

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف
Université Hassiba Benbouali de Chlef
كلية الهندسة المدنية و المعمارية
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de MAGISTER

Spécialité: Génie Civil

Option : GEOMATERIAUX

Présenté par:

BENGUERBA Sofiane

Ingénieur d'état en Génie Civil de l'UHB Chlef

Application du principe de la maturité pour
l'optimisation de la durée de cure sous température
élevée d'un ciment composé

Soutenu publiquement le : 31/12/2014

Devant le jury composé de :

HARICHANE Khalifa	MCA	UHB Chlef	Président
KENAI Said	Professeur	USD Blida	Examineur
GHRICI Mohamed	Professeur	UHB Chlef	Examineur
ITIM Ahmed	MCB	UHB Chlef	Examineur
EZZIANE Karim	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
Boubekeur Toufik	MAA	CU Tessemssilt	Invité

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude au professeur Ezziane Karim pour tous les efforts qu'il a dépensés afin de mettre à jour ce travail, je lui suis très reconnaissant pour sa compréhension et de l'opportunité qu'il m'a accordée.

J'adresse tous mes remerciements au Docteur Harichane Khelifa pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de soutenance. Je suis aussi très reconnaissant aux professeurs ; Said Kenai, Mohamed Ghrici ainsi qu'au Docteur Ahmed Itim d'avoir accepté et juger ce travail. Les critiques et remarques peuvent donner une grandeur supplémentaire et un enrichissement à ce travail.

Je tiens à remercier profondément Mr Boubekour Toufik, Enseignant chercheur au centre universitaire de Tissemsilet qui m'a beaucoup aidé et soutenu pour achever ce travail.

Je remercie également tout le personnel technique du laboratoire de matériaux de construction notamment Mrs. Ouali Fouad, Belabassi Hocine pour m'avoir ouvert les portes et mettre à ma disposition tout le matériel pour la réalisation des essais.

Je dis merci à toute ma famille qui m'a soutenu et supporté mon absence tous au long de ce travail.

*Au terme de ce travail, mes pensées vont à mon père *Ali* que Dieu l'accueille dans sa miséricorde et à ma mère qui m'a beaucoup soutenu pour surmonter tous les obstacles et achever ce travail.*

Sofiane B.

Résumé

Application du principe de maturité pour l'optimisation de la durée de cure d'un ciment composé

La température joue un rôle important dans l'hydratation du ciment en accélérant cette dernière et en modifiant la nature des hydrates formés qui deviennent mécaniquement plus faibles. L'élévation de température influe sur les propriétés physiques et mécaniques du béton. Ainsi, l'utilisation adéquate des ajouts cimentaires permet de participer à l'hydratation des ciments, modifier les produits d'hydratation et densifier la microstructure de la pâte hydratée du ciment; ce qui permet la diminution de la chaleur d'hydratation et l'amélioration des propriétés du béton. L'objectif de ce mémoire consiste à étudier l'effet de la température et de la durée de cure sur les propriétés des bétons contenant des ciments au calcaire en vérifiant l'application du principe de la maturité sur l'évolution des résistances mécaniques et en particulier à long terme. L'étude est basée sur une série de résultats expérimentaux réalisés sur un béton et dont l'approche de la maturité nécessite une correction pour tenir compte de l'application des échelons de températures.

Mots clés : béton, résistance, compression, maturité, température,

Abstract

Application of the principle of maturity for optimizing the curing time of cement

Temperature plays an important role in the hydration of cement by accelerating it and by modifying the nature of the formed hydrates that become mechanically weaker. The temperature rise affects the physical and mechanical properties of concrete. Thus, the proper use of cementitious addition allows to participating to cement hydration, modify hydrate products and densify the microstructure of the hydrated cement paste; thereby decreasing the hydration heat and the improvement in the properties of the concrete. The objective of this study is to study the effect of temperature and curing time on the properties of concrete containing limestone cements and verifying the application of the maturity approach on the development of compressive strength and particularly at long term. This study is based on a series of experimental results made on concrete and whose maturity approach requires a correction for its application for concrete cured at variable temperature

World keys: concrete, strength, compression, maturity, temperature

ملخص

تطبيق مبدأ النضج للتحقق من الاستفادة المثلى من مدة المعالجة للاسمنت المركب

تلعب درجة الحرارة دورا هاما في إماهة الاسمنت لأنها تسرع عملية التفاعل وتغير من طبيعة الهيدرات المتشكلة، والتي مستقبلا تصبح أضعف ميكانيكيا. كما يؤثر ارتفاع درجة الحرارة على الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للخرسانة. وهكذا، فإن الاستخدام السليم والأمثل للإضافات المعدنية يسمح بالمشاركة في عملية إماهة الأسمنت، ويغير من المواد الناتجة عن ذلك. كما يحسن من التركيبة المجهرية للمادة الصلبة المتكونة و يعمل على تخفيض درجة الحرارة الناجمة عن عملية الإماهة ويحسن من الخواص الفيزيائية والميكانيكية للخرسانة.

الغرض من هذه المذكرة هو دراسة تأثير درجة الحرارة و مدة المعالجة على الخواص الميكانيكية للخرسانة التي تحتوي على اسمنت مركب كلسي. وتستند هذه الدراسة على سلسلة من الاعمال و النتائج التجريبية المسجلة على نوع من الخرسانة اين وجد بان مقترح النضج غير كافي لمتابعة تقدم المقاومة الميكانيكية للخرسانة التي تستوجب تصحيحا معينا.

مفتاح الكلمات: الخرسانة، مقاومة، ضغط، نضج، حرارة.

Liste des Figures

Figure 1.1 : Procédure de fabrication d'un ciment portland [1]

Figure 1.2: Section transversale d'un grain de ciment [5]

Figure 1.3 : Courbe calorimétrique de l'hydratation d'une pâte de ciment [16].

Figure 2.1: Représentation des principaux ajouts dans un diagramme $\text{SiO}_2 - \text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3$

Figure 2.2 : Résistance à la compression des mortiers en fonction des quantités de calcaire [38]

Figure 2.3 : Les résistances des différents mortiers en fonction des dosages de pouzzolane et de calcaire [39].

Figure 2.4 : Résistances des différents mortiers en fonction des dosages des cendres volantes [41]

Figure 2.5 : Résistances des différents mortiers en fonction des dosages du calcaire [41]

Figure 2.6 : Influence des fillers de quartz (Q) et de calcaire (C) sur le flux de chaleur d'un ciment. PC1 riche en C_3A et un ciment PC2 pauvre en C_3A [48].

Figure 2.7 : Volume des phases hydratées du ciment en fonction de durées d'hydratation [45]

Figure 2.8 : Influence des cendres volantes et le laitier sur le flux thermique d'un ciment ordinaire (FA30, FA20%, FA10% :30%,20%,10% de cendre volante et SL30 :30% de laitier) [56].

Figure 2.9 : Variation de la taille des pores dans une pate de ciment avec addition des matériaux pouzzolaniques en fonction du temps [62].

Figure 3.1: Perte d'ouvrabilité du béton frais à 35°C au cours du temps pour différents dosages en eau [35]

Figure 3.2: Effet de la température sur l'ouvrabilité avec des différents teneurs en eau [35].

Figure 3.3: Effet de la température du béton frais sur l'affaissement à dosage en eau constant [19]

Figure 3.4: Effet de la température du béton frais sur la demande en eau [19]

Figure 3.5: Effet de la température sur l'affaissement et l'eau requise pour le changer. [19]

Figure 3.6 : Augmentation du dosage en eau en fonction de la température nécessaire pour maintenir un affaissement constant [6].

Figure 3.7: Augmentation du dosage en eau en fonction de la température, à maniabilité égale (Aff. = 8 cm) [71].

Figure 3.8: Influence de la température sur le début et fin de prise [36].

Figure 3.9 : Variation du temps de prise sur la pâte pure en fonction de la température [22].

Figure 3.10: Flux de chaleur d'hydratation d'un ciment CPA 400 à 10, 20, 40°C [35].

Figure 3.11: Micrographies caractéristiques de surface après 1 jour et 1 an d'hydratation [80]

Figure 3.12: Chaleur d'hydratation de trois ciments (par calorimètre semi-adiabatique

Figure 3.13: Effet de la température sur la résistance à la compression du béton [13].

Figure 3.14: Développement de la résistance à la compression en fonction de la température [32]

Figure 3.15: Représentation schématique de l'influence des différents climats sur le développement de la résistance [14]

Figure 3.16: Application du principe de la maturité sur une éprouvette soumise à un cycle thermique de cure

Figure 3.17 : Résistance à la compression en fonction de la maturité [96].

Figure 3.18 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et le nouveau modèle proposé pour $T=50$ et E/C égale 0.43 [98]

Figure 3.19 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et le nouveau modèle proposé pour $T=50$ et E/C égale 0.5 [98]

Figure 3.20: Résistance à la compression en fonction de la maturité pour le ciment portland [99]

Figure 3.21: Résistance à la compression en fonction de la maturité pour le ciment au calcaire [99]

Figure 3.22: Résistance à la compression en fonction de la maturité pour le ciment à la pouzzolane [99]

Figure 3.23: Résistance à la compression en fonction de la maturité pour le ciment au laitier [99]

Figure 4.1 : Courbe granulométrique du sable et du gravier utilisé

Figure 4.2: Histogramme de température de cure constante

Figure 4.3 : Histogramme de température de cure : trois échelons de température de 30°C de 1 jour appliqués à 3 différents âges

Figure 4.4 : Histogramme de température de cure : trois échelons de température de 40°C de 1 jour appliqués à 3 différents âges

Figure 4.5 : Histogramme de température de cure : trois échelons de température de 50°C de 1 jour appliqués à 3 différents âges

Figure 4.6 : Histogramme de température de cure : trois échelons de température de 30°C de 2 jours appliqués à 3 différents âges

Figure 4.7 : Histogramme de température de cure : trois échelons de température de 40°C de 2 jours appliqués à 3 différents âges

Figure 4.8 : Histogramme de température de cure : trois échelons de température de 50°C de 2 jours appliqués à 3 différents âges

Figure 4.9 : Moules utilisés pour les essais mécaniques cubiques ($10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$)

Figure 4.10 : Bac de conservation des éprouvettes.

Figure 4.11 : Photo de l'affaissement réalisé sur le cône d'Abrams

Figure 4.12: Essai de compression sur cube

Figure 4.13 : Variation de la résistance moyenne et l'écart type obtenu

Figure 5.1: Evolution des résistances mécaniques en fonction de la température de cure à différents âges

Figure 5.2: Evolution des résistances mécaniques pour différentes températures de cure

Figure 5.3: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 1 jour à 30°C

x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

Figure 5.4: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 2 jours à 30°C

x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

Figure 5.5: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 1 jour à 40°C

x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

Figure 5.6: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 2 jours à 40°C

x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

Figure 5.7: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 1 jour à 50°C

x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

Figure 5.8: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 2 jours à 50°C

x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

Figure 5.9: Variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'âge d'application de l'échelon de température élevée

Figure 5.10: Variation de la résistance à la compression à 90 jours en fonction de l'âge d'application de l'échelon de température élevée

Figure 5.11: Variation des résistances mécaniques en fonction de l'indice de maturité

Figure 5.12: Variation des résistances mécaniques en fonction de l'indice de maturité équivalente

Figure 5.13 : Variation des résistances à la compression en fonction de la maturité pour divers échelons de température de cure.

Figure 5.14: Comparaison des résistances à la compression mesurées et calculées.

Liste des Tableaux

Tableau 1.1 : Types de ciments et leur composition [3]

Tableau 1.2: Composition minéralogique des ciments courants [6]

Tableau 1.3: Classe des résistances de ciments à la compression en (Mpa)

Tableau 2.1 : Influence des additions minérales sur le temps de prise [33]

Tableau 3.1: Temps de prise de deux ciments (sur une pâte pure de ciment) [23]

Tableau 4.1 : Caractéristiques physicochimiques et minéralogiques du ciment

Tableau 4.2 : Propriétés des agrégats utilisés

Tableau 4.3 : Composition de chaque classe de béton

Tableau 5.1 : Résultats des résistances à la compression pour différentes températures de cure et leur comparaison avec celles de la température ambiante

TABLE DES MATIERE

Liste des Figures	6
Liste des Tableaux	9
Introduction générale	12

Chapitre 01 : Propriétés physico-mécanique des ciments

1.1. Introduction.....	15
1.2. Fabrication du ciment portland	15
1.3. Composition du ciment ordinaire	17
1.4. Types de ciments fabriqués.....	18
1.4.1. Classification selon la composition minéralogique.....	18
1.4.2. Classification selon la résistance à la compression.....	20
1.4.3. Classification selon le type d`environnement	21
1.5. Exigences physiques	24
1.6. Exigences chimiques.....	24
1.7. Hydratation des ciments.....	25
1.7.1. Hydratation des C3S	27
1.7.2. Hydratation des C2S	28
1.7.3. Hydratation des aluminates tricalciques C3A.....	28
1.7.4. Hydratation des aluminoferrites C4AF	30
1.8. Conclusion	30

Chapitre 02 : Propriétés des ciments en présence des additions minérales

2.1. Introduction.....	32
2.2. Classification des additions	32
2.2.1. Additions de type I.....	32
2.2.2. Additions de type II.....	33
1.4. Réactivité des ajouts minéraux	35
2.3. Propriétés des ciments composés.....	36
2.3.1. Propriétés physiques.....	36
2.3.1.1. <i>Temps de prise</i>	36
2.3.1.2. <i>Ouvrabilité</i>	37
2.3.2. Propriétés mécaniques.....	38
2.4. Effet des ajouts sur l`hydratation du ciment	41
2.4.1. Hydratation en présence du calcaire	41
2.4.2. Hydratation en présence d`autres ajouts	44
2.5. Conclusion	47

Chapitre 03 : *Effet de l`élévation de la température sur les propriétés des bétons*

3.1. Introduction.....	49
3.2. Effet de la température de cure	49
3.2.1 Béton à l`état frais.....	50

3.2.1.1 Ouvrabilité du béton.....	50
3.2.1.2 Temps de prise	55
3.2.1.3 Chaleur d'hydratation.....	56
3.3. Béton a l'état durci.....	59
3.4. Concept de maturité	63
3.4.1 Analyse théorique du concept de maturité	64
3.4.2. Temps équivalent	65
3.4.3. Application du principe de la maturité pour la prévision des résistances mécaniques	66
3.5. Conclusion	69

*Chapitre 4 :
Méthodes et matériaux utilisés*

4.1. Introduction.....	71
4.2. Matériaux utilisés.....	71
4.2.1. Ciment	71
4.2.3. Granulats	72
4.2.4. Eau de gâchage.....	73
4.3. Composition du béton.....	73
4.4. Confection du béton.....	73
4.4.1. Cure des éprouvettes	74
4.4.2. Types et tailles des moules.....	76
4.4.3. Conservation des éprouvettes.....	77
4.5. Déroulement des essais	79
4.5.1. Ouvrabilité du béton.....	79
4.5.2. Essais mécaniques	79
4.6. Variabilité des résultats.....	80
4.7. Conclusion	81

*Chapitre 05:
Analyse et discussion des résultats*

5.1. Introduction.....	83
5.2. Ouvrabilité	83
5.3. Résistance à la compression	83
5.3.1. Cure sous température constante.....	83
5.3.2. Cure sous température variable	85
5.4. Application de la méthode maturité.....	88
5.5. Effet d'échelon de maturité.....	90
5.6. Conclusion	92

Conclusions et recommandations	94
--------------------------------------	----

Références Bibliographiques	97
-----------------------------------	----

Introduction générale

L'analyse de l'évolution des résistances mécaniques du béton a vu d'énormes efforts dans le domaine de la recherche, où leur prédiction constitue une préoccupation majeure par l'utilisation de nouveaux modèles. En plus, il est également intéressant de prédire les résistances d'un béton sous n'importe quelle température de cure à partir d'un ciment durcissant sous une température de référence de 20°C.

Un béton qui durcit sous une température élevée se caractérise par une accélération de son hydratation au jeune âge donnant lieu à des résistances élevées mais qui se stabilisent rapidement à des valeurs bien inférieures à celles d'un béton durci sous une température ambiante de 20°C. De plus, les recherches actuelles confirment que l'élévation de la température a un effet négatif sur la microstructure du ciment durci par l'augmentation de sa porosité, la diminution de ses résistances ultimes et la détérioration de sa durabilité. L'amélioration des résistances au jeune âge est due à une formation accélérée des CSH et à une dissolution rapide des cristaux. A long terme, les hydrates formés n'ont pas eu le temps de s'arranger convenablement ce qui engendre une chute des résistances finales.

Le béton est très affecté par l'élévation de température qui a un rôle néfaste à la microstructure de la pâte et à l'évolution des résistances mécaniques. Les qualités du béton durcissant sous une température élevée sont souvent dépendantes du type de ciment, de sa finesse et du rapport E/C.

L'élévation de température affecte la cinétique d'hydratation du ciment en altérant la période dormante et le changement de la morphologie des hydrates formés et que la quantité d'ettringite. Cette élévation de température a des conséquences négatives sur la microstructure par une importante porosité et une distribution non uniforme des hydrates.

Une étude expérimentale est conduite pour étudier l'évolution des résistances mécanique du béton durcissant sous une température de cure supérieure à la température ambiante normalisée de 20°C. Ceci servira de vérifier la relation résistance-maturité et la possibilité de trouver une relation unique de résistance. De même, il devient intéressant de tester l'effet de l'âge et de la durée d'application des échelons de température élevée sur la valeur de la maturité et sa relation avec la résistance à la compression.

Le travail est composé de cinq chapitres regroupant l'aspect théorique du béton et des résultats expérimentaux élaborés au niveau du laboratoire Géo matériaux (UHB Chlef).

Le premier chapitre est consacré à la description de la matière liante du béton ainsi que les différents ciments issus de sa composition. Une revue sur l'hydratation des différents composants et les produits responsables de sa qualité de résistance est décrite.

Le travail est suivis d'une synthèse des additions minérales employées en cimenterie et leur apports techniques. Ces ajouts vont modifier la cinétique d'hydratation et former d'autres hydrates qui apporteront une amélioration des résistances à long terme et rendront la matrice plus dense.

Le troisième chapitre présentera le comportement du béton dans des conditions atmosphériques sévères de température. Cette élévation de température va accélérer la réaction d'hydratation et provoquer des modifications physiques et mécaniques du béton. Ceci mettra en évidence l'importance de maîtriser la technologie du béton en climat chaud similaire à celui de la région de Chlef en période estivale.

La description de la partie expérimentale est regroupée dans la chapitre quatre où le programme expérimental est présenté. Une composition du béton proche de celle d'un béton classique régnant sur les chantiers locaux est testée sous des historiques de température constante et variable.

Dans le cinquième chapitre, on présente les résultats obtenus et la vérification de l'application de l'approche de maturité sur l'évolution des résistances mécaniques. Le teste de maturité concernera les valeurs des résistances mécaniques à long terme et l'effet des échelons de température au jeune âge.

Le travail est achevé par des conclusions générales et des recommandations pour les futurs chercheurs dans ce domaine.

Chapitre 01:

Propriétés physico-mécaniques des ciments

1.1. Introduction

La fabrication du ciment est un procédé complexe qui exige un savoir-faire, une maîtrise des outils et des techniques de production ainsi que des contrôles rigoureux et continus de la qualité. Si la fabrication peut varier d'une cimenterie à une autre en fonction de la qualité du gisement exploité, la composition du cru reste dans des proportions bien définies :

- | | | |
|------------------------|-----------------------------------|--------------|
| • Carbonate de calcium | (CaCO ₃) | de 77 à 83 % |
| • Silice | (SiO ₂) | de 13 à 14% |
| • Alumine | (Al ₂ O ₃) | de 2 à 4% |
| • Oxyde ferrique | (Fe ₂ O ₃) | de 1,5 à 3 % |

La roche est échantillonnée en continu pour déterminer la quantité des différents ajouts nécessaires (oxyde de fer, alumine et silice). Le mélange est ensuite réalisé dans un hall de pré-homogénéisation où la matière est disposée en couches horizontales superposées puis reprise verticalement. Pour favoriser les réactions chimiques ultérieures, les matières premières doivent être séchées et broyées très finement (quelques microns) dans des broyeurs à boulets ou dans des broyeurs à moules verticaux. Ces derniers, plus récents, sont plus économes en énergie et permettent un séchage plus efficace.

1.2. Fabrication du ciment portland

On distingue trois types de fabrication tels que : la voie humide, la voie sèche et semi sèche. La première est plus ancienne et implique une grande consommation d'énergie pour évaporer l'eau excédentaire. Aujourd'hui, on utilise que la voie sèche ou semi sèche. Dans ces procédés, les matières premières sont parfaitement homogénéisées et séchées lors de l'opération de broyage afin d'obtenir la farine (cru). Celle-ci peut être introduite directement dans le four sous forme pulvérulente (voie sèche), ou préalablement transformée en "granules" par humidification (voie semi sèche).

Le ciment est un mélange approprié de calcaire et d'argile qui donne après cuisson à 1450 °C des boules dures appelées clinker. La fabrication du ciment portland passe par trois opérations principales :

- Préparation du cru
- Cuisson
- Broyage et conditionnement.

La chaux vive CaO est obtenue par la décarbonatation du calcaire CaCO_3 qui s'effectue entre 700°C et 900 °C dans la partie médiane du four, puis elle se combine avec la silice SiO_2 , l'alumine Al_2O_3 et l'oxyde de fer FeO_3 apportés par la déshydratation de l'argile à 450°C. Le cru décarbonaté est chauffé jusqu'à 1450°C pour former les granules de clinker. A la sortie du four le clinker subit une trempe énergétique, il est refroidi de 1200 °C à 60°C. Le clinker finement broyé est additionné au gypse pour former le ciment portland, la figure 1.1 montre les différentes étapes de la fabrication d'un ciment portland.

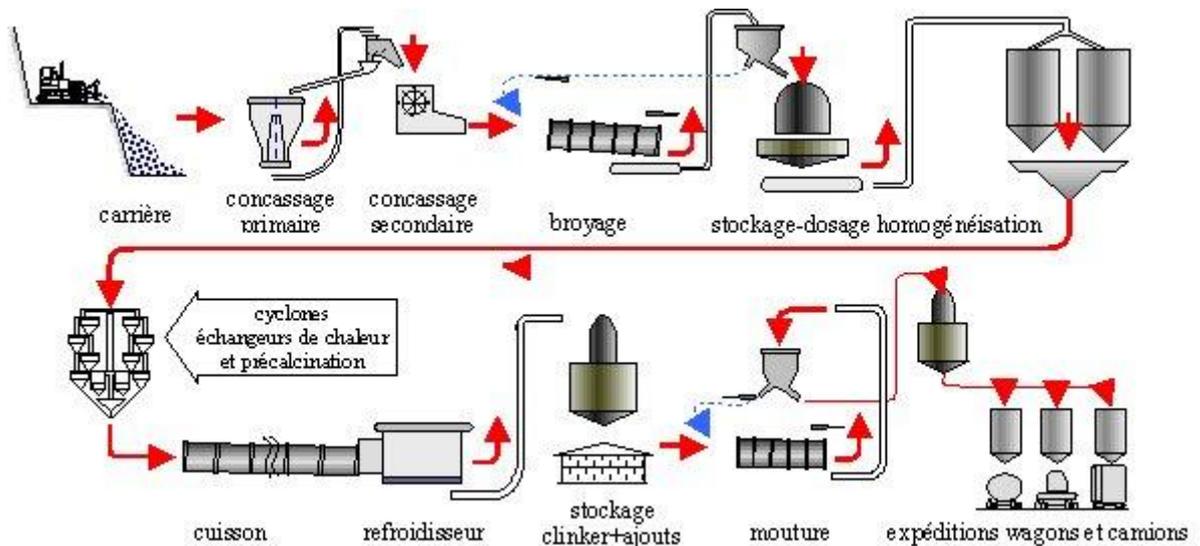


Figure 1.1 : Procédure de fabrication d'un ciment portland [1]

1.3. Composition du ciment ordinaire

Le ciment ordinaire est constitué de quatre minéraux principaux :

- Le silicate tricalcique $3\text{CaO}.\text{SiO}_2$ ou par abréviation C_3S .
- Le silicate bicalcique $2\text{CaO}.\text{SiO}_2$ ou C_2S
- L'aluminate tricalcique $3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$ ou C_3A
- L'alumino-ferrite tetracalcique $4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$ ou C_4AF

Le clinker contient encore en faibles quantités, sous forme de solution solide ou pris dans des combinaisons complexes, des alcalis (Na_2O , K_2O), de la magnésie (MgO) et diverses traces de métaux [2,3].

La morphologie des cristaux et leur aptitude d'hydratation sont influencées par les conditions de cuisson (temps de chauffage, vitesse de refroidissement). La fractographie d'un granule de clinker montre un conglomerat de cristaux de C_3S et C_2S liés par une phase interstitielle de C_3A et C_4AF [4].

C_3S : alite (phase cristallisée), se présente en gros cristaux pseudo hexagonaux [4], des grains anguleux foncés de l'ordre de 50μ [2]

C_2S : bélite, se trouve sous forme de cristaux arrondis lisses ou striés [4,5].

C_3A , C_4AF : célite (phase interstitielle), se trouve dans le clinker sous forme impure, cette phase est plus ou moins bien cristallisée suivant sa composition et la vitesse de refroidissement du clinker [2,4]

Le C_4AF a une microstructure très particulière en forme de cornets creux ou de plaquettes. Les C_3A sont enchevêtrés avec les C_4AF s'ils sont cubiques et lorsque la trempe est énergique où ils prennent la forme de plaquettes en présence d'alcalins. Les C_3A et les C_4AF sont des minéraux plus durs que les silicates, cette dureté de la phase interstitielle dépend de la vitesse de refroidissement du clinker et de sa composition chimique. La taille des grains, la teneur en C_3S et C_3A sont des paramètres qui influent sur l'hydratation du ciment portland [4]. La figure 1.2 illustre la composition d'une section transversale d'un grain de ciment où ils sont représentés les différents composants.

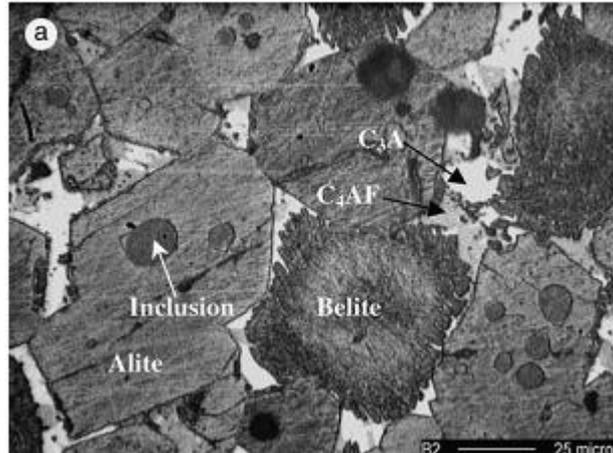


Figure 1.2: section transversale d'un grain de ciment [5]

1.4. Types de ciments fabriqués

Différents types de ciment peuvent être obtenus en mélangeant le clinker broyé avec d'autres constituants broyés également, qui présentent des propriétés hydrauliques ou pouzzolaniques.

