

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département : Génie Civil & Hydraulique
Réf :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع :

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du Diplôme de
Doctorat en Sciences

Spécialité : Génie Civil
Option : Matériaux de Construction

**Apport à la caractérisation de la porosité ouverte du béton
d'enrobage par l'utilisation des tests d'absorption capillaire**

Présentée par :
Mohamed Rabehi

Soutenue publiquement le : 15 / 12 / 2014

Devant le jury composé de :

Mr. Mellas Mekki	Professeur	Président	Université de Biskra
Mr. Mezghiche Bouzidi	Maître de Conférences 'A'	Rapporteur	Université de Biskra
Mr. Guettala Abdelhamid	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Mr. Chabil Hocine	Professeur	Examineur	Université de Constantine
Mme. Zeghichi Leila	Professeur	Examinatrice	Université de M'sila
Mr. Boudchicha Abdelaziz	Professeur	Examineur	Université d'Oum El-Bouaghi

Remerciements

Remerciements

Je voudrais exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur **Dr. MEZGHICHE Bouzidi**, Maître de conférence à l'Université Mohamed Khider de Biskra, pour la confiance qu'il m'a accordé en acceptant d'être le directeur de ce travail. J'ai pu apprécier ses compétences scientifiques et il a su me faire profiter de son expérience et de ses directives fructueuses.

Je remercie vivement Monsieur **Pr. Mellas Mekki**, Professeur à l'Université Mohamed Khider de Biskra pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider le jury de soutenance, je tiens à lui exprimer ma profonde reconnaissance.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements aux membres du jury, **Pr. Guettala Abdelhamid**, **Pr. CHABIL Hocine**, **Pr. Zeghichi Lelila** et **Pr. Boudchicha Abdelaziz**, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant à la participation de l'évaluation de ce travail et de bien vouloir le juger.

Mes remerciements vont également à toute l'équipe du Laboratoire de Génie Civil des Universités de Djelfa et de Biskra. Je ne pourrais guère oublier de remercier vivement le directeur et le personnel du Laboratoire de la Cimenterie Lafarge de Hammam Dalaâ - M'sila.

Mes sincères reconnaissances à tous les enseignants du Département de Génie Civil en particulier ceux qui ont contribué de près ou de loin par leurs conseils et leurs aides.

Je ne dirais pas que je ne peux citer tout le monde, mais je tiens à remercier tous qui m'ont apporté, d'une manière directe ou indirect leur aide sans oublier le staff du Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction de Djelfa (L.N.H.C.).

Dédicace

Je dédie ce travail:

A ma famille en particulier :

Mes parents

Ma femme

Mes enfants

Mes frères et mes sœurs

A tous mes amis.

A tous les enseignants du Département de Génie Civil

Résumés

RÉSUMÉ

La porosité interconnectée joue un rôle très important dans le processus de transfert d'humidité, et la réalisation d'un béton devant résister à l'action d'agents agressifs passe en premier par la caractérisation du réseau poreux. Cependant d'un point de vue pratique la zone de béton essentielle est celle qui correspond à l'épaisseur d'enrobage des armatures. C'est de la durabilité de cette faible épaisseur que dépendra généralement la durée de vie d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage. Il est donc nécessaire de se procurer un moyen fiable et rapide pour évaluer la porosité ouverte de cette zone.

Ce travail expérimental a pour objectif, la contribution à la caractérisation de la porosité ouverte de la zone du béton d'enrobage en utilisant l'essai d'absorption capillaire et d'établir les liens existants entre la porosité ouverte caractérisée par l'absorption initiale de la zone du béton d'enrobage, la résistance mécanique et la profondeur de carbonatation. Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence les effets du rapport eau/ciment, de type du ciment et de la cure humide sur la porosité ouverte et sur la profondeur de carbonatation. En effet, la porosité ouverte et la profondeur de carbonatation croît en fonction du rapport eau/ciment et le taux de croissance diminue en fonction de la durée de cure humide. De plus, on remarque que la porosité ouverte et la profondeur de carbonatation du béton à base de ciment CEM I 42.5 sont plus petites que celles du béton à base de ciment CEM II/B 42.5. Ceci signifie que le dosage du clinker influe sur l'absorption capillaire du béton d'enrobage, la carbonatation est plus importante pour un béton de ciment CEM II/B 42.5 que pour béton de ciment CEM I 42.5.

A travers les résultats expérimentaux obtenus, des relations théoriques permettant de relier la résistance à la compression des bétons à 28 jours, module de déformation et la profondeur de la zone carbonatée à la porosité ouverte de la zone de peau caractérisée par l'absorption initiale du béton.

MOTS-CLÉS. Béton d'enrobage, Rapport eau/ciment, Cure humide, Résistance à la compression, Porosité ouverte, Absorption initiale, Carbonatation, Module de déformation.

ABSTRACT

The interconnected porosity plays a very important role in the process of humidity transfer. The formulation of a concrete must resist to the action of aggressive agents passes in first by the characterization of its porous network. However, of a convenient point view the essential concrete zone is that corresponds to the thickness of armature coating or concrete skin zone. It is the durability of this weak thickness that depends generally the duration life of a piece work. . It is thus necessary to get a weak and fast means to evaluate the capillary porosity of this zone.

This experimental work has like object, the contribution to the characterization of the open porosity of the coating concrete zone while using the capillary absorption test and to establish the relations existing between the open porosity characterized by the initial absorption of the zone of skin concrete, the mechanical resistance and the carbonation depth. The results obtained permit us to make in evidence that the open porosity increases with the water/cement ratio and the growth rate decreases with the duration of moist curing. Moreover, we remark that the open porosity and carbonation depth of the concretes-based cement CEM II/B 42.5 are faster than that of concretes-based cement CEM I 42.5. This means that the clinker dosage has an influence on the capillary absorption of the cover concrete, the carbonation is more important for concretes-based cement CEM II/B 42.5 than that of concretes-based cement CEM I 42.5.

Throughout the obtained experimental results, theoretical relations permit to make link between compressive strength at 28 days, strain modulus and depth of carbonated zone with open porosity of cover concrete characterized by water initial absorption of concrete.

Keywords. *Cover concrete, Water/cement ration, Moist curing, Compressive strength, Open porosity, Initial absorption, Carbonation, Strain modulus.*

ملخص

المسامية المتصلة تلعب دورا هاما في انتقال الرطوبة، و من ثم تشكيل خرسانة ذات خصائص مقاومة لفعل ونشاط العوامل المرضية العدوانية تمر أولا بتشخيص الشبكة المسامية، خاصة مسامية منطقة الغلاف الخراساني الحامي للقضبان الحديدية حيث أن ديمومة أي بناية أو جزء من بناية له علاقة مباشرة بديمومة هذه المنطقة ذات السمك الضعيف. لذا يتوجب علينا كمهندسين إيجاد طريقة سهلة و سريعة تمكن من تشخيص المسامية الشعرية لهذه المنطقة.

الهدف من هذا العمل هو المساهمة في تشخيص المسامية المفتوحة لمنطقة الغلاف الخراساني باستخدام تجربة الامتصاص الشعري للماء واستخراج العلاقات الموجودة بين المسامية المفتوحة للغلاف الخراساني المقرونة بالامتصاص الأولي، المقاومة الميكانيكية وسمك المنطقة المكربنة.

النتائج المتحصل عليها بينت مدى تأثير زيادة التركيز الإسمنتي في تقليص المسامية المفتوحة للغلاف الخراساني و كذا فعالية المعالجة الرطبة في تخفيض حجم الثغرات الكبيرة.

انطلاقا من النتائج التجريبية تمكنا من استخراج علاقات نظرية تسمح باستنباط مقاومة الضغط و سمك المنطقة المعرضة للكربنة للخرسانة عن طريق معرفة طاقة الامتصاص الأولي بها.

Table des matières

Table des matières

Liste des figures	I
Liste des tableaux	IV
Liste des symboles	VI
Introduction générale	01
1. Chapitre.1. Etude théorique sur le transport d'humidité dans les matériaux poreux et déformabilité de béton	03
1.1. Introduction	03
1.2.1. Généralités	03
1.2.2. Description physique d'un matériau poreux	04
1.2.3. Porosité	04
1.2.4. Classification des pores	06
1.2.5. Connectivité	10
1.2.6. Tortuosité	11
1.2.7. Degré de saturation	11
1.2.8. Masse volumique apparente sèche	12
1.2.9. Teneur en eau	12
1.2.10. Principales techniques de caractérisation texturale des matériaux poreux	12
1.3. Paramètres influençant la structure poreuse du béton	15
1.3.1. Rapport E/C	15
1.3.2. Influence de la durée de cure humide	18
1.3.3. Influence de type du ciment	18
1.3.4. Influence du degré de saturation	19
1.3.5. Influence de la température	19
1.3.6. Interface pâte – granulats	20
1.4. Etude de la relation entre la porosité et la résistance en compression	23
1.5. Transport d'humidité dans les matériaux poreux	25
1.5.1. Mécanismes de transport d'eau dans le béton	26
1.5.2. Interaction eau/ matériau poreux	Erreur ! Si 27
1.5.3. Condensation en milieu poreux (Loi de Kelvin)	28
1.5.4. Influence de la géométrie des pores sur transport d'humidité	29
1.6. Description mathématique du transfert d'humidité en milieu poreux	30
1.6.1. Hypothèses de base	30
1.6.2. Equations du phénomène	Erreur ! Si 30
1.6.3. Interprétation physique de l'infiltration de l'eau dans les bétons	34
1.7. Déformabilité	36

1.7.1.	Définition	36
1.7.2.	Déformation instantanées	37
1.7.3.	L'endommagement en fonction du niveau de contraintes	37
1.8.	Conclusion	39
2.	Chapitre.2.Etude théorique sur la carbonatation du béton	40
2.1.	Introduction	40
2.2.	Durabilité du béton vis-à-vis de la carbonatation	40
2.3.	La carbonatation du béton	41
2.3.1.	Généralités sur le dioxyde de carbone	41
2.3.2.	Phénomène de carbonatation des matériaux cimentaires	42
2.4.	Méthodes de caractérisation expérimentale de la carbonatation	46
2.4.1.	Détection par pulvérisation à la phénolphthaleïne	46
2.4.2.	Analyse thermogravimétrique ATG	47
2.4.3.	Microscopie électronique à balayage MEB	47
2.4.4.	Gammadensimétrie	47
2.4.5.	Diffraction des rayons X	47
2.4.6.	Résonance magnétique nucléaire	48
2.4.7.	Dosage de CO ₂ par volumétrie	48
2.5.	Principaux paramètres influençant la carbonatation des bétons	48
2.5.1.	Paramètres intrinsèques aux bétons	48
2.5.2.	Paramètres extrinsèques aux bétons	51
2.6.	Principales conséquences de la carbonatation	53
2.6.1.	Diminution du pH et amorçage de la corrosion	53
2.6.2.	Modification de la porosité	53
2.6.3.	Retrait de carbonatation	54
2.6.4.	Modification des propriétés mécaniques	55
2.6.5.	Modification des propriétés de transfert	55
2.6.6.	Modification de la teneur en eau	55
2.7.	Mécanique du transport du gaz CO ₂ dans le réseau poreux du béton	56
2.8.	Conclusion	57

3.	Chapitre 3. Matières premières, formulation des bétons et mesures expérimentales	59
3.1.	Introduction	59
3.2.	Matières premières	59
3.3.	Formulation des bétons	65
3.4.	Préparation des éprouvettes d'essais	66
3.5.	Mode de cure	67
3.6.	Mesures expérimentales	68
3.7.	Résistance à la compression	70
3.8.	Résistance à la traction	71
3.9.	Déformabilité du béton	72
3.10.	L'essai d'absorption d'eau des bétons	74
3.11.	Essais de carbonatation des bétons	75
3.12.	Conclusion	78
4.	Chapitre 4. Résultats expérimentaux et interprétation	79
4.1.	Introduction	79
4.2.	Résistance à la compression	79
4.2.1.	Influence de la cure humide	80
4.2.2.	Influence du rapport E/C et type du ciment	81
4.3.	Résistance à la traction	81
4.3.1.	Influence de la cure humide	82
4.3.2.	Influence du rapport E/C et type du ciment	82
4.4.	Absorption capillaire	83
4.4.1.	Influence de la cure humide	85
4.4.2.	Influence du rapport E/C et type du ciment	88
4.4.3.	Coefficients de sorptivité et capillarité	88
4.4.4.	Relation entre la résistance à la compression et l'absorption initiale A_{bi}	91
4.4.5.	Relation entre la résistance à la compression et l'absorption initiale Z_i	92
4.5.	Porosité ouverte	94
4.6.	Carbonatation des bétons élaborés	95
4.6.1.	Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée en fonction de la durée d'exposition au gaz CO_2	95
4.6.2.	Influence de la durée de cure sur la profondeur de carbonatation accélérée	96
4.6.3.	Influence du rapport E/C et type du ciment sur la profondeur de carbonatation accélérée	97
4.6.4.	Variation de la profondeur de carbonatation naturelle en fonction de la durée d'exposition au gaz CO_2	98
4.6.5.	Comparaison entre les deux types de carbonatation étudiés	99
4.6.6.	Influence de la carbonatation sur la résistance à la compression à 180 jours	99
4.6.7.	Influence de la carbonatation sur l'absorption capillaire à 180 jours	100

4.6.8.	Relation entre la profondeur de carbonatation et la résistance a la compression	102
4.6.9	Relation entre la profondeur de carbonatation et l'absorption initiale	104
4.7	Déformabilité du béton	105
4.7.1	Déformations élasto-instantanés totales longitudinales en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons	105
4.7.2	Déformations élasto-instantanés totales transversales en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons	106
4.7.3	Module de déformabilité du béton en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons	107
4.8.	Conclusion	109
	Conclusions générales et recommandations	110
	Références bibliographiques	112
	Annexe A	124
	Annexe B	128

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Réf de la figure	Titre	N° de la page
Figure 1.1	Schématisation macroscopique d'un matériau poreux dans un état hydrique quelconque	04
Figure 1.2	Différents types de porosité d'un matériau poreux d'après J.P. Ollivier et Vicbot	06
Figure 1.3	Echelle des différentes gammes de pores dans un mortier	07
Figure 1.4	Modèle de Feldman et Sereda, revu par Sierra	08
Figure 1.5	Schéma de la zone de transition interfaciale d'après Van Breugel et al. 2004	08
Figure 1.6	Schéma des différentes formes de porosité dans la pâte de ciment durcie donnée par Mehta, 1986	09
Figure 1.7	Classification des pores selon différents auteurs	10
Figure 1.8	Influence du degré d'inter-connectivité sur la perméabilité de la pâte	10
Figure 1.9	Modèles idéalisés du mouvement de l'eau et des ions dans les pores du béton	11
Figure 1.10	Domaine d'utilisation des principales techniques de caractérisation texturale des matériaux poreux	13
Figure 1.11	Structure poreuse d'une pâte de ciment Portland (E/C = 0,40, 28 jours). Comparaison entre les données de porosimétrie au mercure et d'analyse d'images	15
Figure 1.12	Influence du rapport E/C sur l'évolution porosimétrique de pâtes de ciment Portland âgées de 28 jours	16
Figure 1.13	Interconnexion du réseau des pores capillaires	16
Figure 1.14	Influence du rapport E/C et du degré d'hydratation sur la continuité des pores capillaires	17
Figure 1.15	Evolution de la porosité capillaire en fonction de la durée de la cure	18
Figure 1.16	les distributions de la taille des pores d'un CEM I et d'un CEM II aux calcaires de même classe de résistance sont analogues, d'après	19
Figure 1.17	Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un béton	20
Figure 1.18	Modèle de Ben-Aim (1970) sur l'effet de paroi	21
Figure 1.19	Hypothèse de l'empilement des cercles de taille unique contre une paroi en de dimensions (Scrivener & Pratt 1996)	22
Figure 1.20	Hypothèse de l'empilement des sphères de taille unique contre une paroi en trois dimensions (Scrivener & Pratt 1996)	22
Figure 1.21	Ressuage localisé dans le béton (Mehta 1986)	23
Figure 1.22	Confrontation résultats expérimentaux et modèles de la relation porosité-résistance en compression des bétons selon Kumar	24
Figure 1.23	Différentes formes d'eau dans le béton	26
Figure 1.24	Représentation schématique des forces appliquées de part et d'autre d'un ménisque dans capillaire	27
Figure 1.25	Rayon des pores emplis d'eau à 20°C en fonction de l'humidité relative de l'aire	29
Figure 1.26	Illustration des seuils d'accès et de « l'effet bouteille d'encre » avec un fluide non mouillant	29
Figure 1.27	Schéma de l'essai d'imbibition capillaire unidirectionnel	31
Figure 1.28	Exemple de profil type $\theta(b)$	32
Figure 1.29	Exemple de l'évolution du taux d'absorption d'eau en fonction de la racine carrée du temps pour une roche	34

Figure 1.30	Exemple de cinétique d'absorption d'eau pour un béton	35
Figure 1.31	La courbe expérimentale contrainte-déformation au cours d'un essai de compression sur éprouvette (16×32) cm ²	37
Figure 1.32	Etapas classiques d'endommagement par niveaux de contrainte du test de caractérisation des bétons	38
Figure 2.1	Exemples de corrosion par carbonatation	41
Figure 2.2	Le cycle de CO ₂	42
Figure 2.3	Augmentation de la concentration du CO ₂ dans l'atmosphère à l'échelle mondiale	42
Figure 2.4	Formes sous lesquelles le dioxyde de carbone est dissous d'après Valsaraj	43
Figure 2.5	Schéma de la carbonatation de la matrice cimentaire (THIERY 2005)	45
Figure 2.6	Mesure expérimentale de la profondeur de carbonatation	46
Figure 2.7	Variation de la carbonatation en fonction du dosage en ciment pour une cure de 3 jours	49
Figure 2.8	Profondeur carbonatée à un an en fonction du dosage en ciment pour toutes les durées de cure	49
Figure 2.9	Influence de l'humidité relative sur la profondeur de carbonatation pour des bétons confectionnés avec des rapports E/C de 0.6 (courbe 1) et 0.8 (courbe 2) et conservés 16 ans à 20°C D'après Wierig	51
Figure 2.10	Profondeurs moyennes de carbonatation accélérée des bétons mesurées après 14 jours dans l'enceinte en fonction de leurs porosités accessibles à l'eau mesurées à l'âge de 28 jours — Conservation « Air »	52
Figure 2.11	Diagramme de Tuutti modifié : (1) dépassivation des armatures, (2) apparition des fissures, (3) éclatement du béton en parement et (4) ruine	53
Figure 3.1	Granulomètre a laser de type mastersizer (Laboratoire de lafarge M'sila)	61
Figure 3.2	Courbes granulométriques à laser des ciments	62
Figure 3.3	Courbes granulométriques des granulats	63
Figure 3.4	Etapas de formulation des bétons et conservation des éprouvettes de bétons	67
Figure 3.5	Organigramme représentatif des différents essais effectués	70
Figure 3.6	Schéma mécanique de l'essai de traction par flexion trois points	71
Figure 3.7	Etapas d'essai de déformabilité du béton	73
Figure 3.8	dispositif expérimental de l'essai d'absorption capillaire	74
Figure 3.9	Enceinte hermétique (chambre de CO ₂)	75
Figure 3.10	Les étapes de l'essai de carbonatation	76
Figure 3.11	Photo des éprouvettes conservées en extérieur entre les brindilles de plantes vertes pendant 180 jours et 365 jours.	77
Figure 4.1	Effet du rapport E/C et type du ciment sur la résistance à la compression à 28 j du béton pour les différentes âges de cure humide.	80
Figure 4.2	Effet du rapport E/C et type du ciment sur la résistance à la traction à 28 j du béton pour les différentes âges de cure humide	82
Figure 4.3	Cinétique d'absorption d'eau en fonction du temps et de la racine carrée du temps (Béton témoin A300). (a) En fonction du temps. (b) En fonction de la racine carrée du temps	84
Figure 4.4	Evolution de l'absorption capillaire en fonction de \sqrt{t} à différents âges de cure des bétons à base de ciment CEM I 42.5.	86
Figure 4.5	Evolution de l'absorption capillaire en fonction de \sqrt{t} à différents âges	87

