 2004
- [188] STARK J., WICHT B., Dauerhaftigkeit von Beton Der Baustoff als Werkstoff. Bau Praxis, Weimar 2001
- [189] SULLIVAN, P.J.E., '*Deterioration and Explosive Spalling on High Strength Concrete at Elevated Temperature*'. City University, London UK
- [190] SULLIVAN, P.J.E., SHARSHAR, R. '*The performance of concrete at elevated temperatures (as measured by the reduction in compressive strength)*'. Fire Technology, August 1992, pp 240-250.
- [191] SULLIVAN, P. J. E., KHOURY, G. A. and GRAINGER, B.N. '*Apparatus for measuring the transient thermal strain behaviour of unsealed concrete under constant load for temperatures up to 700°C*'. Magazine of Concrete Research: Vol.35. No. 125: December 1983.
- [192] SUZUKI, T., TABUCHI, M. et NAGAO, K. '*Study on the degradation of concrete characteristics in high temperature environments*'. Concrete Under Severe Conditions 1995: Environment and Loading (Volume 2). Edité par Sakai, Banthia N. et Giory O. E. Edité par E & FN Spon ISBN.
- [193] THELANDERSSON, S. '*Effect of high temperatures on tensile strength of concrete*. Lund Institute of Technology, Division of Struct. Mech. And Concrete Constr., Neostyled. pp 27, Lund, 1971
- [194] TERRO, M.J., KHOURY, G.A. '*Numerical modelling of the behaviour of concrete structures in fire*'
- [195] TSIMBROVSKA, M. 1998. '*Dégradation des bétons à hautes performances soumis à des températures élevées*', Rapport de Thèse. Université de Joseph Fourier – Grenoble I.

- [196] ULM, F.J. 1999 '*Couplages thermo-chémo-mécaniques dans les bétons*'. Un premier bilan. Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées
- [197] ULM, F.J., COUSSY, O., BAZANT, Z.P. '*The "Chunnel" Fire. I: Chemoplastic Softening in Rapidly Heated Concrete*', Journal of Engineering Mechanics, March 1999, pp 272-282
- [198] VERBECK, G., COPELAND, L.E. '*Some physical and chemical aspects of high pressure steam curing*'. Menzel symp. on high pressure steam curing. ACI publication 1972. SP-32, p.1-13.
- [199] WEBB, J. 1993. '*High-strength concrete: economics, design and ductility*'. Concrete International, Vol.15, No 1, pp 27-32.
- [200] WILLIAMSON, R.B. and RASHED, A.I. 1987. '*A comparison of ASTM E-119 Fire Endurance Exposure of Two EMSAC Concretes With Similar Conventional Concretes*'. Fire Research Lab., University of California, Berkeley, CA, Rap. No. UCB FRG 87-1, July 22-87, p. 20.
- [201] XU, Y., WONG, Y.L., POON, C.S., ANSON, M., '*Impact of high temperature on PFA concrete*' Cement and Concrete Research 31 (2001), pp1065-1073
- [202] YOUNG, J. et al. '*The microstructure of hardened Portland cement paste: Chapter 1 Creep and shrinkage in concrete structures*'. Wiley, Chichester 1982.
- [203] ZIMBELMAN R., Cem. Concr. Res., Vol. 17, nr 4 1987, s.651
- [204] ZHUKOV, V.V. '*Reasons of explosive spalling of concrete by fire*'. Scientific Research Institut for Concrete and Reinforced Concrete, Moscow.
- [205] KOSIOREK M., POGORZELSKI A., '*Odporność ogniowa konstrukcji budowlanych*'. Arkady, Warszawa 1988
- [206] DIAMOND, S., '*The Microstructure of Cement Paste in Concrete*'. VIII International Cong. Chem.Cem., vol I, Rio de Janeiro 1986, pp 113-121