1.4.1. Classification selon la composition minéralogique

La norme NF EN197-1 [6] présente les caractéristiques et les spécifications des ciments courants et de leurs constituants. La première partie est descriptive, elle définit les constituants des ciments et les 27 ciments courants. La deuxième partie fixe les classes de résistance, les spécifications mécaniques et physico-chimiques. La troisième partie est consacrée aux critères de conformité, aux fréquences d'essais et aux valeurs limites. Les 27 types de ciments courants sont regroupés en cinq types principaux selon le dosage en masse des constituants minéraux et récapitulés sur le tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Types de ciments et leur composition [6]

Principaux types	Notation des 27 produits (types de ciment courant)		Composition (pourcentage en masse)										Constituants secondaires	
			Constituants principaux											
			Clinker K	Laitier de haut fourneau S	Fumée de silice D	Pouzzolanes		Cendres volantes		Schiste calciné T	Calcaire			
Naturelle P	Naturelle calcinée Q	Silicieuse V				Calciqye W	L	LL						
CEM I	Ciment Portland	CEM I	95-100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au laitier	CEM II/A-S	80-94	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la fumée de silice	CEM II/A-D	90-94	—	6-10	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la pouzzolane	CEM II/A-P	80-94	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-P	65-79	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/A-Q	80-94	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-Q	65-79	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM II	Ciment Portland aux cendres volantes	CEM II/A-V	80-94	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-V	65-79	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/A-W	80-94	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-W	65-79	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au schiste calciné	CEM II/A-T	80-94	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	0-5
		CEM II/B-T	65-79	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au calcaire	CEM II/A-L	80-94	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	0-5
		CEM II/B-L	65-79	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	0-5
	Ciment Portland composé	CEM II/A-M	80-94	← 6-20 →									0-5	
		CEM II/B-M	65-79	← 21-35 →									0-5	
CEM III	Ciment de haut fourneau	CEM III/A	35-64	36-65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM IV	Ciment pouzzolanique ^{c)}	CEM IV/A	65-89	—	← 11-35 →					—	—	—	0-5	
		CEM IV/B	45-64	—	← 36-55 →					—	—	—	0-5	
CEM V	Ciment composé ^{c)}	CEM V/A	40-64	18-30	—	← 18-30 →		—	—	—	—	—	0-5	
		CEM V/B	20-38	31-50	—	← 31-50 →		—	—	—	—	—	0-5	

Tous les ciments courants peuvent contenir jusqu'à 5% de constituants secondaires. Le CEM V/A contient entre 18%-30 % de laitier de haut fourneau tandis que le CEM V/B contient entre 31%-50 % de laitier de haut fourneau. La composition minéralogique type des différents ciments est donnée dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2: Composition minéralogique des ciments courants [6]

TYPE	Finesse Blaine m ² /Kg	Valeurs des composants en %			
		C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
CEM I	369	54	18	10	8
CEM II	377	55	19	6	11
CEM III	548	55	17	9	8
CEM IV	340	42	32	4	15
CEM V	373	54	22	4	13
Ciment blanc		33	46	15	2

1.4.2. Classification selon la résistance à la compression

Les ciments sont repartis en trois classes de résistance 32,5 - 42,5 - 52,5 définies par la valeur de la résistance du ciment. Cette résistance correspond à la résistance mécanique à la compression mesurée à 28 jours sur éprouvettes de mortier conformément à la norme NF EN 196-1 et exprimée en MPa.

- Pour chaque classe de résistance courante, deux sous classes de résistance à court terme sont définies, une classe avec résistance a court terme ordinaire (indiquée par la lettre N) et une classe avec résistance a court terme élevée (indiquée par la lettre R).
- Pour tous les types de ciments, la résistance à la compression sont déterminée selon la norme EN196-1 [7]
- Pour les ciments de classe de résistance 32,5 et 42,5 une valeur maximale de la résistance à 28 jours est fixée.

Tableau 1.3: Classe des résistances de ciments à la compression en (MPa) [6]

La classe de résistance	Résistance à la compression		Résistance à 28 jours		Temps de début de prise min	Stabilité (expansion) mm
	à 2 jours	à 7 jours				
32,5 N	–	≥16.0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥75	≤ 10
32,5 R	≥ 10.0	–				
42,5 N	≥ 10.1	–	≥ 42,5	≤ 62,5	≥60	
42,5 R	≥ 20.0	–				
52,5 N	≥ 20.1	–	≥ 52,5		≥45	
52,5 R	≥ 30.0	–				

1.4.3. Classification selon le type d'environnement

D'après la norme NF EN 206 Partie 1 [9] mise en vigueur le 20 avril 2004, les ciments conformes à la norme NF EN 197-1 [6], ont des caractéristiques particulières, leur confèrent une aptitude à l'emploi dans des environnements agressifs, respectivement en eau de mer NF P 15-317 [10] et eaux sulfatées XP P 15-319 [11], et NF P 15-314 [12] pour le ciment prompt naturel, NF P 15-315 [14] qui traite le ciment alumineux fondu.

a) Ciment pour travaux à la mer

Ces ciments font l'objet de la norme NF P 15-317 [10] "ciments pour travaux à la mer", qui définit des prescriptions de composition et de caractéristiques physiques et chimiques, complémentaires à la norme NF EN 197-1[6]. Ces ciments présentent des teneurs limitées en aluminat tricalcique (C_3A) qui leur permettent de conférer au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfate en présence d'ions chlorure, au cours de la prise et ultérieurement. Les ciments pour travaux à la mer sont :

- Des CEM I et des CEM II qui possèdent des caractéristiques physiques adaptées et doivent respecter des spécificités chimiques complémentaires.
- Des CEM III/A (si la teneur en laitier est supérieure à 60%), B ou C et des CEM V/A ou B qui sont naturellement qualifiés pour cet usage.
- Des ciments prompts naturels (CNP) définis par la norme NF P 15-314 [12].

b) Ciment pour travaux en eau à forte teneur en sulfates

La norme NF P 15-319[11], définit les ciments pour les travaux en eaux à haute teneur en sulfates. Elle spécifie des limites de composition ainsi que des caractéristiques physiques et chimiques complémentaires de la norme NF EN 197-1 [6]. Les spécificités de ces ciments portent en particulier sur une limitation de la nature et de la proportion des constituants secondaires et des additifs, ainsi que sur la composition chimique du clinker. Ces ciments présentent des teneurs limitées en aluminat tricalcique (C_3A) qui leur permettent de conférer au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfates au cours de la prise et ultérieurement. Ces ciments sont :

- Des ciments CEM I et des CEM II/A et B qui présentent des caractéristiques complémentaires.
- Des CEM III/A, B ou C et des CEM V/A et B naturellement qualifiés pour cet usage
- Des ciments alumineux fondus (CA).

Ces ciments comportent la mention ES (Eaux Sulfatées) sur l'emballage et sur le bon de livraison.

c) Ciment alumineux :

Le ciment alumineux est apparu au début du vingtième siècle(1908) pour résoudre le problème de l'attaque des structures en béton à base de ciment portland par des eaux sulfatées. Le ciment alumineux contient environ 40% d'alumine, 40% de chaux ,15 % d'oxyde de fer 5% de silice et de petites quantités d'alcalis, TiO_2 , MgO_2 . Les matières premières utilisées pour le fabriquer sont le calcaire et la bauxite (source d'alumine hydratée), elles subissent une fusion totale d'où le prix de revient élevé de ce ciment.

d) Ciments blancs :

Le ciment portland blanc est fabriqué à partir de matière première comportant très peu d'oxyde de fer (moins de 0,3 % par masse de clinker) et d'oxyde de manganèse. Le ciment blanc est utilisé pour des raisons architecturales.

e) Ciments à teneur en sulfures limitée pour béton précontraint CP :

Ce sont des CEM I, CEM II/A et B, CEM III/A et B, CEM IV/ A et B et CEM V/A et B dont la teneur en sulfures est inférieure à une valeur donnée. Ils présentent une hydratation peu exothermique (faible chaleur d'hydratation). La norme prévoit deux classes notées CP1 et CP2 avec des teneurs limites supérieures en ions sulfure.

- Classe CP1 : ions sulfures $S_2 < 0.7 \%$
- Classe CP2 : ions sulfures $S_2 < 0.2 \%$

Ils sont destinés aux ouvrages réalisés en béton précontraint, ils comportent la mention CP sur l'emballage ou sur le bon de livraison. Les ciments de type CP1 sont destinés à la précontrainte par post-tension, les CP2 à la précontrainte par pré tension, ils sont aussi utilisés pour des ouvrages pour lesquels des résistances mécaniques mais aussi une limitation des réactions exothermiques sont souhaitées.

f) Ciments de haut-fourneau à faible résistance à court terme :

Les ciments de haut-fourneau à faible résistance à court terme sont des liants hydrauliques dont les réactions et le processus d'hydratation sont identiques à ceux des ciments courants, mais le processus d'hydratation est ralenti à court terme du fait de la composition, la finesse ou la réactivité des constituants. Ces ciments sont conformes à la norme NF EN 197-1[6], qui fournit les compositions, les spécifications et les critères de conformité, ainsi que les exigences physiques, mécaniques et chimiques de trois ciments et de leurs constituants : CEM III/A, CEM III/B, CEM III/C. La norme EN 196-1 [7] définit également les ciments à faible résistance à court terme et à faible chaleur d'hydratation.

g) Ciment sur sulfaté

Le ciment sur sulfaté (CSS) est un ciment ternaire au laitier, constitué de laitier de haut-fourneau ($\geq 80 \%$), de sulfate de calcium ($\leq 20 \%$) et d'un système d'activation. Le processus d'hydratation de ce ciment permet la stabilisation de l'ettringite et la consommation totale de portlandite. Le ciment sur sulfaté présente ainsi une très bonne résistance vis-à-vis des attaques chimiques. L'ensemble des performances du ciment sur sulfaté offre une plus grande durabilité des ouvrages pour lesquels les critères, tels que la résistance aux sulfates et aux acides, la résistance à la pénétration des chlorures, sont des facteurs essentiels (le coefficient de diffusion des ions chlorures est particulièrement faible).

Ce ciment génère une chaleur d'hydratation extrêmement faible, atout non négligeable pour la réalisation de bétons de masse.

h) Ciment prompt naturel :

Ce ciment fait l'objet de la norme NF P 15-314 [12]. Il résulte de la cuisson à température modérée d'un calcaire argileux de composition régulière extrait de bancs homogènes, suivie d'un broyage très fin. Ses constituants lui confèrent des propriétés particulières de prise et de durcissement rapides, de quelques minutes à une demi-heure et de résistances aux acides, aux sulfates et à l'eau de mer. Le ciment prompt naturel répond aux spécifications de la norme NF P 15-317 (PM) [10]. Les résistances à la compression sont faibles à court terme (minimum garanti de 19 MPa à 28 jours) mais progressent pendant plusieurs années en assurant une excellente durabilité.

1.5. Exigences physiques

Les ciments doivent satisfaire à diverses exigences physiques telles que :

- ✓ le temps de début de prise
- ✓ la stabilité ou expansion

Les valeurs à respecter sont fonction des classes de résistance du ciment. Suivant les types de ciment, le temps de début de prise doit être supérieur à 45, 60 ou 75minutes. [6]

L'expansion se mesure suivant un essai normalise (norme NF EN 196-3 [14]) avec les aiguilles de Le Chatelier. Il permet de s'assurer de la stabilité du ciment. L'expansion ne doit pas être supérieure à 10 mm sur pâte pure pour tous les ciments. (Voir le Tableau 1 .3)

1.6. Exigences chimiques

Les exigences chimiques sur les ciments sont définies en termes de valeurs caractéristiques, elles concernent en particulier :

- ✓ la perte au feu : < 5 %
- ✓ le résidu soluble : < 5 %

- ✓ la teneur en ions sulfate (SO_3^{2-}) : $\leq 3.5 \%$ ou 4% selon la classe de résistance
- ✓ la teneur en ions chlorure (Cl) : $\leq 0,10 \%$

1.7. Hydratation des ciments

La compréhension de la prise et du durcissement du ciment portland, présente un intérêt technologique majeur. La complexité des réactions chimiques qui se produisent durant l'hydratation font que les détails du processus physico-chimique qui transforment la pâte de ciment portland en un matériau mécaniquement résistant ne sont pas encore totalement compris. Le comportement du ciment devient encore plus complexe lors de l'ajout d'additions minérales telles que le laitier de haute fourneau, les cendres volantes et les fillers calcaires.

L'avancement de l'hydratation se traduit par une évolution progressive de la structuration de la pâte de ciment. L'évolution physique est essentiellement due à la variation de la taille et de la fraction volumique des pores, tandis que l'évolution chimique est caractérisée par l'évolution des phases en présence de la consommation progressive du clinker et formation des hydrates. Le comportement des ciments hydratés est régi par les réactions des phases aluminates C3A, la prise et le début de développement de la résistance liée principalement à l'hydratation des silicates C3S. En raison de la forte réactivité de l'aluminate de calcium et les propriétés indésirables de certains de ses produits formés (par exemple C-A-H hexagonal), La réaction d'hydratation d'aluminate est réalisée en présence d'ions sulfate. Ces derniers permettent de contrôler la vitesse de réaction par la formation de produits de sulfate- aluminate mixtes à savoir l'ettringite (Aft) et le monosulfoaluminate (Afm).

Le sulfate de calcium ajouté au clinker peut donc être considéré comme un premier ajout chimique utilisé pour contrôler la nature et les propriétés des produits d'hydratation d'aluminates. Les dégagements de chaleur qui accompagnent les phénomènes d'hydratation des ciments peuvent être évalués dans le temps. La figure 1.3 schématise l'évolution de flux de chaleur d'un ciment ordinaire dans le temps d'où le flux de chaleur dégagée est illustré par cinq phases :

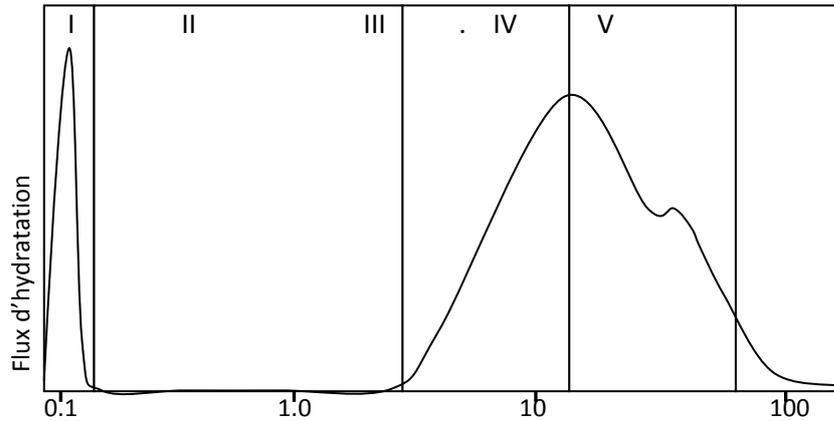


Figure 1.3 : Courbe calorimétrique de l'hydratation d'une pâte de ciment [16].

Phase I : désignée par le premier pic qui est le plus haut, correspond à l'hydratation initiale des grains de ciment, et à la dissolution superficielle de ses constituants, cette période de courte durée entre (0 à 15 min) [15], et de grande vitesse d'hydratation, ne peut être mesurée que si le gâchage se fait dans un calorimètre. Dès les premiers instants du mélange ciment eau, une partie des composants facilement solubles (Na , K_2SO_4 , $\text{CaSO}_4 \cdot x\text{H}_2\text{O}$) se dissout dans la phase aqueuse. L'hydrolyse des surfaces les plus réactives des silicates et des aluminates libère Ca^{+2} et OH^- , ce qui augmente la concentration de solution de ces espèces jusqu'au pH de la solution, les concentrations maximales de ces espèces restent d'ordre de grandeur inférieur à ceux de Na , K^{++} , Ca^{+2} , OH^- ou SO_4^{-2} . La solubilisation des différentes phases présentes dans le ciment conduit à la formation d'une fine couche de produits amorphes intermédiaires d'hydratation.

Phase II : Ce premier pic est suivi d'une "période dormante" dans laquelle le dégagement de chaleur est relativement faible. Les transformations physiques dans cette période durent quelques heures (15 min à 4 h) [15], et sont détectées par l'augmentation du raidissement de la pâte et un faible dégagement de chaleur. Cette période est caractérisée par la formation d'une couche protectrice de produits d'hydratation à la surface des grains en réaction, qui limite la dissolution de la phase anhydre [16, 17].

Phase III : Ensuite une période d'accélération est déclenchée par la précipitation de phases qui consomment des ions de calcium de la solution. D'après les microscopistes, la fin de la période d'induction correspond à la rupture de la membrane semi-perméable qui entoure les grains de C_3S , soit sous l'effet de la pression osmotique, soit par la croissance des

cristaux d'hydroxyde de calcium $\text{Ca}(\text{OH})_2$ sur sa surface. La solution riche en silice qui se trouve interne à la membrane se combine avec la chaux de la solution extérieure et forme le C-S-H [4]. Cette accélération se termine par un second pic caractérisé par un grand flux de chaleur résultant de la formation accélérée des hydrates causée par l'hydratation du C_3S . Ce pic atteint son maximum pour un ciment ordinaire à 20°C entre 9h et 10h. L'augmentation de la vitesse d'hydratation provoque ainsi la prise, cette période dure entre 4h à 8h.

Phase IV : Cette phase est caractérisée par une décélération de la vitesse et un durcissement de la pâte. Après le deuxième pic, la diffusion à travers les pores dans les produits d'hydratation devient le facteur déterminant.

Phase V : Certains ciments présentent un troisième pic de dégagement de chaleur, son intensité et le moment de son apparition varient beaucoup d'un ciment à un autre, il est lié à une reprise de la réaction du C_3A suivant l'épuisement du gypse ou à l'hydratation du laitier pour les ciments composés [17, 18].

1.7.1. Hydratation des C_3S

Cette phase constitue le composé principal du ciment (50 à 70 %). Les cimentiers le désignent par le mot alite qui est une forme impure de C_3S . En effet, le C_3S contient soit en substitution des ions Ca ou Si, soit en insertion dans le réseau cristallin des traces de Mg, Al et Fe. Ces impuretés améliorent généralement la réactivité du ciment. La teneur en impuretés du C_3S dépend, entre autres, de la nature des matières premières, de la température de cuisson et de mode de refroidissement du clinker. Il est bon de souligner que l'alite confère essentiellement sa résistance au ciment, en particulier à court terme. La réactivité des C_3S est liée à ses liaisons Ca-O irrégulières et à la présence de site vacant dans sa structure cristalline qui se présente sous sept formes allotropiques entre la température ambiante et 1100°C . Les différentes formes cristallines se ressemblent et présentent une vitesse d'hydratation comparable [4]. Par hydratation, les silicates tricalciques donnent du silicate de calcium hydraté C-S-H et de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et dégagent une grande quantité de chaleur [19], suivant la réaction ci-après:



Les silicates représentent en moyenne 50 à 70 % d'une pâte de ciment durci ordinaire et la portlandite 25 à 27% [19]. La majeure partie de cette hydratation se passe dans les 28 premiers jours, la réaction complète peut durer une année. L'excès de calcium qui se trouve sous forme de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, cristallise en plaquettes hexagonales empilées et d'assez grande dimension (0,01 à 0,1 μm) entre les grains de ciment [4, 16]. Cet hydrate $\text{Ca}(\text{OH})_2$ influence peu la résistance mécanique mais il est essentiel pour la durabilité du béton [16]. Par contre, les cristaux de silicate mono-calciques hydratés C-S-H, en se fixant entre eux et aux granulats, confèrent au béton sa résistance [4].

1.7.2. Hydratation des C_2S

Le C_2S constitue entre 15 et 30% du ciment portland. Les cimentiers le désignent par bélite qui est une forme impure de C_2S . Dans le C_2S , on trouve, en plus du potassium, les mêmes ions étrangers que dans le C_3S , mais ils sont en plus grande quantité. La bélite fournit au ciment sa résistance à long terme. Entre la température ambiante et 1500°C, le C_2S se cristallise sous cinq formes polymorphiques (γ , α , $\acute{\alpha}$, $\acute{\alpha}h$, β) construites de tétraèdre SiO_4 indépendant relié par des atomes de calcium Ca. La forme γ est peu hydraulique mais la forme β à une bonne réactivité [4]. Par hydratation, les silicates bi calciques donnent les mêmes produits d'hydratation que les C_3S [4,19].



L'hydrate C-S-H se présente en feuillets très minces enroulés formants des tubes creux recouvrant les grains anhydres qui apparaissent comme des hérissons [4]. Le β - C_2S participe surtout au développement des résistances après 28 jours [20].

1.7.3. Hydratation des aluminates tricalciques C_3A

Le C_3A , qui représente de 5 à 10% de la composition du ciment portland, est la phase du clinker dont la vitesse de réaction initiale est la plus importante. Dans les clinkers, la présence d'alcalis (surtout le sodium) modifie la symétrie cristalline du C_3A . Généralement dans le ciment, le C_3A est toutefois un mélange des formes cubique et orthorhombique, mais rarement monoclinique. Le C_3A orthorhombique stabilisé par la présence de sodium est moins réactif que le C_3A cubique.

La réaction des C_3A avec l'eau est très violente et provoque un raidissement de la pâte, connu sous le nom de « prise éclair » ou « fausse prise » [4, 17, 19]. Il en résulte un hydrate d'aluminate de calcium poreux, à l'intérieur duquel les autres composés de ciment s'hydratent, par conséquent les caractéristiques mécaniques de la pâte du ciment seront affectées défavorablement [18]. La précipitation des aluminates bloque l'hydratation des autres constituants du clinker et du C_3S en particulier, si on n'ajoute pas le gypse ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) [4]. Cette hydratation entraîne d'abord la formation d'un gel puis la cristallisation de C_2AH_8 et C_4AH_{13} en plaquettes hexagonales.



Ces hydrates hexagonaux ne sont pas stables et se transforment au cours du temps sous l'action de la chaleur d'hydratation du C_3A en hydrate cubique C_3AH_6 , plus stable suivant la réaction:



Il est évident que l'hydratation des C_3A est retardée par la $Ca(OH)_2$ libérée par l'hydrolyse du C_3S , car la $Ca(OH)_2$ réagit avec le C_3A et l'eau pour donner C_4AH_{19} , ce dernier forme une couche protectrice sur la surface des grains de C_3A non hydratés, il est aussi probable que la $Ca(OH)_2$ abaisse la concentration des ions d'aluminates dans la solution, en diminuant la vitesse d'hydratation des C_3A [18].

L'aluminate tricalcique forme avec les ions SO_4^{2-} provenant du gypse, le trisulfoaluminate $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ ou bien $C_3A \cdot 3\check{C}SH_{32}$ (ettringite) très finement cristallisé qui forme une couche protectrice (barrière de diffusion) autour des grains anhydres du C_3A , en diminuant l'hydratation de ce dernier ("période dormante") [4].

Lorsque le gypse est consommé et que le C_3A n'est pas complètement hydraté, alors cette ettringite se dissout et recristallise en monosulfoaluminate tétracalcique $C_4A\check{S}H_{12}$ (Afm) [4, 19,21] en forme d'aiguilles à base hexagonale percées dans les fibres de CSH [4].

Une augmentation du taux de dissolution du régulateur de prise, diminue la formation de la phase Afm et forme l'ettringite, mais l'excès de fourniture des ions de calcium et sulfate diminue le degré d'hydratation des C_3A . La formation de la phase Afm indique que l'hydratation des C_3A est insuffisamment retardée [22].

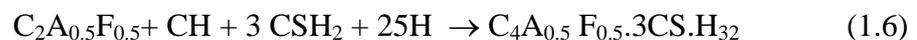
Si la quantité des C_3A dépasse celle qui est nécessaire à la formation de l'ettringite, alors il y a apparition du 3^{ème} pic dans la courbe calorimétrique par formation du C_4AH_{13} . Le C_3A agit comme fondant et réduit la température de cuisson du clinker de même qu'il facilite la combinaison de la chaux et de la silice, si aucune liquéfaction ne se produisait en cours de cuisson, le C_3A a aussi la capacité de lier les chlorures [18].

1.7.4. Hydratation des aluminoferrites C_4AF

La fractographie d'un granule de clinker montre que le C_4AF a une forme de cornets creux ou de plaquettes [4]. Le C_4AF s'hydrate de la même manière que le C_3A en substituant aux aluminates des alumino-ferrites, mais il réagit moins vite et dégage une chaleur plus faible que le C_3A [4, 19]. En présence de chaux, la phase ferrite s'hydrate pour former du $C_4(AF)H_{13}$.



En présence de gypse, la phase ferrite produit l'ettringite contenant du fer dans sa structure.



Quand le gypse est consommé et que le $C_2A_{0.5}F_{0.5}$ n'est pas complètement hydraté, alors l'ettringite se transforme en monosulfoaluminate tétracalcique contenant du fer dans sa structure $C_3A_{0.5}F_{0.5}.CS.H_{12}$. Le gypse réagit aussi avec le C_4AF pour donner un sulfoferrite de calcium qui peut accélérer l'hydratation des silicates [18].

1.8. Conclusion

Après cet aperçu, il s'avère indispensable de connaître les propriétés physiques et mécaniques des ciments et qui seront projetés directement sur les propriétés du béton. Ceci possède des conséquences considérables surtout lorsque le béton est soumis à des conditions atmosphériques sévères et à des attaques agressives provenant des milieux interne et externe.

Chapitre 02:

Propriétés des ciments en présence des additions minérales

2.1. Introduction

De nos jours, l'utilisation des sous-produits minéraux est entrain de devenir un devoir national et un impératif économique dans certains pays. L'industrie du ciment et du béton s'est intéressée à cette nouvelle orientation en utilisant certains de ces produits au cours du processus de fabrication du ciment ou du béton [23]. Toutefois, cette utilisation est régie par certaines caractéristiques recommandées afin de ne pas nuire aux résistances et à la durabilité des bétons. Les ajouts sont très utilisés pour des raisons écologiques qui permettent de diminuer les émissions du CO₂ dans l'industrie cimentaire et l'élimination de leurs effets négatifs sur la nature. En plus de ces avantages écologiques, les ajouts influent positivement sur certaines propriétés du béton comme la durabilité et la résistance. De même, certains bétons (bétons teintés, bétons à faible chaleur d'hydratations) ne pourraient pas être fabriqués sans ajouts.

2.2. Classification des additions

Selon la norme ENV 206 [9], il existe deux types d'additions :

2.2.1. Additions de type I

Les additions de type I sont des matériaux quasiment inertes, organiques ou naturels spécialement sélectionnés qui, par leur composition granulométrique, améliorent les propriétés physiques du ciment. Parmi ces additions, il y a :

a) Les fillers :

Les fillers sont des produits obtenus par broyage de certaines roches (calcaires, Basaltes, laitiers, Bentonites, ...). Les fillers agissent grâce à une granulométrie appropriée sur certaines qualités du ciment. Les roches dures, comme le quartz, produisent généralement des particules plus anguleuses, dont la demande en eau est supérieure à celle demandée par les fillers calcaires. Les fillers présentent une certaine activité physico-chimique. Ils jouent tout d'abord un rôle de nucléation vis-à-vis de l'hydratation du clinker. Cet effet n'est cependant notable qu'aux jeunes âges. A long terme, les fillers siliceux peuvent contribuer faiblement à une réaction pouzzolanique, alors qu'en présence d'aluminates, les fillers calcaire conduisent à une formation rapide de composés appelés carbo-aluminates, ayant un certain pouvoir liant. Les additions calcaires conformes à la

norme NF P 18-508 [24] sont substituables au ciment au sens et sous les conditions de la norme ENV 206 [9].

b) Additions calcaire :

Le calcaire (CaCO_3) appartient aux roches carbonatées riches en chaux (CaO). Il est contenu dans la calcite, l'aragonite ou la marne. Le calcaire constitue une matière première pour la fabrication du ciment. Des études ont montré certains avantages de l'utilisation du calcaire comme ajout en remplacement du gypse [25].

Les deux principales caractéristiques du calcaire normalisé sont :

- la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3) supérieure ou égale à 75 % en masse;
- une valeur faible de l'indice d'activité.

2.2.2. Additions de type II

Les additions de type II sont des matériaux quasiment actifs, utilisées généralement pour l'amélioration des propriétés physique et mécaniques tels que :

- ✓ Les fumées de silice.
- ✓ les cendres volantes
- ✓ La pouzzolane naturelle.
- ✓ Laitier granulé de hauts fourneaux (S).

a) Les fumées de silice :

Les fumées de silice sont des sous produits de la fabrication du silicium ou de ferrosilicium. Ils se présentent sous forme de microsphères de silice ayant des diamètres moyens de 0,1 μm . La surface spécifique varie de 20 à 25 m^2/g . Les fumées de silice se caractérisent par une structure vitreuse (produit très réactif) avec une haute teneur en silice (de 75 à 95%). Les fumées de silice agissent de trois façons dans les bétons: action physique, physicochimique et pouzzolanique.