	<i>de cure des bétons</i> à base de ciment CEM II/B 42.5.	
Figure 4.6	Effet du rapport E/C et type du ciment sur l'absorption initiale des bétons pour les différents âges de cure humide.	88
Figure 4.7	Influence de la cure sur les coefficients d'absorption des différents bétons élaborés	89
Figure 4.8	Relation entre k_c et S_c .	90
Figure 4.9	Variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale A_{bi} des différents bétons.	91
Figure 4.10	La variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de la hauteur initiale d'imbibition capillaire Z_i (mm) des différents bétons	93
Figure 4.11	Effet du rapport E/C et type du ciment sur la porosité ouverte des bétons pour les différents âges de cure humide	95
Figure 4.12	Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée des différents types de bétons en fonction de la durée d'exposition au gaz CO_2	96
Figure 4.13	Variation de la profondeur de carbonatation accélérée à l'âge de 180 jours en fonction du rapport E/C et type du ciment pour différentes durées de cure	97
Figure 4.14	Variation de la profondeur de carbonatation naturelle (mm) des différents types de bétons tenant compte de l'effet de la durée de cure humide.	98
Figure 4.15	Comparaison entre les deux types de carbonatation étudiés	99
Figure 4.16	L'effet de la carbonatation sur la variation de la résistance à la compression en fonction du rapport E/C pour les différents bétons élaborés.	100
Figure 4.17	L'effet de la carbonatation sur l'absorption d'eau initiale des différents types de bétons en fonction des conditions de cure.	101
Figure 4.18	Relation entre la différence de la hauteur d'imbibition initial ΔZ_i (mm) des bétons carbonatés et non carbonatés et la profondeur de carbonatation P_c (mm)	102
Figure 4.19	Relation entre la profondeur de carbonatation P_c à l'âge de 180 jours et la résistance à la compression à 28 jours.	104
Figure 4.20	Relation entre la profondeur de carbonatation P_c à l'âge de 180 jours et l'absorption initiale A_{bi} ($kg.m^{-2}.h^{-1/2}$).	105
Figure 4.21	Déformation élasto-instantanées totales longitudinale en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons CPA-S, CPA-C, CPJ-S et CPJ-C (pour E/C=0.57 et cure 28 j).	106
Figure 4.22	Déformation élasto-instantanées totales transversales en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons CPA-S, CPA-C, CPJ-S et CPJ-C (pour E/C=0.57 et cure 28 j).	107
Figure 4.23	Module de déformabilité du béton en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons CPA-S, CPA-C,CPJ-S et CPJ-C (pour E/C=0.57 et cure 28 j).	108
Figure 4.24	Module d'élasticité des bétons CPA-S,CPA-C,CPJ-S et CPJ-C (pour E/C=0.57 et cure 28 j).	108

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Réf du tableau	Titre du tableau	N° de la page
Tableau 1.1	Définition des différents types de porosité d'un matériau	05
Tableau 1.2	Classification des pores	06
Tableau 1.3	Principales techniques de caractérisation texturale des matériaux poreux	13
Tableau 1.4	Tensions superficielles pour quelques interfaces	27
Tableau 2.1	Volume molaire de la calcite, de vaterite et de l'aragonite et de la porlandite	54
Tableau 2.2	Porosités obtenues par intrusion au mercure sur des mortiers de E/C=0,5	54
Tableau 3.1	Analyse chimique des ciments	59
Tableau 3.2	Composition minéralogique des ciments	60
Tableau 3.3	Propriétés physiques des ciments	60
Tableau 3.4	Les caractéristiques mécaniques des ciments	61
Tableau 3.5	Analyse granulométrie à laser des ciments	62
Tableau 3.6	Propriétés physico-mécaniques des granulats	64
Tableau 3.7	Compositions des bétons en (kg/m ³)	65
Tableau 3.8	Eprouvettes et leurs conservations	69
Tableau 4.1	Résistances à la compression à 28 jours en fonction du rapport E/C et type du ciment pour les différents âges de cure humide	79
Tableau 4.2	Résistances à la traction à 28 jours en fonction du rapport E/C et type du ciment pour les différents âges de cure humide	81
Tableau 4.3	Coefficients d'absorption d'eau initiale A_{bi} obtenue pour la totalité des échantillons	85
Tableau 4.4	Coefficients de sorptivité et de capillarité des différents types de béton en fonction de la durée de cure	89
Tableau 4.5	Relation entre k_c et S_c	90
Tableau 4.6	Valeurs expérimentales et estimées de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale A_{bi}	92
Tableau 4.7	Valeurs expérimentales et estimées de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale Z_i	93
Tableau 4.8	Porosité ouverte des différents bétons élaborés	94
Tableau 4.9	Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée (mm) des différents types de bétons tenant compte de l'effet de la durée de cure humide	128
Tableau 4.10	Variation de la profondeur de carbonatation naturelle (mm) des différents types de bétons tenant compte de l'effet de la durée de cure humide	129
Tableau 4.11	Effet de la carbonatation sur la résistance à la compression des bétons élaborés	130
Tableau 4.12	Effet de la carbonatation sur l'absorption capillaire des bétons élaborés	131
Tableau 4.13	Relation entre la différence de la hauteur d'imbibition initial ΔZ_i (mm) des bétons carbonatés et non carbonatés et la profondeur de carbonatation P_c (mm)	101
Tableau 4.14	Valeurs expérimentales et estimées de la profondeur de carbonatation en fonction de la résistance à la compression à 28 jours	103
Tableau A.1	Influence de type du béton A sur les cinétiques d'absorption d'eau (kg/m ²) pour les différentes durées de cure.	124

Tableau A.2	Influence de type du béton A sur les cinétiques d'absorption d'eau (mm) pour les différentes durées de cure.	125
Tableau A.3	Influence de type du béton A sur les cinétiques d'absorption d'eau (kg/m^2) pour les différentes durées de cure.	126
Tableau A.4	Influence de type du béton B sur les cinétiques d'absorption d'eau (mm) pour les différentes durées de cure.	127

Liste des symboles

LISTE DES SYMBOLES

- α** : coefficient de proportionnalité variant de 0,5 à 1.
- A** : coefficient d'affaissement.
- Ac** : coefficient d'absorption capillaire [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1/2}$].
- Ab**:coefficient d'absorption [%].
- AbG** : coefficient d'absorption du gravier.
- Abi** : coefficient d'absorption initiale [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1/2}$].
- Abs** : coefficient d'absorption du sable.
- b** : variable de Boltzmann [$\text{m/s}^{1/2}$].
- B** : coté de la section carrée (en mm), B=70mm.
- C** : Ciment
- C_p** : compacité
- C_c** : flux de gaz de carbonique [m^3/s].
- Dc** : dosage en ciment [kg/m^3].
- D_f**: coefficient de diffusion du gaz carbonique CO₂ [m^2/s].
- D_v**: coefficient de diffusion moléculaire de la vapeur d'eau dans l'aire sec [m^2/s].
- D_θ**: coefficient de transport d'eau ou diffusivité hydrique isotherme [m^2/s].
- D_T**: coefficient de transport d'eau ou diffusivité hydrique non isotherme [m^2/s].
- E** :Dosage en eau (en litre).
- Es**:L'équivalent de sable [%].
- f** :facteur de résistance à la diffusion .
- g** : accélération de pesanteur[m/s^2].
- G**: Coefficient granulaire égale à 0.45 pour les granulats courants.
- G_g** : masse du gravier a l'état sec.
- HR** : L'humidité relative [%].
- i** : volume cumulé d'eau absorbé à l'instant t [m^3].
- I_i** : les termes sources traduisant les phénomènes d'évaporation et de condensation.
- J_{ic}** :densités de flux de masse transportées par convection .
- J_{id}** :densités de flux de masse transportées par diffusion.

Liste des symboles

k_i : perméabilité du milieu à la phase i ($i= v$: vapeur ou $i= l$:liquide) $[m^2]$.

K : conductivité hydraulique $[m/s]$.

k_c : coefficient de capillarité $[mm/s^{1/2}]$.

K_r : coefficient de correction.

K_{rs} : terme de correction supplémentaire.

L : distance entre appuis (en mm), $L=200mm$.

M : masse molaire de la vapeur d'eau ($=18.10^{-3}kg/mole$).

M_T : masse totale des matériaux poreux $[kg]$.

MF : module de finesse.

M_g : masse de la phase gazeuse $[kg]$.

M_l : masse de la phase liquide $[kg]$.

M_s : masse de la phase solide $[kg]$.

M_s : masse de l'échantillon séché à l'étuve à $105\text{ }^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante

M_a : masse de l'échantillon après imbibition dans l'eau pendant $24h$ à $T=20^\circ\text{C}$.

M_{Ga} : masse du gravier à l'état humide $[kg]$.

M_{sa} : masse du sable à l'état humide $[kg]$.

M_1 : Masse de (cellule + benzène)

M_2 : Masse de (cellule + benzène + ciment)

M_v : masse molaire de la vapeur d'eau ($=18.10^{-3} [kg/mole]$).

P : charge de rupture (en KN).

P_1 : Pression de l'aire $[Pa]$.

P_2 : Pression de l'eau $[Pa]$.

P_c : profondeur de carbonatation $[mm]$.

P_l : Pression total de la phase liquide.

P_g : Pression total de la phase gazeuse

P_v : Pression partielle de vapeur d'eau $[Pa]$.

P_{vs} : Pression de vapeur d'eau à saturation $[Pa]$.

P_c : Pression capillaire $[Pa]$.

Q : débit ou flux d'eau $[m^3/s]$.

Liste des symboles

R : Constante des gaz parfaits (=8.3143 [J/(mole.K)]).

r : Rayon de pore [m].

S : surface de compression de l'éprouvette ($7 \times 7 \text{cm}^2$).

S_l : masse du sable [kg].

S_c : sorptivité capillaire [$\text{mm/s}^{1/2}$].

S_m : surface spécifique [cm^2/g].

T : Température [$^{\circ}\text{C}$ ou K].

t: temps [s].

V : volume total du matériaux poreux [m^3].

V_{app} : volume apparent [m^3].

V_v : volume des vides [m^3].

V_l : volume de liquide [m^3].

V_g : volume de gaz [m^3].

V_s : volume de solide [m^3].

V_u: volume des pores ouverts (volume utile ou accessible) [m^3].

V₁ : Le volume du benzène initial,

V₂ : Le volume du benzène final (après introduction du ciment)

x,y,z: coordonnées spatiales.

z_i : front d'imbibition initial [mm].

ε : porosité totale [m^3/m^3].

ε_u : porosité utile ou accessible [m^3/m^3].

φ : L'humidité relative du milieu.

γ : coefficient de compacité.

η : Viscosité dynamique de l'eau (=0.001 Pa.s à 20°C).

μ_i : potentiel chimique de fluide (liquide ou vapeur).

μ_l : potentiel chimique de fluide (liquide).

μ_v : potentiel chimique de fluide (vapeur).

μ^o : les potentiels de références arbitraires.

v_i : viscosité cinématique de phase i [m^2/s].

θ : Teneur en eau volumique [m^3/m^3].

θ_i : Teneur en eau volumique de la phase fluide (vapeur ou liquide) [m^3/m^3].

θ_v^* : Teneur en vapeur en équivalent liquide condensé [m^3/m^3].

ρ_a : Masse volumique apparente sèche du solide [kg/m^3].

ρ_{app} : Masse volumique apparente [kg/m^3].

ρ_{abs} : Masse volumique absolue [kg/m^3].

ρ_i : Masse volumique de la phase i(i= v : vapeur ou i= L :liquide) [kg/m^3].

ρ_l : Masse volumique de l'eau liquide [=1000 kg/m^3].

ρ_s : Masse volumique des grains du solide sec [kg/m^3].

σ : Tension superficielle [N/m].

σ'_{28} : résistance moyenne en compression à 28 jours [MPa].

σ'_c : la classe vrai du ciment calculée à 28 jours égale à 410 bars.

σ'_n : résistance nominale en compression à 28 jours $\sigma'_n = 240$ bars .

σ_{c28} : résistance à la compression à 28 jours [MPa].

R_{co}, α, β : Coefficients de régression linéaire de la résistance à la compression.

σ'_c : classe vrai de la résistance du ciment à 28 jours [MPa] .

σ_t : contrainte de traction [MPa].

σ_c : contrainte de compression (en MPa).

ω : Teneur en eau massique [kg/kg].

ω_G : teneur en eau du gravier [kg/kg].

ω_s : teneur en eau du sable [kg/kg].

Ψ : Succion capillaire [m].

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Ces dernières années, un certain nombre de constructions laissent apparaître des dégradations plus ou moins prononcées et voient leur durée de vie limitée. Il est important de souligner donc que la durabilité de telles structures soit conditionnée par le béton qui protège physiquement et chimiquement l'acier de la corrosion. Le béton d'enrobage, crée aux aciers une double protection contre la corrosion. En premier lieu, il agit comme une barrière physique qui limite la pénétration d'agents agressifs et l'accès de l'oxygène jusqu'à l'armature. Ensuite, grâce à la composition de la solution interstitielle et à son pH élevé, le béton offre une protection chimique contre la corrosion.

Cependant, la porosité ouverte du béton est à l'origine de la diminution de sa capacité à isoler l'acier des substances agressives du milieu extérieur. Le milieu agressif le plus usuel que nous pourrions citer est l'air ambiant qui agit d'une façon néfaste sur la durabilité des structures par la présence du gaz carbonique CO_2 qu'il contient. C'est en fait, l'évolution de la phase aqueuse interstitielle dont le pH diminue à la suite de la transformation des composés hydratés du ciment, qui n'offre plus de protection à l'acier. Il s'agit principalement de la réaction de carbonatation due au CO_2 contenu dans l'air qui est impliqué dans ce processus.

Le choix des formulations de béton et la conception des ouvrages doivent désormais prendre en compte la durée de vie escomptée pour l'ouvrage, qui peut être très variable suivant le type de structure à construire, l'environnement considéré et naturellement le type de sollicitations que devra subir l'ouvrage.

Les problèmes de dégradation et de vieillissement des matériaux de construction sont étroitement liés à la facilité de migration de l'humidité en phase liquide ou gazeuse au sein de la structure poreuse de ces matériaux. L'eau est non seulement le vecteur principal de transport d'agents agressifs, mais également elle crée les conditions favorables pour l'accomplissement des réactions physicochimiques dans les matériaux de construction.

Cependant, il est indispensable de pouvoir caractériser de façon précise et complète la microstructure des matériaux de construction, et en particulier leur structure poreuse dans la mesure où celle-ci conditionne non seulement les propriétés mécaniques et thermiques, mais également celles liées à leur durabilité. Par ailleurs, la porosité interconnectée joue un rôle très important dans le processus de transfert d'humidité, et la réalisation par exemple d'un béton devant résister à l'action d'agents agressifs passe en premier par la caractérisation du réseau poreux. Cependant, d'un point de vue pratique la zone de béton essentielle est celle qui correspond à l'épaisseur d'enrobage des armatures ou zone du béton de peau. C'est de la durabilité de cette

faible épaisseur que dépendra généralement la durée de vie d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage. Il est donc nécessaire de se procurer un moyen fiable et rapide pour évaluer la porosité capillaire de cette zone.

Ce travail a pour objectif, la contribution à la caractérisation de la porosité ouverte de la zone d'enrobage du béton en utilisant l'essai d'absorption capillaire et d'établir les liens existant entre l'absorption initiale, la résistance mécanique et la profondeur de la zone de carbonatation. Cette étude est étendue pour mettre en évidence les effets de la cure sur les caractéristiques capillaires d'un béton ainsi que de prévoir le comportement du béton de peau vis-à-vis de la carbonatation. Afin d'étudier l'influence du rapport Eau/Ciment, type de ciment et le mode de cure sur les caractéristiques capillaires, mécaniques et sur la carbonatation, huit types de bétons d'ouvrabilités similaires ont été élaborés en faisant varier le rapport E/C. Ces échantillons ont subis deux modes de cures : à l'air libre (béton témoin), et dans l'eau pendant 3, 7 et 28 jours.

Ce travail de thèse est organisé en quatre chapitres :

- ✓ Le premier chapitre est consacré à une étude théorique qui se rapporte au transport d'humidité dans les matériaux poreux de génie civil et la déformabilité du béton.
- ✓ Le deuxième chapitre est une deuxième étude théorique sur la carbonatation du béton. La carbonatation des différents hydrates, les paramètres influençant la carbonatation ainsi que les conséquences de la carbonatation sur les matériaux cimentaires.
- ✓ Le troisième chapitre est présente une synthèse du travail expérimental de caractérisation des matières premières (ciment, sable, granulats et eau) de formulation des différentes classes des bétons élaborés et enfin description des essais mécaniques, d'absorption capillaires et de carbonatation à court terme.
- ✓ Le quatrième chapitre est consacré aux résultats expérimentaux et interprétation en mettant en évidence l'influence de rapport E/C, type de ciment et du mode de cure sur les caractéristiques physicomécaniques, d'absorption capillaires et sur l'avancement du front de carbonatation. Sur la base des résultats expérimentaux, une tentative de modélisation de la résistance à la compression à 28 jours et de la profondeur de carbonatation en fonction de l'absorption initiale a été entamée dans ce chapitre. Une relation théorique entre la profondeur de carbonatation et la résistance à la compression à 28 jours a été également établie dans cette étude.

Enfin, une conclusion générale qui résume les principaux résultats et les perspectives à entreprendre pour les études à venir.

CHAPITRE 1

Etude théorique sur le Transport d'humidité dans les
matériaux poreux et déformabilité du béton

CHAPITRE I

Etude théorique sur le Transport d'humidité dans les matériaux poreux et déformabilité du béton

1.1. Introduction

Ce chapitre présente un état de l'art sur les transferts hydriques dans les matériaux poreux partiellement saturés. Dans un premier temps, nous présentons le béton comme étant un matériau poreux, les principales grandeurs définissant le milieu poreux, les principales techniques de caractérisation texturale des matériaux poreux, les paramètres influençant sur la structure poreuse du béton et étude de la relation entre la porosité et la résistance à la compression. De plus, une étude théorique sur le transport d'humidité dans les matériaux poreux, ainsi qu'une description des mécanismes du transport liquide et gazeux mis en jeu lors des transferts hydriques. Dans un second temps, nous présentons, la déformabilité du béton.

1.2. Définitions et caractérisation de la structure poreuse des bétons

1.2.1. Généralités

Le béton, sous sa forme générale, est constitué d'une matrice (pâte de ciment) qui relie les granulats entre eux (sable, graviers). Cette pâte résulte de l'hydratation du liant utilisé, le ciment Portland anhydre étant le plus utilisé. Ce dernier est composé de clinker, de gypse et d'ajouts éventuels (fillers, laitiers, cendres volantes...). Les Compositions minéralogiques principales d'un clinker de ciment Portland, d'après **Taylor** [1], sont les suivants:

- ✓ silicate bicalcique (60 à 65 %) : C_2S ($= 2 CaO, SiO_2$),
- ✓ silicate tricalcique (20 à 25 %) : C_3S ($= 3 CaO, SiO_2$),
- ✓ aluminate tricalcique (8 à 12 %) : C_3A ($= 3 CaO, Al_2O_3$),
- ✓ alumino-ferrite tétracalcique (8 à 10 %) : C_4AF ($= 4 CaO, Al_2O_3, Fe_2O_3$).

Lorsqu'on ajoute de l'eau au ciment Portland anhydre, une réaction d'hydratation se déclenche entre eux, entraînant la formation et le développement autour des granulats de divers composés hydratés. Les proportions de chacun des constituants varient avec celles des matières utilisées pour la fabrication du clinker. Les principaux composés obtenus sont :

- ✓ les silicates de calcium hydratés (50 à 70 %) : **C-S-H**,
- ✓ la portlandite (25 à 27 %) : **CaOH₂**,
- ✓ les aluminates de calcium et sulfo-aluminates de calcium (ettringite) (7 à 10 %).