En effet, l'action physique consiste à chasser l'eau qui se trouve entre les particules de ciment, ce qui plastifie le béton ayant un rapport E/L de 0,15 à 0,20. L'action physicochimique se manifeste par un bouchage des pores de 0,1 mm de diamètre à partir de l'âge de 7 jours, ce qui rend le béton à la fumée de silice tout à fait imperméable. L'action pouzzolanique permet en réagissant très vite avec la chaux libérée lors de l'hydratation et

de produire un CSH très dense qui permet des gains de résistances en compression dès l'âge de 7 jours [23].

b) Les cendres volantes :

Les cendres volantes utilisées dans les ciments et les bétons sont produites dans les centrales thermiques utilisant du charbon pulvérisé. Elles se présentent sous forme d'une poudre de couleur plus ou moins foncée suivant sa teneur en carbone et en impureté. Les cendres volantes sont sous forme de particules sphériques vitreuses, pleines ou creuses. La granulométrie s'échelonne de 1 à 200 μm et, en général, 50% des particules ont un diamètre inférieur à 30 μm . Leur surface spécifique Blaine varie entre 250 et 400 m^2/kg ce qui correspond au domaine analogue à celui des ciments [19].

Selon la norme ASTM C 618-94 [26], les cendres volantes se divisent en deux catégories, qui diffèrent l'une de l'autre par leur teneur en CaO

- classe F: les cendres volantes contenant moins de 10 % de CaO produit de la combustion de l'antracite et du charbon bitumineux, pouzzolanique.

- classe C : les cendres volantes contenant entre 15 % et 35 % de CaO produit de la combustion du lignite.hydraulique.

c) Pouzzolanes naturelles :

Les pouzzolanes sont des roches naturelles formées par des projections volcaniques scoriacées. Leur couleur est généralement noire ou rouge selon le degré d'oxydation du fer. Les pouzzolanes sont utilisées pour la fabrication du ciment. En Algérie, la pouzzolane est extraite de la carrière de Bouhamidi à Béni-Saf (Ain té mouchent). Selon la norme algérienne NA 442 [27], les pouzzolanes naturelles se présentent en deux sortes :

- ✓ Des substances d'origine volcanique (verre volcanique, ponce, rhyolite, tuf, zéolite) ou des roches sédimentaires (terre à diatomées, diatomites, gaize) ayant une composition chimique et minéralogique appropriée;
- ✓ Des argiles et des schistes activés thermiquement.

d) Laitier granulé de haut fourneau (S) :

Le laitier granule de haut-fourneau est obtenu par refroidissement rapide de la scorie fondue provenant de la fusion du minerai de fer dans un haut-fourneau. C'est donc

un coproduit de la fabrication de la fonte. Il doit présenter des propriétés hydrauliques latentes qui se manifestent lorsqu'il subira une activation ce qui lui rend son emploi convenable comme constituant du ciment. Il est composé principalement d'oxydes de calcium, de silice et d'alumine.

1.4. Réactivité des ajouts minéraux

Il est bien connu de nos jours que la réactivité des ajouts minéraux dépend de leurs minéralogies et des caractéristiques de leurs particules. Généralement, ces ajouts peuvent être représentés sur le diagramme ternaire illustré sur la figure 2.1. Selon leur activité avec le ciment ordinaire, les ajouts se divisent en ajouts pouzzolaniques et hydrauliquement latents ; qui réagissent et produisent d'autres hydrates, et les fillers inertes qui ont un rôle physique de comblement des interstices et de diminution de la porosité [28].

Un ajout possédant une hydraulicité latente est composé de silicates amorphes combinés avec des ions de calcium, de magnésium et d'aluminium et qui réagit en présence d'hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) ou n'importe quelle solution basique. On peut citer le cas du laitier des hauts fourneaux et des cendres volantes de classe C ayant des teneurs en CaO supérieures à 20% [30].

Lorsque la composition des silicates amorphes est non uniforme et présente un taux élevé d'aluminosilicates amorphes, l'ajout présente en même temps des propriétés pouzzolaniques et hydrauliques latentes, comme le cas des cendres volantes de classe C ayant un taux de CaO compris entre 10 et 20 % [28].

Un ajout composé principalement de silicates amorphes combinés avec des aluminates est considéré pouzzolanique comme le cas des cendres volantes de classe F et des pouzzolanes naturelles. Ces silicates vitreux peuvent se combiner, en présence d'eau, avec la chaux libérée par l'hydratation de C_3S et de C_2S pour former un silicate de calcium hydraté de même type que celui qui est formé durant l'hydratation du ciment Portland. Lorsque la surface spécifique de l'ajout est très fine, l'ajout est considéré très pouzzolanique comme le cas de la fumée de silice.

Lorsque les substances minérales sont composées avec des minéraux cristallins ayant une faible réactivité, elles doivent être bien broyées pour développer des résistances acceptables où leur action est limitée au simple effet physique, comme les calcaires et les sables siliceux. L'effet physique de l'ajout se limite à trois rôles:

a) Effet de dilution : L'effet de dilution apparaît lorsqu'on remplace une partie de ciment actif par un ajout moins actif. Les grains de ciment se trouvent dilués dans une solution ayant un rapport E/C plus élevé.

b) Effet de nucléation : La substitution d'une partie de ciment par une substance minérale crée un milieu hétérogène avec des nouveaux sites de nucléation (germination) ayant une faible énergie de contact favorisant ainsi la précipitation des hydrates.

c) Effet filler : L'introduction d'une substance minérale très fine complète le squelette granulaire du ciment et comble le vide entre les grains en donnant une meilleure compacité de la pâte.

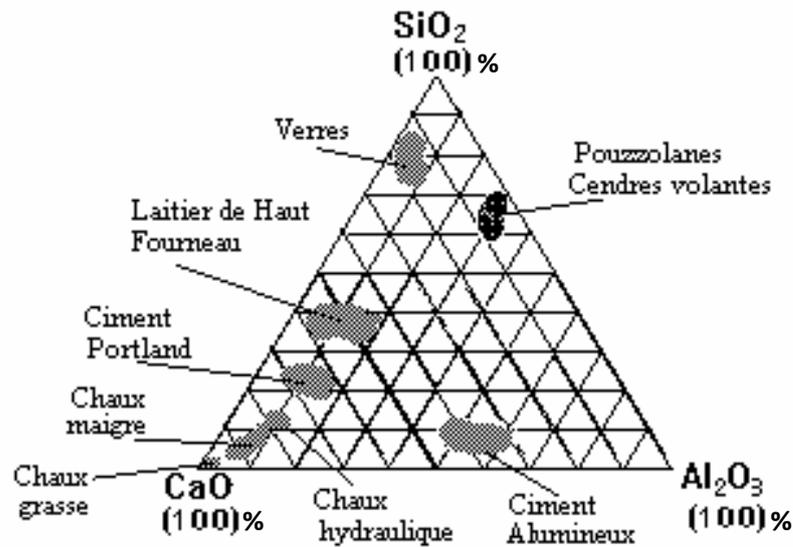


Figure 2.1: Représentation des principaux ajouts dans un diagramme $\text{SiO}_2 - \text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3$ [28].

2.3. Propriétés des ciments composés

2.3.1. Propriétés physiques

2.3.1.1. Temps de prise

Le temps de prise d'un ciment résulte de la combinaison de plusieurs effets physico-chimiques et microstructures. Les particules fines du filler calcaire montrent un temps de prise court ainsi que le temps de prise du ciment au calcaire est similaire à celui du ciment portland [29]. Par contre Voglis et al. [30] ont montré que l'addition calcaire accélère le début de prise et retarde la fin de prise, par conséquent le temps de prise est prolongé par rapport à celui du ciment portland, le résultat est porté sur le tableau 2.1.

Pour d'autres chercheurs [31], le début et la fin de prise varient en fonction du dosage en calcaire. Une addition de 5% de calcaire augmente la plasticité de la pâte et prolonge le temps de prise, par contre pour des dosages en calcaire supérieur à 20 % le début et la fin de prise diminuent.

Tableau 2.1 : Influence des additions minérales sur le temps de prise. [31]

Echantillon	Demande en eau (%)	Temps de prise (min)		Expansion (mm)
		début	Fin	
PC Ciment portland	24.3	125	170	1
PLC Ciment au calcaire	24.5	90	170	2
PPC Ciment a la pouzolane	26.2	95	140	3
PFC Ciment aux cendres volantes	26.4	100	160	10

Venuat [32] mentionne qu'un remplacement de 20% à 30% de cendre modifie de peu le temps de prise à la température ordinaire. Dans le cas d'une assez forte addition, le temps de prise peut être augmenté, de même, la chaleur d'hydratation dégagée lors de la prise diminue régulièrement avec le pourcentage de cendre ajouté. Ceci est intéressant dans le cas de bétonnage d'ouvrage en grande masse ou par temps chaud.

2.3.1.2. Ouvrabilité

Il a été souvent rapporté que l'ouvrabilité du béton augmente avec la finesse du filler calcaire jusqu'à 500 m²/kg. Au-delà de cette limite, il peut y avoir des problèmes de maniabilité [23]. L'utilisation du laitier dans le béton permet d'améliorer l'ouvrabilité par rapport à un béton conventionnel. Manai [23] explique ce phénomène par les caractéristiques des surfaces des grains de laitiers qui permettent un meilleur glissement inter-granulaire dans la pâte. Il souligne aussi le très faible taux d'adsorption d'eau par les grains de laitiers au début du malaxage. Venuat [32] mentionne que les bétons contenant du laitier ont des temps de prise un peu plus longs que les bétons conventionnels, surtout dans le cas de bétonnage par temps froid.

De même, les cendres volantes agissent par leur finesse, leur forme, leur état de surface et leur faible masse volumique pour améliorer l'ouvrabilité des mortiers et des bétons. Ceci est d'autant plus marqué que les cendres volante permettent de diminuer la

quantité d'eau pour une même ouvrabilité, d'augmenter l'homogénéité et la compacité du béton et d'améliorer sa mise en place [32]. Cette efficacité des cendres volantes est attribuée aux surfaces lisses des cendres volantes [23]. De plus, la nature vitreuse des particules empêche l'adsorption d'eau sur leurs surfaces, et ainsi l'eau retenue entre les particules sert à la lubrification. Par contre la forme des particules de cendre volante n'a pas d'effet sur l'ouvrabilité. [23]

Burg [33] suggéra que lorsqu'on essaye de compenser la perte d'affaissement des mélanges de béton prêts, un excès de 8-10 % de la quantité d'eau totale peut être ajouté sans aucune perte significative de la résistance. Alors que pour Orr [34], une augmentation du dosage en eau, pour avoir une même ouvrabilité du béton, est accompagnée d'une baisse possible de la résistance.

2.3.2. Propriétés mécaniques

Les travaux de Tsvilis[35], ont montrés que l'incorporation de 10 % de calcaire a un effet bénéfique sur l'augmentation de la résistance à la compression. Une quantité supérieure à 10% de calcaire diminue la résistance à la compression. Pour une quantité de calcaire de 20%, la diminution de la résistance est de l'ordre de 13 %, alors que pour 30 % de substitution elle atteint 29% comme le montre les résultats illustrés sur la figure 2.2 [35].

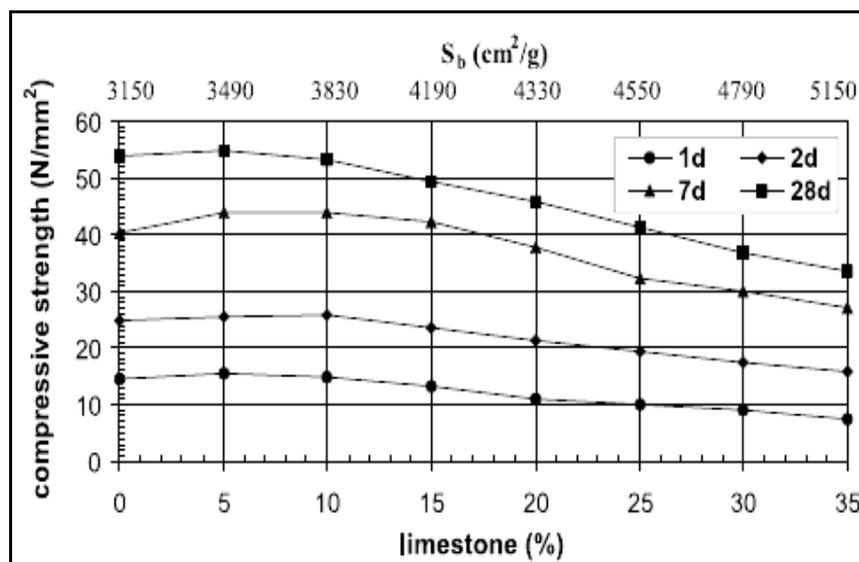


Figure 2.2 : Résistance à la compression des mortiers en fonction des quantités de calcaire [35]

Les résultats de Said Mansour [36], pour la combinaison ternaire semblent avoir de meilleurs effets sur le développement des résistances mécaniques surtout au jeune âge. La figure 2.3 montre que l'ajout de 10 % calcaire et des petites quantités de pouzzolane naturelle (0-10 %) améliorent les résistances la compression aux jeunes âges (2, 7 et 28 jours) où l'augmentation atteint 16%. Cependant, à long terme (90 jours), la résistance à la compression prend une valeur maximale pour une combinaison de 10 % de calcaire et 20 % de pouzzolane. L'amélioration enregistrée est de 7 % seulement par rapport à celle du mortier de contrôle. Le calcaire apporte sa contribution au jeune âge par son effet filler et de nucléation tandis que la pouzzolane améliore les résistances à long terme après l'enclenchement de sa réaction pouzzolanique [36].

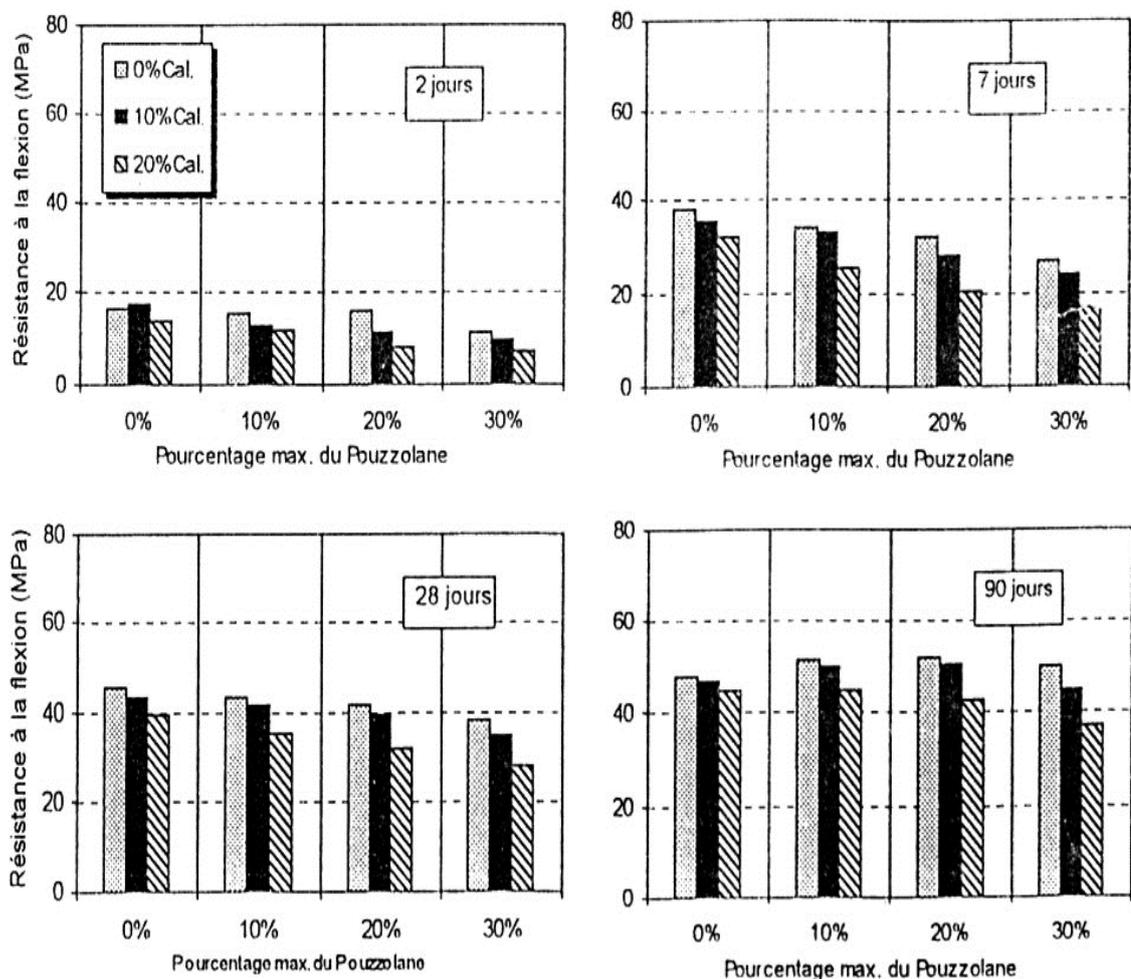


Figure 2.3 : les résistances des différents mortiers en fonction Des dosages de pouzzolane et de calcaire [36].

Pour Khokhar et al. [37], les mortiers de ciments aux laitiers présentent des résistances faibles au jeune âge dû au faible degré d'hydratation du laitier à cet âge comparé à celui du ciment portland et du taux de substitution des mélanges du béton en

laitier. Ces résistances s'améliorent à long terme pour atteindre des valeurs égales ou supérieures à celle du ciment de référence. Selon Venuat [32], les bétons avec le laitier ont des résistances moins élevées que les bétons ordinaires durant les premiers jours. Ces bétons commencent à se rattraper au bout de sept jours à 20°C. On rapporte aussi que les laitiers permettent de réaliser des bétons résistant à l'action des eaux agressives, surtout en immersion complète.

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'influence des cendres volantes sur le développement des résistances mécaniques des bétons. Il a été mentionné qu'à des températures normales, des cendres volantes de classe F provoquent une baisse des résistances des bétons au jeune âge (3 jours), mais avec des résistances supérieures à long terme [23]. Pour un remplacement de 25% en masse du ciment par une cendre volante de class F, on constate une augmentation relative des résistances mécanique du béton à partir de l'âge de 7 jours où l'effet des cendres est plus significatif pour les bas rapports E /L [24]. Pour les cendres volantes, la réaction pouzzolanique est lente et dépend de la quantité et de la solubilité de l'ajout. Une longue durée est nécessaire pour avoir un effet positif des cendres volantes a cause de la réaction pouzzolanique qui déclenche tardivement [38].

Les figures 2.4 et 2.5 illustrent les résultats d'essais des mortiers comprenant des cendres volantes et du calcaire où on observe un développement des résistances mécaniques à 28 jours après l'enclenchement de la réaction pouzzolanique des cendres volantes.

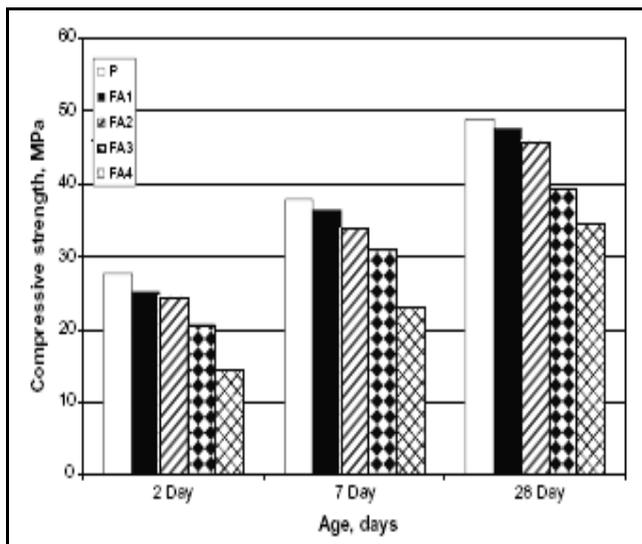


Figure 2.4 : Résistances des différents mortiers en fonction des dosages des cendres volantes [38]

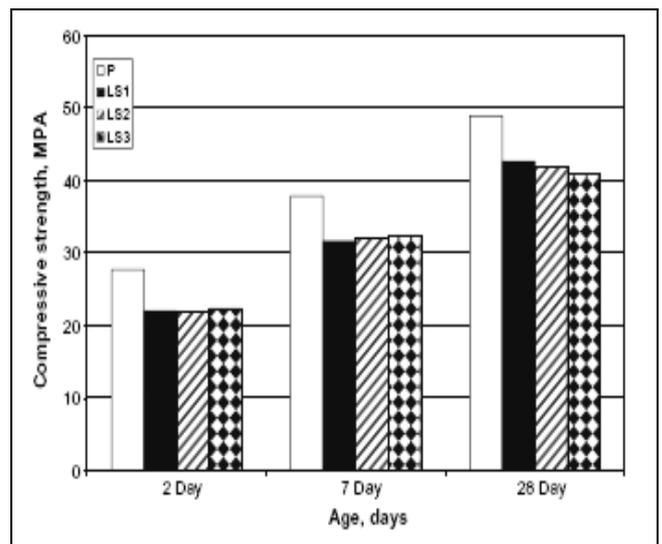


Figure 2.5 : Résistances des différents mortiers en fonction des dosages du calcaire [38]

Les fumées de silices contribuent significativement au développement des résistances à la compression entre 7 et 28 jours avec un pouvoir liant de 3 à 4 fois supérieur à celui du ciment [23]. Ceci est relié à une utilisation adéquate, c'est-à-dire en se servant de réducteurs d'eau et de superplastifiant pour compenser la demande en eau qui augmente pour garder une fluidité constante du béton. Les fumées de silice améliorent aussi l'adhérence entre le ciment et les agrégats, par la diminution du ressuage interne au niveau de l'interface béton-agrégat. Il y a formation d'une zone de transition dense. L'amélioration de l'adhérence est significative pour des additions de fumée de silice supérieures à 20%. Il est rapporté qu'il peut y avoir une diminution du module d'élasticité pour un rapport E/L donné avec l'utilisation de la fumée de silice. En plus, on trouve qu'une addition de plus de 7% de fumée de silice réduit les déformations par fluage durant les 4 premiers mois de l'âge de béton [23].

2.4. Effet des ajouts sur l'hydratation du ciment

Plusieurs hypothèses ont été émises pour expliquer l'action des additions minérales sur le processus d'hydratation du ciment. Puisque le ciment au calcaire devient très répandu, on présentera l'hydratation de ce ciment et qui sera suivi par celle des autres additions.

2.4.1. Hydratation en présence du calcaire

L'utilisation du calcaire dans le ciment portland fournit beaucoup d'avantages mécaniques et économiques au ciment. Parmi les avantages mécaniques, la réduction de la demande d'eau, une bonne résistance à court terme et l'amélioration de sa mise en œuvre. Du point de vue écologique, une réduction des émissions des gaz carboniques dans l'air affecte l'environnement [39]. L'addition de fillers calcaires peut se faire à deux moments : au moment de la fabrication du ciment lui-même, et au moment de la réalisation du mélange cimentaire. Des études ont montré que le calcaire utilisé, comme substituant de ciment, augmente l'hydratation des ciments [40, 41, 42]. L'addition du calcaire dans le ciment portland peut aussi contribuer à l'accélération de l'hydratation de l'aluminate tricalcique ainsi que la formation de l'étringite [42].

Dans le ciment portland sans ajout, l'effet du carbonate de calcium sur l'hydratation de l'aluminate tricalcique est d'entourer les grains d'aluminates par la forme de monocarboaluminate de calcium hydraté. La présence du calcaire dans le ciment contribue

à la formation du monocarbonate et la stabilisation de l'ettringite au dépend du monosulfate. Tandis que le monocarbonate d'aluminate de calcium se forme à la place du monosulfate [43].

L'influence du calcaire finement broyé sur les propriétés mécaniques du ciment est bien établie, l'addition du CaCO_3 au clinker accélère l'hydratation du C_3S , particulièrement au jeune âge. Pendant l'hydratation, le C_3A du clinker réagit avec le CaCO_3 pour donner naissance au carboaluminate de calcium, dont la structure et les propriétés actuelles sont analogue aux équivalents de sulfate: mono et trisulfoaluminates de calcium [44]. La réaction de l'hydratation des ciments Portland au calcaire entraîne une série de réactions complexes et indépendantes qui se produisent simultanément.

Rahhal V et al [45], ont trouvé une augmentation du degré d'hydratation au jeune âge par l'incorporation du filler calcaire au ciment portland, par contre à long terme, la contrainte mécanique sera plus élevée pour la pâte contenant les fillers siliceux. L'addition de 20% de filler quartz (Q) ou calcaire (C) au ciment portland riche en C_3A , accélère l'apparition du second pic du flux de chaleur par rapport au ciment ordinaire. Pour un dosage élevé en addition (40%) ce pic est diminué par rapport à celui du ciment témoin suivi toujours d'un troisième pic dû à la transformation de l'ettringite en monosulfoaluminate. Par contre, pour un ciment pauvre en C_3A , une addition de 20% en quartz ou en calcaire diminue le second pic qui s'accélère lorsque le dosage en quartz passe à 40%. Une élévation du dosage en calcaire (40%) diminue et retarde le flux de chaleur comme le montre la figure 2.6.

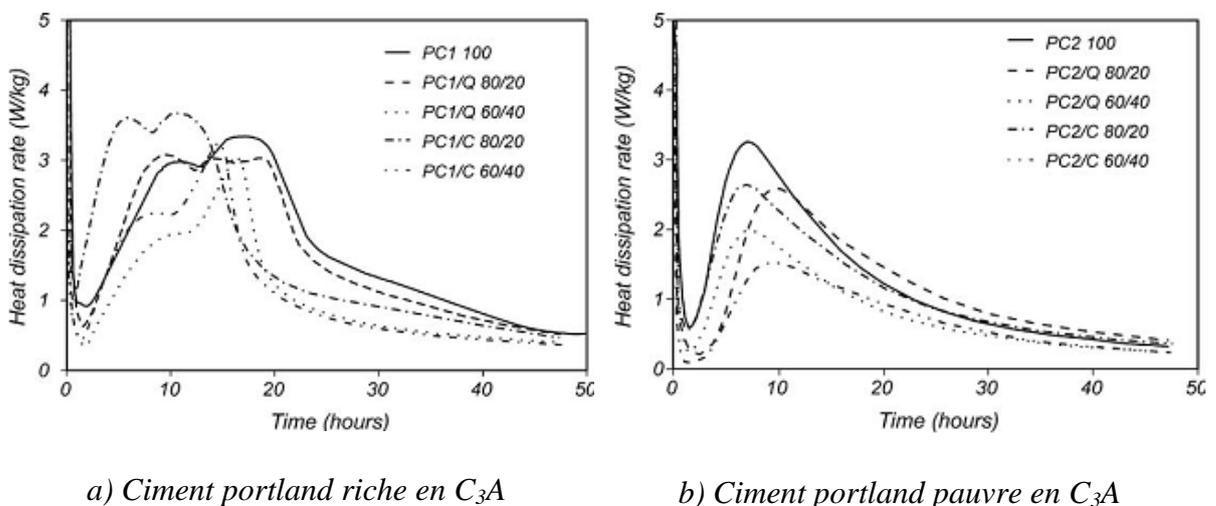


Figure 2.6 : Influence des fillers de quartz (Q) et de calcaire (C) sur le flux de chaleur d'un ciment. PC1 riche en C_3A et un ciment PC2 pauvre en C_3A [45].

Des observations au microscope électronique à balayage ont montré que les produits d'hydratation se forment sur les particules C_3S et aussi sur le $CaCO_3$ [46]. Une quantité d'étringite est observée également aux jeunes âges avec l'augmentation de la quantité d'addition calcaire [47]. Une étude sur un mélange de grains monominéraux de C_3S et C_3A (plus l'hémihydrate) a montré qu'il y a un bon contact entre les grains de C_3S et le produit d'hémihydrate pendant un jour. Cependant, il a été constaté qu'il y a des séparations énormes entre les grains de C_3A et leurs coquilles d'hydratation [48]. De plus, des études ont montré une réduction du volume des phases hydratées en absence du calcaire comparé au ciment portland au calcaire [42]. Ces différences en volume sont bien démontrées à la figure 2.7.

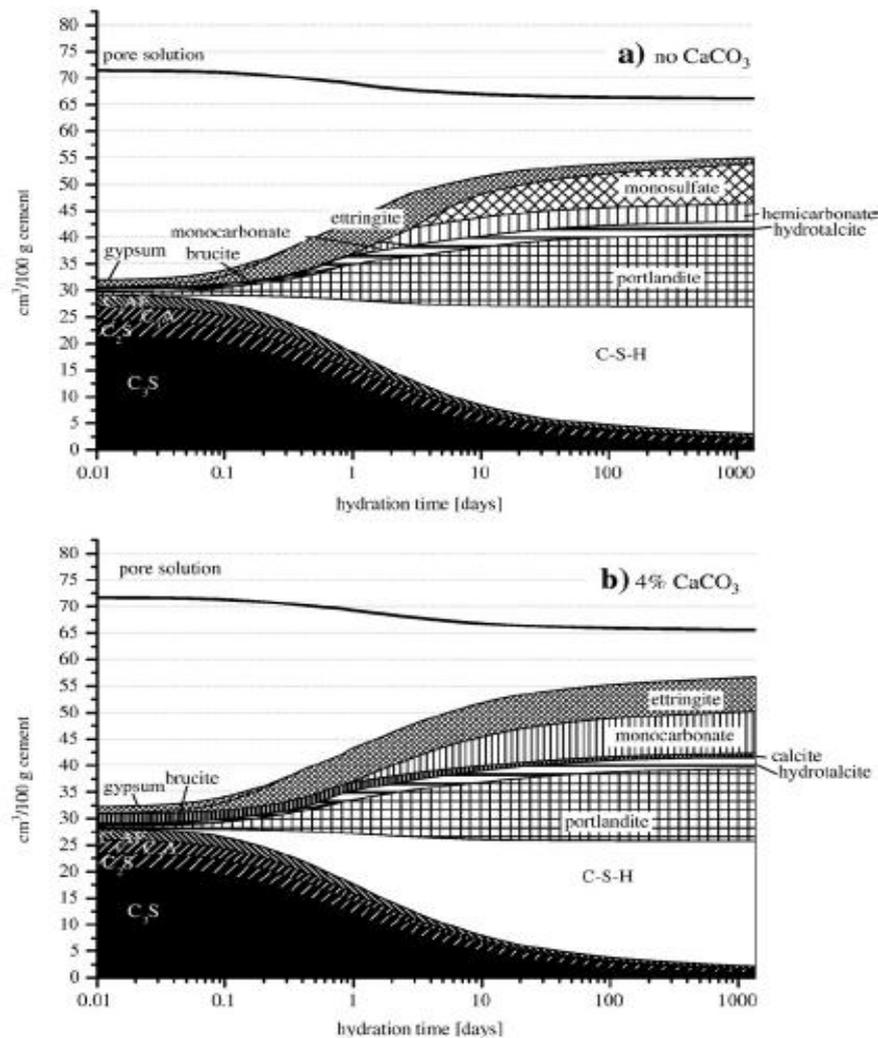


Figure 2.7 : Volume des phases hydratées du ciment en fonction de durées d'hydratation [42]

2.4.2. Hydratation en présence d'autres ajouts

Les laitier, les cendres volantes et les pouzzolanes constituent des ajouts pouzzolanique et hydraulique actifs, grâce a la présence de la portlandite produite par l'hydratation du clinker, les laitiers et les cendres volantes réagissent avec de l'eau pour donné des composés hydratés semblables a ceux du clinker en améliorant la quantité des hydrates responsables à l'augmentation des résistances et en augmentant la qualité de la matrice responsable de la résistance contre les agressions chimiques [49].

Les réactions pouzzolanique sont fonction du pourcentage des ajouts, elles dépendent de la température, de la finesse de broyage et aussi a la composition chimique des ajouts. Dans le ciment CEM V, la présence des cendres volantes et de laitier réduit la demande en eau de gâchage et améliore la structure poreuse des matériaux en diminuent la dimension des pores [50].

D'après Sanchez et Frias [51], la substitution du ciment par 5% de fumée de silice n'a pas d'effet significatif sur la chaleur d'hydratation où la fumée de silice agit comme un filler. Pour un dosage de 10%, la fumée de silice réagit avec l'hydroxyde de calcium produit par l'hydratation du ciment et augmente la chaleur d'hydratation particulièrement au très jeune âge. Par contre pour une proportion élevée en fumée de silice de 30% cette chaleur diminue au dessous de celle de l'échantillon témoin après 10 heures d'hydratation car à cet âge l'effet de dilution prédomine l'activité pouzzolanique.

Des résultats de recherche ont confirmé [51] que l'ajout de 30% de cendres volantes classe F, ayant une faible quantité de CaO, diminue la chaleur d'hydratation dégagée à cause de leur faible activité qui ne peut pas compenser le ciment substitué. Par contre l'addition de 30% de l'argile opaline accélère l'hydratation mais après cinq heures, cette chaleur diminue par rapport à celle du ciment ordinaire et suit le comportement des cendres volantes.

Les travaux menés par Zhang et al. [52], montrent la substitution du ciment ordinaire par des substances minérales (cendre volante type F et laitier) réduit la chaleur totale dégagée à 3 jours et le flux thermique en diminuant la valeur du deuxième pic proportionnellement au taux de substitution. Ce deuxième pic sera retardé pour les faibles taux et accéléré pour des taux supérieurs à 10%. Cependant le laitier joue un rôle de retardateur même pour un dosage de 30%. La figure 2.8 montre l'influence des cendres volantes et le laitier sur le flux thermique d'un ciment ordinaire. En travaillant sur plusieurs poudres fines, Kadri et Duval [53] enregistrent l'apparition du second pic à 6h

pour la poudre de calcite, à 7h pour la poudre d'aluminium, à 9h pour la fumée de silice et à 11h pour le quartz par contre il apparaît après 12h pour le ciment ordinaire.

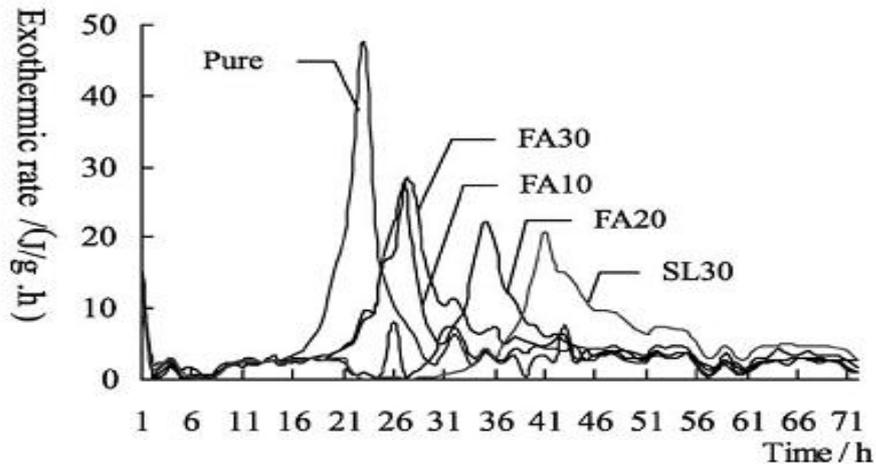


Figure 2.8 : Influence des cendres volantes et le laitier sur le flux thermique d'un ciment ordinaire (FA30, FA20%, FA10% :30%,20%,10% de cendre volante et SL30 :30% de laitier) [53].

Pour un ciment au laitier, une couche de produits d'hydratation se forme autour des grains de laitiers et une réduction du rapport calcium/silicate (Ca/Si) est observée dans le gel de C-S-H formés autour des grains de laitiers. Probablement la formation d'hydrocalcite et la diminution des sulfates qui participent à la formation de monosulfoaluminate tétracalcique [54]. D'après Taylor [55], les produits d'hydratation des laitiers sont les mêmes que ceux issus d'un ciment portland ordinaire, excepté que, les C-S-H formés autour des grains de laitiers ont un rapport de C/S (1.55) inférieur à celui obtenu pour un ciment portland ordinaire (1.7). Biernacki et al. [56] ont estimé à environ 1,3 à 1,4 ce rapport C/S dans les C-S-H autour des grains de laitier.

Biernacki et al. [56] ont montré dans leurs étude qu'une réaction chimique peut avoir lieu entre les grains de laitier et l'hydroxyde de calcium(CH) issue de l'hydratation du ciment portland ordinaire ainsi qu'une mole de laitier consommait 2,6 moles de (CH) et que la quantité d'eau consommée par un gramme de laitier était environ 12 grammes.

La présence des ajouts minéraux dans le ciment modifient l'hydratation du clinker dans la mesure d'où [57] :

- Ils agissent sur la cinétique d'hydratation.
- Ils diluent et consomment la portlandite par réaction pouzzolanique

- Ils modifient la composition des hydrates du clinker et produisent ses propres hydrates.

Les CSH additionnels produits remplissent les pores capillaires et augmentent la résistance et l'imperméabilité des matériaux par affinement de ces pores capillaires et par transformation des gros cristaux de CH en des CSH cristallisés comme le montre la figure 2.9 [58]. Ceci est dû aux réactions pouzzolaniques et hydrauliques enclenchées par l'ajout et qui se manifestent essentiellement après 28 jours. Baron et al [59] ont montré que ces réactions sont pratiquement constantes entre 2 et 28 jours, mais après 28 jours, l'activité augmente, faisant croître la résistance mécanique et la durabilité.

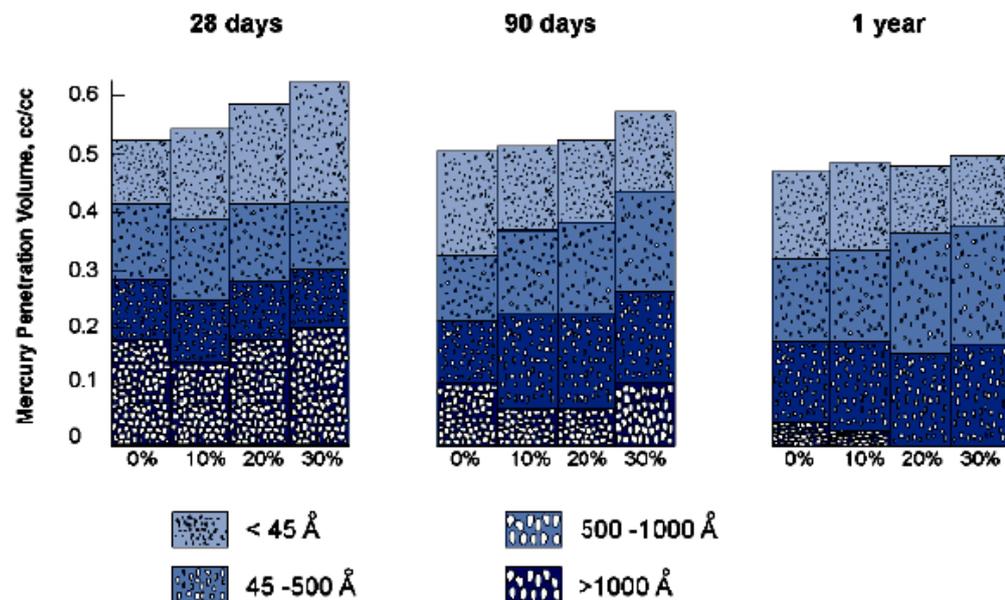


Figure 2.9 : variation de la taille des pores dans une pâte de ciment avec addition des matériaux pouzzolaniques en fonction du temps [58].

La cinétique de réaction des ajouts minéraux est très lente et dépend de nombreux facteurs (surface spécifique, composition, inclusions de phases cristallines dans la phase vitreuse, teneurs en alcalins et en sulfate de ciment,...). La cinétique d'hydratation du laitier et des matières pouzzolanique est beaucoup plus lente que celle du clinker.

2.5. Conclusion

En conclusion, la nature des hydrates est pratiquement la même pour un matériau à base d'un ciment ordinaire ou composé. Le ciment au calcaire contribue beaucoup par son action physique qui provoque une accélération de l'hydratation. Dans un climat chaud, ce ciment peut favoriser la dilution et augmenter les effets néfastes de l'élévation de température (effet de nucléation).

Chapitre 03:

Effet de l'élévation de la température sur les propriétés des bétons

3.1. Introduction

La température joue un rôle fondamental dans le développement de toute réaction chimique. Même si l'hydratation du ciment est directement liée à la composition du ciment et sa finesse, elle reste toujours dépendante des conditions atmosphériques du milieu de conservation. Aujourd'hui, on ne peut plus maîtriser la qualité du béton si certaines précautions de prise et de durcissement ne sont pas prises en compte. Pour cela, certains ciments contenant des additions minérales se comportent mieux dans des climats chauds et certains adjuvants peuvent contribuer à minimiser les dégâts causés par l'élévation de température.

3.2. Effet de la température de cure

L'interaction entre les conditions atmosphériques ambiantes et la chaleur dégagée lors de l'hydratation du ciment, engendre un gradient de température et une dessiccation qui peuvent conduire à une chute de résistance, à une fissuration ou à une détérioration de la durabilité [60]. Le ciment est très affecté par l'élévation de température qui joue un rôle fondamental dans la microstructure de la pâte et dans l'évolution des résistances mécaniques. Les qualités du ciment durcissant sous une température élevée sont souvent dépendantes du type de ciment, de sa finesse et du rapport E/C. Les résistances mécaniques au jeune âge sont souvent améliorées tandis que les valeurs ultimes sont réduites par rapport à celles correspond à une température normale [61].

L'élévation de température affecte le système d'hydratation du ciment en altérant la période dormante et le changement de la morphologie des hydrates formés ainsi que la quantité d'ettringite. Cette formation a des conséquences négatives sur la microstructure par une importante porosité et une distribution non uniforme des hydrates. En plus, pour des températures supérieures à 70°C sous une humidité relative élevée, les bétons sont soumis à une expansion causée par la formation retardée d'ettringite [62].

3.2.1 Béton à l'état frais

L'élévation de la température a une influence directe sur le béton frais, en accélérant l'hydratation du ciment et la dessiccation de la matrice ce qui influence ultérieurement sur les caractéristiques du béton. Le béton à l'état frais est représenté comme une pâte dont ses constituants (eau, ciment...) ne sont pas encore liés. Les conditions d'un climat chaud influent sur les propriétés du béton à l'état frais de plusieurs manières à savoir :

- une perte d'affaissement conduisant à une forte demande en eau pour une ouvrabilité constante.
- une accélération de la vitesse de prise précipitant le durcissement.
- augmentation du taux de ressuage favorisant l'accroissement du taux d'évaporation de l'eau de gâchage.

3.2.1.1 Ouvrabilité du béton

L'ouvrabilité est une propriété fondamentale du béton, elle dépend des matériaux utilisés, du malaxage, de la température, de l'hygrométrie, du vent et des rayonnements solaires. Ces facteurs conduisent à l'évaporation de l'eau du béton, et par conséquent à une perte d'ouvrabilité plus aggravée dans les environnements chauds et secs (Figure 3.1).

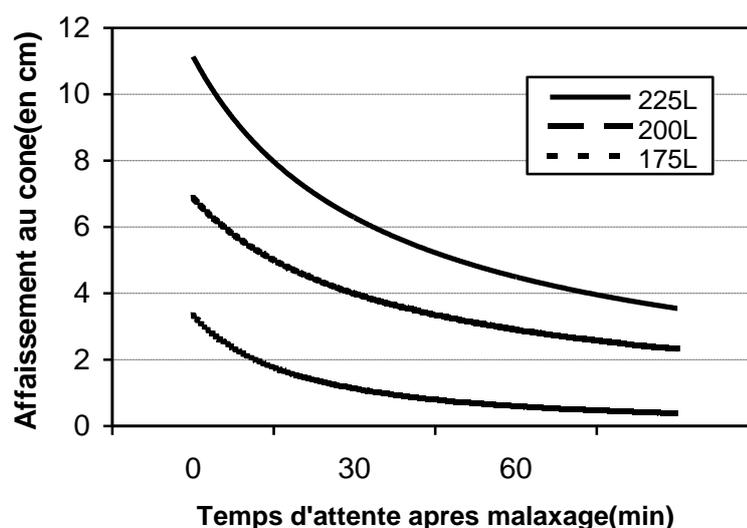


Figure 3.1: Perte d'ouvrabilité du béton frais à 35°C au cours du temps pour différents dosages en eau [63]

L'ouvrabilité du béton frais diminue avec le temps, ce taux devient plus accentué si l'évaporation est excessive [63]. Comme l'élévation de la température provoque une baisse d'ouvrabilité, la demande en eau du béton est accrue pour remplacer l'eau évaporée et pour remédier à la baisse de l'ouvrabilité (Voir la Figure. 3.2) [64]. Ce surplus d'eau fait intervenir d'autres inconvénients à savoir une grande porosité capillaire et une diminution de la résistance ce qui affecte la durabilité du béton.

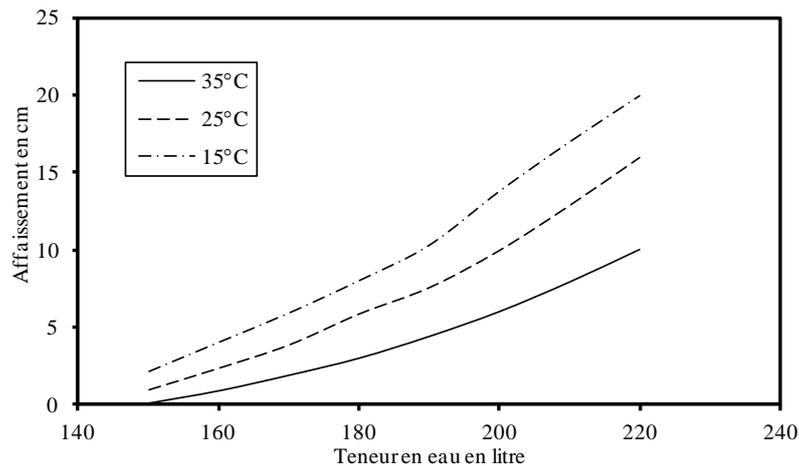


Figure 3.2: Effet de la température sur l'ouvrabilité avec des différents teneurs en eau [66].

Les résultats récapitulés sur la figure 3.3 montrent comment l'affaissement décroît quand la température augmente pour un béton dont le dosage est constant. On remarque une perte de 30 mm d'affaissement entre 20 et 30 ° C. La figure 3.4, met en évidence la quantité d'eau nécessaire au maintien d'affaissement quand la température croît.

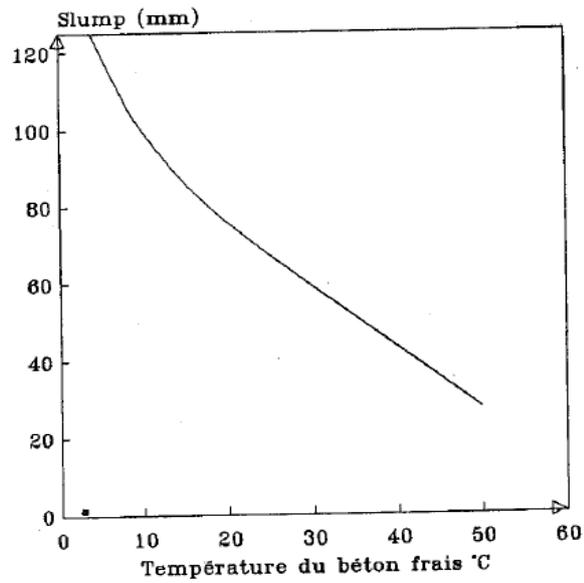


Figure 3.3: Effet de la température du béton frais sur l'affaissement à dosage en eau constant [65]

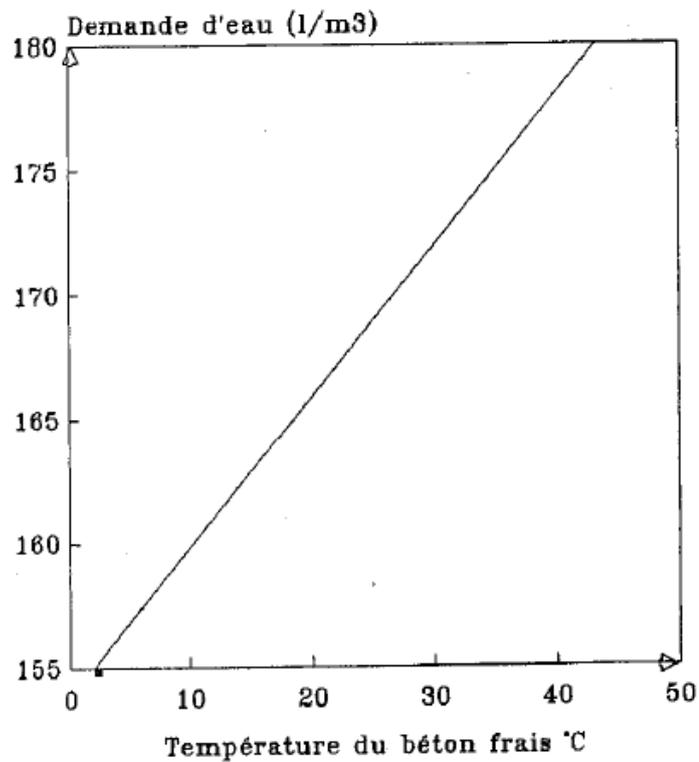


Figure 3.4: Effet de la température du béton frais sur la demande en eau [65]

Dans une étude conduite par Klieger [65] sur l'effet de la température du béton sur l'affaissement, on a enregistré une réduction d'environ 50 mm quand la température passait de 20 à 50 °C comme cela est illustré sur la figure 3.5.

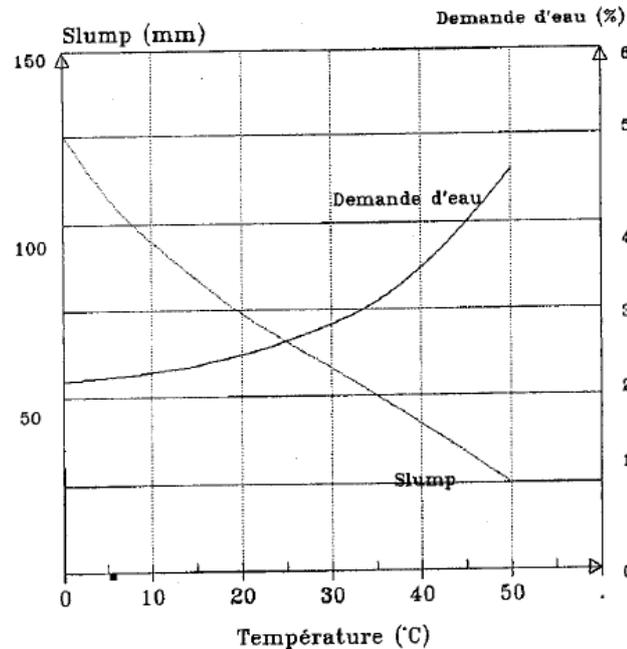


Figure 3.5: Effet de la température sur l'affaissement et la demande en eau. [65]

Selon Klieger [65], l'ouvrabilité diminue de 2.5 mm chaque fois que la température augmente de 11°C. L'effet de la température du béton et des températures ambiantes sur la quantité d'eau nécessaire pour augmenter l'ouvrabilité (qui était mesurée immédiatement après malaxage) de 25 mm est montré par Klieger [65] sur la figure 3.5 pour les ciments de type I et II de l'ASTM (ordinaire et à résistance modérée au sulfate). A 50° C, la quantité d'eau était autour de 33% plus élevée que celle à 20° C.

Du fait que la température et/ou l'humidité relative affectent grandement le taux d'évaporation de l'eau et le temps de prise des ciments, l'ouvrabilité du béton est généralement diminuée dans les environnements chauds et secs. La perte conséquente dans l'ouvrabilité est normalement compensée dans les chantiers par l'utilisation d'une quantité d'eau additionnelle qui conduit à une augmentation du taux E/C et ainsi à une réduction dans la résistance, à une augmentation dans la porosité capillaire et par suite, de la perméabilité [66]. L'ACI comité 305 [67] donne l'augmentation du dosage en eau nécessaire pour maintenir un affaissement constant quand la température croît selon la

figure 3.6. D'autre part, la figure 3.7 montre, à maniabilité égale, que le dosage en eau augmente pour des bétons employés à des températures allant de 20 à 60°C et autant plus si on veut maintenir la maniabilité le plus tard possible (5 et 15 min) [71].

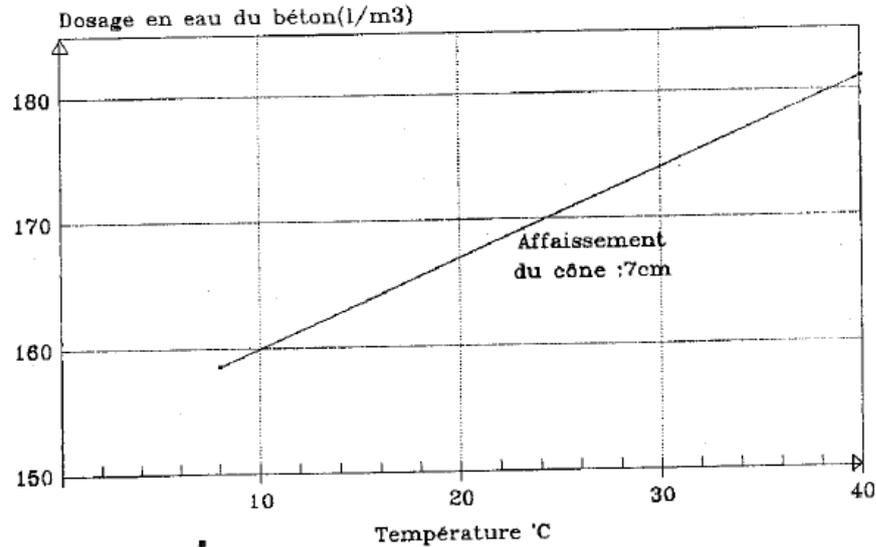


Figure 3.6 : Augmentation du dosage en eau en fonction de la température nécessaire pour maintenir un affaissement constant [67].