Ces divers composés hydratés ont des formes extrêmement variables, par exemple la structure colloïdale des composés de la phase **C-S-H** (appelé « gel » C-S-H) ou encore la forme hexagonale (plaquettes) des cristaux de portlandite **CaOH₂**.

Rappelons que les réactions d'hydratation des constituants du ciment Portland sont exothermiques, avec des vitesses d'hydratation de chaque constituant différentes. Au cours du temps, les produits d'hydratation se forment en diminuant la porosité initiale.

1.2.2. Description physique d'un matériau poreux

D'un point de vue générale, un matériau poreux de type béton ou roche, à l'état "naturel", est un milieu hétérogène tri-phasique constitué d'une phase solide (matrice) supposée indéformable et de deux phases fluides en équilibre thermodynamique: une phase liquide (eau) et une phase gazeuse (air+vapeur d'eau) assimilée à un gaz parfait (Figure I.1). La température de ces deux phases est supposée dans tous les cas supérieure à 0°C et inférieure à 100 °C afin d'écarter les états extrêmes de gel et d'ébullition de l'eau.

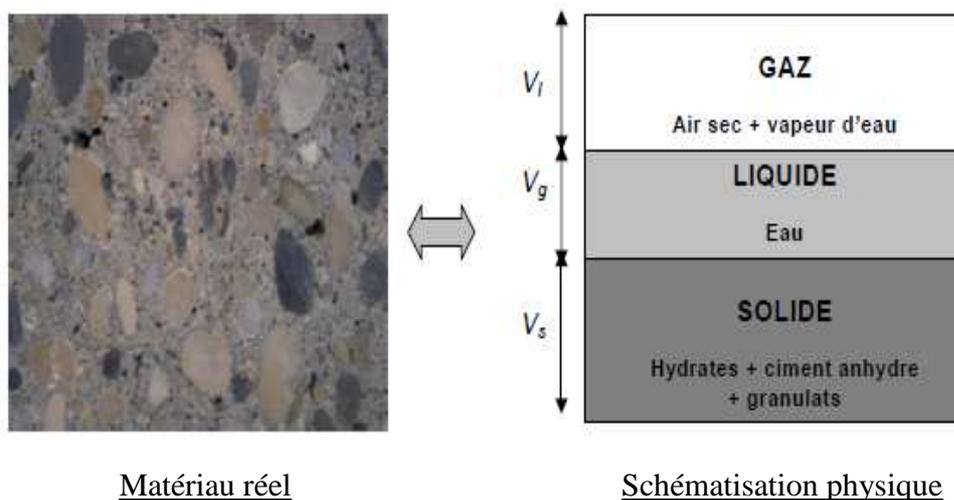


Figure 1.1 : Schématisation macroscopique d'un matériau poreux dans un état hydrique quelconque [1].

avec :

V_g , V_l , V_s sont respectivement le volume de la phase gazeuse, liquide et solide (m^3)

$V_v = V_g + V_l$: volume des vides (m^3)

1.2.3. Porosité

La pâte de ciment durcie contient des différents types de vides. Le réseau poreux du béton est plus ou moins continu. La porosité est la fraction volumique ε_i d'une phase i d'un milieu formé de n phases est égale au rapport du volume occupé par la phase i au volume total $V = V_v + V_s$, la somme des ε_i est donc égale à l'unité. Elle est notée ε_0 , et est donnée par :

$$\varepsilon = \frac{V_v}{V} = \frac{V_l + V_g}{V} = \frac{V - V_s}{V} \quad (1.1)$$

Cette porosité est divisée en deux types en fonction de sa position par rapport au milieu extérieur (Tableau 1.1 et Figure 1.2), la porosité fermée correspondant à l'ensemble des pores ou cellules fermées, et la porosité utile ou accessible. La première joue un rôle important vis-à-vis des propriétés mécaniques et thermiques mais n'est pas concernée par les phénomènes de diffusion ou d'écoulement. La deuxième, est la porosité utile ou accessible, elle joue un rôle important dans le processus de transport d'humidité et conditionne la durabilité du matériau. On définit la porosité utile ou accessible par :

$$\varepsilon_u = \frac{V_u}{V} \quad (1.2)$$

où V_u est le volume des pores ouverts (volume utile ou accessible).

Tableau 1.1: Définition des différents types de porosité d'un matériau [1].

Porosité	Définition
totale	Ensemble des vides fermés et ouvertes
Résiduelle	Ensemble des vides fermés
Accessible	Ensemble des vides ouvertes
Libre	Partie de la porosité accessible où les fluides peuvent librement circuler
Piégée	Partie de la porosité accessible ne permettant pas la récupération des fluides
Primaire	Ensemble des vides présentes dès la mise en place du matériau (air occlus)
Secondaire	Ensemble des vides fermés après la mise en place du matériau

Les vides fermés n'interviennent pas dans les propriétés de transfert, nous ne nous intéresserons dans cette étude qu'aux vides ouvertes. La porosité primaire se forme au moment de la mise en place de la pâte, ce sont des vides quasi-sphériques dus à l'air occlus, c'est-à-dire l'air entrant dans la pâte au moment du malaxage. La porosité secondaire se forme lors de la déshydratation du matériau, avec l'évaporation de l'eau interstitielle et l'apparition de fissures [2].

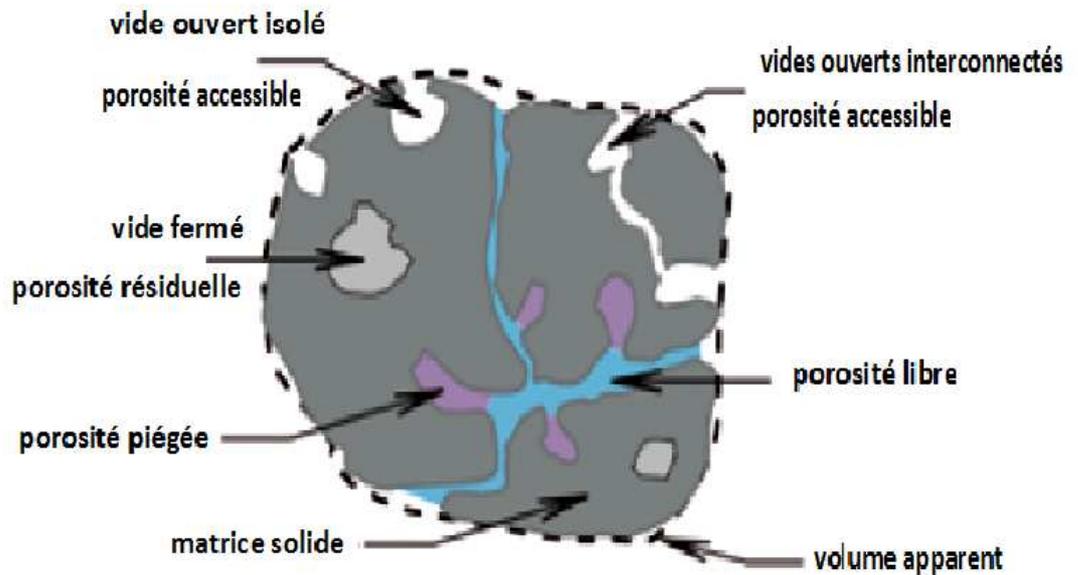


Figure 1.2: Différents types de porosité d'un matériau poreux d'après **J.P. Ollivier et Vicbot [3]**.

1.2.4. Classification des pores

Plusieurs chercheurs rapportent différentes classifications de la structure poreuse du béton et de l'eau qu'elle contient (**Mehta**, 1986; **Baroghel-Bouny**, 1994; **Marchand et Pigeon**, 1996; **Maltais et coll**, 1997; **Mindess et coll**, 2003; **Maltais**, 2006; **Delmas**, 2006) [4-10]. Le tableau 1.2 présente ces caractéristiques en fonction de la classification proposée par l'union internationale de la chimie pure et appliquée. Cette classification est basée sur le diamètre des pores [11].

Tableau 1.2: Classification des pores.

Identification	Diamètre moyen	Caractéristiques du Pore	Caractéristiques de l'eau
Micropores	< 2nm	Font partie intégrante des C-S-H	Eau très fortement absorbée
Mésopores	2 nm à 50 nm	Pores capillaires	Eau soumise à des tensions de surface
Macropores	50 nm à 10 μ m	Pores capillaires	Eau libre
Bulles d'aire	> 10 μ m	--	Eau libre

La figure 1.3 présentée les différentes gammes de pores dans un mortier et les différentes techniques de mesures utilisées dans le but de caractériser le réseau poreux d'après **Delmas**, 2006 et **Baroghel-Bouny**,1994 [2,10].

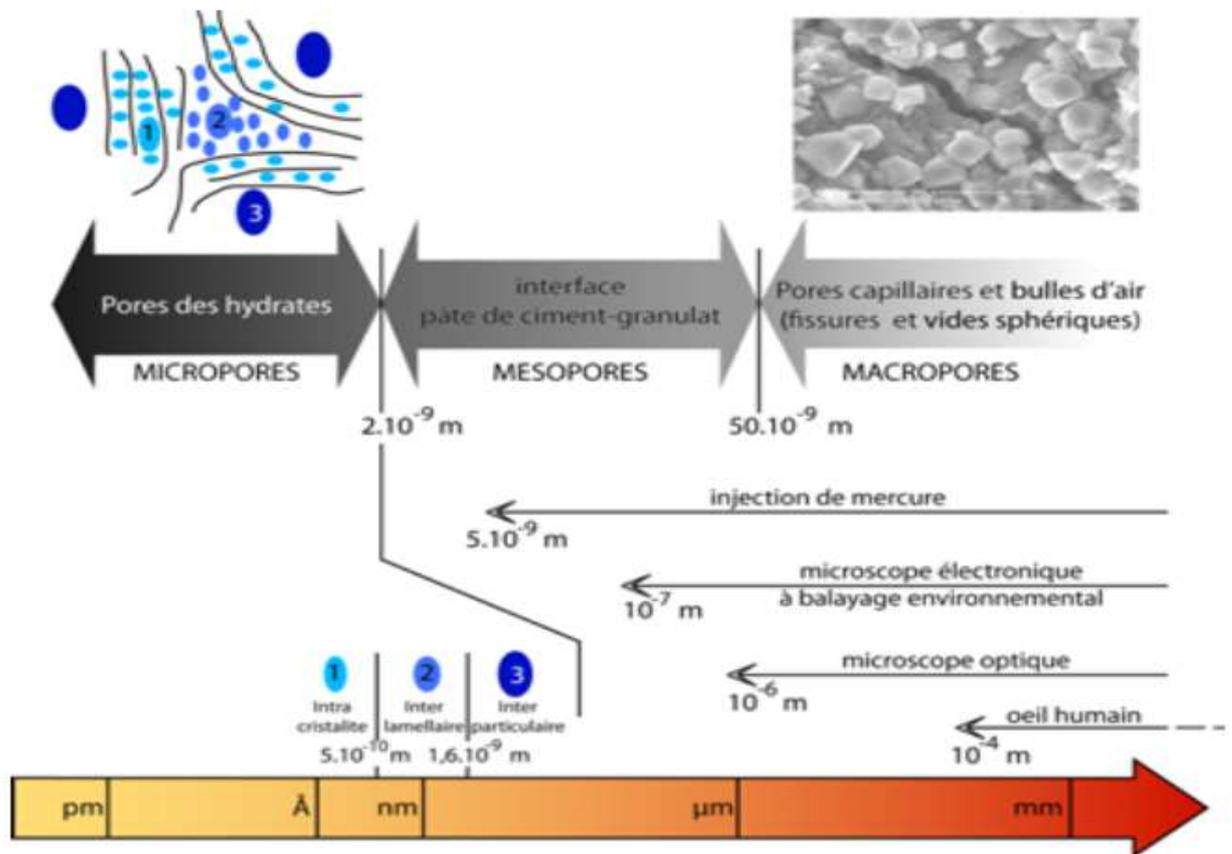


Figure 1.3: Echelle des différentes gammes de pores dans un mortier [2,10].

La structure poreuse de la pâte de ciment hydratée et du béton durcis peut être caractérisée par deux paramètres accessibles à la mesure. Il s'agit de la porosité (porosité volumique totale, rayon de pore et la distribution de la taille des pores) et de la surface spécifique.

1.2.4.1. Micropores

La première porosité, dite porosité nanométrique, est due à la porosité intrinsèque de certains hydrates et en particulier les **C-S-H** qui ont une structure lamellaire, les gels de **C-S-H** sont modélisés par une structure en feuillets.

Trois types de porosité leur sont associés (Figure 1.3 et Figure 1.4):

- ✓ Les pores intra cristallites (espaces inter-feuillets) situés à l'intérieur des particules de gel C-S-H ($r < 0,6 \text{ nm}$);
- ✓ Les pores inter cristallites (espaces inter lamellaires) situés entre les lamelles de gel C-S-H ($0,6 < r < 1,6 \text{ nm}$);
- ✓ Les pores inter-particulaires ($1,6 < r < 2 \text{ nm}$)

L'ordre de grandeur de ces pores est de 0,1 à 2 nm. A cette échelle, les effets surfaciques tels la pression capillaire ou l'absorption dans les pores sont prépondérants devant les phénomènes de transport tels que le transport diffusif.

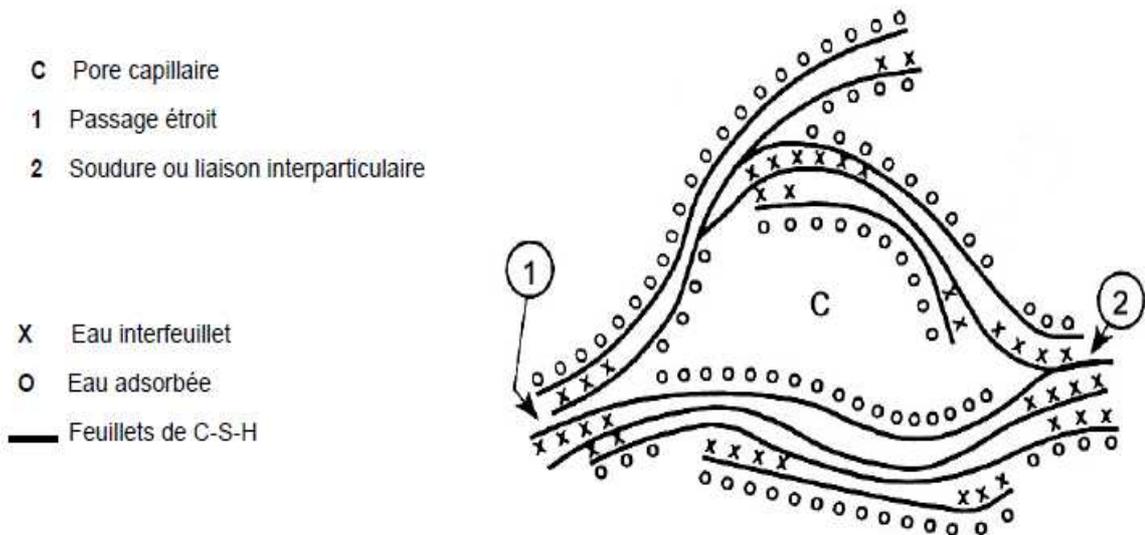


Figure 1.4 : Modèle de Feldman et Sereda, revu par Sierra 1982 [12].

1.2.4.2. Mésopores

Ils constituent principalement les pores inter-granulaires. Alors que les fissures forment des capillaires intrinsèques à la pâte de ciment observée déshydratée, des caractéristiques particulières ont été observées dès 1956 par Farran [10,13] dans la zone située près de l'interface entre les granulats et la pâte de ciment. La microstructure et les propriétés du matériau sont différentes de celles du reste de la pâte (Figure 1.5). On appelle cette zone qui s'étend sur 50 nm environ [14], la **zone de transition interfaciale**. Chaque fois qu'un agrégat est incorporé dans une pâte de ciment, une zone de transition interfaciale est formée. Au voisinage de l'agrégat, un **film duplex de 1 à 2 µm** d'épaisseur est généralement observé.

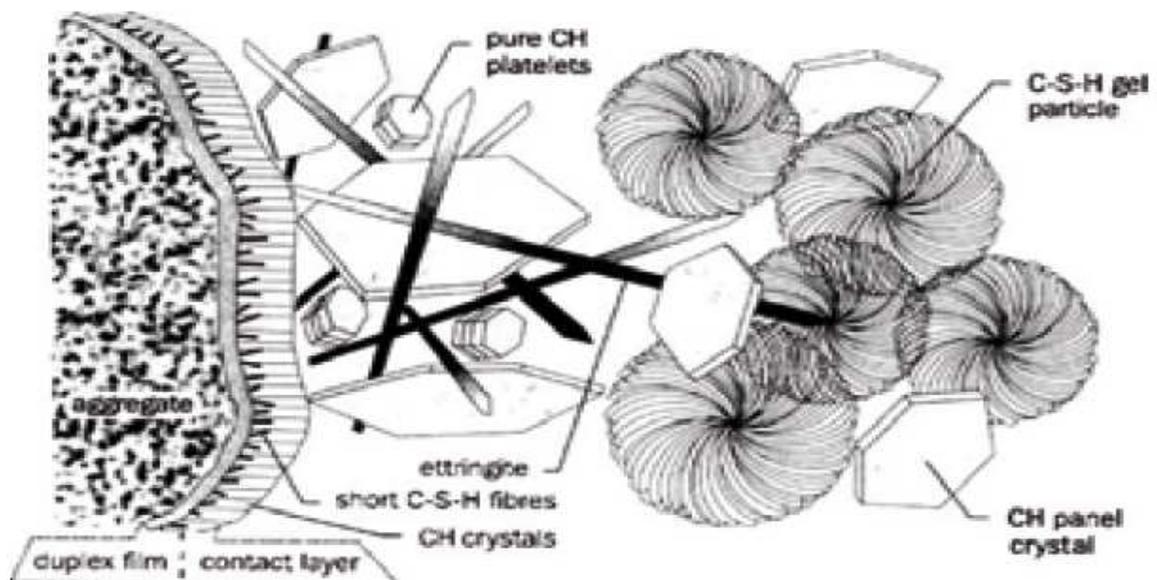


Figure 1.5: Schéma de la zone de transition interfaciale d'après Van Breugel et al. 2004 [15].

1.2.4.3. Macropores

La porosité capillaire a une taille entre 50 nm à 10 μm . Cette porosité représente la partie de volume brut qui n'a pas été complètement remplie par les produits d'hydratation (espace résiduel entre des grains de ciment). Ce volume des pores capillaires dépend fortement du rapport E/C, puisque plus ce rapport est élevé, plus les grains de ciment sont initialement écartés et l'espace à combler par les hydrates est important. La plupart des phénomènes de transport se produisent au sein de cette porosité, ou que l'échange d'espèces par diffusion avec l'environnement extérieur se fait. Cette porosité peut être partiellement ou totalement connectée. La représentation schématique suivante (Figure 1.6) donnée par **Mehta, 1986 [4]**, permet de visualiser le type de répartition porométrique susceptible d'exister au sein d'une pâte de ciment durcie.