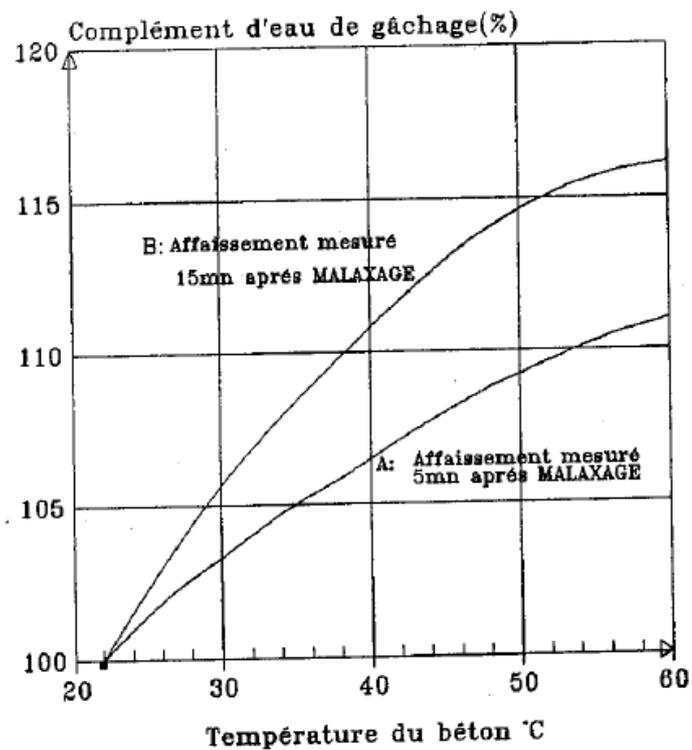


Figure 3.7: Augmentation du dosage en eau en fonction de la température, à maniabilité égale (aff = 8 cm) [68]

3.2.1.2 Temps de prise

La prise du ciment est définie comme le début de rigidité dans le béton frais. La prise précède le durcissement et elle est définie comme le temps de transition entre l'état frais et l'état rigide du béton [69, 70]. Le temps de prise dans un climat chaud est un problème significatif car les réactions d'hydratation sont accélérées par l'élévation de la température, et l'on constate que les temps de début et de fin de prise sont diminués lorsque la température augmente et l'humidité s'abaisse. Au delà de 40°C, la prise est non seulement assez rapide mais aussi irrégulière, on constate parfois même une sorte de raidissement prématuré du béton [69]. La figure 3.8 donne un exemple de la variation du temps de prise en fonction de la température. Le temps de prise peut être divisé par deux et parfois par trois en passant de 20 à 40°C.

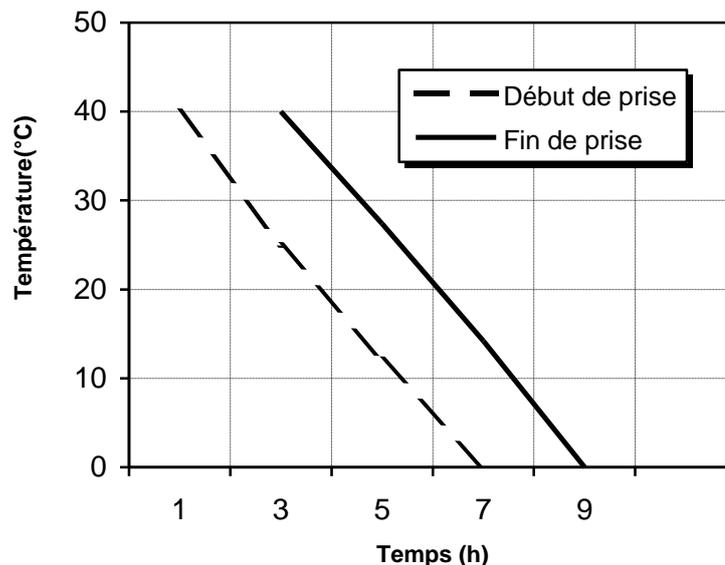
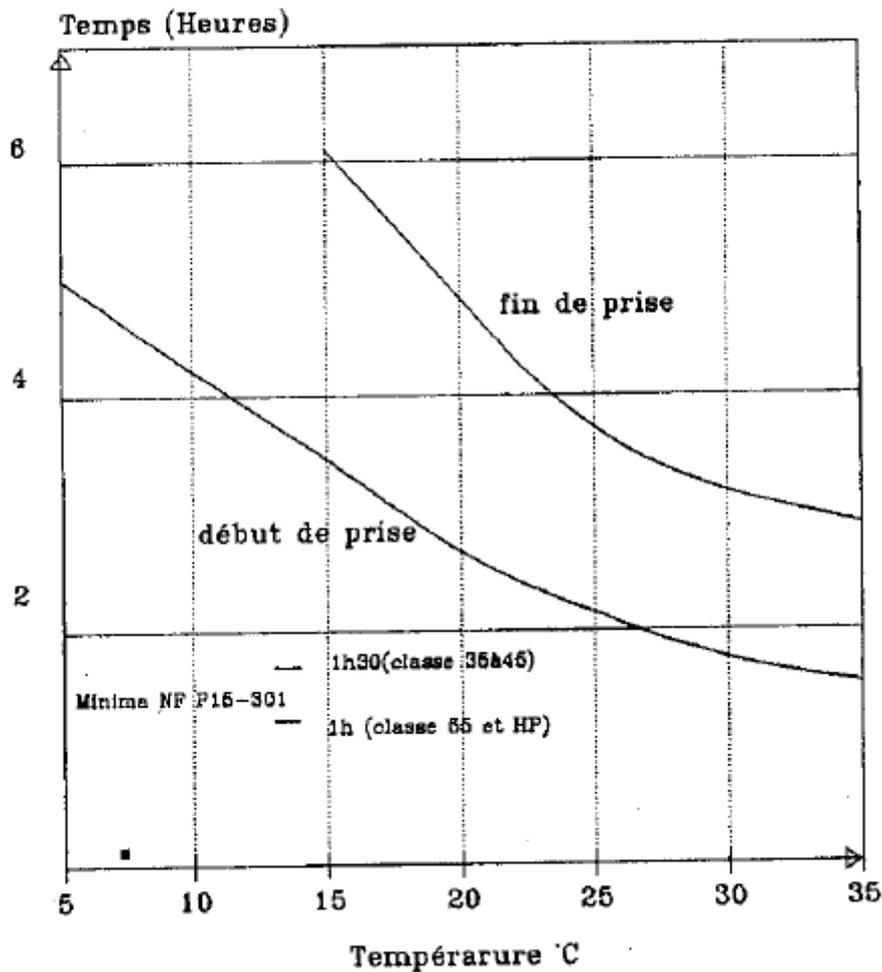


Figure 3.8: Influence de la température sur le début et fin de prise [70].

L'hydratation du ciment, accélérée, comme plusieurs réactions chimiques, par la chaleur et le taux d'hydratation, est probablement le double pour une augmentation de 10°C de la température [71]. La figure 3.9 [72] montre l'effet de la température sur les temps de prise de la pâte pure de ciment. Il est clair que la prise est significativement accélérée par les hautes températures [73]. Il faut noter aussi que la prise dépend non seulement de la température mais aussi du type de ciment [74]. Le tableau 3.1 présente une prise particulièrement retardée quand des adjuvants minéraux sont utilisés.

Tableau 3.1: Temps de prise de deux ciments (sur pâte pure de ciment) [74]

Ciment	20°C			45°C		
	Début	Fin	ΔT	Début	Fin	ΔT
CPA 55	3h	5h30	2h30	1h30	3h	1h30
CLK	5h	7h30	2h30	2h30	4h	1h30

**Figure 3.9 :** Variation du temps de prise sur la pâte pure en fonction de la température [72].

3.2.1.3 Chaleur d'hydratation

L'hydratation du ciment s'effectue avec un dégagement de chaleur qui débute pratiquement dès la prise, car sa réaction chimique avec l'eau de gâchage est exothermique [75]. Lorsque la température s'élève, les réactions chimiques sont accélérées d'où un accroissement très intense du flux de chaleur. La plus grande partie de la chaleur libérée au

cours des tous premiers jours où 50% de la chaleur sera dissipée en 24 heures [69]. Il faut également savoir que lorsque la température initiale du béton est élevée, l'hydratation est plus rapide et la chaleur se dégage en un temps plus court.

Le flux de chaleur est maximum et d'autant plus intense et a lieu d'autant plus tôt que la température initiale du béton est plus forte. Ce dernier atteint un maximum puis décroît lentement du fait de la faible conductivité thermique du béton comme le montre la figure 3.10 [76].

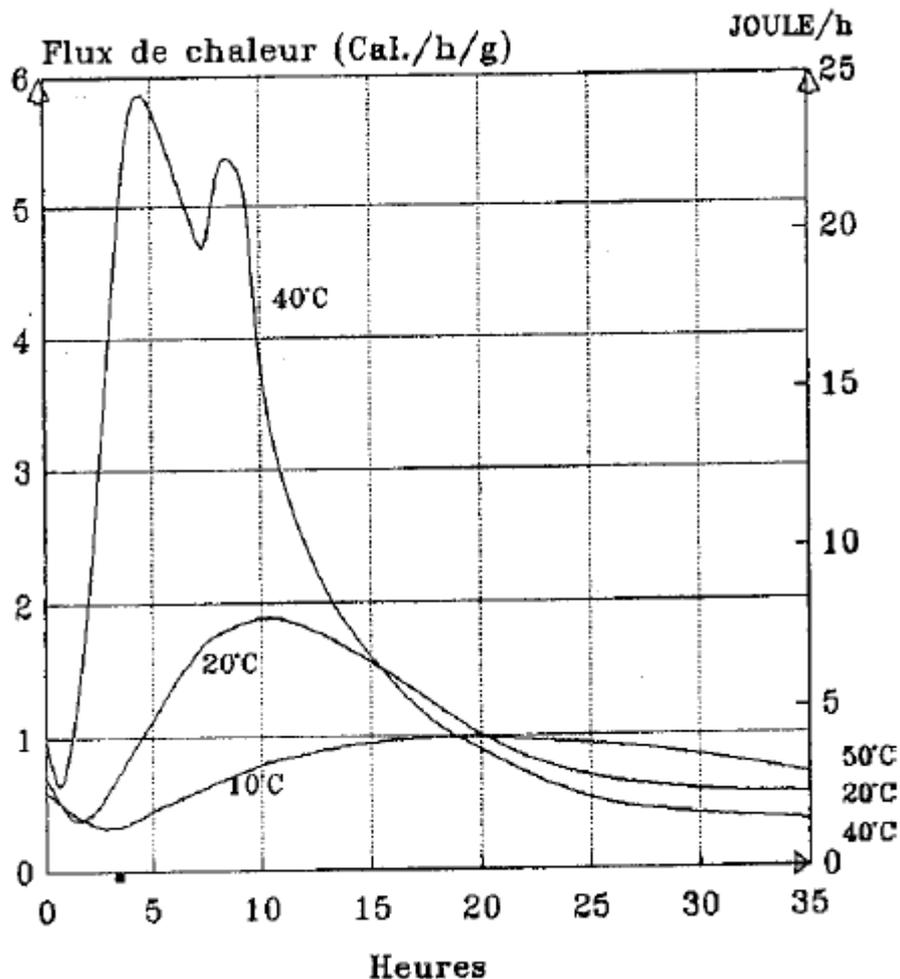


Figure 3.10: Flux de chaleur d'hydratation d'un ciment CPA 400 à 10, 20, 40°C [76].

L'augmentation de la température de cure accélère la réaction chimique d'hydratation. Ce qui accélère la croissance des produits d'hydratations, notamment le CSH et la portlandite, d'où augmentation de la résistance au jeune Age. Mais cette accélération de la réaction chimique d'hydratation peut provoquer un effet inverse sur la résistance mécanique après 7 jours d'âge du béton. L'étude menée par Gallucci et al. [77] met en évidence l'influence de la température de cure sur le développement microstructural

du béton. La comparaison des micrographies caractéristiques de surface, après 1 jour et après 1 an d'âge, illustrés sur la figure 3.11 montre la grande porosité dans la pâte conservée sous 60°C.

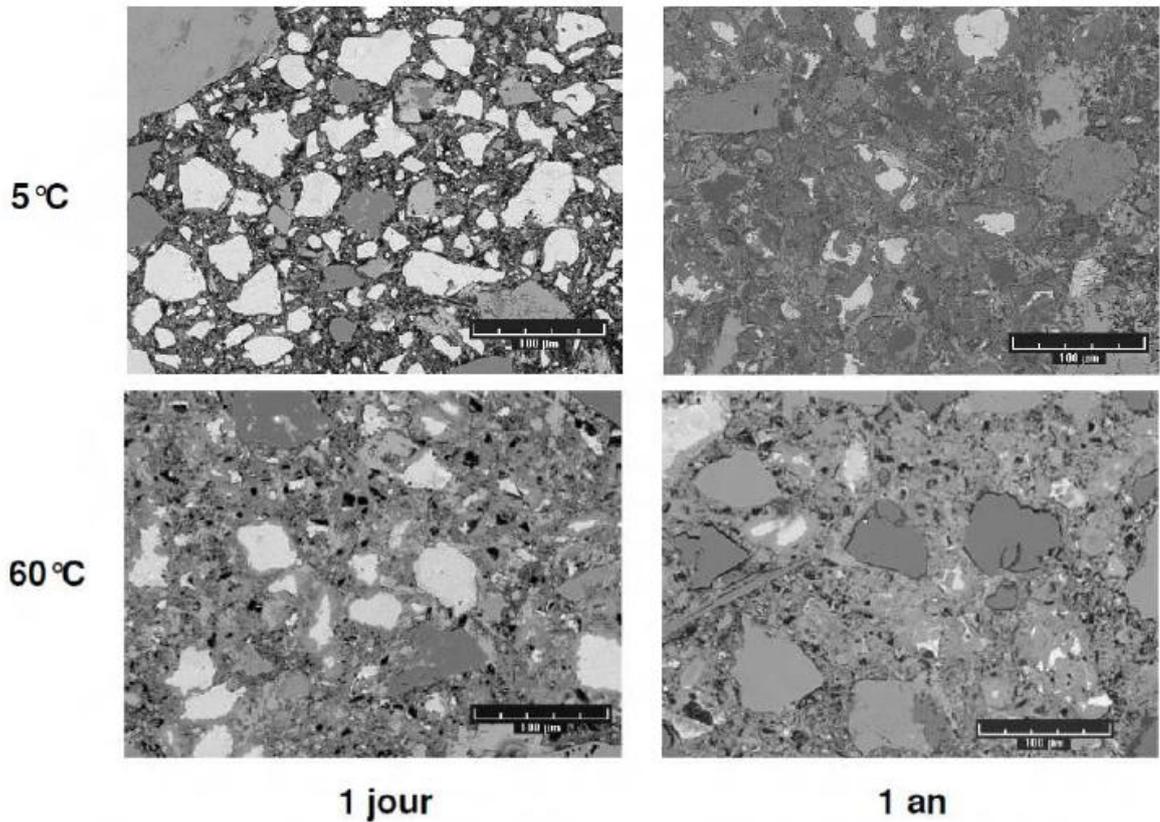


Figure 3.11: Micrographies caractéristiques de surface après 1 jour et 1 an d'hydratation [77]

Au cours des réactions chimiques entre les constituants du ciment et l'eau, une quantité considérable de chaleur est libérée. Dans les conditions usuelles de construction, la chaleur est rapidement dissipée par radiation et les changements de température à l'intérieur de la structure sont relativement faibles presque sans conséquences. Mais dans le béton de masse, la faible conductivité thermique du béton empêche la radiation rapide de la chaleur et le béton peut atteindre de hautes températures. Celles-ci, élevées, entraînent un retrait thermique suite à une évaporation rapide de l'eau de gâchage.

L'hydratation du ciment est exothermique et le dégagement de chaleur dépend de la température initiale du béton. La figure 3.10 [76], montre que lorsque la température augmente, la chaleur est dégagée tôt et avec une intensité plus grande. Par exemple le flux de chaleur d'hydratation à 40°C est maximal après 5h, il dépasse 5 cal/g/h. Par contre à

20°C, le flux ne dépasse guère 1cal/g/h et cela après 20 heures. Cette chaleur d'hydratation dépend également de la nature du ciment utilisé.

La nature du ciment joue un rôle fondamental sur la chaleur dégagée et sur sa cinétique. La figure 3.12 montre la chaleur d'hydratation pour trois ciments courants [78]. Il est bien clair que la classe du ciment engendre un fort dégagement et que la présence de substance minérale diminue la chaleur considérablement.

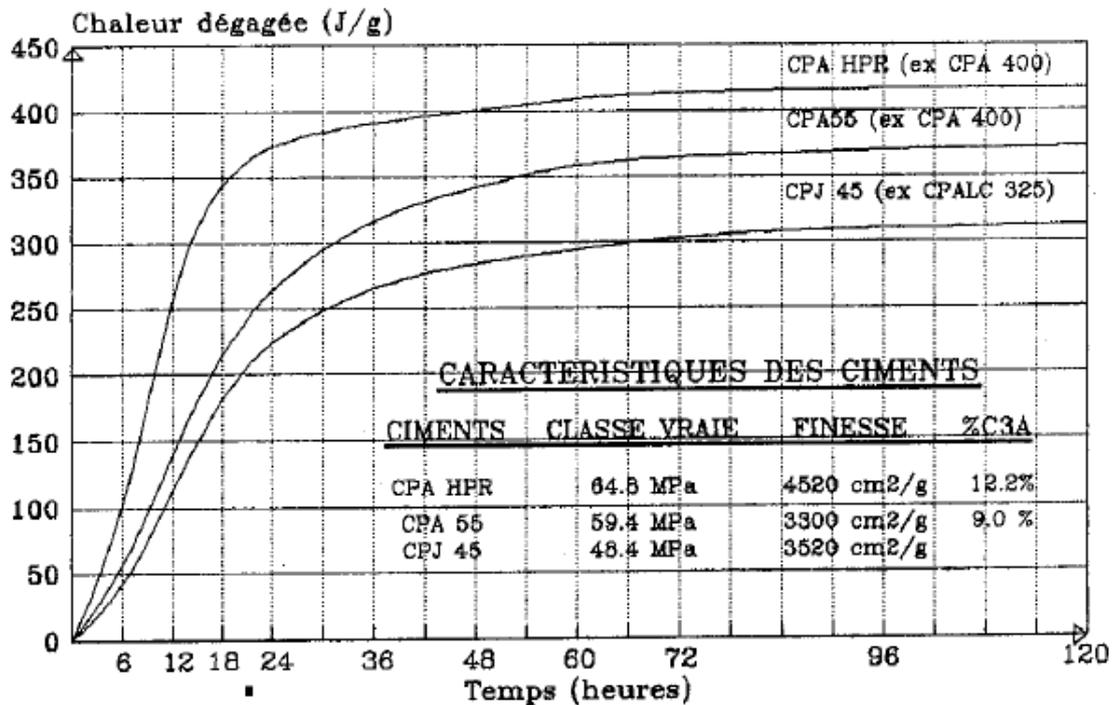


Figure 3.12: Chaleur d'hydratation de trois ciments (par calorimètre semi-adiabatique [78])

3.3. Béton à l'état durci

Quand la température ambiante augmente les résistances mécaniques initiales augmentent mais les résistances finales diminuent. La figure 3.13 montre que la résistance à 1 jour passe du simple au double quand la température passe de 20 à 50°C. Inversement pour les mêmes températures, la résistance à la compression à 28 jours diminuent de 26% [79].

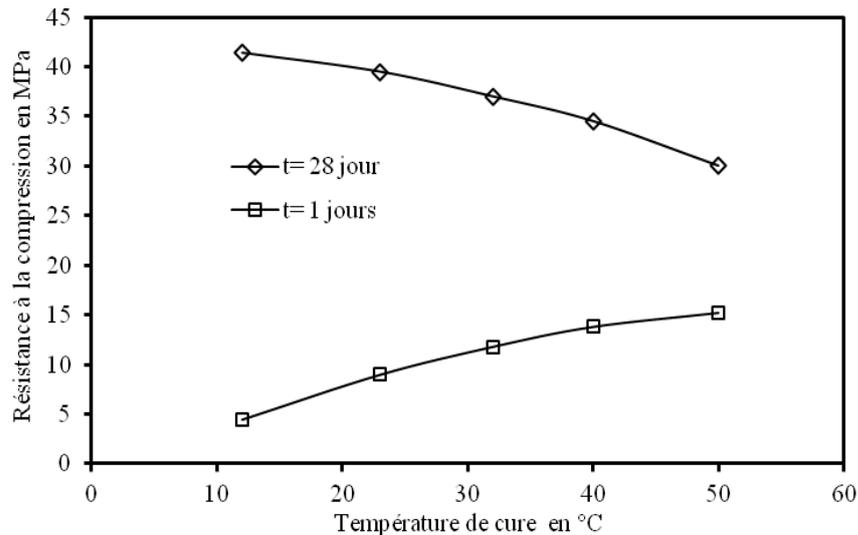


Figure 3.13: Effet de la température sur la résistance à la compression du béton [79].

Cette baisse de résistance à long terme provient principalement du fait que lorsque la température augmente, il faut augmenter le dosage en eau pour conserver au béton une même maniabilité. Elle provient également de l'augmentation importante de l'évaporation de l'eau qui est fonction des paramètres des climats chauds [75].

L'amélioration des résistances au jeune âge est due à une formation accélérée des CSH et à une dissolution rapide des cristaux. A long terme, les hydrates formés n'ont pas eu le temps de s'arranger convenablement ce qui engendre une chute des résistances finales [80,81]. Bakharev et al [82] attribuent cette chute au nombre important d'hydrates précipités sous une température élevée et qui constituent des barrières contre la diffusion des ions ce qui cause une hétérogénéité dans la pâte et une réduction des résistances.

Des essais de résistance à la compression ont été effectués sur des bétons conservés à des températures différentes jusqu'à l'âge de 28 jours. Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de la température de cure accélère la prise, le durcissement du béton et se traduit par un gain accéléré de résistance mécanique. La résistance en compression à 28 jours peut être atteinte en seulement 24 heures. Ces résultats confirment que les éprouvettes conservées sous des températures comprises entre 32 et 49° ont des résistances plus élevées après 1 jour d'âge. Après 1 à 4 semaines, la résistance des bétons conditionnés entre 4 et 23°C dépassent ceux des bétons conservés sous des températures plus élevées.

D'après Verbeck et Helmuth [83] ou encore Galluci et al. [77], la concentration des produits d'hydratations autour des grains anhydres lors d'une réaction chimique d'hydratation accélérée, retarde, voire empêche, l'hydratation subséquentes de ces anhydres. S'ajoute à cela, la distribution non uniforme des hydrates dans la pâte de ciment, augmente la proportion de vide. L'accumulation de ces phénomènes se traduit par une résistance à long terme du béton inférieure à celle du béton conservé dans des conditions ambiantes.

Galluci et al. [77] ont confectionné des bétons avec un ciment CEM I 42.5, sous température de cure différentes de 5, 20, 40 ; et 60°C. Chaque éprouvette est soumise à une température de cure puis à l'essai de compression pour un âge approprié afin d'évaluer l'évolution de leur résistance en fonction du temps. La représentation graphique suivante de la figure 3.14 montre les résultats obtenus. Les résultats montrent que la résistance en compression du béton à 20° C, initialement inférieure, rattrape celles des bétons à 40°C et 60°C après 3 jours d'hydratation. Après 28 jours, le béton à 20°C devient plus résistant que les autres, tandis que le développement de la résistance du béton à 60°C est presque à l'arrêt. Le béton conservé à 5°C développe sa résistance de façon quasi-linéaire, jusqu'à rattraper celle du béton à 20°C. Après 1an, la résistance du béton à 60°C est inférieure d'environ 25% à celle du béton à 20°C.

Ces résultats confirment l'hypothèse avancée par Verbeck et Helmuth [83] sur l'effet de la température de cure sur la résistance mécanique à long terme du béton avec un effet de croisement observé.

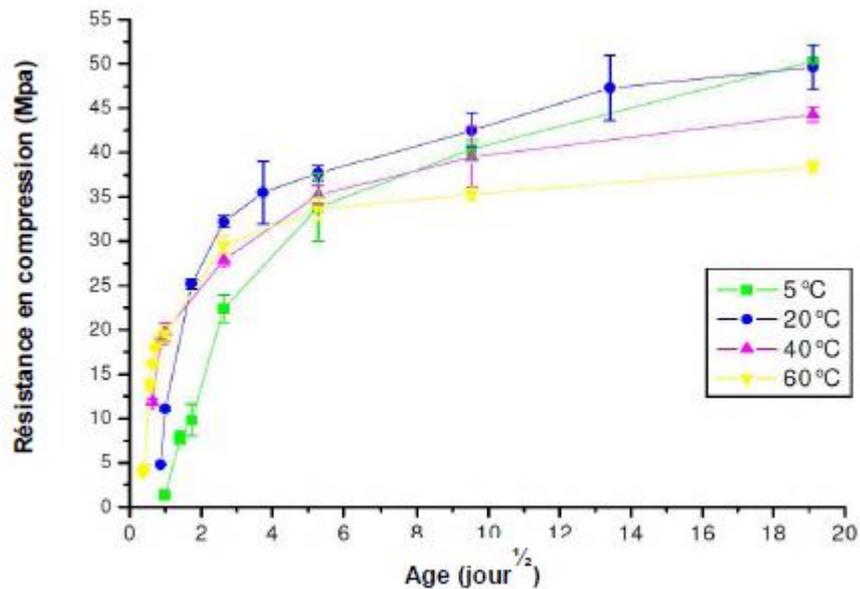


Figure 3.14: Développement de la résistance à la compression en fonction de la température [77]

La figure 3.13 montre l'effet de la température de cure sur la résistance à la compression à 1 jour, des bétons ordinaires. Comme la température augmente, il y a une augmentation conséquente dans la résistance à 1 jour. Skansa [84] montre que le taux de développement de la résistance est significativement accru. Pour une haute température aux jeunes âges, cette tendance a été confirmée par les travaux de Price [85].

Shalon et Ravina [86] ont étudié les effets des températures de malaxage sur la résistance à la compression du béton à 56 jours. Les bétons avec la température du mélange comprise entre 30° et 40°C étaient conservés sous l'eau pendant 7 jours sur site, ensuite couverts durant 7 jours encore, sur site, avant d'être transférés au laboratoire où ils ont été conservés sous l'eau pendant 7 jours dans le laboratoire jusqu'à l'essai, ils trouvèrent que la résistance de ces bétons pris initialement sur site sont 8 et 15% plus faible que celles maintenues dans le laboratoire d'une manière continue.

Selon Berhane [87], les raisons de la diminution de la résistance à la compression à long terme seraient :

- formation de gros et moins perméables produits d'hydratation à température élevée
- Si en plus l'humidité relative est faible, l'hydratation du ciment est arrêtée à HR de 80% aux jeunes âges, la résistance à la compression est réduite à long terme. On peut représenter l'influence des différents climats sur son développement selon la figure 3.15

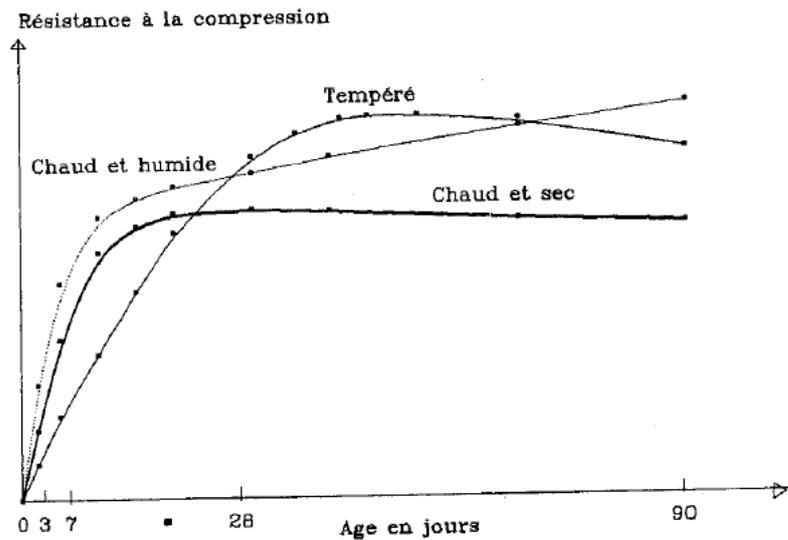


Figure 3.15: Représentation schématique de l'influence des différents climats sur le développement de la résistance [87]

3.4. Concept de maturité

La prise et le durcissement des matrices cimentaires s'accompagnent d'un dégagement de chaleur relativement important qui se manifeste par une augmentation de la température qui peut atteindre plusieurs dizaines de degrés dans les pièces de béton massives à fort dosage en ciment. Par ailleurs, les réactions d'hydratation au jeune âge sont thermoactives: leur évolution dépend fortement de l'historique de température auquel est soumis le matériau. L'exothermique et la thermo activation du processus d'hydratation induisent donc un couplage thermo-chimique au sein des matrices cimentaires au très jeune âge. Les principaux paramètres de ce couplage sont, d'une part les propriétés thermo-physiques qui déterminent le champ de température du matériau, et d'autre part l'affinité chimique du liant pour l'eau et son énergie d'activation qui permettent de quantifier la cinétique d'hydratation du liant et sa sensibilité à la température. La maturation du béton est communément admise comme étant le paramètre primordial responsable du bon développement des propriétés du matériau.

Dans des conditions de température élevée, la pâte de ciment subit des changements physiques et chimiques susceptibles d'affecter significativement les propriétés mécaniques et la durabilité des structures en béton. Historiquement, Arrhenius en 1889 a introduit le

terme d'énergie pour désigner l'énergie minimale nécessaire pour qu'une réaction chimique donnée puisse démarrer.

L'équation d'Arrhenius exprime la relation existant entre la température, l'énergie d'activation et la vitesse à laquelle se produit la réaction chimique considérée. Freiesleb et Pedersen [88] ont proposé d'utiliser cette équation pour quantifier l'influence de la température sur l'évolution des propriétés mécaniques des bétons. Aujourd'hui, cette formulation est largement appliquée pour modéliser les effets thermiques sur l'accélération des propriétés des matrices cimentaires aux jeunes et très jeunes âges.

3.4.1 Analyse théorique du concept de maturité

Actuellement, la prise en compte du double effet de la température et du temps sur la cinétique d'hydratation fait appel aux principes de maturité et de temps équivalent [89]. La maturité et l'âge équivalent sont des notions complémentaires introduites dans les années 50, pour quantifier l'état d'évolution des bétons en prenant en compte l'effet du couplage temps et température [89,90]. Le principe de maturité consiste à exprimer l'avancement de l'hydratation du ciment et l'évolution des propriétés du matériau, non pas en fonction de l'âge réel mais en fonction de sa maturité. Pour un béton donné, cette maturité dépend de la température de cure à laquelle il a été soumis. Le concept de maturité a été utilisé dès le début des années 50 comme un moyen de prédiction de l'évolution des propriétés du béton et en particulier de sa résistance. Considérant une éprouvette soumise à un cycle thermique de cure représenté sur la figure 3.16. En appliquant le concept de maturité, on peut remplacer la représentation de l'évolution de la résistance mécanique en fonction du temps par celle de la maturité. Cette représentation donne un effet global par l'intégration de l'âge et de la température de cure dans un seul paramètre.

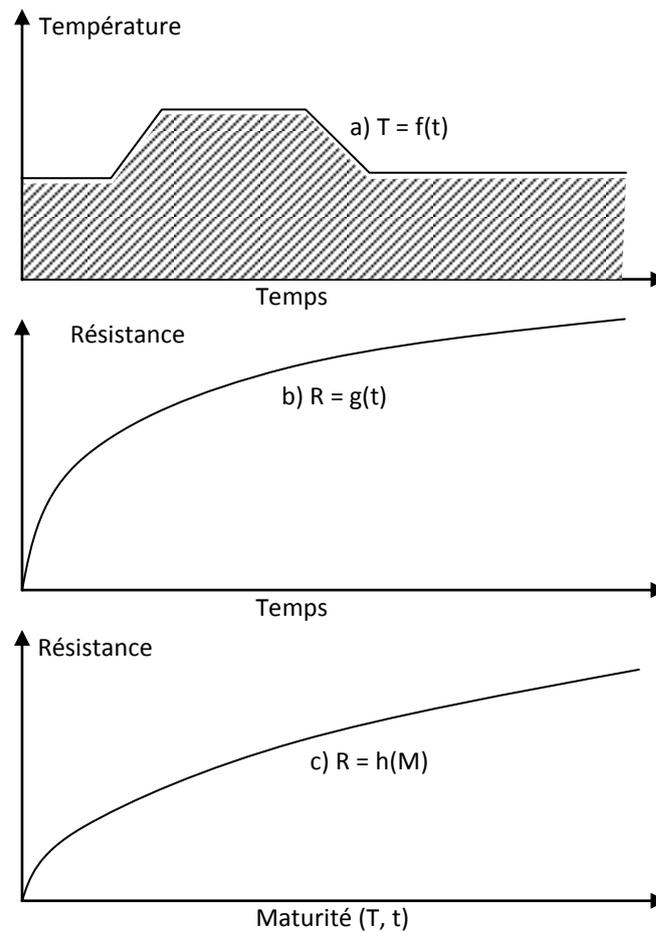


Figure 3.16: Application du principe de la maturité sur une éprouvette soumise à un cycle thermique de cure.

3.4.2. Temps équivalent

Considérant un historique de température constant, la maturité $M(t, T)$ à la température absolue T et à l'instant t , peut s'écrire comme :

$$M(t, T) = K(T) \times t = K(T_{ref}) \times t_{eq}(T_{ref}) \quad (3.1)$$

Où $K(T)$ est un terme en (1/s) proportionnel à la vitesse d'évolution du matériau à un degré d'hydratation donné, à la température absolue T à l'instant t et t_{eq} l'âge équivalent du matériau, c'est-à-dire le temps nécessaire pour que le matériau conservé à une température dite de référence, T_{ref} , acquiert une maturité équivalente à celle obtenue à l'âge t et à la température T . Dans le cas des matrices cimentaires, le terme $K(T)$ est généralement exprimé à partir de la loi d'Arrhenius :

$$K(T) = A \times \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (3.2)$$

Où A est une constante de proportionnalité (1/s), R la constante des gaz parfaits (8.314 J/mol.K) et E_a l'énergie d'activation apparente (J/mol).

En combinant les équations (3.1) et (3.2), on a alors la relation suivante (3.3) entre l'âge réel t du matériau et son âge équivalent t_{eq} :

$$t = \exp\left(\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}}\right)\right) \times t_{eq}(T_{ref}) \quad (3.3)$$

3.4.3. Application du principe de maturité pour la prévision des résistances mécaniques

Aujourd'hui, le principe de maturité est largement appliqué pour prédire la résistance mécanique d'un béton en connaissant seulement l'histoire de la variation de la température en fonction du temps. Bergstrom [91] a montré que la méthode de la maturité pourrait être appliquée aux bétons durcis sous des températures de séchage normales. Ils ont utilisé la méthode de la maturité, dans laquelle la température de référence a été prise égale -10°C . Oluokun et Burdette [92] ont expliqué que la résistance à la compression de béton aux jeunes âges peut être estimée par le principe de la maturité selon la relation ci-dessous:

$$f_c = f_{28} + (1 - e^{-\gamma m}) \quad (3.4)$$

$$M = \sum_0^t (T - T_0) \Delta t \quad (3.5)$$

Avec:

f_c représente la résistance calculée,

f_{c28} est la résistance à la compression à 28 jours,

m est égal à maturité /10 000,

γ , c'est une constante de l'équation pour l'estimation de la résistance avec la maturité à l'âge de 1 jours.

Ilker et Mehmet [93] ont utilisé le principe de maturité afin de déterminer le développement de la résistance du béton sous différentes températures, ils ont montré sur la figure 3.17, qu'au jeune âge la prédiction de la résistance par le principe donne des résultats satisfaisants. Par contre à long terme la prévision de la résistance est peu fiable.

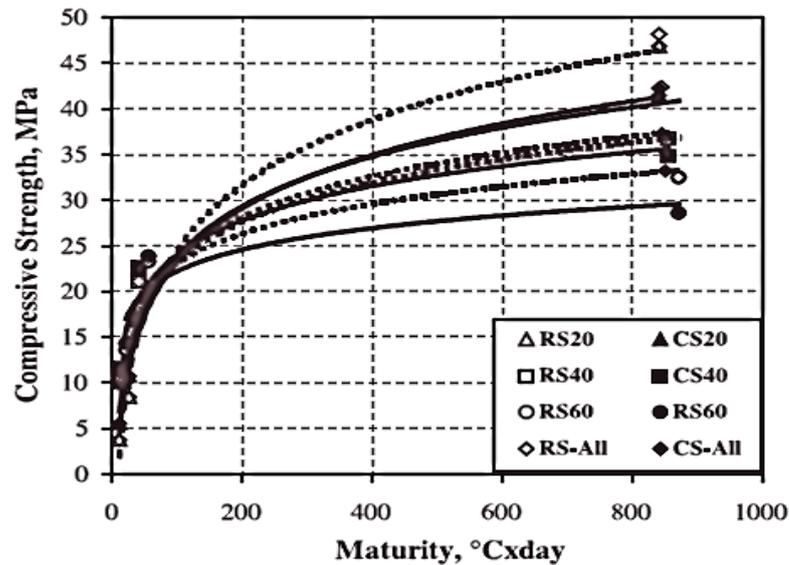


Figure 3.17 : Résistance à la compression en fonction de la maturité [93]

Par contre McIntosh [94] a démontré que le béton soumis au jeune âge à des basses températures, présente une faible résistance au jeune âge et des résistances plus élevées à long terme comparant au béton conservées à des températures élevées au jeune âge. Une étude faite par Yahia Abdel-Jawad [95] sur la prévision des résistances mécanique des bétons par la méthode de la maturité, il a proposé un nouveau modèle de prévision de l'équation (3.4) pour des températures allant de 5 à 50 °C et un rapport E/C égale à 0.43 et 0.50. La figure 3.18 et la figure 3.19 montrent la comparaison les résultats de résistance mécanique le modèle proposé par l'auteur et le modèle classique de Saul [90] sur la prévision des résistances à long terme.

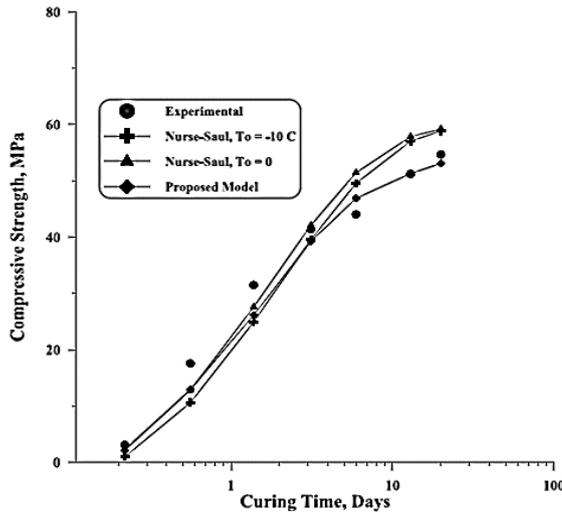


Figure 3.18 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et le nouveau modèle proposé pour $T=50$ et E/C égale 0.43 [95]

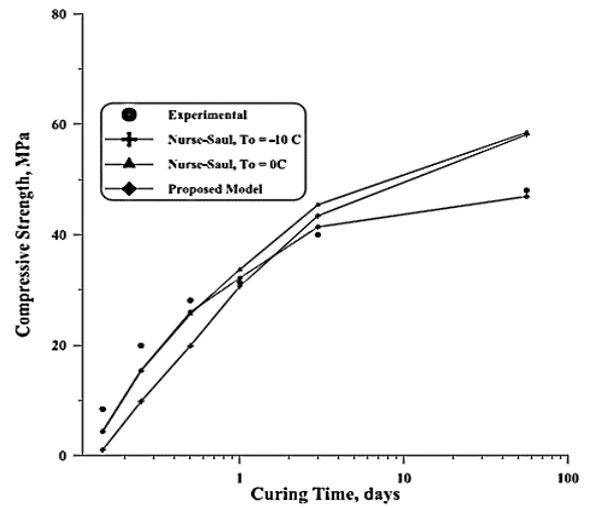


Figure 3.19 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et le nouveau modèle proposé pour $T=50$ et E/C égale 0.5 [95]

Boubekeur et al. [96] ont montrés dans une récente étude que la fonction de la maturité classique de l'équation (3.5), ne pouvait pas être utilisée précisément pour estimer l'effet de la température sur le développement de la résistance mécanique à long terme des ciments ordinaires et celles des ciments composés. Ils ont trouvé une dispersion des points résistance-maturité des courbes présentées sur les figures 3.20 à 3.23 que lorsque la maturité dépasse $350\text{ }^{\circ}\text{C}\times\text{Jours}$. D'où il est préférable de développer un nouveau modèle de prévision de la résistance mécaniques à long terme par le principe de la maturité pour les ciments conservés sous des températures variables, en tenant en compte la température, le temps et le type de ciment.

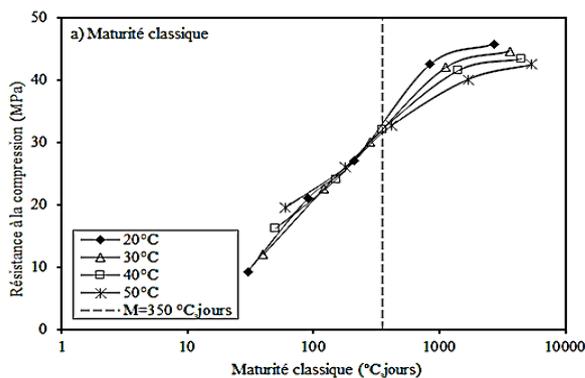


Figure 3.20: Résistance à la compression en fonction de la maturité pour le ciment portland. [96]

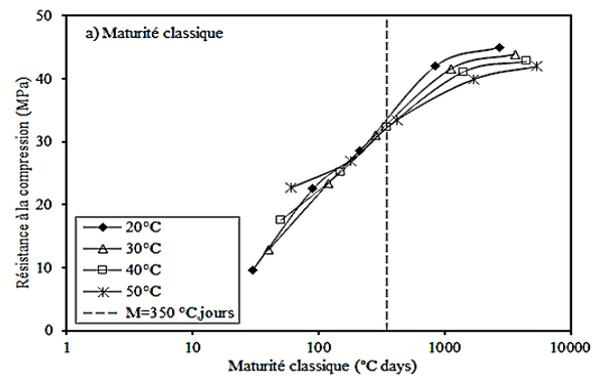


Figure 3.21: Résistance à la compression en fonction de la maturité pour le ciment au calcaire. [96]

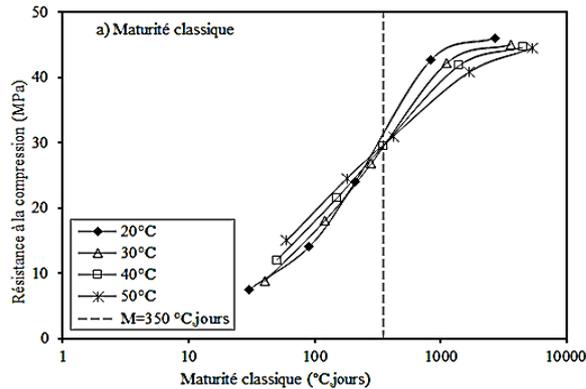


Figure 3.22: Résistance à la compression en fonction de la maturité pour le ciment à la pouzzolane.[96]

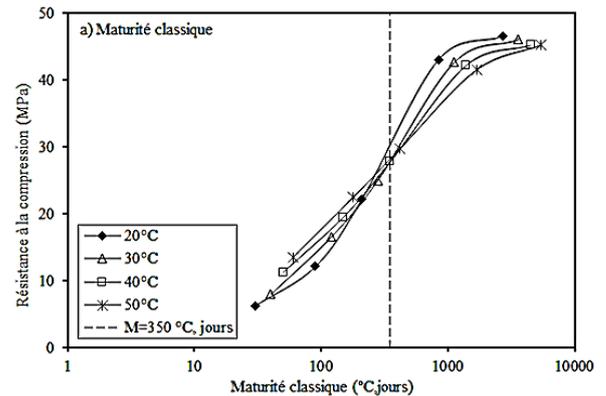


Figure 3.23: Résistance à la compression en fonction de la maturité pour le ciment au laitier.[96]

3.5. Conclusion

Les travaux sur l'effet de l'élévation de température sur l'évolution des propriétés du béton sont encore d'actualité. Chaque fois, de nouveaux travaux de recherche sont publiés pour mettre en lumière certaines ambiguïtés et élucider le comportement des nouveaux bétons. Le climat chaud qui règne sur notre région rend ce sujet plus pertinent et sa maîtrise plus que nécessaire pour garantir une meilleure performance à nos constructions. Dans ces circonstances, le béton doit contenir des ciments composés adaptés en climat chaud et avoir une cure convenable pour lui garantir une maturité suffisante à un âge approprié. De plus, des méthodes de prédiction des résistances mécaniques sous des conditions sévères de température doivent être développées pour limiter les chutes de résistances et prédire ses conséquences.

Chapitre 04:

Méthodes et matériaux utilisés

4.1. Introduction

Le béton présente des caractéristiques mécaniques dépendant des conditions de conservation que subit le béton durant son durcissement. Les conditions atmosphériques sévères qui règnent dans la région caractérisées par une élévation importante de température durant la période estivale rendent la mise en œuvre du béton très délicate et son durcissement largement dépendant. Ce travail expérimental vise la quantification de l'effet de différents historiques de température sur le développement des résistances mécaniques du béton. Les résultats trouvés serviront à vérifier le principe de maturité en testant la relation reliant la maturité et la résistance mécanique.

4.2. Matériaux utilisés

4.2.1. Ciment

Le ciment utilisé dans cette étude est un ciment composé (CEM II/A 42.5) contenant 10% de calcaire, produit dans la cimenterie d'Oued Sly (Chlef). La cimenterie de Chlef utilise dans la fabrication du ciment 82 à 92 % de Clinker, 5 à 15 % de calcaire et 3,5% de gypse. Les caractéristiques chimiques, physiques et minéralogiques *du* ciment utilisé sont représentées dans le tableau 5.1.

Tableau 4.1 : Caractéristiques physicochimiques et minéralogiques du ciment

Caractéristiques chimiques										
Désignation	PAF	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	CaO libre
%	4.49	21.14	5.66	3.27	62.30	0.74	1.58	0.81	0.11	0.7
Caractéristiques minéralogiques										
Désignation	C ₃ S		C ₂ S		C ₃ A		C ₄ AF			
%	41.8		33.3		5.1		10.7			
Caractéristiques physiques										
Désignation	Début de prise		Fin de prise		Expansion (mm)		Finesse de Blaine (cm ² /g)			
	3h5mn		5h45mn		1		3600			

4.2.3. Granulats

Les granulats utilisés dans cette étude sont le gravier silico-calcaire issu de la carrière de Bir-Safsaf de classe 8/15 et le sable roulé de Oued Ras 0/5mm. Les granulats doivent être bien identifiés et bien propres. Les principales caractéristiques des agrégats sont présentées dans le tableau 5.2 et leurs courbes granulométriques dans la figure 4.1.

Tableau 4.2 : Propriétés des agrégats utilisés

	Caractéristiques	valeurs
Sable	Masse volumique spécifique (kg/m^3)	2,53
	Masse volumique apparente (kg/m^3)	1,36
	Equivalent de sable (%)	73,73
Gravier	Masse volumique spécifique (kg/m^3)	2,62
	Masse volumique apparente (kg/m^3)	1,42
	Los Angeles (%)	24,03

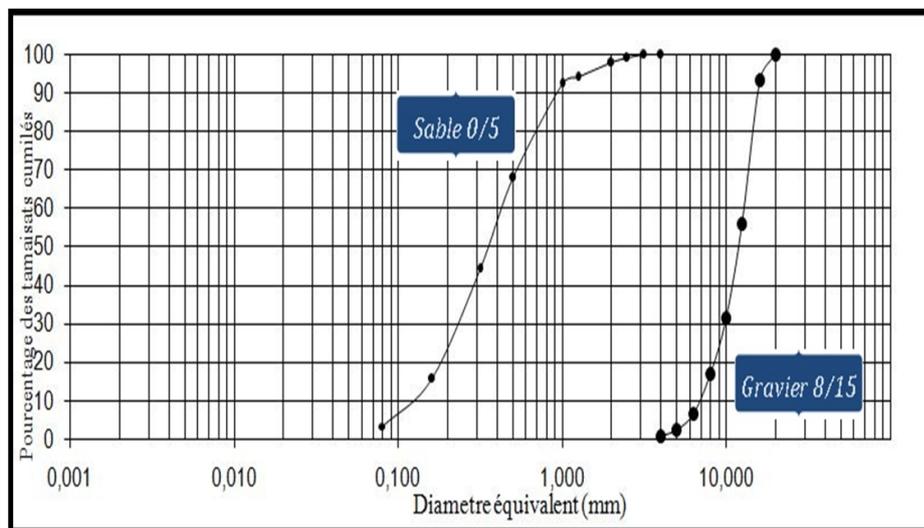


Figure 4.1 : Courbe granulométrique du sable et du gravier utilisés

4.2.4. Eau de gâchage

On utilise l'eau potable du robinet sans passer par l'analyse chimique et on admet qu'elle est propre à la confection du béton puisqu'elle renferme toutes les prescriptions de la norme P18-303.

4.3. Composition du béton

Le béton est un matériau obtenu en solidarissant les agrégats par une pâte liante de ciment, on utilise un béton ordinaire avec un rapport E/C de 0,55, ce qui donne une classe de béton très pratique et très fréquente sur nos chantiers. Pour la formulation du béton, on a utilisé la méthode de Faury pour obtenir la composition de chaque constituant. Le tableau 4.3 récapitule les résultats trouvés pour chaque classe de béton.

Tableau 4.3 : Composition de chaque classe de béton

Composants du béton	Béton (E/C = 0,55)
Gravier (kg)	1160
Sable (kg)	640
Ciment (kg)	400
Eau (kg)	220
Affaissement (cm)	9
Densité (kg/m ³)	2361,6

4.4. Confection du béton

La fabrication des gâchées est effectuée dans un malaxeur à axe vertical d'une capacité maximale de 100 litres. Initialement, le sable, le gravier et le ciment sont malaxés à sec pendant une minute. Ensuite, on introduit lentement dans le malaxeur les 2/3 de la quantité de l'eau de gâchage et on poursuit le malaxage pendant deux minutes. Enfin, on introduit le 1/3 restant de la quantité d'eau et on poursuit le malaxage pendant deux autres minutes.

4.4.1. Cure des éprouvettes

Après le malaxage, le béton est coulé dans les moules prismatiques préalablement huilés destinés pour l'essai de compression. Dans les moules, le béton subit une vibration par une aiguille vibrante afin de minimiser les vides et obtenir un béton plus homogène. Ensuite, les moules sont couverts d'un chiffon humide afin d'éviter toute évaporation au jeune âge. Les moules sont conservés dans des chambres humides sous différentes températures de cure.

a) Série sous température constante

La première série du béton subit des historiques de température constante fixée à 20, 30, 40 et 50°C selon les diagrammes représentés sur la figure 4.2. A un jour d'âge, le béton est démoulé et les éprouvettes sont retournées dans les enceintes humides réglées selon la température d'étude jusqu'au jour de l'écrasement. Les éprouvettes sont testées à la compression simple à des âges de 1, 3, 7, 28 et 90 jours. La résistance à la compression pour chaque âge est testée sur trois éprouvettes où la moyenne représentera la valeur caractéristique.



Figure 4.2: Histogramme de température de cure constante

b) série sous température variable

D'autres éprouvettes vont subir des cures à température variable caractérisée par des échelons de température de 1 et 2 jours appliqués à 1, 3 et 7 jours d'âge. Les figures 4.3 à 4.8 illustrent la variation de température de cure pour chaque historique de température.

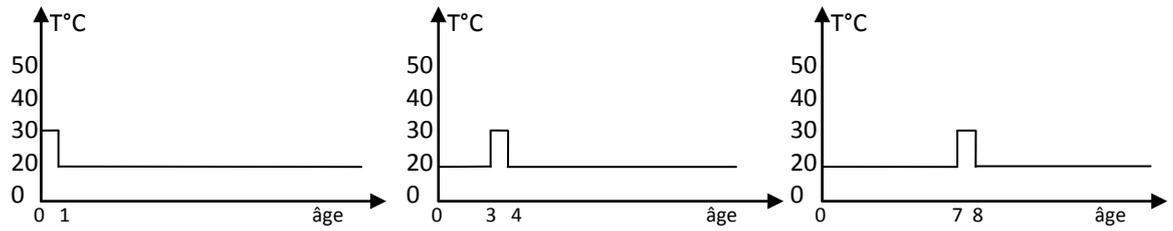


Figure 4.3 : histogramme de température de cure : trois échelons de température de 30°C de 1 jour appliqués à 3 différents âges

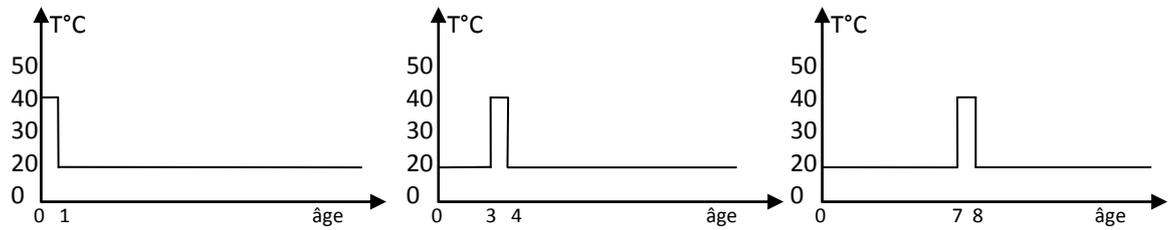


Figure 4.4 : histogramme de température de cure : trois échelons de température de 40°C de 1 jour appliqués à 3 différents âges

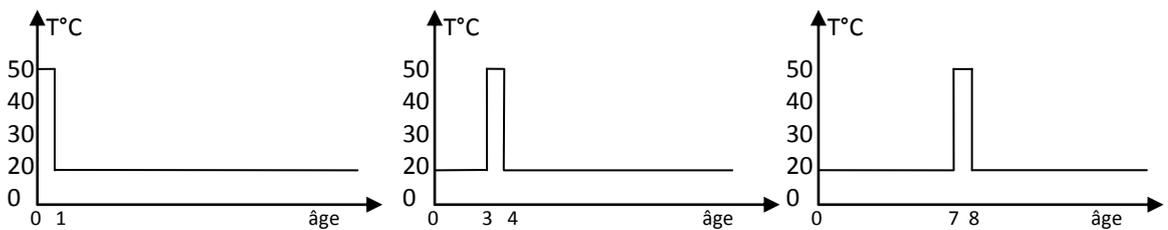


Figure 4.5 : histogramme de température de cure : trois échelons de température de 50°C de 1 jour appliqués à 3 différents âges

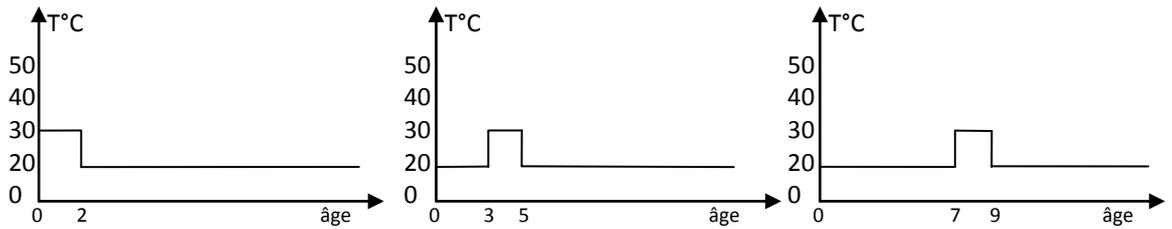


Figure 4.6 : histogramme de température de cure : trois échelons de température de 30°C de 2 jours appliqués à 3 différents âges

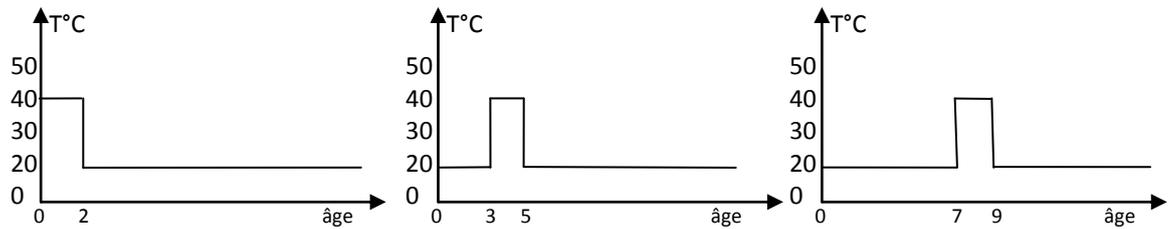


Figure 4.7 : histogramme de température de cure : trois échelons de température de 40°C de 2 jours appliqués à 3 différents âges

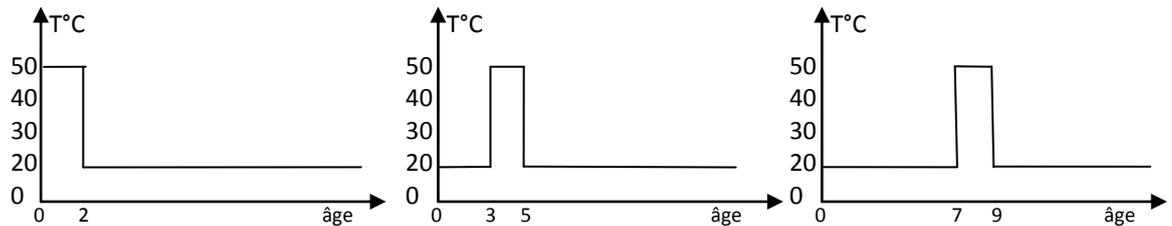


Figure 4.8 : histogramme de température de cure : trois échelons de température de 50°C de 2 jours appliqués à 3 différents âges

4.4.2. Types et tailles des moules

Les moules utilisés pour identifier les caractéristiques mécaniques du béton sont des moules normalisés en acier de formes cubiques et prismatiques. La figure 4.9 présente les moules utilisés durant cette expérience. Sur des cubes de 10 cm d'arête, on réalise des essais de compression du béton, le nombre de cubes est choisi de façon à refaire l'essai à différents âges du béton avec une fréquence de trois éprouvettes pour chaque âge. On mesure la résistance à 2, 7, 28 et 90 jours d'âge.