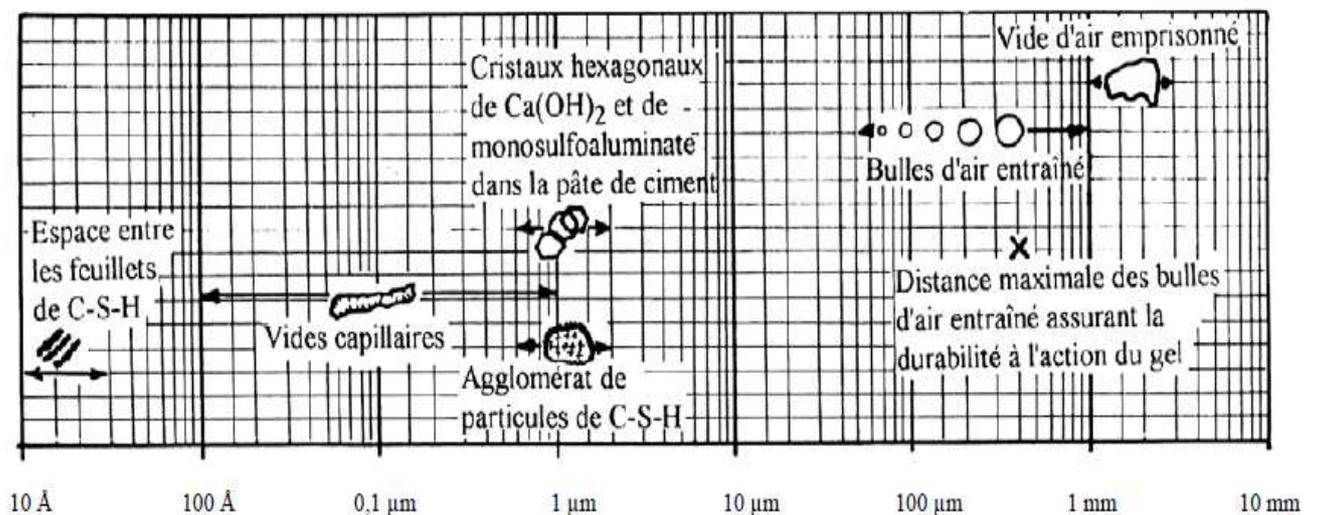


Figure 1.6: Schéma des différentes formes de porosité dans la pâte de ciment durcie donnée par **Mehta, 1986 [4]**.

1.2.4.4. Les bulles d'air

Pour la description de l'espace poral du béton, il convient d'ajouter les pores vides qui sont due aux inclusions d'air occlus créés pendant le malaxage ou l'air entraîné par les adjuvants (entraîneur d'air). Ils sont détectables par microscopie optique, et parfois à l'œil nu. Les pores vides ont une dimension moyenne de 100 μm mais pouvant être plus larges (jusqu'à quelques mm). En principe, les pores vides sont peu importants au regard des transferts hydriques, puisqu'ils ne peuvent pas se saturer d'eau. Cependant, en combinaison avec les fissures, ils peuvent tout de même rendre le matériau plus vulnérable aux attaques chimiques de l'environnement et à la diffusion des gaz (comme le CO_2 notamment).

La figure 1.7 représentée classification des pores selon différents chercheurs [16].

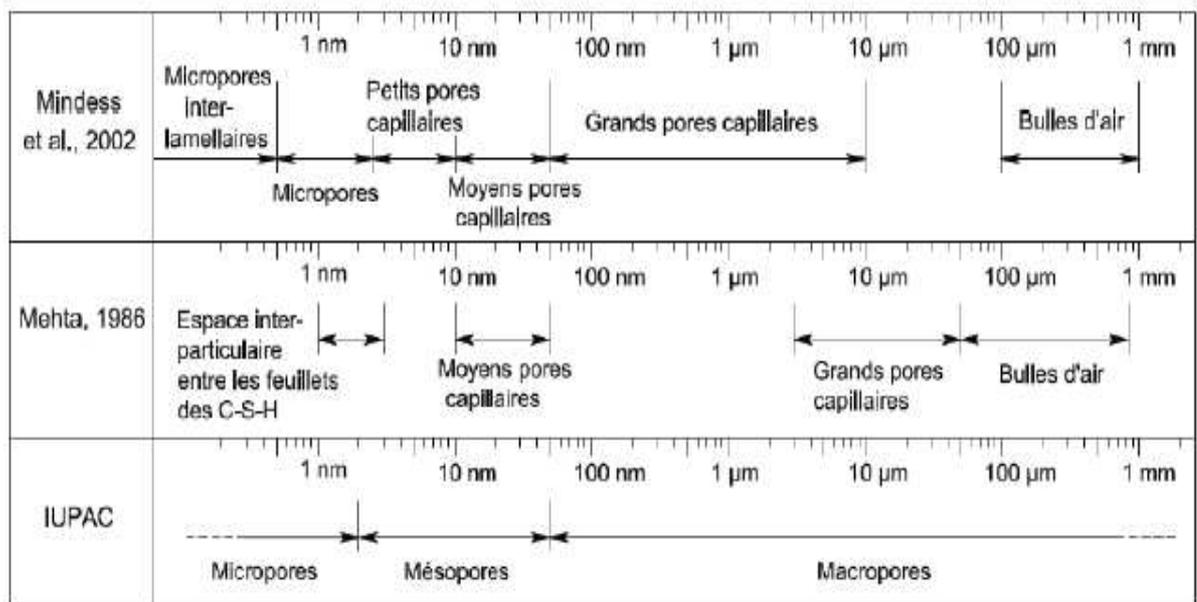


Figure 1.7: Classification des pores selon différents auteurs [16].

1.2.5. Connectivité

La connectivité est un paramètre topologique qui mesure le degré d'interconnexion d'un milieu poreux, en général, il est préférable que le réseau de pores capillaires soit constitué de pores les plus petits possibles car le degré d'interconnexion y est plus faible [17]. Pour un E/C plus faible, la porosité capillaire est en fait constituée d'un réseau de pores plus fin et plus discontinue [18]. La perméabilité de la pâte s'en trouve alors considérablement diminuée car il y a moins de chemins préférentiels pour le passage des liquides, des gaz ou des ions potentiellement agressifs (figure I.8).

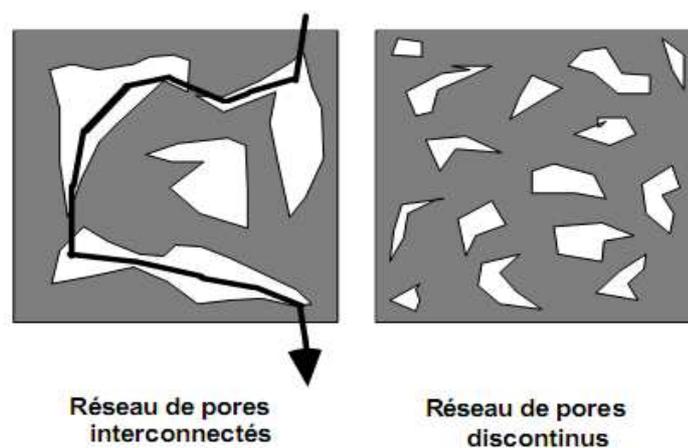


Figure I.8 : Influence du degré d'inter-connectivité sur la perméabilité de la pâte [19].

Remarquons qu'un pore isolé, mais qui se connecte par exemple par microfissuration aux pores interconnectés, peut désormais participer aux écoulements à travers le matériau. On a alors une connectivité qui augmente par fissuration.

1.2.6. Tortuosité

La tortuosité τ , caractérise le chemin d'écoulement d'un fluide à travers le réseau poreux.

Selon d'autres auteurs, elle est définie par:
$$\tau = \left(\frac{Le}{L}\right)^2 \quad (1.3)$$

avec:

- ✓ Le : longueur effective du déplacement du fluide, c'est à dire la longueur moyenne des lignes de courant du fluide.
- ✓ L : distance parcourue par le fluide, c'est à dire la longueur de l'échantillon poreux dans la direction de l'écoulement.

1.2.7. Degré de saturation

Le degré de saturation du réseau de pores capillaire exerce une grande influence sur les perméabilités du béton (Fig. 1.9):

- ✓ Un réseau de pores capillaires faiblement saturé (stades a, b et c) facilite le passage des gaz par diffusion en phase gazeuse. (diffusion de vapeur, O_2 ou CO_2). L'écoulement de la phase liquide et la diffusion ionique sont très lents.
- ✓ Plus le degré de saturation du réseau de pores s'accroît, plus le passage des gaz est difficile car, en certains endroits, la diffusion doit se faire à travers la phase liquide. Un réseau de pores fortement saturé (stade e) devient pratiquement imperméable aux gaz.
- ✓ Dans les réseaux de pores fortement saturés (stades e, f et g) l'écoulement de la phase liquide (eau) devient beaucoup plus facile et la diffusion des ions en solution est beaucoup plus rapide en raison de la grande disponibilité de la phase liquide.

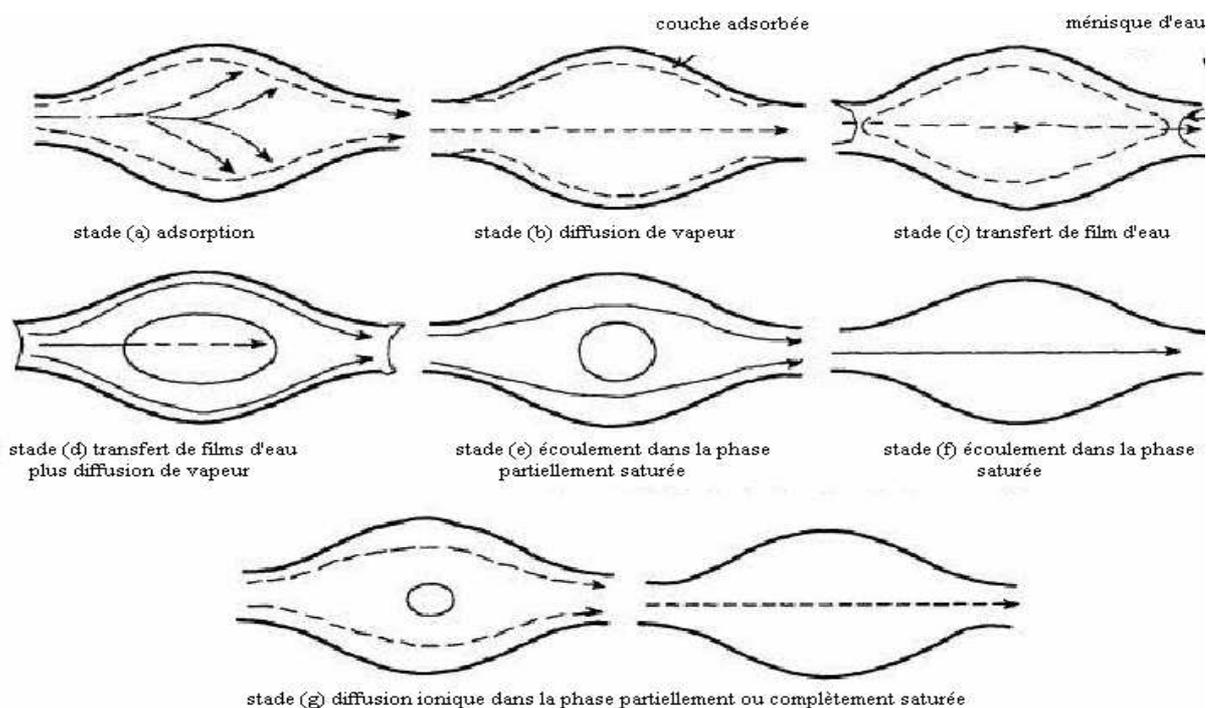


Figure 1.9 : Modèles idéalisés du mouvement de l'eau et des ions dans les pores du béton [20].

1.2.8. Masse volumique apparente sèche

Elle est définie comme le rapport de la masse du solide au volume total apparent, soit:

$$\rho_{app} = \frac{\rho_s V_s}{V} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (1.4)$$

1.2.9. Teneur en eau

Massique ou pondérale :

$$\omega = \frac{\text{masse d'eau}}{\text{masse de solide}} = \frac{M_T - \rho_s V_s}{\rho_s V_s} \quad (1.5)$$

Volumique :

$$\theta = \frac{\text{volume d'eau liquide}}{\text{volume apparent}} = \omega \frac{\rho_{app}}{\rho_l} \quad (1.6)$$

Expérimentalement, la détermination de la teneur en eau suppose le plus souvent de définir un état sec de référence qui possède un caractère purement conventionnel. Dans ce cadre, les relations (1.4) et (1.5) sont généralement substituées par les définitions suivantes :

$$\rho_{app} = \frac{\text{masse sèche}}{\text{volume apparent}} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (1.7)$$

$$\omega = \frac{\text{masse humide} - \text{masse sèche}}{\text{masse sèche}} \quad [\text{kg/kg}] \quad (1.8)$$

La phase gazeuse peut être caractérisée par sa teneur volumique ($\varepsilon - \theta$), sa pression (généralement considérée comme égale à la pression atmosphérique) et un paramètre définissant la teneur en vapeur d'eau qu'elle contient. Ce dernier pourra être, par exemple:

➤ **La pression partielle de vapeur d'eau :**

$$P_v = \phi P_{vs}(T) \quad [\text{Pa}] \quad (1.9)$$

où ϕ est l'humidité relative du milieu et P_{vs} la pression de vapeur à saturation à la température T considérée.

➤ **La masse volumique de la vapeur d'eau :**

$$\begin{aligned} \rho_v &= \frac{M}{RT} P_v = \frac{M}{RT} \phi P_{vs}(T) \\ &= \phi \rho_{vs} \end{aligned} \quad (1.10)$$

M la masse molaire de la vapeur d'eau ($= 18.10^{-3} \text{ Kg/mole}$) ; R la constante de gaz parfait ($= 8.3143 \text{ J.mole}^{-1} \text{ K}^{-1}$) ; T Température (K).

1.2.10. Principales techniques de caractérisation texturale des matériaux poreux

La caractérisation texturale des matériaux poreux peut s'effectuer par différentes techniques expérimentales (figure 1.10 et tableau 1.3). La détermination de la taille des pores est beaucoup plus complexe. L'espace poreux est continu, et il n'est pas évident de le décrire par un assemblage de pores ayant des formes géométriques simples. En pratique, les méthodes de mesure font appel

à différents principes, et à chacune d'elles correspond une convention pour la définition du pore et de sa taille.

Tableau 1.3: Principales techniques de caractérisation texturale des matériaux poreux [16]

Catégorie	Technique
Analyse d'images	Microscopie Optique Microscopie électronique à balayage
Diffraction	Diffusion des rayons X aux petits angles (SAXS) Diffusion des neutrons aux petits angles (SANS)
Dynamique des fluides	Perméamétrie (exemple : à air, méthode de BLAINE)
Hydrostatique	Porosité accessible à l'eau par pesée hydrostatique Intrusion de Mercure Pycnométrie aux gaz (hélium) et aux liquides
Calorimétrie	Thermoporométrie Microcalorimétrie d'adsorption
Absorption/condensation	Adsorption de gaz ou de vapeur (N ₂ , H ₂ O, He, Ar, etc.)

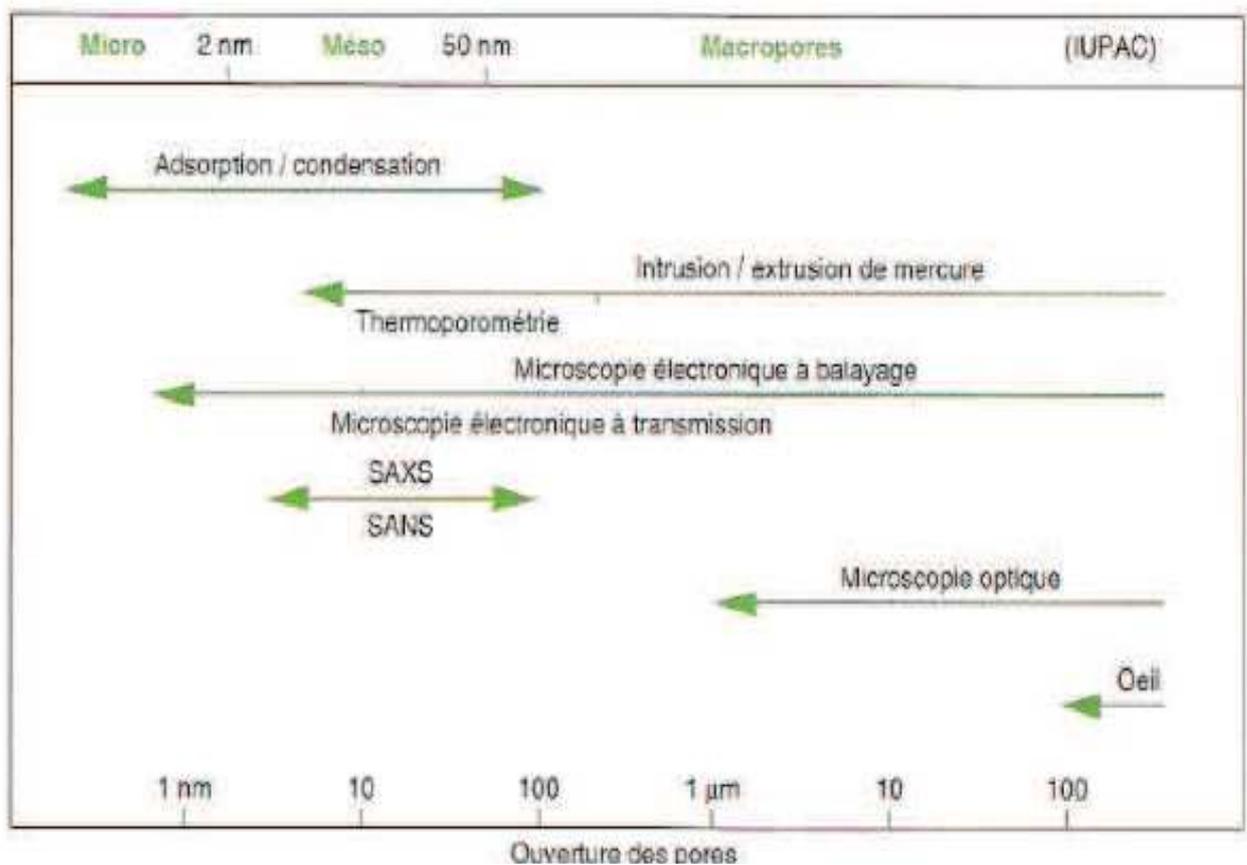


Figure 1.10: Domaine d'utilisation des principales techniques de caractérisation texturale des matériaux poreux [16].

Trois méthodes sont principalement utilisées pour caractériser la structure poreuse des bétons [21].

- ✓ La première repose sur l'exploitation des isothermes de sorption d'eau. Elle suppose qu'il y a coexistence d'eau liquide condensée dans les pores et d'eau adsorbée sur les parois des pores. La distribution de la taille des pores est obtenue à partir de courbe de désorption en faisant l'hypothèse que les pores soient cylindriques, que le rayon des pores remplis d'eau est donné par la relation de **Kelvin-Laplace** et que les pores sont recouverts d'une couche d'eau dont l'épaisseur varie avec l'humidité relative. Cette méthode est particulièrement utilisée pour caractériser les pores dont le rayon est de l'ordre de la dizaine de nm.
- ✓ La deuxième méthode utilise l'analyse d'images. Des images numériques de sections polies de béton obtenues généralement en microscopie électronique à balayage sont analysées. Grâce à des traitements morphologiques et aux outils de la stéréologie, cette méthode est aussi utilisée pour connaître les teneurs volumiques des différents hydrates et les degrés d'hydratation. Par contre, la dimension des pores ne se mesure pas facilement en analyse d'images. Il faudrait pour cela disposer d'images à fort grandissement, car les plus petits pores des hydrates sont de l'ordre du nanomètre.
- ✓ La troisième méthode, la plus utilisée, est la porosimétrie au mercure. Un échantillon préalablement séché est soumis à des pressions croissantes de mercure. Ce liquide non mouillant pénètre progressivement dans le matériau. Cette méthode nécessite un séchage préalable de l'échantillon qui risque de modifier sa microstructure. On peut considérer que le porosimètre à mercure donne une information sur le diamètre d'accès aux pores. Le porosimètre à mercure permet aussi d'évaluer la porosité ouverte, le volume des vides ouverts étant calculé par le volume total de mercure injecté dans l'échantillon à haute pression. Les valeurs obtenues ainsi sont systématiquement inférieures à celles mesurées à l'eau [22, 23].