Figure 4.9 : Moules utilisés pour les essais mécaniques Cubiques ($10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$)

4.4.3. Conservation des éprouvettes

Après le malaxage, le béton destiné à l'essai de compression, est versé dans des moules métalliques huilés de forme cubique $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$. Une fois le moule rempli, il est vibré afin de lui donner le maximum de compacité et l'excès de béton est arasé à l'aide d'une truelle pour la finition de la surface. Les moules sont couverts d'une toile humide et conservés dans une chambre humide réglée selon l'histogramme de cure. Un jour après le malaxage, les moules sont démoulés et retournés vers la cure de conservation destinée jusqu'au jour de l'écrasement désigné par 1, 3, 7, 28, 90 jours.



Figure 4.10 : Bacs de conservation des éprouvettes.

4.5. Déroulement des essais

4.5.1. Ouvrabilité du béton

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams ou Slump-test, est l'essai le plus utilisé pour mesurer la consistance d'un béton. Cet essai est effectué conformément à la prescription de la norme EN 12350-2. Le moule tronconique étant légèrement huilé et fixé sur la plaque d'appui, on le remplit en trois couches de hauteur équivalente avec un piquage à raison de 25 coups par couche. Après avoir arasé le bord supérieur, le moule est soulevé avec précaution. La mesure exprimée en centimètres est réalisée sur le point le plus haut du béton et à une minute du démoulage. L'affaissement au cône d'Abrams mesuré lors de chaque essai est compris entre 8 cm et 10 cm; la classe S2, plastique donne une ouvrabilité acceptable pour la mise en œuvre du béton.



Figure 4.11 : Photo de l'affaissement réalisé sur le cône d'Abrams

4.5.2. Essais mécaniques

L'essai de compression consiste à soumettre le corps d'épreuve entre les plateaux d'une presse à forces axiales opposées. La presse utilisée a une capacité maximale de 3000 KN (Figure 4.12). L'essai s'effectue avec une vitesse de chargement de 0,5 MPa /s soit 5 KN/s selon NF 12390-3. Après un bon centrage de l'éprouvette, l'essai s'effectue avec une vitesse de montée de charge constante. Au moment de la rupture, la machine s'arrête et on enregistre la charge de rupture.



Figure 4.12: Essai de compression sur cube

Après avoir enregistré la valeur de la force de rupture F_r , on peut calculer la valeur de la contrainte de compression donnée par la formule ci-dessous.

$$R_c = \frac{F_r}{b^2}$$

Ou :

- R_c : Résistance à la compression exprimée en méga pascalle.
- F_r : Force de rupture exprimée en Newton.
- b^2 : section du prisme donnée par $100 \times 100 = 10\,000 \text{ mm}^2$.

4.6. Variabilité des résultats

La résistance à la compression a été mesurée par la moyenne de 3 à 4 éprouvettes prises sur la même gâchée et conservées sous les mêmes conditions. La figure 4.13 montre la variation de la résistance moyenne d'un béton conservé sous une température ambiante de 20°C et l'écart type obtenu. Il est signalé que la variation de l'écart type diminue au cours du temps à cause des valeurs élevées de la résistance à long terme. Au jeune âge, l'écart commence par une valeur maximale de 5 MPa pour une résistance de 10MPa ce qui représente 50% de la valeur mesurée alors qu'à long terme ce taux n'est que de 4%.

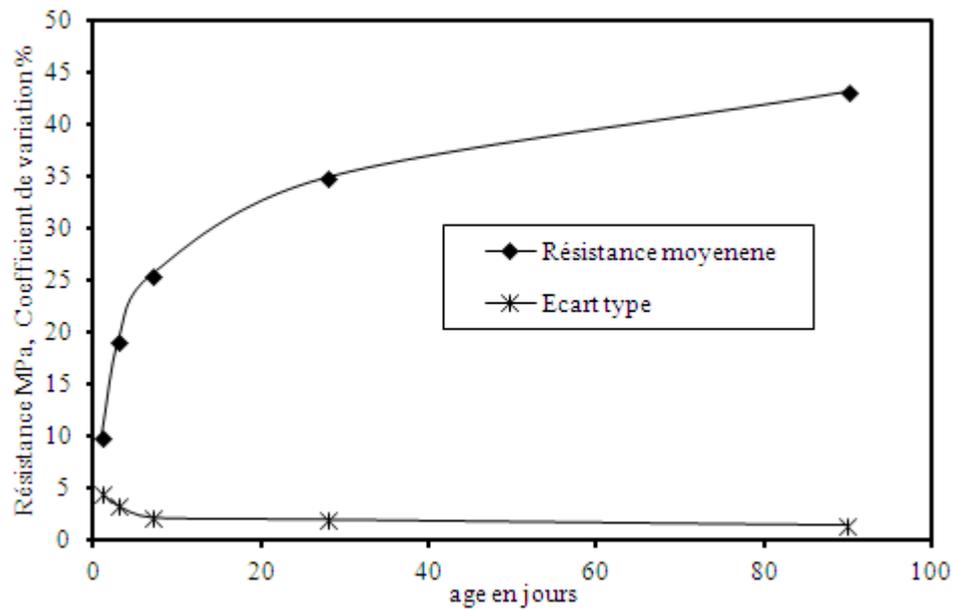


Figure 4.13 : Variation de la résistance moyenne et l'écart type obtenu

4.7. Conclusion

Une attention particulière a été donnée pour respecter l'historique de température et veiller à ne pas dépasser la température de cure. Certains essais ont été refaits à cause de cela et d'autres dû aux valeurs enregistrées de la température. Les résultats obtenus seront débattus dans le chapitre suivant.

Chapitre 05:

Analyse et discussion des résultats

5.1. Introduction

Dans ce chapitre on présente l'analyse et la discussion des résultats obtenus à partir des différents essais effectués. Ils permettent de donner des interprétations sur les propriétés mécaniques du béton à base de ciment au calcaire durcissant à différents historiques de température de cure. Les résultats de la résistance à la compression serviront à vérifier le principe de maturité et de déduire l'effet des températures élevées au jeune âge.

5.2. Ouvrabilité

L'ouvrabilité du béton pour chaque gâchés est mesurée à l'aide du cône d'Abrams afin de tester la constance de la confection de ce béton. Le béton est malaxé pour un rapport E/C de 0.55 et doit s'assurer de garder la même ouvrabilité pour chaque malaxage. Les résultats obtenus donnent un affaissement moyen de 9 cm avec un écart moins de 2 cm, ce qui donne une dispersion acceptable. Ceci permettra de comparer les résultats de la résistance et de négliger l'effet de l'ouvrabilité.

5.3. Résistance à la compression

Les résultats de la résistance à la compression sur cubes de 10 cm conçus avec un rapport E/C de 0.55 et conservés sous différentes températures de cure montrent l'effet positif de la température de cure sur le développement des résistances au jeune âge. Néanmoins, cet effet devient négatif pour les résistances à long terme. Pour étudier l'effet de la température de cure sur l'évolution des résistances du béton, on a divisé ce travail en deux parties; la première concerne l'effet d'une cure isotherme sur les résistances à la compression et l'autre concerne l'effet d'une cure à température variable.

5.3.1. Cure sous température constante

Au jeune âge, la température de cure garde un effet linéairement croissant sur les résistances mécaniques. La figure 5.1 illustre un effet décroissant avec l'âge où les droites représentant la variation des résistances en fonction de la température deviennent presque horizontales. On peut constater un effet presque neutre à 7 jours. En passant d'une

température de cure de 20 à 50°C, les résistances à 1 jour sont doublées, alors qu'à 3 jours l'amélioration n'est que de 30% et à 7 jours elle descend à près de 10%. L'effet de la température s'inverse au delà de septième jour où la variation des résistances est représentée par des courbes décroissantes qui s'accroissent en passant de 28 à 90 jours. Les courbes représentées sur la figure 5.2 montrent un effet de croisement, largement constaté par les chercheurs, des courbes de résistances en fonction de l'âge. Il semble qu'après deux semaines, l'influence de la température s'inverse et la cure de 20°C engendre la résistance la plus élevée. Le tableau 5.1 récapitule les résultats obtenus et leurs pourcentages par rapport à la résistance de référence de 20°C.

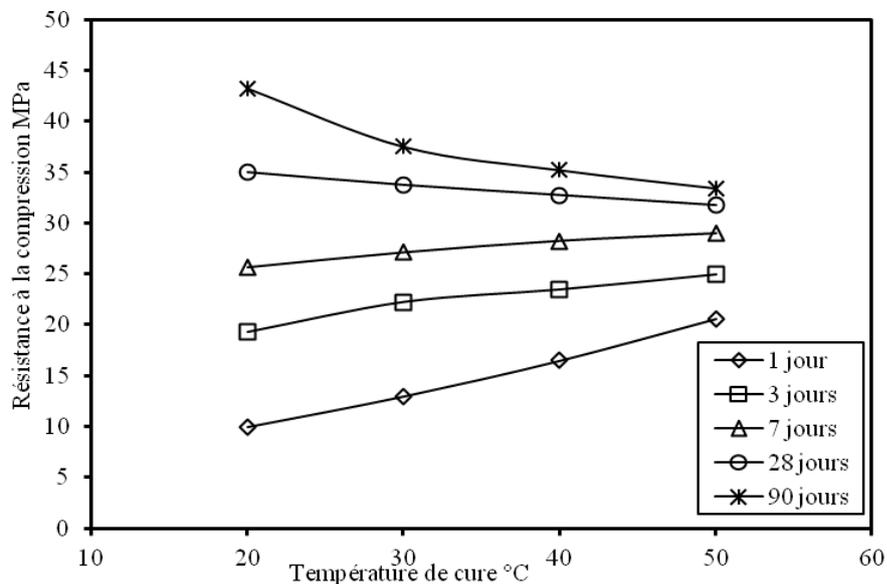


Figure 5.1: Evolution des résistances mécaniques en fonction de la température de cure à différents âges

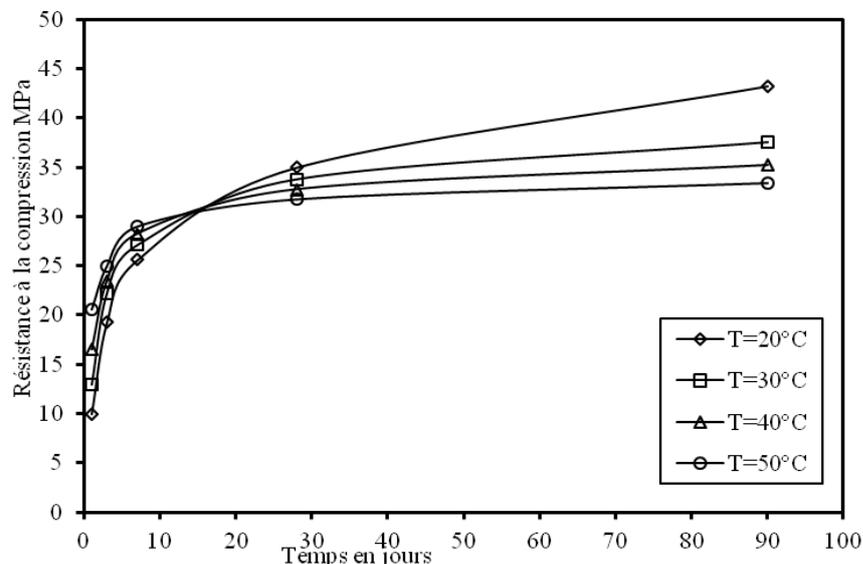


Figure 5.2: Evolution des résistances mécaniques pour différentes température de cure

Tableau 5.1 : Résultats des résistances à la compression pour différentes températures de cure et leur comparaison avec celles de la température ambiante

Age	T=20°C	T=30°C	T=40°C	T=50°C
	20	30	40	50
1	10	13	16,5	20,6
3	19,25	22,25	23,5	25
7	25,6	27,1	28,25	29
28	35	33,75	32,75	31,75
90	40,6	37,5	35,2	33,4
	Pourcentage R(T)/R(20°C)			
1	100	130	165	206
3	100	116	122	130
7	100	106	110	113
28	100	96	94	91
90	100	92	86	82

Dés que la température augmente, les résistances mécaniques enregistrent une diminution aussi importante que la température de cure et l'âge augmentent. A 90 jours, les résistances mécaniques subissent une dégradation et ne représentent que 87, 81 et 77% de celle du béton durcissant sous 20°C respectivement à 30, 40 et 50°C.

5.3.2. Cure sous température variable

Lorsque le béton subit des échelons de température au jeune âge, on remarque une accentuation dans le développement de sa résistance mécanique tout en restant inférieure à celle de l'échelon au jeune âge et inférieure à celle de la température de référence de 20°C. Les figures 5.3, 5.4, 5.5, 5.6, 5.7 et 5.8 illustrent la variation des résistances mécaniques pour les différents historiques de température. A long terme, les résistances restent comprises entre la température de référence et celle de l'échelon. Plusieurs études ont confirmé que l'élévation de température au jeune âge, accélère l'hydratation du ciment et provoque un désordre dans la distribution des hydrates. La conséquence du non uniformité

de la distribution des hydrates ne se fait sentir qu'après 28 jours où les résistances mécaniques chutent.

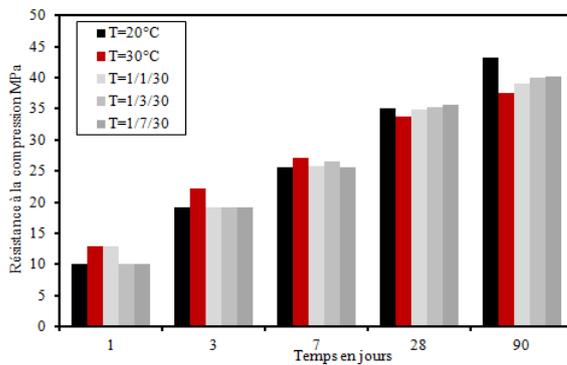


Figure 5.3: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 1 jour à 30°C x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

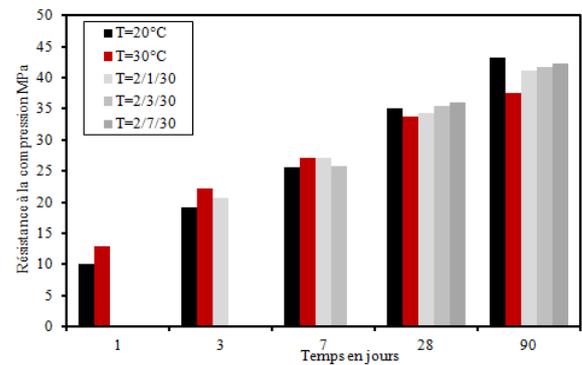


Figure 5.4: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 2 jours à 30°C x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

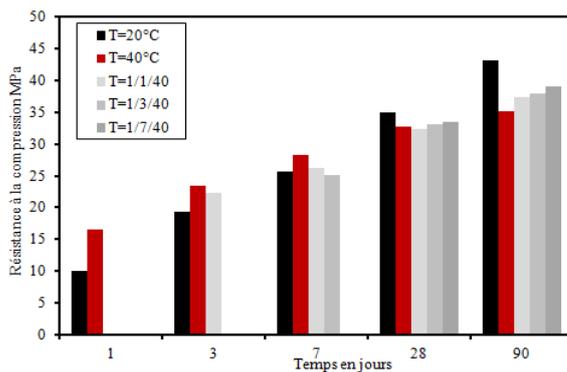


Figure 5.5: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 1 jour à 40°C x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

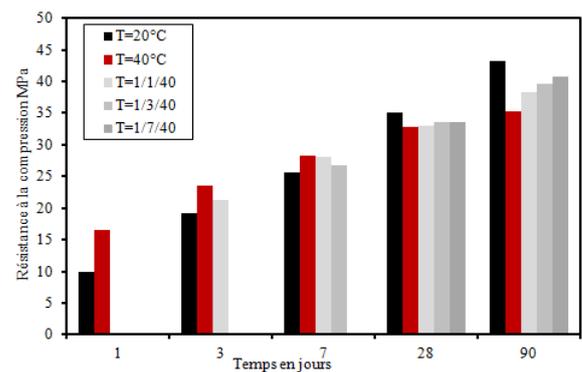


Figure 5.6: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 2 jours à 40°C x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

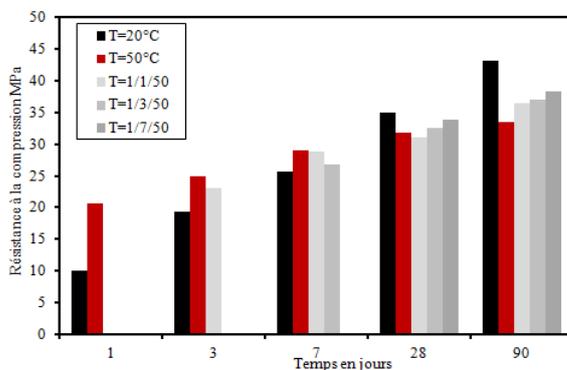


Figure 5.7: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 1 jour à 50°C x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

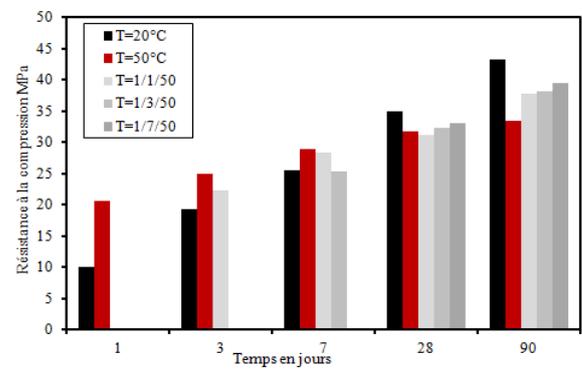


Figure 5.8: Histogramme de résistances mécaniques pour une cure de 2 jours à 50°C x/y/T: x; durée de la cure, y; âge de la cure, T; température de cure.

Les figures 5.9 et 5.10 présentent des variations monotones de la résistance à 28 et 90 jours pour des historiques semblables. Il s'avère que l'âge d'application d'un échelon de température élevée possède un effet considérable sur le développement des résistances mécaniques à long terme. Un échelon de température T durant une période Δt induit la même maturité à long terme quelque soit l'âge de son application. Ceci conduit à trouver une nouvelle expression de l'indice de maturité pour qu'il puisse identifier les résistances en fonction de leurs historiques de température de cure.

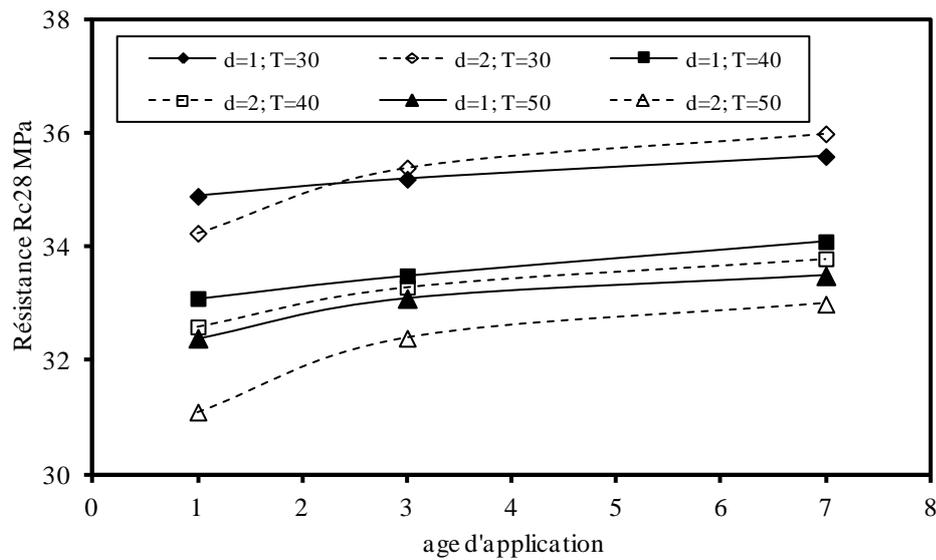


Figure 5.9: Variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'âge d'application de l'échelon de température élevée

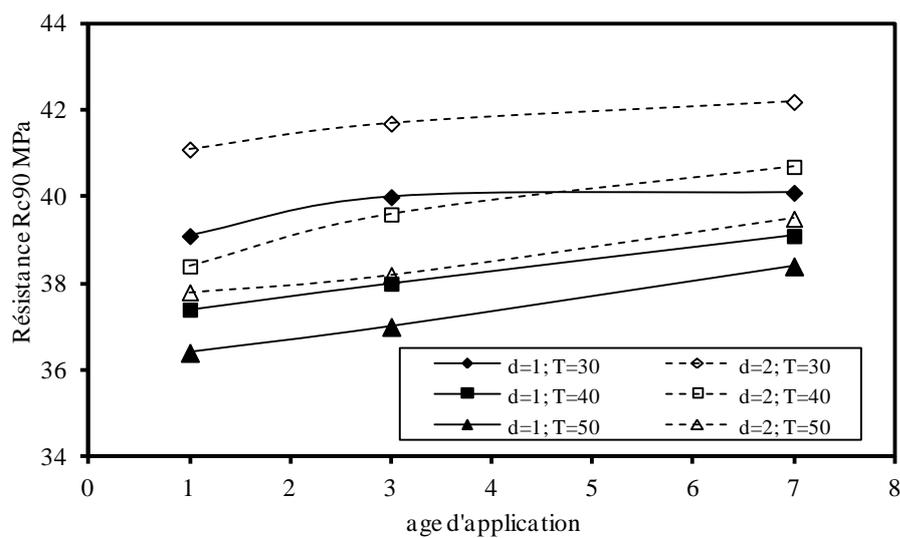


Figure 5.10: Variation de la résistance à la compression à 90 jours en fonction de l'âge d'application de l'échelon de température élevée

5.4. Application de la méthode maturité

L'application de l'approche de maturité sur les résistances obtenues sous des températures de cure constantes est représentée sur la figure 5.11. Il est évident que l'approche de maturité permet de représenter la variation des résistances au jeune âge par une relation unique. Dans cette relation le paramètre âge et température de cure sont confondus dans un seul paramètre par contre après une certaine limite l'effet de la température se fait sentir. On peut conclure cette approche possède une certaine limite au delà de laquelle elle nécessite une correction particulière.

Si la température du béton mis en place est mesurée d'une façon continue, la maturité peut être définie et la résistance à la compression peut être estimée. On peut définir la maturité par l'indice ci-dessous :

$$M = \sum (T - T_0) \Delta t \quad (5.1)$$

Avec :

M : l'indice de maturité en °C.jour

T : température en °C

T₀ : La température limite (T₀ = -10°C)

Δt = l'intervalle de temps

La relation entre l'indice de maturité et la résistance peut être exprimée par la relation logarithmique proposée par Plowman :

$$R = a \ln(M) + b$$

Avec :

R : La résistance à la compression

M : l'indice de maturité

A et b : deux coefficients spécifiques à la composition du béton.

Pour les résultats obtenus, la figure 5.11 présente la variation de la résistance en fonction de l'indice de maturité pour différentes températures de cure. Il est bien clair que cette relation trouve sa limite lorsque l'indice de maturité augmente. Boubekeur et al. ont trouvé que la maturité de 350 °C.jour représente la limite d'application de cette relation et

delà cette relation nécessite une correction. La maturité doit être corrigée par la relation suivante :

$$M_e = M k_c k_T k_t \quad (5.2)$$

Avec :

M_e : la maturité équivalente au-delà de 350 °C jour

k_c : Coefficient tenant compte de la nature du ciment

k_T : coefficient tenant compte de la température de cure

k_t : coefficient tenant compte de l'âge du béton

Selon les travaux de Boubekour et al. [96] les coefficients ci-dessus peuvent être définis et appliqués aux résultats trouvés d'où la figure 5.12 montre une variation logarithmique unique et qui appuie bien la convenance de la maturité équivalente qui tient compte mieux de l'effet de la température et de la dégradation de microstructure.

$$k_c = 3.45 \text{ (ciment au calcaire)} \quad (5.3)$$

$$k_T = e^{-0.03 T} \quad (5.4)$$

$$k_t = e^{-0.015 t} \quad (5.5)$$

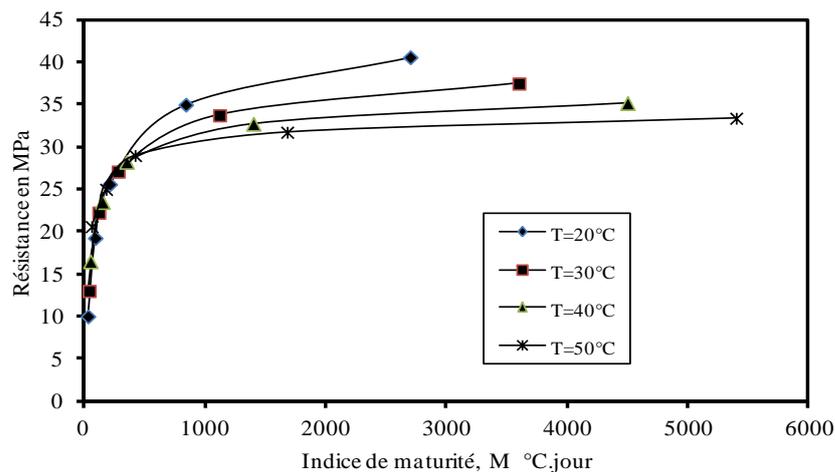


Figure 5.11: Variation des résistances mécaniques en fonction de l'indice de maturité.