Dans la pratique courante de la description de la structure poreuse des bétons, ces méthodes ne sont que rarement utilisées. La comparaison de données montre que les résultats varient beaucoup selon la méthode utilisée. Par exemple, la figure 1.11 illustre les différences entre analyse d'images et porosimétrie au mercure. La première méthode est limitée à des tailles de pores de l'ordre du micromètre à cause des grandissements maximaux utilisables en microscopie à balayage, mais on remarque bien que la porosimétrie au mercure surévalue fortement le volume des petits pores. Dans ce qui suit, les structures poreuses seront caractérisées au moyen du porosimètre à mercure, car le domaine de taille des pores obtenu par cette méthode est le plus étendu, et les données sont plus nombreuses dans la littérature scientifique. Il faut toutefois

conserver en mémoire que la représentation donnée par cette méthode comporte de nombreux biais et qu'il convient de les analyser de façon comparative.

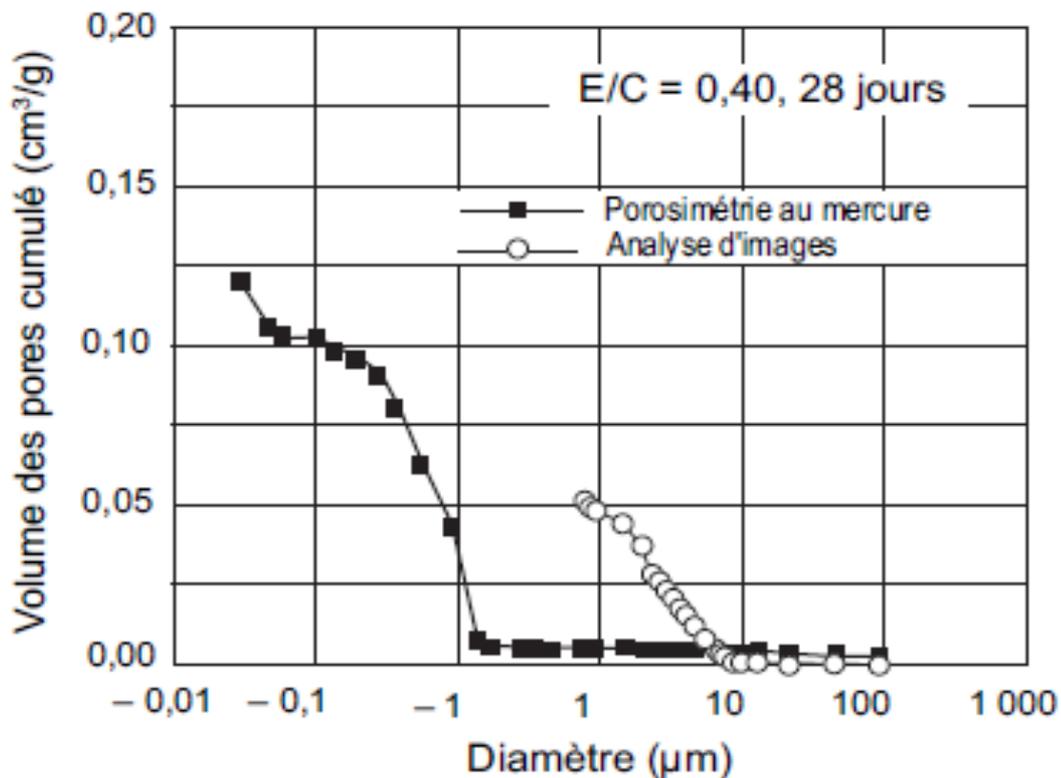


Figure 1.11: Structure poreuse d'une pâte de ciment Portland (E/C = 0,40, 28 jours). Comparaison entre les données de porosimétrie au mercure et d'analyse d'images [24]

Ce résultat est généralement expliqué par le fait que le porosimètre à mercure ne comptabilise pas les très petits pores car la pression maximale appliquée est limitée alors que tous les pores sont en principe accessibles à l'eau.

1.3. Paramètres influençant la structure poreuse du béton

1.3.1. Rapport E/C

Le rapport E/C a une importance considérable sur l'interconnexion du réseau poreux. De nombreuses recherches ont été menées pour déterminer l'influence du rapport E/C sur la structure poreuse du béton.

D'après MEHTA P.K., MANMOHAN D [25] la figure 1.12 présente l'influence de rapport E/C sur la structure porosimétrique à l'âge de 28 jours, les pores capillaires de dimension supérieure à 100 nm ne subsistent plus que dans les pâtes gâchées avec des rapports E/C supérieurs à 0,50.

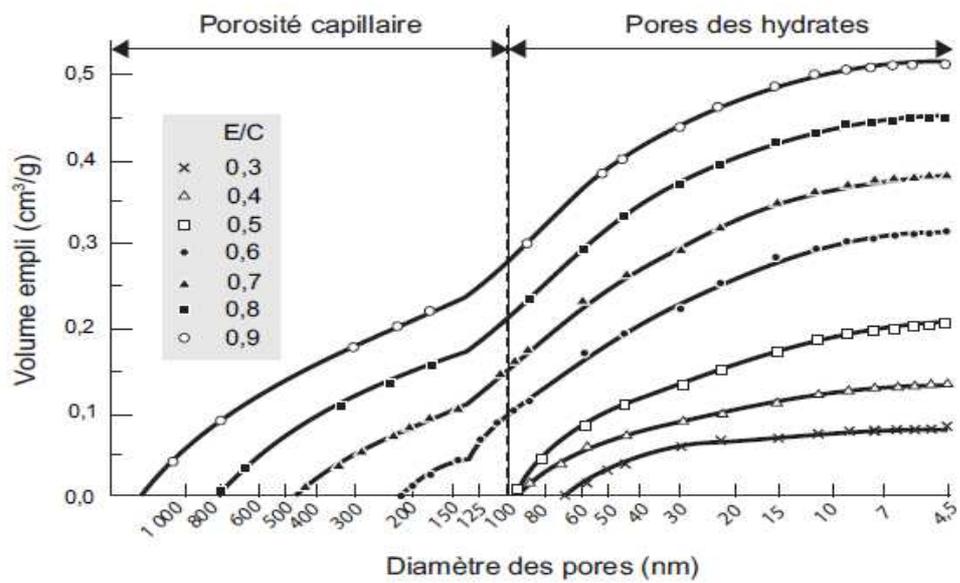


Figure 1.12: Influence du rapport E/C sur l'évolution porosimétrique de pâtes de ciment Portland âgées de 28 jours [25].

La figure 1.12 montre que la porosité capillaire n'existe plus à hydratation complète que pour des rapports E/C inférieurs à 0,42 (conditions des essais rapportés ici). Au-dessus de ce seuil, pour un rapport E/C de 0,50, la figure ne montre néanmoins plus de porosité capillaire à 28 jours, âge pour lequel l'hydratation est loin d'être achevée. En fait, cette contradiction n'est qu'apparente et cette différence met en évidence un autre phénomène important : la *connectivité des pores capillaires*. L'interconnexion des pores capillaires est une caractéristique importante, car elle influe sur les possibilités de transfert dans le béton. Selon que les pores capillaires sont ou non interconnectés, la dimension des chemins de pénétration des espèces agressives est fortement modifiée [21].

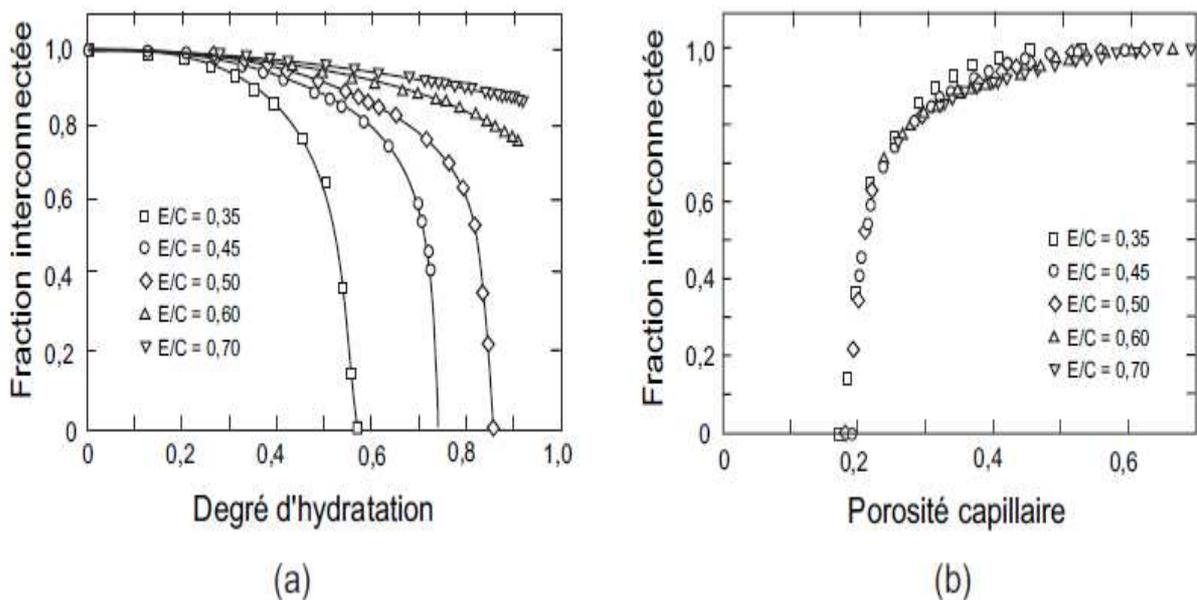


Figure 1.13: Interconnexion du réseau des pores capillaires [26].

La figure 1.13a montre la variation de fraction des capillaires interconnectés en fonction du degré d'hydratation pour différents rapport E/C. En transformant ces données en fonction de la porosité capillaire (figure 1.13b), une courbe unique est obtenue. L'interconnexion des pores capillaires ne dépend que de la porosité capillaire. En dessous d'une porosité capillaire de 18 % les pores capillaires ne sont plus interconnectés [21].

La figure 1.14 illustre l'influence du rapport E/C et du degré d'hydratation sur l'interconnexion des capillaires. Pour des rapports E/C supérieurs à 0,7, la porosité capillaire est toujours interconnectée. Les transferts dans ces matériaux ont donc toujours lieu à travers un système interconnecté de pores capillaires quel que soit le degré d'hydratation donc quel que soit l'âge.

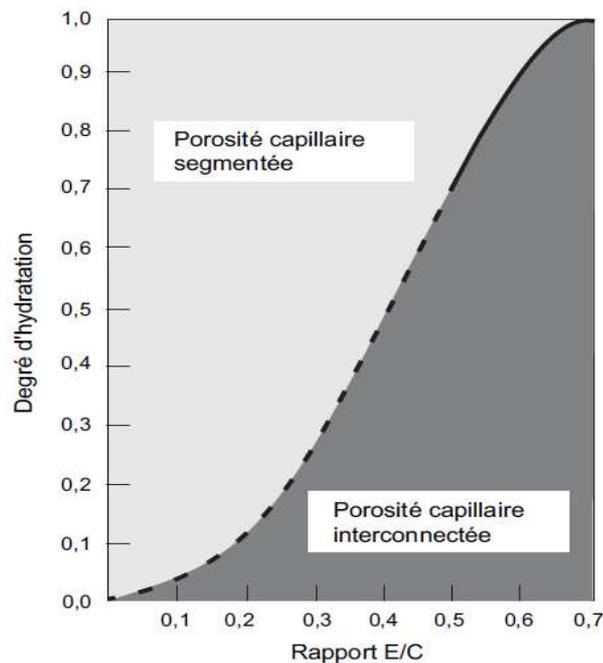


Figure 1.14: Influence du rapport E/C et du degré d'hydratation sur la continuité des pores capillaires [27].

La valeur limite la plus élevée, qui correspond donc à l'environnement le moins agressif, est égale à 0,65. Dans ce cas on admet donc que les transferts puissent se produire à travers la porosité capillaire mais dès que l'agressivité des environnements augmente les valeurs limites diminuent.. La figure 1.14 montre que dans ce cas la porosité capillaire n'est plus continue dès 60 % d'hydratation. Lorsque le degré d'hydratation est supérieur à 0,7, les pores capillaires sont toujours reliés entre eux. Lorsque le rapport E/C de gâchage diminue en dessous de cette valeur, la segmentation du réseau capillaire s'obtient à des degrés d'hydratation plus faibles. La dimension des pores capillaires étant beaucoup plus grande, ils jouent un rôle prépondérant dans les transferts et la durabilité des bétons. La porosité capillaire diminue avec le rapport E/C et avec le degré d'hydratation. Un autre facteur important est la connectivité des pores capillaires. Pour une porosité capillaire inférieure à 18 %, les pores capillaires ne communiquent plus entre eux [21].

1.3.2. Influence de la durée de cure humide

La figure 1.15 montre l'influence de la durée de cure sur la porosité capillaire. Une période de cure plus longue diminue très significativement la perméabilité parce qu'elle favorise l'hydratation qui a pour effet de colmater les capillaires existants.

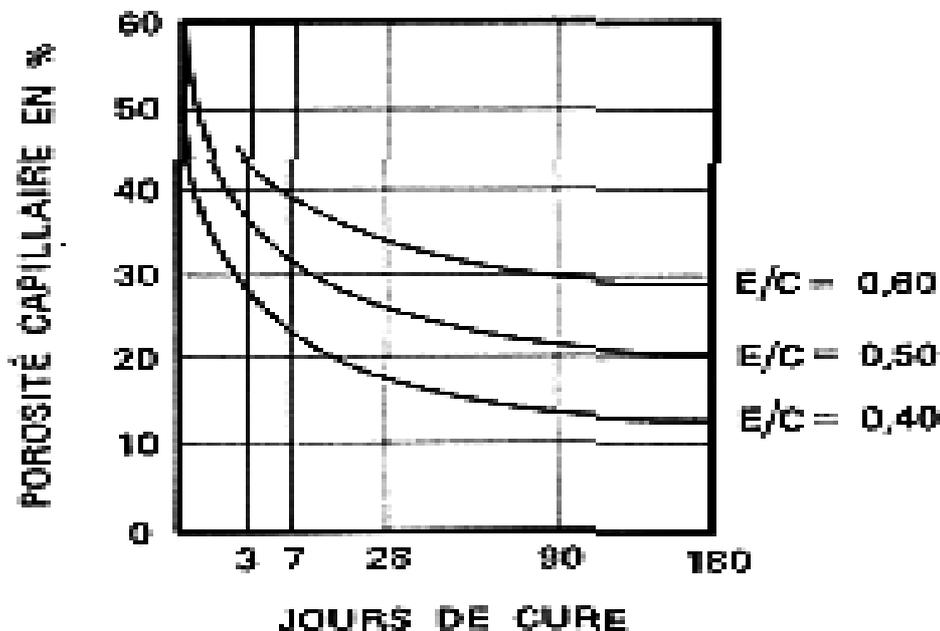


Figure I.15 : Evolution de la porosité capillaire en fonction de la durée de la cure [28].

1.3.3. Influence de type du ciment

La qualité du béton est la première condition d'une bonne durabilité. Puisque les CEM II aux calcaires produisent à peu près les mêmes hydrates que les CEM I, l'important pour la qualité d'un béton n'est pas la quantité de ciment en soi, mais plutôt la quantité d'hydrates, la porosité et la taille des pores. Les travaux de **RANC R** et **CARIOU B** [29], que nous présentons ci-après, montrent que ces caractéristiques sont les mêmes, à classe de résistance identique, pour un CEM I et un CEM II aux calcaires. Notons que pour une même classe de résistance, non seulement la finesse globale, mais aussi la finesse du clinker est plus grande pour le CEM II que pour le CEM I. Des pâtes de ciment et des mortiers ($E/C = 0,50$) préparés avec ces deux types de ciment ont été testés à 1, 2, 7 et 28 jours. À chaque échéance, la porosité totale et la distribution de la taille des pores ont été mesurées. Cette distribution est approximativement la même les deux types de ciment CEM I et CEM II aux calcaire (figure 1.16) [21].

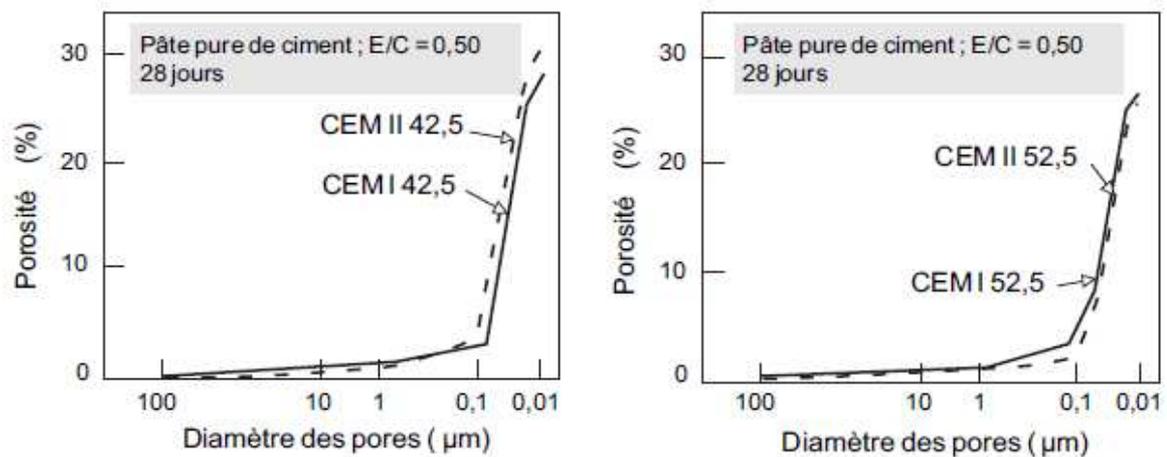


Figure 1.16: les distributions de la taille des pores d'un CEM I et d'un CEM II aux calcaires de même classe de résistance sont analogues, d'après [29].

1.3.4. Influence du degré de saturation

La perméabilité au gaz diminue avec le degré de saturation du béton à la différence de la perméabilité à l'eau qui augmente lors d'une imbibition [30]. Un séchage modéré ne permet pas le drainage des pores les plus fins, et la perméabilité mesurée est sous évaluée. Un séchage trop poussé entraîne une dégradation de la microstructure du matériau conduisant à une perméabilité artificiellement accrue ou à une surévaluation de la perméabilité du béton en service. Un béton poreux avec une saturation d'eau élevée peut témoigner d'une perméabilité au gaz inférieure à un béton à haute résistance sec (peu poreux). C'est pourquoi les échantillons doivent autant que possible être séchés avant d'effectuer une mesure [31].

Le choix de la température de séchage est délicat. En effet, une température trop élevée peut engendrer une évaporation de l'eau liée et une modification des hydrates: l'ettringite puis le C-S-H [32-33]. Généralement, il convient d'appliquer un séchage par paliers de température croissants, de manière à diminuer d'une part les gradients de température et d'autre part les gradients hydriques. Cependant, une comparaison entre un béton séché par paliers de température croissants, et un béton ayant subi un séchage appliqué directement à 105°C montre que la perméabilité au gaz n'augmente que légèrement [31,34].

1.3.5. Influence de la température

L'influence de la température sur la perméabilité à l'eau du béton a fait l'objet d'une étude menée par *Jooss et Reinhard* [35]. Les auteurs ont trouvé que la température a une influence sur la perméabilité à l'eau. En effet, la perméabilité augmente entre 13 à 62% quand la température est augmentée de 20 à 50°C, puis de 3 à 55% additionnels quand la température atteint 80°C selon le type de béton. Cette variation du taux d'augmentation dépend du type de béton. Ces auteurs

expliquent ces effets par la diminution de la viscosité de l'eau avec la température, ce qui provoque une augmentation de la conductivité hydraulique.

1.3.6. Interface pâte – granulat

1.3.6.1. Définition

Dans un béton, la liaison qui s'établit au cours de l'hydratation entre la matrice cimentaire et les granulats qu'elle enrobe, se traduit par une zone de pâte particulière appelée «auréole de transition» [36-40]. Cette interface présente une porosité plus importante que le reste de la matrice; les pores, plus grossiers dans cette zone, deviennent un réseau de cheminement privilégié pour les transferts. **Salih** [41] a montré que la perméabilité de l'interface est plus grande que celle de la matrice. L'épaisseur de cette zone augmente avec la taille du granulat et le rapport E/C, mais reste dans tous les cas inférieure à 50 μm . Cette spécificité des matériaux cimentaires est causée par un excès local d'eau : un film liquide se forme sur la surface du granulat au moment du gâchage, modifiant la liaison au cours de l'hydratation entre la matrice cimentaire et le granulat. Cette liaison dépend de la concentration en ciment, des conditions de conservation et de la nature des granulats.

Nous présentons dans la figure 1.17 le modèle de **Diamond** [42-43] et **Diamond** [96], pour lequel nous observons une zone de pâte hydratée particulière autour des granulats. Sa première couche est composée de cristaux de portlandite orientés perpendiculairement aux granulats. La deuxième couche d'épaisseur 0,5 μm , est composée de feuilletts de C-S-H. Après la deuxième couche, c'est la zone de forte porosité avec des grains de grande dimension et de faible cohésion. Cette zone est une zone de faiblesse lors de sollicitations mécaniques.

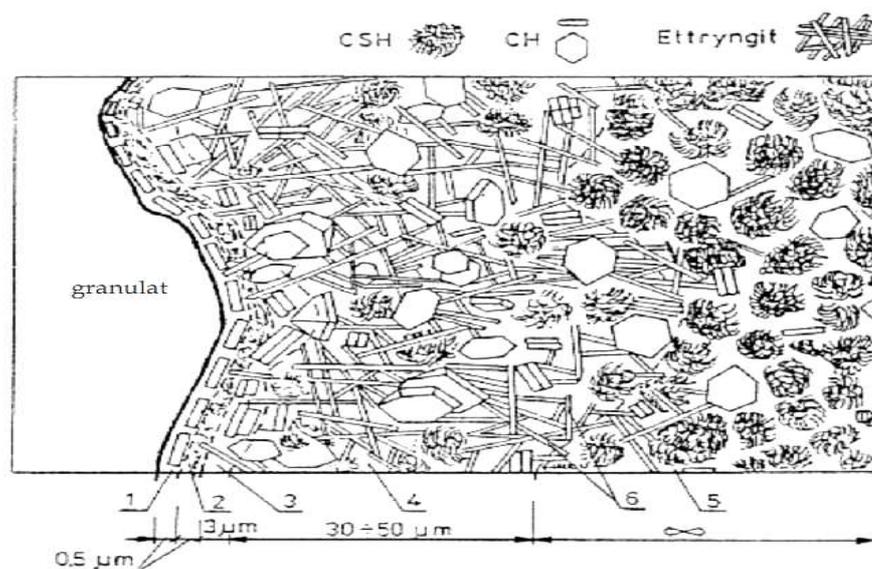


Figure 1.17: Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un béton [42-43].

1.3.6.2. Mécanisme de formation de la zone d'interphase

Dans la partie précédente, on a constaté que les propriétés de la zone d'interphase « granulats-matrice cimentaire » sont différentes de celles du cœur de la pâte de ciment. Cette partie expliquera le mécanisme de formation de cette zone. L'existence de la zone d'interphase est souvent attribuée à deux phénomènes principaux existant lors du contact granulats-pâte de ciment. D'une part, l'effet de paroi des granulats vis-à-vis des grains de ciment et, d'autre part, l'accumulation locale d'eau sous les granulats lors de la mise en place du béton (micro-ressuage). Ces phénomènes affectent l'arrangement initial des grains de ciment et le rapport E/C local au voisinage des granulats. A côté de ces phénomènes principaux, la formation de la zone d'interphase est également favorisée par l'effet de « croissance unilatérale » et par le transport de portlandite pendant le processus de l'hydratation [40].

1.3.6.3. Effet de paroi

Lors du contact granulats-pâte de ciment, les espaces adjacents à la surface des granulats ne peuvent pas être remplis par les grains de ciment. Ce phénomène, à une échelle plus petite, est similaire à l'effet de paroi existant entre la surface du béton et la paroi des coffrages. L'arrangement spatial des grains de ciment anhydres est plus lâche à l'approche de la surface des granulats [40].

Ceci conduit à un rapport E/C plus élevé par rapport au cœur de la pâte. Il en résulte que moins de grains de ciment peuvent s'hydrater et remplir les vides originaux (Neville, 2000) [44]. Plusieurs auteurs ont étudié l'effet de paroi sur l'empilement des particules. Caquot (1937) [45] a étudié l'effet de paroi du récipient dans le cas simple où les grains sont de même taille. La voie la plus simple pour calculer l'augmentation du volume des vides engendrée au contact de la surface plane du récipient, est d'admettre qu'elle est proportionnelle à la surface du plan et à la taille des grains. Cette approche ne tient cependant pas compte d'une éventuelle courbure de la surface. Ben-Aim (1970)[46] a amélioré cette approche en tenant compte de la courbure de la surface. Il utilise le volume perturbé V_p (dans l'unité de volume total du mélange) situé entre la paroi et la distance $d/2$ (Figure I.18). Dans ce volume, la compacité moyenne est $k_w\alpha$, avec $k_w < 1$, alors que α reste inchangée au centre du récipient [40].

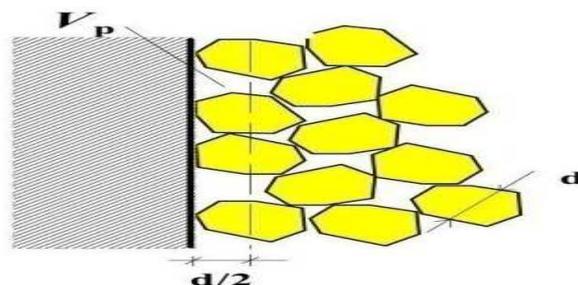


Figure 1.18: Modèle de Ben-Aim (1970) sur l'effet de paroi [46].

Plus récemment, **Scrivener & Pratt (1996) [47]** ont étudié l'impact de l'effet de paroi grâce à une description à deux et trois dimensions. Dans le cas de deux dimensions avec des particules de ciment circulaires et de taille unique, même si les particules sont en contact, la fraction de l'espace vide approche 100% au voisinage de la paroi (Figure I.19).

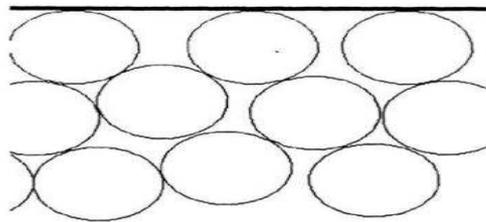


Figure 1.19: Hypothèse de l'empilement des cercles de taille unique contre une paroi en deux dimensions (**Scrivener & Pratt 1996) [47]**.

Dans le cas de 3 dimensions avec des particules de ciment sphériques et de taille unique, les cercles en ligne continue représentent des profils dans le plan de section et les autres en lignes pointillées indiquent les sections maximales de croisement. La zone grise représente la zone à l'interface qui manque de particules. Il apparaît un «film» comme un espace vide à l'interface, même si les particules sont en contact (Figure I.20).

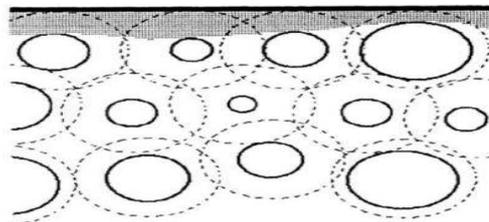


Figure 1.20: Hypothèse de l'empilement des sphères de taille unique contre une paroi en trois dimensions (**Scrivener & Pratt 1996) [47]**.

Bien que plusieurs modèles concernant l'effet de paroi aient été proposés, modéliser l'influence de ce phénomène sur la répartition des particules dans le béton reste toujours compliquée en raison de la taille des grains de ciment qui varie de moins de 1 μm à 100 μm .

1.3.6.4. Effet du micro-ressuage:

Le ressuage apparaît dans le béton frais à cause de la force de gravité. Les grains solides ont tendance à se déposer au fond, car ils ont une densité plus grande que la pâte fluide. L'eau de ressuage est piégée à la face inférieure des particules. Ces lentilles d'eau sont fréquentes, particulièrement dans la partie supérieure d'une masse de béton (Figure I.21) [40].

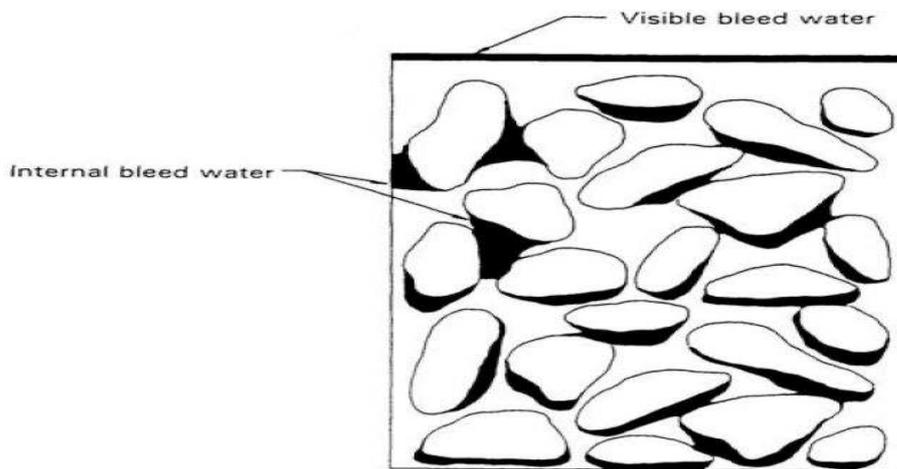


Figure 1.21: Ressuyage localisé dans le béton (Mehta 1986) [40].

Comme on l'a présenté, l'effet de paroi crée un film d'eau autour des granulats dès le contact granulat-pâte de ciment. Ce film d'eau devient plus important à cause de l'effet du micro ressuyage. Cela conduit à une augmentation du rapport E/C dans la zone d'interphase et par conséquent, provoque une structure irrégulière autour des granulats dont la zone du dessous est plus poreuse que celle du dessus. Ce phénomène a été confirmé par **Hoshino** (1989) [48] et **Baroghel-Bouny** (1994) [49]. Typiquement le micro-ressuyage est plus important dans le béton réel que dans les composites. Dans le cas des composites, la pierre n'a pas subi le processus de malaxage. Par contre, dans le béton réel, le mouvement relatif des granulats et des grains de ciment durant le malaxage peut conduire à former des zones à faible densité de pâte autour des granulats et à la saturation des vides sous les granulats. Il en résulte que le rapport E/C local est très important dans la zone d'interphase à la face inférieure des granulats. C'est pourquoi, l'effet du malaxage peut amener des écarts de la zone d'interphase entre les composites et le béton (K.L. Scrivener & P.L. Pratt 1996; Neville 2000) [40].

1.4. Etude de la relation entre la porosité et la résistance en compression

De nombreuses études ont montrés que la porosité de la matrice cimentaire est un facteur déterminant pour la résistance en compression des matériaux cimentaires, cette dernière étant d'autant plus élevée que la porosité de ces matériaux est faible [50-52]. Plusieurs chercheurs ont même tenté d'exprimer la relation existant entre ces deux grandeurs par des relations mathématiques simples. Selon **Odler I. & Rößler M** [50] les équations les plus caractéristiques proposées dans la littérature sont:

$$\checkmark \text{ L'équation de Baslshin: } \sigma = \sigma_0 \cdot (1 - P)^A \quad (1.11)$$

$$\checkmark \text{ L'équation de Ryshkovitch: } \sigma = \sigma_0 \cdot \exp(-B \cdot P) \quad (1.12)$$

$$\checkmark \text{ L'équation de Schiller: } R_c = D \cdot \ln\left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon}\right) \quad (1.13)$$

$$\checkmark \text{ L'équation de Hasselmann: } R_c = R_{c_0}(1 - A \cdot \varepsilon) \quad (1.14)$$

où: ε est la porosité,

ε_0 est la porosité lorsque la résistance en compression est nulle,

R_{c_0} est la résistance en compression lorsque la porosité est nulle,

R_c est la résistance en compression lorsque la porosité est égale à ε ,

A, B, D sont des constantes expérimentales.

Toutes ces équations répondent en premier lieu à un besoin de modélisation phénoménologique du comportement des pâtes cimentaires. Cependant elles restent très sensibles aux conditions expérimentales et leur généralisation sur les mortiers et les bétons n'a pas été toujours couronnée de succès. En effet, Kumar [53] a démontré que ces modélisations sont inadéquates pour interpréter les résultats expérimentaux sur des bétons (figure 1.22).

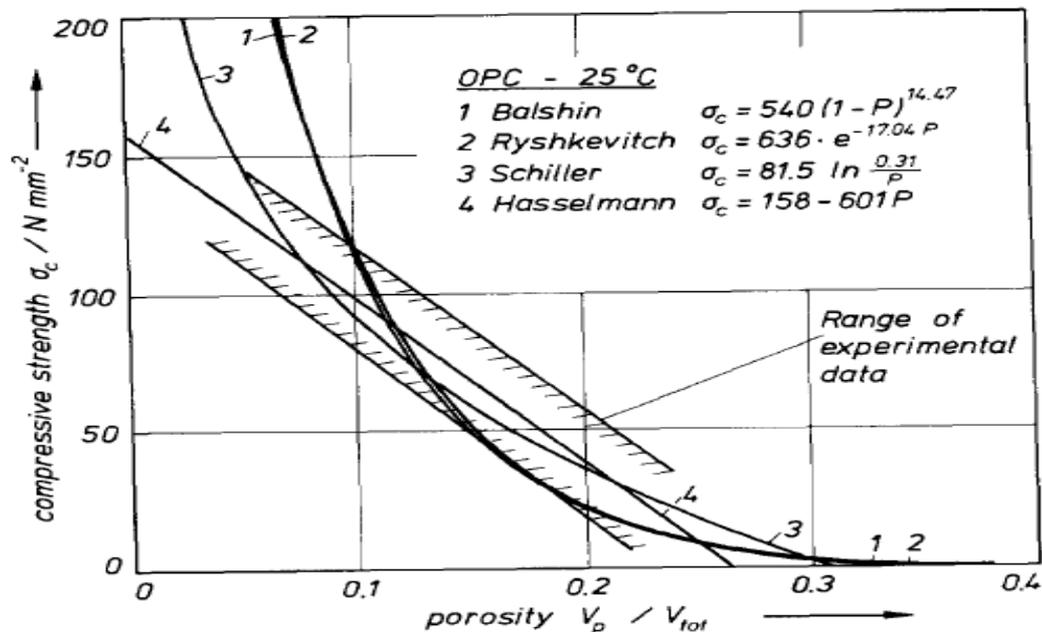


Figure 1.22: Confrontation résultats expérimentaux et modèles de la relation porosité-résistance en compression des bétons selon Kumar [53].

A certains égards, cette loi se rapproche plus des modèles prédictifs de Bolomey et de Abrams qui introduisent le rapport E/C dans leur équation [54]. **Bolomey** a proposé une forme linéaire de la formule de Féret. La relation donne aussi un bon lissage des données (erreur moyenne de 1.4 MPa) :

$$R_c = 24,6 \cdot \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right) \quad (1.15)$$

Abrams proposa une relation exponentielle suivante :

$$R_c = 147 \cdot (0.0779)^{\frac{E}{C}} \quad (1.16)$$

où C et E sont les masses de ciment et d'eau par unité de volume de béton.

L'équation d'**Abrams** donne une bonne corrélation (erreur moyenne de 2.1 MPa). Il a donc proposé une autre qui prend en compte l'influence de la porosité, de la taille des pores, du dosage en ciment, du type de granulats, des conditions d'exposition et de l'âge des éprouvettes.

1.5. Transport d'humidité dans les matériaux poreux

La plupart des matériaux de construction sont poreux, une partie ou la totalité des pores sont interconnectés. Cette particularité les rend aptes à fixer l'humidité et, par voie de conséquence, les expose à des modifications de leurs caractéristiques physiques, notamment, au point de vue mécanique et thermique. De plus, la migration d'eau est la base de nombreux désordres (gonflement, retrait, fissuration, pollution, carbonatation, lessivage, gel/dégel, corrosion,...) qui entraînent un vieillissement et une dégradation plus ou moins rapide des matériaux de construction. D'une manière générale, la fixation de l'humidité dans les milieux poreux résulte de l'action plus ou moins conjointe de trois mécanismes physiques fondamentaux : l'adsorption, la condensation et la capillarité. L'importance relative du rôle de chacun de ces mécanismes sur la masse d'humidité fixée dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ Les propriétés structurales : porosité, surface spécifique des pores.
- ✓ Nature de la phase fluide avec laquelle le matériau se trouve en contact (vapeur ou liquide).
- ✓ Les conditions thermodynamique auxquelles le matériau est soumis (Pression, Température).

Les premiers modèles théoriques de transfert ont été utilisés pour décrire les processus d'humidification des structures, résultant des phénomènes de condensation liés au mécanisme de diffusion de la vapeur d'eau au sein du matériau **Glaser** [55]. Ces modèles ont été modifiés par la suite par **Krisher et al** [56] en tenant compte de l'influence des effets capillaires sur la phase fluide condensée. Cette modélisation est enfin établie dans sa forme actuelle, respectivement par **Philip et De Vries** [57] et **Luikov** [58] en faisant intervenir le phénomène de thermo migration lié aux effets de couplage entre transfert de masse et transfert de chaleur. Le système d'équations obtenu par ces auteurs, bien que similaire au point de vue formulation, diffère uniquement dans le choix du type de la variable "teneur en eau": teneur en eau volumique θ dans le modèle de **Philip et DeVries** [57] et Teneur en eau pondérale ω pour le modèle de **Luikov** [58].

1.5.1. Mécanismes de transport d'eau dans le béton

1.5.1.1. Etats de l'eau dans le béton

Afin de caractériser le transport hydrique dans les matériaux poreux tel que le béton, il est nécessaire de rappeler les formes sous laquelle l'eau est présente. L'étude de ses formes a fait

l'objet de nombreuses classifications que nous ne détaillerons par ici. Nous retiendrons seulement la classification simplifiée suivante [59-60] (figure 1.23):

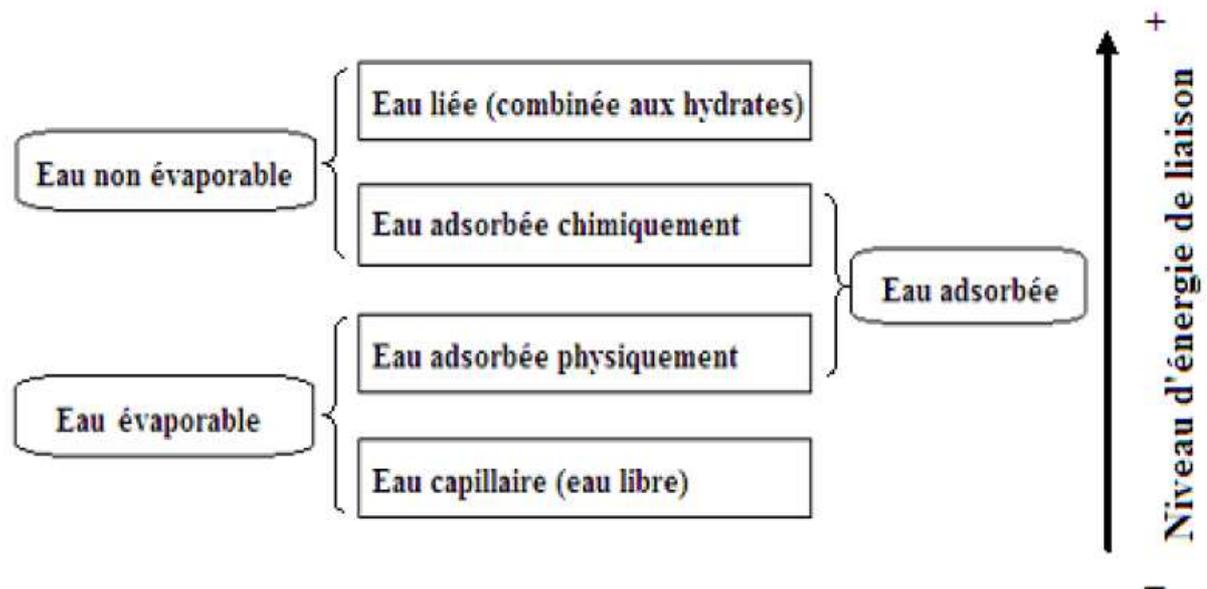


Figure 1.23: Différentes formes d'eau dans le béton [60].