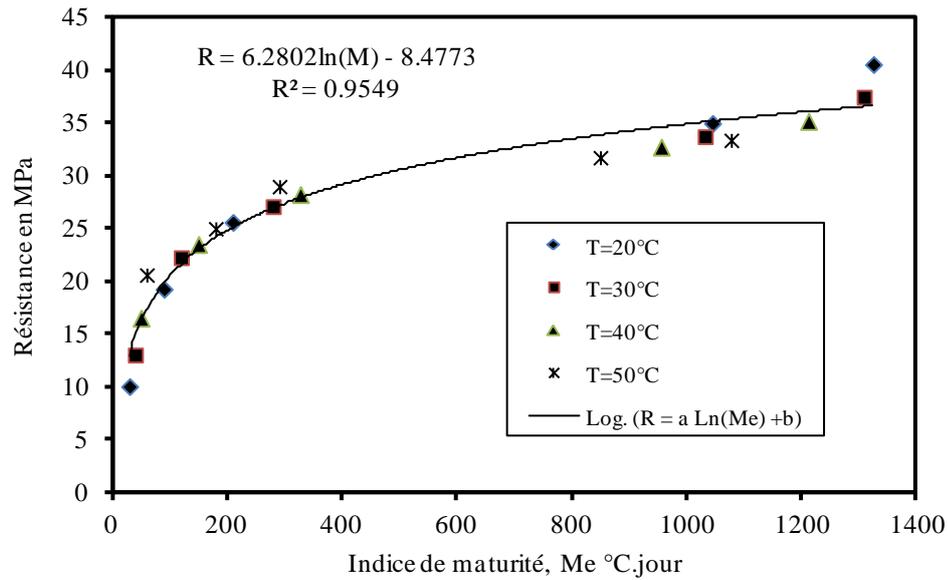


Figure 5.12: Variation des résistances mécaniques en fonction de l'indice de maturité équivalente

La nouvelle définition de l'indice de maturité convient bien aux résistances à long terme et permet d'exprimer l'évolution des propriétés mécaniques par un modèle unique. Les résultats présentés sur la figure 5.12 donnent une parfaite corrélation proche de 0.94. Ceci permet de déduire les résistances d'un béton soumis à une cure à température élevée par la simple connaissance de l'évolution des résistances d'un béton durci à 20°C. Les résultats trouvés sur mortier par Boubekeur et al. [99] sont confirmés par ceux exécutés sur béton confectionné par un ciment à base de calcaire.

5.5. Effet d'échelon de maturité

L'application d'un échelon de température au béton au jeune âge peut avoir des conséquences sur l'évolution des résistances mécaniques à long terme. De même, l'âge d'application de cet échelon s'avère posséder un rôle capital dans le développement de ces résistances. Les résultats illustrés sur la figure 5.13 montrent clairement l'effet de l'historique de température de cure sur la variabilité des résistances à 90 jours. Si un historique de température T est appliqué à un âge t_0 pendant une durée dt , ceci provoque un échelon de maturité égal à $dt \cdot (T - 20)$ par rapport à un béton durcissant sous une température de référence de 20°C.

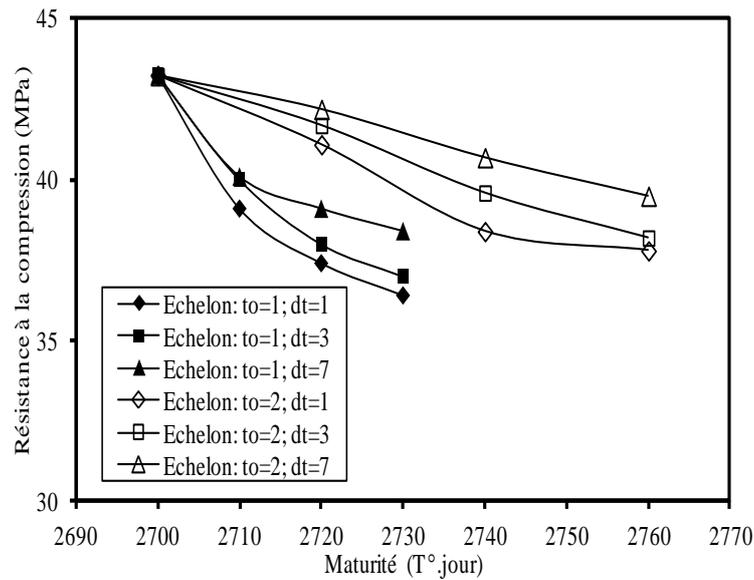


Figure 5.13 : Variation des résistances à la compression à 90 jours en fonction de la maturité pour divers échelons de température de cure.

Il est constaté que cette échelon de maturité est identique à celui provoqué par la même température T , durant la même durée dt , mais appliqué à un âge différent t_o . De ceci, il est devenu utile d'introduire un facteur de correction dans l'approche de la maturité pour tenir compte mieux de cette anomalie. Selon les résultats présentés sur la figure 5.13, on peut exprimer la variation de la résistance en fonction de l'échelon de maturité par une simple relation linéaire donnée par.

$$R(M) = R(M_{20}) (1 - \alpha(t_o, dt) \Delta M) \tag{5.6}$$

Avec :

$R(M)$: la résistance à la compression à une maturité M

$R(M_{20})$: la résistance à la compression à une maturité M_{20} correspondant à une température de référence $T_{ref}=20^\circ\text{C}$

ΔM : Echelon de maturité par rapport à celui correspondant à une température de référence $T_{ref}=20^\circ\text{C}$

$\alpha(t_o, dt)$: Coefficient tenant compte de la variation de température de cure au jeune âge sur la valeur de l'indice de maturité.

Par une simple corrélation par la méthode des moindres carrées, on peut déduire la relation du coefficient α par l'expression ci-dessous :

$$\alpha(t_o, dt) = (0.004 - 0.0001 t_o) \Delta t + (0.0003 t_o - 0.01) \tag{5.7}$$

La figure 5.14 illustrent une comparaison entre les valeurs mesurées et calculées des résistances à la compression selon l'historique de température de cure appliqué. La variation est pratiquement linéaire avec le coefficient de corrélation R^2 est supérieur à 0.9 et un écart moyen inférieur à 0.76 MPa ce qui justifie le choix de l'expression proposée.

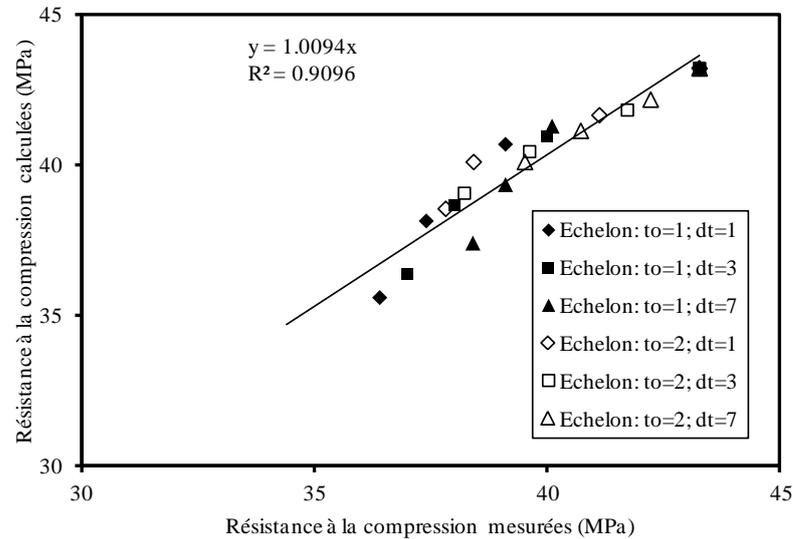


Figure 5.14: Comparaison des résistances à la compression mesurées et calculées.

5.6. Conclusion

Les résultats obtenus montrent qu'on peut tenir compte des échelons de maturité appliqués lors de la cure d'un élément en béton en corrigeant la maturité sous une température constante de 20°C. Ceci a permis de corréler les résistances à long terme avec le nouvel indice de maturité.

**Conclusions
et
recommandations**

Conclusions et recommandations

Le durcissement du béton est directement lié à ses composantes et à la température de cure où il accomplit son durcissement. L'hydratation du ciment est accélérée par l'élévation de température de cure qui s'ajoute à la chaleur produite par l'hydratation des grains de ciment. Ceci entraîne une prise rapide et un durcissement précoce de la matrice cimentaire dû à la formation d'un très grand nombre d'hydrates CSH responsable du comportement rigide du béton. Cette formation accélérée des hydrates est souvent accompagnée par une distribution non homogène des produits d'hydratation caractérisée par une porosité accrue et d'un béton de faible résistance à long terme et de mauvaise durabilité.

L'approche de maturité est généralement appliquée pour suivre et prédire les résistances mécaniques du béton lorsque ce dernier subit des cures de différents historiques de température. Malheureusement, cette approche ne permet pas de couvrir tous quelque historique de cure particulier surtout ceux caractérisés par des échelons courts de température élevée. Ceci rend la prédiction des résistances à long terme très délicate où l'indice de maturité classiquement défini reste incapable de différencier entre certains modes de cure. L'étude expérimentale établie dans ce sens vise à différencier entre les résistances mécaniques à long terme en définissant un nouvel indice de maturité qui peut intégrer les différents modes de cure dans son expression.

D'après ce travail, on peut déduire les conclusions ci-dessous :

- La température de cure possède un effet décroissant avec l'âge où on constate un effet presque neutre à 7 jours. Au delà de septième jour, l'effet s'inverse où la variation des résistances est représentée par des courbes décroissantes qui s'accroissent en passant de 28 à 90 jours.
- En passant d'une température de cure de 20 à 50°C, les résistances à 1 jour sont doublées, alors qu'à 3 jours l'amélioration n'est que de 30% et à 7 jours elle descend à près de 10%.
- Les résistances mécaniques enregistrent une diminution aussi importante que la température de cure et l'âge augmentent. A 90 jours, les résistances mécaniques subissent une dégradation et ne représentent que 87, 81 et 77% de celle du béton durcissant sous 20°C respectivement à 30, 40 et 50°C.

- Lorsque le béton subit des échelons de température au jeune âge, on remarque une accentuation dans le développement de sa résistance mécanique tout en restant inférieure à celle de l'échelon au jeune âge et inférieure à celle de la température de référence de 20°C.
- Il s'avère que l'âge d'application d'un échelon de température élevée possède un effet considérable sur le développement des résistances mécaniques à long terme. Ceci conduit à trouver une nouvelle expression de l'indice de maturité pour qu'il puisse identifier les résistances en fonction de leurs historiques de température de cure.
- La nouvelle définition de l'indice de maturité convient bien aux résistances à long terme et permet d'exprimer l'évolution des propriétés mécaniques par un modèle unique. Ce nouvel indice de maturité intègre un coefficient tenant compte du type de ciment, un coefficient tenant compte de la température de cure et un autre de l'âge d'observation.
- Les résultats obtenus montrent qu'on peut tenir compte des échelons de maturité appliqués lors de la cure d'un élément en béton en corrigeant la maturité sous une température constante de 20°C.

Après ce travail préliminaire de recherche, on peut suggérer pour les futurs chercheurs dans ce domaine de s'intéresser aux points ci-dessous :

- Elargir le domaine d'application des échelons de température au-delà de sept jours où on peut trouver de meilleures corrélations et d'étudier l'effet de la température de cure lorsqu'elle est tardivement appliquée.
- Tester d'autres béton comportant des additions minérales et qui s'avèrent mieux résister aux conditions atmosphérique sévères. Ceci peut conduire à limiter les dégradations du béton et de choisir le mode de cure le plus approprié.
- Conduire une campagne expérimentale dans des conditions réelles de température où on peut identifier les limites de chaque modèle proposer et combiner l'élévation de la température avec la baisse de l'humidité relative.

Références bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] AUF (agence universitaire de la francophonie), Matériaux de construction, www.la.refer.org/materiaux/chapitre_deux_deux.html
- [2] Foliot A, le béton hydraulique, chapitre 01, le ciment, , presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1982, paris.
- [3] Graeme Moir, chapter 1, cement, advanced concrete material technology, constituents' materials, Elsevier ltd, p (20-62), 2003, Great Britain.
- [4] Regourd M, Hydratation du ciment portland, in, Le béton hydraulique, sous la direction de Jacques baron, Raymond Sauterey, Presse de l'ENPC, 1982, Paris. Pp.xx-xx
- [5] Balim .Y, Graham.P.C, Early-age heat evolution of clinker cements in relation to microstructure and Composition: implications for temperature development in large concrete elements cement and concrete composites, vol 26, 2004, pp. 417-426.
- [6] NF EN 197-1, Par t i e 1, Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants, février 2001.
- [7] EN 196-1, Méthodes d'essais de ciments, détermination des résistances mécaniques, 1987, 24p.
- [8] Tennis Paul D, Portland cement and characteristics 1998, Portland Cement Association, <http://www.cement.org/tech/pdfs/pl992.pdf>
- [9] NF EN 206-1, Béton, Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité, Avril 2004, 95p.
- [10] NF P 15-317, Liants hydrauliques, Ciments pour travaux à la mer, septembre 1995.
- [11] XP P 15-319, Liants hydrauliques, Ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates,septembre 1995.
- [12] NF P 15-314, Liants hydrauliques, Ciment prompt naturel, février 1993,8p
- [13] NF P 15-315, Liants hydrauliques, Ciment alumineux fondu,avril1991.
- [14] NF EN 196-3 Méthode d'essais des ciments-Partie3 : Détermination du temps de prise et de la stabilité. Décembre 1994
- [15] Carmel Jolicoeur , Marc-André Simard, Chemical Admixture-Cement Interactions:Phenomenology and Physico Chemical Concepts, Cement and Concrete Composites,vol 20, 1998, p 87-101, Sherbrooke, Canada.
- [16] Patrick Juilland , Emmanuel Gallucci , Robert Flatt, Karen Scrivene, Dissolution theory applied to the induction period in alit hydration Cement and Concrete Research ,vol 40, 2010,p831-844.
- [17] Ylmén Rikard,Wadso Lars, Panas Itas, Insights into early hydration of Portland limestone cement from infrared spectroscopy and isothermal calorimetry,cement and concrete research , vol 40, 2010,p1541-1546.
- [18] Adam M. Neville, propriétés des bétons,édition eyrolles ,806 p, septembre 2000, paris.
- [19] François de larrard, Construire en béton: l'essentiel sur les materiaux, chapitre 4, le béton durcissant, presse de l'école nationale des ponts et chaussée, 2002, p197, Paris.

- [20] Ylmén Rikard, Jäglid Ulf, Steenari Britt-Marie, Panas Itai, Early hydration and setting of Portland cement monitored by IR,SEM and Vicat techniques, *Cement and Concrete Research* , vol 39 , 2009 ,p 433–439.
- [21] Kishi Toshiharu, Maekawa Koichi, Multi-component model for hydration heating of Portland cement, translation from proceedings of JSCE,n°.526,V29,Novembre 1995.
- [22] Robert .C, Eberhardt .A , Kucerova .H, Moser .B, Influence of hydration on the fluidity of normal Portland cement pastes, *Cement and concrete research* , vol 38,2008,p 897-906.
- [23] Manai K., Etude de l'effet d'ajouts chimiques et minéraux sur la maniabilité, la stabilité et les performances des bétons autonivelants, Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, Sherbrooke, Canada, 1995.
- [24] NF P 18-508: " Addition pour béton hydraulique – Additions calcaires" : Spécifications et critères de conformité.
- [25] E. EL-Alfi, H. Danweesh and H. EL-Diamony, "Addition of limestone in the low heat Portland cement", *Ceramics- Silikaty*, vol. 44, n° 03, 2000, pp.109-113.
- [26] ASTM C 618-94, " coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in Portland cement concrete", *ASTM Standards*, 3 p.
- [27] NA 442, (2000), Norme Algérienne, "Liants hydrauliques – Ciments courants : Composition, spécifications et critère de conformité". IANOR, Alger, 30p.
- [28] Mehta P.K., "Pozzolanic and cementitious by-products in concrete: Another look", *Proceedings of the 3th CANMET/ACI International Conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete*, Trondheim, Norway, 1989, pp.1-43.
- [29] Tsivilis S, Chaniotakis E, Badogiannis E, Pahoulasa G, Ilias A , A study on the parameters affecting the properties of Portland limestone cements, *Cement and Concrete Composites*, vol 21,1999, p107–116.
- [30] Voglis N, Kakali G, Chaniotakis E, Tsivilis S, Portland-limestone cements their properties and hydration compared to those of other composite cements, *cement and concrete composites* ,vol 27,2005 ,191-196.
- [31] Heikel M, El-didamony H, Morsy M.S, limestone filled pozzolanic cement cement and concrete research, vol 30, 2000,p 1827-1834.
- [32] Venuat M., *La pratique des ciments et des bétons*, Edition du Moniteur, Paris, p. 75- 224, 1976.
- [33] Burg,G "Slump loss, air loss, and field performance of concrete, *ACI Journal*, Technical paper, title N° 80-34, 1983
- [34] Orr,F.M; "a factorial experiment to investigate the effects of cement temperature and initial mix temperature on the consistency and 28 day strength of concrete", *Symposium RILEM sur " le béton et béton armé en pays chauds "* Institut de technologies Haifa 1971, vol 1.

- [35] S. Tsivilis, E. Chaniotakis, G. Kakali and G. Batis, "An analysis of the properties of Portland limestone cements and concrete", *Cement and Concrete Composites*, vol. 24, n° 3-4, 2002, pp.371-378.
- [36] M. Said Mansour, "Etude des Propriétés des Mortiers et Bétons à Base de Ciments Ternaires", thèse de Magister, Université de Blida, 2003, 125 p
- [37] Khokhar M.I.A , Roziere .E, Turcry .P, Grondin .F, Loukili .A, Mix design of concrete with high content of mineral additions :Optimisation to improve early age strength, cement and concrete composites, vol 32,2010,p377-385.
- [38] B. Yilmaz, A. Olgun. "Studies on cement and mortars containing low-calcium fly ash, limestone, and dolomitic limestone". *Cement and Concrete Composites*, Vol. 30, n° 3, 2008, pp.194-201.
- [39] C.S. Neto, V.C. Campitelli, "The influence of limestone additions on the rheological properties and water retention value of Portland cement slurries, tire de carbonate additions to cement", Klieger P. et Hooton D. Editeurs, 1990, STP 1064, ASTM.
- [40] M. Bouasker, P. Mounanga, P. Turcry, A. Loukili, A. Khelidj, "Chemical shrinkage of cement pastes and mortars at very early age: Effet of limestone filler and granular inclusions" *Cement and Concrete Composites*, vol. 30, n° 1, 2008, pp.13-22.
- [41] L. Montanaro, A. Negro, & M. Regourd, "Action de C_aCO_3 , C_aSO_4 et $C_aSO_4 \cdot 2H_2O$ sur l'hydratation de C_3S ". *Cement and Concrete Research*, vol. 18, n° 3, 1988, pp. 431-437.
- [42] B. Lothenbach, G. Le Saout, E. Gllucci, K. Scrivener, "Influence of limestone on the hydration of Portland cements". *Cement and Concrete Research*, vol. 38, n° 6, 2008, pp. 848-860.
- [43] G. Kakali, S. Tsivilis, E. Aggeli, M. Bati, "Hydration products of C_3A C_3S and Portland cement in the presence of C_aCO_3 ". *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, n° 7, 2000, pp. 1073-1077.
- [44] V.L.Bonaveti,V.F. Rahhal and E.F. Irassar , "Studies on the carboaluminate formation in limestone filler-blended cements".*Cement and concreyte Research*, Vol.31,2001,pp.853-859.
- [45] Rahhal V,Talero R, Early hydration of Portland cement with crystalline mineral addition, vol 35,july 2005,p 1285-1291.
- [46] V.S. Ramachadran, "Dependence of fineness of calcium carbonate on the hydration behaviour of tricalcium silicate", *Durability of Building Materials*, vol. 4, 1986, pp. 45-66.
- [47] G. Cochet and F. Sorrentino, "Limestone filled cements: properties and uses in mineral admixtures in cement and concrete", 1st ed. India: ABI Book Private Limited, 1993pp.226-265.
- [48] K.L. Scriviner, "Micro structural studies of the hydration of C_3A and C_4AF independently in cement paste", Gllasser FP. Editor British. Ceramic proceeding n° 35 stoke –on-Trent British ceramic society, 1984. pp. 207-219.
- [49] Dron R., Voinovitch I.A; L'activation hydraulique des laitiers, pouzzolanes et cendres volantes in *Le béton hydraulique* Paris, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982.

- [50] Besson J., Précis de thermodynamique et cinétique électrochimique, Imprimeries Aubin, 1984.
- [51] Sanchez de Rojas .M.I, Frias.M, The pozzolanic activity of different materials Its influence on the hydration heat in mortars, Cement and concrete research, vol 26, 1996, pp. 203-213.
- [52] Zhang Yunsheng , Sun Wei , Liu Sifeng ,Study on the hydration heat of binder paste in high-performance concrete, Cement and Concrete Research, 32, 2002,p1483 -1488.
- [53] Kadri E.H., Duval R., Effect of ultrafines particles on heat of hydration of cement mortars, ACI Materials Journal, Vol 99, N°2, March-April, 2002, pp.138-142.
- [54] Gollop R.S., Taylor H.F.W., Microstructural and microanalytical studies of sulphate attack. V. Comparison of different slag blends, Cement and Concrete Research, 26 [7], P. 1029-1044, 1996.
- [55] Taylor H.F.W., Cement chemistry. 2nd ed. London: Thomas Telford, 1997.
- [56] Biernacki J.J., Richardson J.M., Stutzman P.E., Bentz D.P., Kinetics of Slag Hydration in the Presence of Calcium Hydroxide, Journal of the American Ceramic Society, 85 [9], P. 2261-2267, 2002.
- [57] Cea R., Commissariat a l'énergie atomique; Synthèse des connaissances sur le comportement a long terme des bétons. Applications aux coulis cimentés, Rapport CEAR-6050, 2004.
- [58] Mehta P.K., Studies on blended Portland cements containing Santorin earth, Cement and Concrete Research, Vol. 11, No. 4, pp. 507-518, 1981.
- [59] Baron J et al. Le béton hydraulique (connaissance et pratique) ; Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, France, 1995.
- [60] Wojcik G.S., "The influence of the atmosphere on curing concrete temperature and maturity, Advances in Cement and Concrete", Proceedings of the Engineering Conferences International, Copper Mountain, CO, August 10-14, 2003, pp.491-500.
- [61] Erdogdu S., Kurbetci S., "Influence of cement composition on the early age flexural strength of heat-treated mortar prisms", Cement and Concrete Composites, Vol 27, N°7-8, 2005, pp.818-822.
- [62] Ramlochan T., Zacarias P., Thomas M.D.A., Hooton R.D., "The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature Part I: Expansive behaviour", Cement and Concrete Research, Vol 33, N°6, 2003, pp.807-814.
- [63] M. Venuat "Bétonnage par temps chaud" in "La pratique des ciments : mortiers et bétons " Tome2. 1989
- [64] ACI 305R -91: "Hot Weather Concrete" ACI Materials Journal, Vol. 88, 1991, pp.417-436.
- [65] Kleiger. P, "Effects of mixing and curing temperatures on concrete strength", ACI journal, n°=54-62, 1958, pp.1063-1081.
- [66] Shalon R.; "Report on behaviour of concrete in hot countries".Part 1: Fresh concrete, Matériaux et constructions, Vol.11 N°62, pp.127-139.
- [67] ACI committee305. "Recommended practice for hot weather concreting" 1982.
- [68] Mamillan, M, "Durcissement accéléré du béton" Préchauffage du béton, Utilisation de la chaleur d'hydratation-Annales ITBTP, n°387, Octobre 1980.
- [69] M. Venuat "Bétonnage par temps chaud" in "La pratique des ciments : mortiers et bétons " Tome2. 1989

- [70] B. Alahmadi "initial and final setting time of concrete in hot weather" *Materials and Structures*, Vol. 33, Oct. - 2000, pp.511 –514.
- [71] Birt, JC ,” Curing concrete –an appraisal of attitudes; practise and knowledge” CIRIA Report 43, second edition,1981.pp31.
- [72] Venuat”le bétonnage par temps chaud ‘’Moniteur, 8 aout, 1977.
- [73] ACI;”Hot weather concreting”, ACI 305 R-77 review ,1982 , reported by ACI committee 305.
- [74] Venuat”la pratique de bétonnage par temps chaud revue technique du Batiment,Jan-Fev .1979.
- [75] Annales ITBTP "Bétonnage par temps chaud connaissances Actuelles et Recommandation". Annales ITBTP, N° 474, 1989, pp.
- [76] Gautier ; ‘’Flux de chaleur d’hydratation ‘’, Rapport interne du CERILH , 1978.
- [77] E. Gallucci *, X. Zhang, K.L. Scrivener.” Effect of temperature on the microstructure of calcium silicate hydrate (C-S-H)”. *Cement and Concrete Research* 53 (2013) 185–195.
- [78] C.E.B.T.P.; ‘’Rapport GEBTP412.7.067, 1976’’, Contrat SERTA-UTI-GEBTP.
- [79] M. Venuat: "la pratique des ciments, mortier et béton : Tome I : caractéristiques des liants et des bétons mise en œuvre des coulis et mortiers", deuxième édition, Collection Moniteur, 1989, 277p.
- [80] Ma W., Sample D., Martin R., Brown P.W., "Calorimetric Study Of Cement Blends Containing Fly Ash, Silica Fume And Slag At Elevated Temperatures", *Cement And Concrete And Aggregates*, CCAGPD, Vol 16, N°2, Dec 1994, pp.93-99
- [81] Escalante-Garcia J.I.; Sharp J.H., “The microstructure and mechanical properties of blended cements hydrated at various temperatures”, *Cement Concrete Research*, Vol 31, N°5, 2001, pp.695-702.
- [82] Bakharev T., Sanjayan J.G., Cheng Y.B., "Effect of elevated temperature curing on properties of alkali activated slag concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol 29, N°10, 1999, pp.1619-1625.
- [83] G.J. Verbeck, R.A. Helmuth, Structures and physical properties of cement pastes, *Proceedings of the 5th International Symposium on the Chemistry of Cement*, Tokyo, 1968, pp. 1–32.
- [84] Skanska; ‘’Concrete in hot countries, International seminar, Helsingor, DANMARK, 1981.
- [85] Price, W.H; ‘’Factors influencing Concrete Strength’’, *ACI Journal*, Vol.6n°47, Feb.1951, pp.417-432.
- [86] Shalon, R. and Ravina, D.; ‘’Studies In concrete in hot countries’’, RILEM, Paris, vol.1, 1960,pp1.
- [87] Berhane, Z; ‘’the behavior of concrete in hot climates’’, *Materials and structures*, Vol. 25, 1992, pp. 157-162.
- [88] Freiesleben Hansen, P., Pedersen E.J. (1977), “Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete” *Nord. Concrete Research* pp. 21-25.
- [89] Carino N.J., Lew H.S. (2001), “The maturity method: from theory to application” *Proceedings of the structures congress and Exposition*, May 21-23, Washington, 19 p.
- [90] Saul A.G.A. (1951) “Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure”, *Magazine of Concrete Research*, Vol.2, n°6, pp.127-140.

- [91] Bergstrom, S.G. Curing temperature age and strength of concrete. *Mag Concr Res*, 5 (14) (1951) 61± 66.
 - [92] F.A. Oluokun, E.G. Burdette, J.H. Deatherage, Early-age concrete strength prediction by maturity—another look, *ACI Mater. J.* 87 (6) (1990) 565– 572.
 - [93] Ilker Bekir Topcu*, Mehmet Ugur Toprak. Fine aggregate and curing temperature effect on concrete maturity. *Cement and Concrete Research* 35 (2005) 758– 762.
 - [94] J.D. McIntosh, The Effects of Low-temperature curing on the Compressive Strength of Concrete, *RILEM Symposium on Winter Concreting*, Copenhagen, Danish Institute for Building Research (1956) Session B-II.
 - [95] Yahia A. Abdel-Jawad The maturity method: Modifications to improve estimation of concrete strength at later ages. *Construction and Building Materials* 20 (2006) 893–900.
 - [96] Toufik Boubekour, Karim Ezziane, El-Hadj Kadri.’’ Estimation of mortars compressive strength at different curing temperature by the maturity method. Volume 71, 30 November 2014, Pages 299-307.
-