- ✓ **L'eau liée.** qui participe à la réaction d'hydratation pour donner principalement le gel de **C.S.H.**
- ✓ **L'eau adsorbée.** il s'agit principalement des premières couches d'eau soumise au champ des forces superficielle au niveau des surfaces du réseau poreux. On distingue principalement deux types d'interactions:
 - fixation par liaisons chimiques : c'est l'absorption chimique.
 - fixation par liaisons intermoléculaire de **VAN DER WAALS**: c'est l'absorption physique.
- ✓ **L'eau capillaire.** est constituée de la phase condensée remplissant (par condensation) le volume poreux au –delà de la couche adsorbée et séparée de la phase gazeuse par des ménisques. Elle obéit donc aux lois de la capillarité (loi de **JURIN, KELVIN-LAPLACE**).
- ✓ **L'eau libre.** qui n'est plus sous le champ d'influence des forces superficielle. Elle se trouve principalement dans les pores capillaires et les macropores.

1.5.2. Interaction eau/ matériau poreux

1.5.2.1. Propriété de capillarité d'un matériau poreux

✓ Tension superficielle :

A l'interface entre deux fluides non miscibles, les molécules possèdent une énergie différente de celle qu'elles ont " en masse ". Ceci se traduit par la formation d'un ménisque qui se comporte

comme une membrane élastique. La tension de cette membrane, appelée tension superficielle (notée ici σ), est caractéristique du couple de fluides considérés. Elle a la dimension d'une force par unité de longueur et elle est donc exprimée en (N/m) [61-63]. Le tableau I.4 donne la valeur de σ à 20 °C pour quelques couples de fluides.

Tableau I.4 : Tensions superficielles pour quelques interfaces

Interface	σ [N/m]
air – eau	0.072
huile – eau	0.048
air – huile	0.024
air – mercure	0.480

Considérons maintenant L'équilibre mécanique de ce ménisque en prenant, par exemple, le cas d'une interface eau/air (figure 1.24):

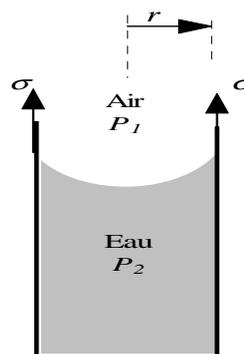


Figure 1.24: Représentation schématique des forces appliquées de part et d'autre d'un ménisque dans capillaire.

L'action de la tension superficielle a pour effet de comprimer la phase air et l'équilibre peut donc s'écrire :

$$2\pi r \sigma = \pi r^2 (P_1 - P_2) \quad (1.17)$$

De l'équation (1.17) se déduit immédiatement la loi de Laplace pour un ménisque sphérique :

$$P_1 - P_2 = \frac{2\sigma}{r} \quad (1.18)$$

✓ **Pression capillaire en milieu poreux :**

D'après ce qui précède, la présence d'un liquide dans un milieu poreux implique la formation d'un ménisque à l'interface gaz/liquide. D'après la **loi de Laplace**, la pression de la phase liquide n'est donc pas égale à la pression du gaz et, par définition, on appelle pression capillaire P_c la différence entre la pression du gaz et celle du liquide. Soit, d'après (1.17), si l'on considère le cas d'un pore cylindrique et d'un mouillage parfait [61,63]:

$$P_c = \frac{2\sigma}{r} \quad [Pa] \quad (1.19)$$

Dans certains domaines d'application, l'usage a consacré l'utilisation de paramètres directement reliés à la pression capillaire comme, par exemple :

$$\checkmark \text{ La succion:} \quad \psi = -\frac{P_c}{\rho_l g} \quad [m] \quad (1.20)$$

1.5.3. Condensation en milieu poreux (Loi de Kelvin)

La compréhension du phénomène de condensation en milieu poreux est facilitée si l'on adopte un point de vue thermodynamique. Pour cela, comme pour étudier n'importe quel système binaire, il faut préalablement exprimer les potentiels chimiques μ_i des deux phases fluides en présence [61,62] :

✓ Pour l'eau liquide supposée incompressible et par unité de masse :

$$\mu_l = \mu_l^0 + \frac{P_l}{\rho_l} = \mu_l^0 - \frac{P_c}{\rho_l} = \mu_l^0 + g\psi \quad [J/kg] \quad (1.21)$$

✓ Pour l'eau vapeur assimilée à un gaz parfait et par unité de masse :

$$\mu_v = \mu_v^0 + \frac{RT}{M} \ln P_v = \mu_v^0 + \frac{RT}{M} \ln \phi \quad [J/kg] \quad (1.22)$$

où les μ^0 sont des potentiels de références arbitraires. A l'équilibre, les potentiels des deux phases sont égaux. Ceci s'écrit, en supposant que l'on peut définir des états de référence pour lesquels les potentiels de références de la vapeur et du liquide sont identiques :

$$\mu_l = \mu_v \Leftrightarrow g\psi = \frac{RT}{M} \ln \phi \quad (1.23)$$

Ce qui conduit à l'expression de la Loi de **Kelvin** avec la succion capillaire et l'humidité relative comme paramètres :

$$\psi = \frac{RT}{gM} \cdot \ln \phi \quad (1.24)$$

En combinant la loi de Kelvin avec la définition de la succion (1.20) et la loi de Laplace (1.19), on obtient :

$$r = -\frac{2\sigma}{\rho_l RT} \cdot \frac{1}{\ln \phi} \quad (1.25)$$

Cette relation exprime que si l'air humide dans le réseau poreux est caractérisé par une humidité relative ϕ , à l'équilibre, tous les pores de rayons inférieurs à r donné par (1.25) sont nécessairement remplis d'eau. En d'autres termes, si un milieu poreux est en contact avec un air humide, il y aura condensation, donc fixation d'eau par capillarité, dans tous les pores dont le rayon est inférieur au rayon donné par (1.25). La figure 1.25 illustre la relation entre le rayon des pores emplis d'eau liquide à 20°C et l'humidité relative de l'air.

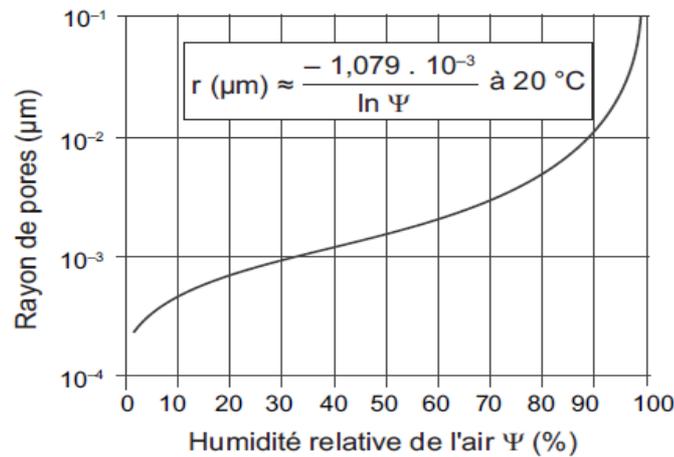


Figure 1.25: Rayon des pores remplis d'eau à 20°C en fonction de l'humidité relative de l'air [64].

1.5.4. Influence de la géométrie des pores sur transport d'humidité

La géométrie des pores influence sur les propriétés de transfert d'humidité dans le réseau poreux des matériaux cimentaires. L'exemple de l'effet « bouteille d'encre » illustre l'importance de la géométrie de la porosité sur les capacités d'absorption et de rétention des liquides du matériau poreux et composite qu'est le béton. La figure 1.26 met en évidence l'importance des tailles des seuils d'accès aux pores et de leur répartition qui peut induire un effet de piégeage du liquide.

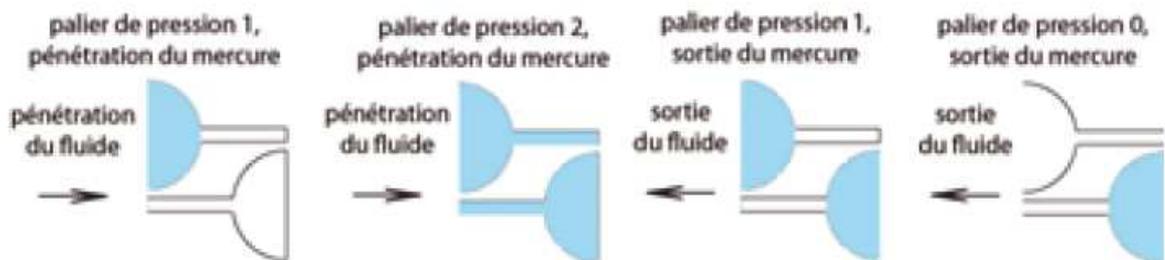


Figure 1.26 : Illustration des seuils d'accès et de « l'effet bouteille d'encre » avec un fluide non mouillant [65,66].

La capacité d'un réseau poreux à piéger un fluide peut être évaluée à l'aide d'un liquide non-mouillant, puisque celui-ci ne pourra pas, au vu de ses propriétés, ressortir du matériau.

1.6. Description mathématique du transfert d'humidité en milieu poreux

La modélisation mathématique du transfert d'humidité en milieu poreux s'inspire directement de la méthode classique de conservation de masse.

1.6.1. Hypothèses de base

La modélisation est établie dans le cadre des hypothèses suivantes :

- 1) Le milieu poreux est assimilé à un milieu continu fictif (MCF) dont les dimensions sont grandes par rapport aux dimensions des pores.
- 2) Les différentes phases solide, liquide et gazeuse du milieu poreux non saturé sont supposées en équilibre thermique en tout point du MCF équivalent.
- 3) La phase solide est supposée homogène, isotrope et indéformable, sans réaction chimique avec l'humidité et avec des propriétés thermophysiques indépendantes de la température.
- 4) Les différentes phases sont continues.
- 5) La température est comprise entre 0°C et 100°C afin d'éviter les états extrêmes de gel et d'ébullition de l'eau. De plus, les gradients thermiques dans le milieu sont faibles.
- 6) La pression totale de la phase gazeuse (pression atmosphérique) est uniforme et constante
- 7) La phase gazeuse obéit à la loi des gaz parfaits.

1.6.2. Equations du phénomène

$$\checkmark \text{ Conservation de la masse} \quad \frac{\partial}{\partial t}(\rho_i \theta_i) = -\nabla \cdot (\vec{J}_{ic} + \vec{J}_{id}) + I_i \quad (1.26)$$

ρ_i est la masse volumique de la phase i ($i = v$: vapeur ou l : liquide) ; θ_i la teneur volumique de cette phase (volume de liquide ou de vapeur par unité de volume du milieu poreux) ; \vec{J}_{ic} et \vec{J}_{id} les densités de flux de masse transportées par convection et diffusion ; I_i les termes sources traduisant les phénomènes d'évaporation et de condensation, t , est la variable temporelle.

✓ Lois complémentaires de transferts

Il s'agit essentiellement de la loi de **Fick** exprimant la densité de flux de masse de **vapeur** par diffusion moléculaire et la loi de **Darcy** exprimant la densité de flux de masse de **liquide** par filtration.

$$\checkmark \text{ Loi de Fick :} \quad \vec{J}_{vd} = -f D_v \frac{P_g}{P_g - P_v} \frac{M}{RT} \nabla P_v \quad (1.27)$$

$$\checkmark \text{ Loi de Darcy :} \quad \vec{J}_{ic} = -\frac{k_i}{\nu_i} \nabla \tilde{P}_i \quad \tilde{P}_i = P_i - \rho_i g z \quad (1.28)$$

où P_i représente la pression dans la phase i ; P_v la pression partielle de vapeur d'eau dans la phase gazeuse ; P_g la pression totale de la phase gazeuse ; D_v le coefficient de diffusion moléculaire de la vapeur d'eau dans l'air sec (m^2/s) ; f est le facteur de résistance à la diffusion traduisant l'influence du squelette poreux sur le mécanisme de la diffusion moléculaire il est fonction de la teneur en eau liquide ; k_i est la perméabilité du milieu à la phase i (m^2) ; ν_i est la viscosité cinématique de la phase i (m^2/s). En combinant les équations (1.26), (1.27) et (1.28) et en tenant compte des équations d'équilibre des phases liquide (équation de Laplace) et vapeur (équation de

Kelvin), on abouti au modèle de De Vries, dont la forme la plus employée dans la pratique est telle que :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \cdot (D_{\theta} \nabla \theta + D_T \nabla T) - \frac{\partial K}{\partial z} \quad (1.29)$$

$K = k_l g / \nu_l$ est la conductivité hydraulique du milieu [m/s]; k_l est la perméabilité du milieu à la phase liquide (m^2); ν_l , la viscosité cinématique de l'eau liquide (m^2/s); $\theta = \theta_l + \theta_v$, θ_l est la teneur volumique de l'eau liquide; D_{θ} et D_T représentent la diffusivité hydrique isotherme et non isotherme du milieu à la phase liquide et la phase vapeur (m^2/s). Or, l'effet gravitationnel est généralement négligeable devant la succion capillaire et l'équation de transfert de masse (1.29) se réduit à :

$$\frac{\partial \theta_l}{\partial t} = \nabla \cdot (D_{\theta} \nabla \theta_l + D_T \nabla T) \quad (1.30)$$

De plus, si le transfert se fait dans des conditions isothermes, l'équation (1.30) se simplifie à la forme la plus employée dans les études expérimentales, à savoir :

$$\frac{\partial \theta_l}{\partial t} = \nabla \cdot (D_{\theta} \nabla \theta_l) \quad (1.31)$$

Dans le cas d'un transfert unidirectionnel (figure I.27), l'équation (1.31) s'écrit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \cdot \left(D_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) \quad (1.32)$$

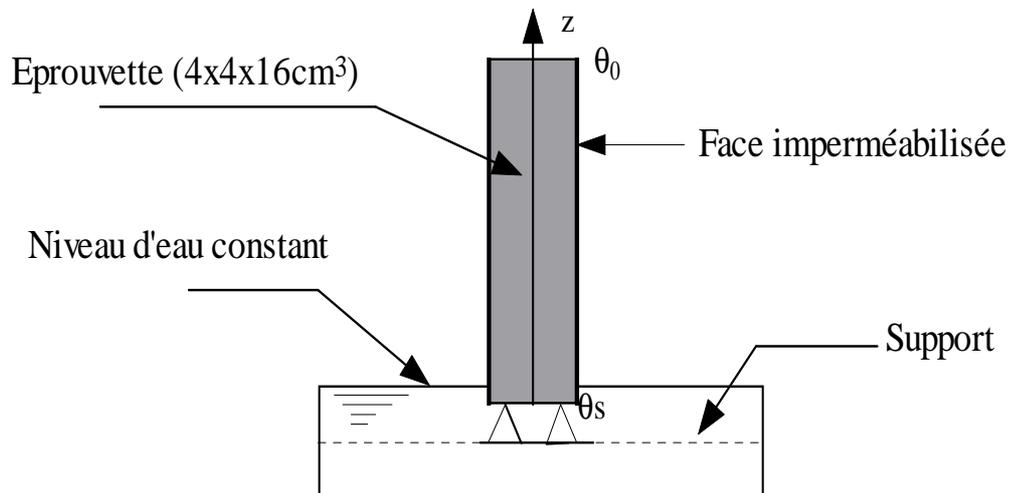


Figure I.27 : Schéma de l'essai d'imbibition capillaire unidirectionnel

Avec comme conditions initiales et aux limites :

- ✓ Conditions aux limites: à $z = 0$ et pour $t \geq 0$, $\theta = \theta_s$
- ✓ Condition initiale: à $t = 0$ et pour $z > 0$, $\theta = \theta_0$

Les profils hydriques $\theta(z,t)$ peuvent être regroupés en un seul profil type $\theta(b)$ en utilisant une variable unique ($b = z.t^{1/2}$) appelée variable de Boltzmann. Ainsi, l'équation (1.32) se transforme en :

$$-\frac{b}{2} \left(\frac{d\theta}{db} \right) = \frac{d}{db} \left(D_\theta \frac{d\theta}{db} \right) \quad (1.33)$$

avec comme conditions : $\theta = \theta_s$ pour $b = 0$ et $\theta = \theta_0$ lorsque $b \rightarrow \infty$

La figure I.28 représente un exemple de profil type $\theta(b)$.

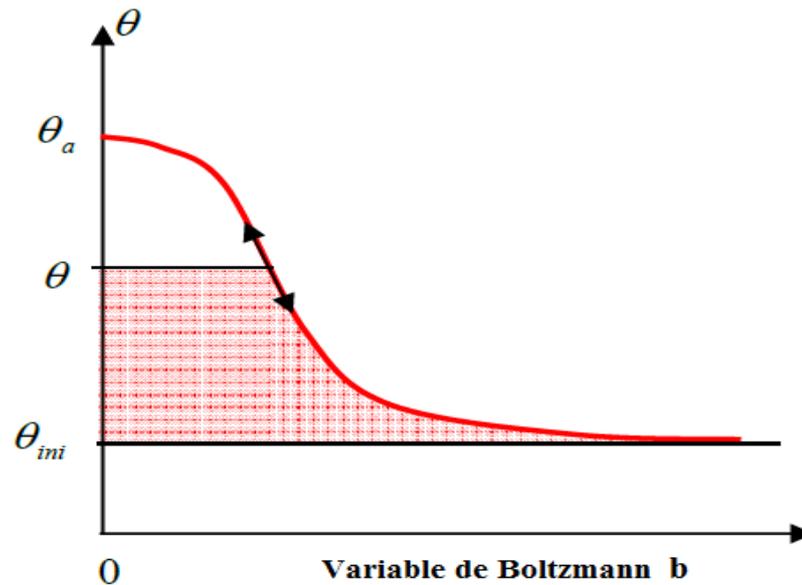


Figure I.28: Exemple de profil type $\theta(b)$ [67].

Un autre paramètre appelé « sorptivité » peut être déduit également de cet essai. Il a été introduit pour la première fois par **Philip J.R** [68] dans la théorie de l'infiltration. Cette terminologie a été également adoptée par la suite par **Christopher H** [69] ; **Christopher H et al** [70] dans l'étude du mouvement de l'eau dans les matériaux poreux de bâtiment. Ce paramètre traduit la capacité d'un matériau à absorber l'eau par capillarité pour des conditions initiales et aux limites données. C'est une caractéristique macroscopique intrinsèque du matériau poreux, utilisé dans l'étude de la durabilité des matériaux de construction. En effet, on peut déduire de l'équation (1.33) le volume d'eau cumulé $i(t)$ absorbé à l'instant t par unité de surface :

$$i = t^{1/2} \int_{\theta_0}^{\theta_s} b \cdot d\theta = S_c \cdot t^{1/2} \quad (1.34)$$

où S_c est la sorptivité capillaire du matériau utilisée par les hydrologues exprimée en $(m \cdot s^{-1/2})$.

Elle est équivalente au coefficient d'absorption capillaire A_c [$kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-1/2}$] utilisé par les recommandations de la **RILEM CPC 11.1** [71].

Ce comportement linéaire peut être démontré en faisant abstraction à un écoulement type «Poiseuille». En effet, si on considère un modèle de pore cylindrique, de rayon r , le régime d'écoulement à travers se pore peut être assimilé à un écoulement laminaire. Dans ce cas, le débit ou flux d'eau traversant le pore peut être décrit par la loi Poiseuille :

$$Q = -\frac{\pi r^4}{8\eta} \cdot \frac{\Delta P}{z} \quad (1.35)$$

où η est la viscosité dynamique de l'eau (≈ 0.001 Pa.s à 20° C). Qu'on peut également l'exprimer à partir du déplacement du front d'imbibition capillaire $z(t)$, soit :

$$Q = \frac{dV}{dt} = \pi r^2 \cdot \frac{dz}{dt} \quad (1.36)$$

Or d'après la loi de Laplace : $\Delta P = P_g - P_l = \frac{2\sigma}{r}$ c'est la pression capillaire. En combinant

(1.35) et (1.36) ainsi que la loi de Laplace, l'équation du mouvement du front d'imbibition est

décrite par :

$$\frac{dz}{dt} = \frac{r\sigma}{4\eta z} \quad (1.37)$$

L'intégration de l'équation (1.37) conduit à :

$$z(t) = \sqrt{\frac{r\sigma}{2\eta} t} \quad (1.38)$$

et :

$$\Delta m(t) = \rho_l \pi r^2 \sqrt{\frac{r\sigma}{2\eta} t} = \pi r^2 A_c \sqrt{t} = \pi r^2 \cdot \rho_l \cdot S_c \sqrt{t} \quad (1.39)$$

L'équation (1.39) est connue comme l'équation de Washburn, A_c le coefficient d'absorption capillaire. Ce coefficient est l'analogue de la sorptivité capillaire $S_c = \frac{A_c}{\rho_l}$ [m.s^{-1/2}].

Les deux équations (1.38) et (1.39) doivent être pris avec précaution pour les raisons suivantes :

- La distribution porométrique ne peut être réduite à un seul diamètre.
- Le front d'imbibition ne se comporte pas comme un piston et donc sa position z ne peut être localisée avec précision.
- L'effet de la gravité peut dans certain cas être significatif.

Expérimentalement, la sorptivité S_c est déterminée directement par une méthode gravimétrique en traçant l'évolution du volume d'eau absorbé par l'échantillon par unité de surface absorbante en fonction de la racine carrée du temps.

La courbe d'évolution obtenue est généralement une droite dont la pente exprime la sorptivité du matériau. La quantité d'eau absorbée est mesurée à des intervalles de temps par pesée avec une

précision de 0.01g. Le volume d'eau étant déduit connaissant la masse volumique de l'eau liquide (1g/cm^3).

Un exemple de l'évolution de la masse d'eau absorbée et la hauteur du front d'imbibition capillaire pour le cas d'une roche [62] est représenté en figure (1.29).

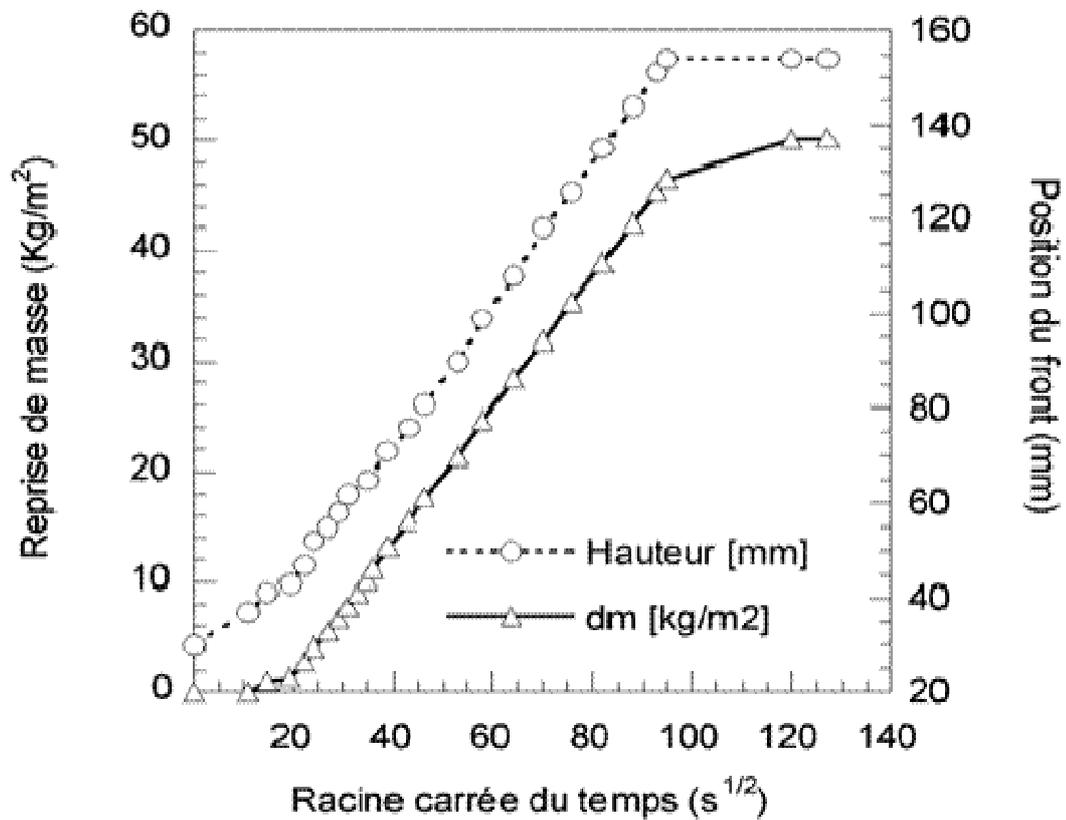


Figure I.29: Exemple de l'évolution du taux d'absorption d'eau en fonction de la racine carrée du temps pour une roche [62].

1.6.3. Interprétation physique de l'infiltration de l'eau dans les bétons

En traçant l'évolution de la masse d'eau absorbée en fonction de la racine carrée du temps pour un béton, on remarque que la courbe d'évolution se compose de deux segments de droite (figure 1.30) :

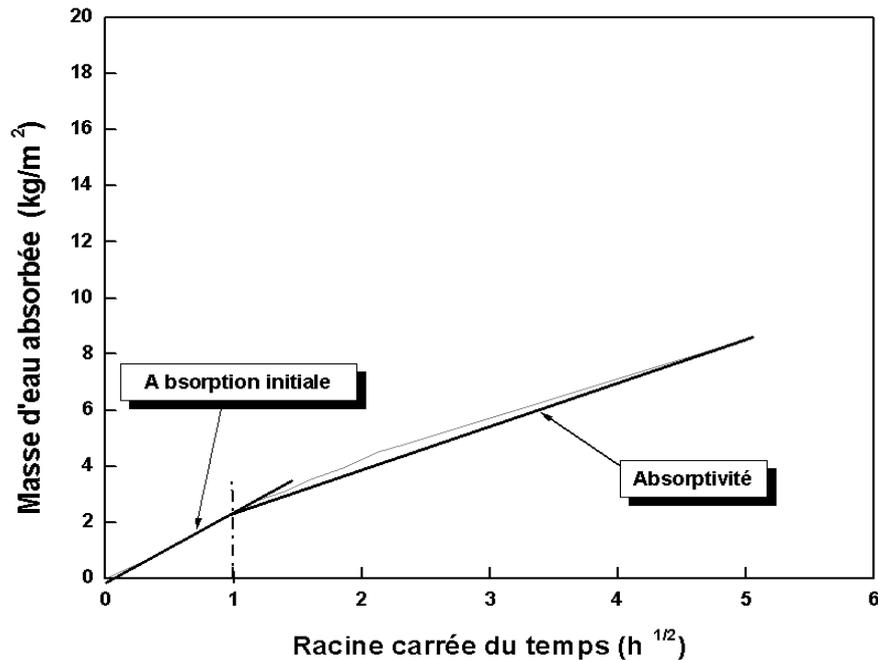


Figure 1.30: Exemple de cinétique d'absorption d'eau pour un béton [72].

- ✓ la première, de pente assez forte caractérise l'absorption d'eau initiale. Cette eau est retenue par les capillaires de plus grands diamètres situés en surface. Généralement cette absorption est enregistrée durant la première heure de l'essai [72]. Selon Balayssac et coll. (1993), l'absorption initiale désigne la masse d'eau absorbée après une heure plutôt que l'ordonnée à l'origine. Ces mêmes auteurs affirment qu'après une heure, les capillaires ayant un diamètre supérieur à **10 µm** n'absorbent plus d'eau et que le volume alors absorbé correspond au volume de ces capillaires.
- ✓ La deuxième phase d'absorption de faible pente caractérise le remplissage des capillaires de plus en plus fins. La pente de cette partie détermine la sorptivité du matériau S_c . Le terme sorptivité désigne généralement le taux d'absorption pendant la phase II. Cependant, tous les auteurs ne calculent pas la valeur de la sorptivité en se basant sur le même intervalle de temps. Par exemple, Balayssac et coll [72] calculent la sorptivité sur la période comprise entre 1 h et 24 h alors que **Bégué & Gagné [73]** la calculent entre la 10^{ème} et la 100^{ème} minute. D'autres auteurs ne spécifient pas l'intervalle de temps sur lequel ils ont calculé la sorptivité (DeSouza et coll [74]; Janz [75]). Il est alors difficile de comparer les valeurs tirées de ces différentes études.

Pour l'étude de la durabilité, l'absorption d'eau initiale est un paramètre très utile pour caractériser la durabilité du béton vis-à-vis des agents agressifs.

1.7. Déformabilité

1.7.1. Définition

La résistance mécanique et la déformation sont des caractéristiques importantes du béton, car elles jouent un grand rôle non seulement pour la stabilité, mais aussi la durabilité des ouvrages. Le béton est un matériau en évolution: ses propriétés se modifient constamment au cours de son existence, l'hydratation du ciment se poursuit pendant longtemps, augmentant ainsi les résistances mécaniques et les modules de déformation [76].

Le béton soumis à l'action d'une charge assez faible subit une déformation pratiquement instantanée élastique, réversible. Il suit la loi de *Hooke* bien connue. ($\sigma = E \times \varepsilon$).

avec: σ : contrainte appliquée; E : module d'élasticité; ε : déformation.

Au-delà d'une certaine charge apparaît une zone plastique. Après suppression de la charge, il subsiste une déformation permanente. Lorsque la charge est appliquée pendant un certain temps, la viscosité du béton qui est très élevée intervient. Il y'a fluage du béton, il se comporte alors comme un corps élasto-visco-plastique. La compacité joue un rôle important. Certains auteurs ont trouvé qu'une revibration du béton diminuait sensiblement à la fois le retrait et le fluage. Il a été prouvé par voie expérimentale que pour pouvoir obtenir des bétons basiques à base de laitier granulé possédant une résistance suffisante ainsi que de bonnes caractéristiques de déformation (module d'élasticité initial), le liant devrait être dosé à 340 - 350 kg par unité de volume, la macrostructure est très compacte où les agrégats sont bien liés au conglomérat fin ainsi les grains d'agrégats sont répartis régulièrement [76].

Cette étude permis de préciser un certain nombre de point:

- ✓ Le module de déformation diminue avec l'augmentation de la contrainte relative.
- ✓ La relation entre la valeur relative de la contrainte et les déformations élasto- instantanées du béton revêt un caractère rectiligne dans l'intervalle $\eta = 0-0.5$.
- ✓ La relation entre la valeur relative de la contrainte et les déformations est curviligne dans l'intervalle $\eta = 0.5-0.9$, ce qui signale le développement dans les bétons des déformations irréversibles.
- ✓ Une attention particulière doit être prêtée au choix optimal de la microstructure des bétons de manière à ce que la résistance et la déformabilité s'y combinent convenablement.

1.7.2. Déformations instantanées

La courbe contrainte-déformation s'obtient par enregistrement de $F_{bc} - \varepsilon_{bc}$ au cours d'un essai de compression sur éprouvette (16×32) cm² (figure 1.31):

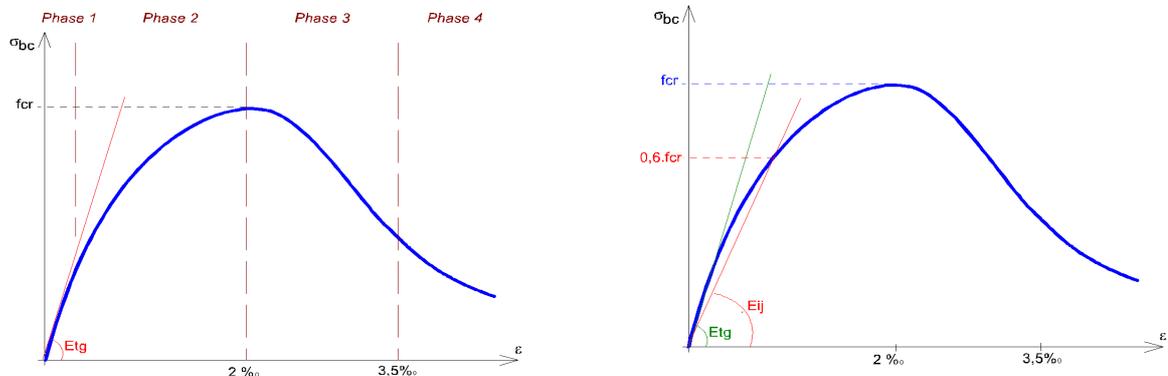


Figure 1.31 : La courbe expérimentale contrainte-déformation au cours d'un essai de compression sur éprouvette (16×32) cm² [76].

- ✓ **Phase 1:** le béton se comporte à peu près comme un matériau homogène et élastique, cela se traduit par une relation linéaire: $\sigma_{bc} = E_{tg} \times \varepsilon_{bc}$ (E_{tg} : module de déformation tangent).
- ✓ **Phase 2:** une microfissuration due à des tractions transversales se développe, d'où une incurvation progressive de la courbe jusqu'à la résistance F_{cr} . Pratiquement, pour F_{cr} correspond $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ (cette déformation est quasiment indépendante de F_{cr}). Puis, la rupture se produit plus ou moins brutalement.
- ✓ **Phase 3:** la fissuration longitudinale se généralise et la courbe redescend lentement pour un béton non fragile, et rapidement dans le cas contraire. L'allure de cette courbe renseigne sur le caractère plus ou moins fragile du phénomène.
- ✓ **Phase 4:** la phase finale a peu d'intérêt.

D'après **Gabrysiak** [77] on définit un module de déformation instantanée sécant E_{ij} pour une contrainte de courte durée $t < 24$ h. $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (Mpa). Avec, $f_{cj} = 1.1 f_{c28j}$. Un béton de 40 Mpa de résistance a donc un module de déformation longitudinale instantané de l'ordre de 38000 Mpa.

1.7.3. L'endommagement en fonction du niveau de contraintes

Dans la zone de comportement pré - pic du béton, les charges à partir de **30 %** de la résistance caractéristique f_c (premier seuil de non-linéarité et introduction de l'endommagement) créent des micro - fissures à l'interface entre la pâte de ciment et les granulats qui constituent l'endommagement principal du matériau (**figure 1.32**)[78,79].

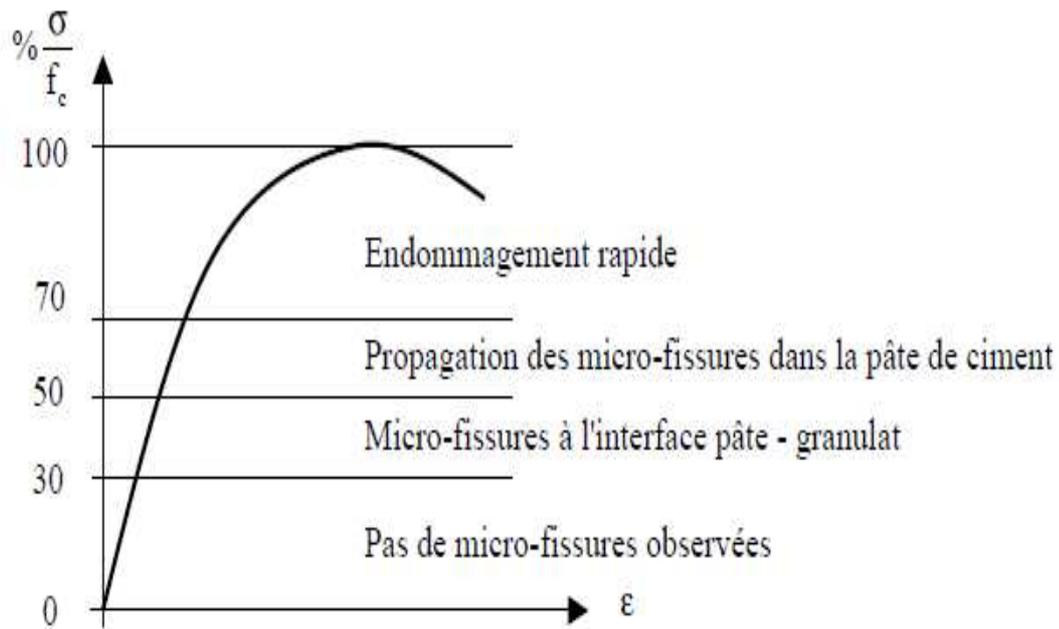


Figure 1.32: *Etapes classiques d'endommagement par niveaux de contrainte du test de caractérisation des bétons [80]*

Dans une première zone de contraintes (**40 % de $f_c < \sigma < 40 % de $f_c$$**), ces fissures d'interface résultent d'un système mécanique où la matrice cimentaire glisse autour des inclusions [81]. Généralement distribuées uniformément dans la structure, elles augmentent en nombre, en longueur et en largeur sous charges croissantes et participent à la perte de raideur élastique du matériau [78]. Une chute de capacité portante est initiée sans toutefois menacer la stabilité de la structure qui s'amorce pour des niveaux de contraintes plus élevés. Son observation est possible principalement par l'apparition de fissures à l'interface "pâte de ciment – granulat". Cet endommagement sous contraintes modérées constitue une microfissuration qui réduit la raideur du matériau localement. La redistribution des efforts autour des zones affectées induit un état de contrainte modifié et généralement, plus fort [82].

Dans une deuxième zone de contraintes (**$\sigma > 70 % - 80 % de $f_c$$**), une pâte de ciment, un mortier ou un béton présente un endommagement composé de plusieurs types de fissures (d'interface, combinées stables, combinées instables et du mortier) [83].

On constate que l'endommagement au pic de ces matériaux à matrice cimentaire, est caractérisé par un nombre suffisant de fissures dans la pâte de ciment provoquant la progression rapide de l'endommagement (figure 1.23) [78,84].

1.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons montré que le transport d'humidité dans les matériaux cimentaires dépend l'interconnexion des pores capillaires. La porosité capillaire est principalement liée au rapport E/C et à l'hydratation du ciment. L'effet de la cure sur la durabilité des bétons sont très importants. La réduction de la porosité du béton est requise pour l'amélioration de la résistance du béton, aussi bien d'un point de vue mécanique que vis-à-vis d'agressions d'ordre physico-chimique. La résistance mécanique et la déformation sont des caractéristiques importantes du béton, car elles jouent un grand rôle non seulement pour la stabilité, mais aussi la durabilité des ouvrages.

La réduction de la porosité du béton dépend principalement de sa conception et de sa mise en œuvre. Après avoir détaillé l'organisation de la porosité de ces matériaux, nous avons précisé les propriétés intrinsèques à la porosité pouvant être affectées par ces modifications microstructurales et montré que l'étude de la porosité et sa géométrie constitue une première étape indispensable avant la modélisation des transferts de fluides. Ses capacités de stockage et de transfert varient selon son volume, son forme et sa complexité géométrique, ces paramètres traduit la capacité d'un matériau à absorber l'eau par capillarité pour des conditions initiales et aux limites données. C'est une caractéristique macroscopique intrinsèque du matériau poreux, utilisé dans l'étude de la durabilité des matériaux de construction.

Plusieurs modèles théoriques de transfert ont été utilisés pour décrire les processus d'humidification des structures, résultant des phénomènes de condensation liés au mécanisme de diffusion de la vapeur d'eau au sein du matériau. Pour l'étude de la durabilité, l'absorption d'eau initiale est un paramètre très utile pour caractériser la durabilité du béton vis-à-vis des agents agressifs et qui sera traité en détail dans le chapitre suivant.

Chapitre 2

Etude théorique sur la carbonatation du béton

CHAPITRE 2

2. Etude théorique sur la carbonatation du béton

2.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les phénomènes physico-chimiques de carbonatation du béton, la détermination de la résistance d'un béton à la carbonatation par la mesure de profondeur de la zone carbonatée, à une ou plusieurs méthodes d'essais. Ensuite un résumé sur les paramètres influençant la carbonatation est présenté. De plus une étude théorique sur les conséquences de la carbonatation des matériaux cimentaires, ainsi qu'une description de mécanisme de transport du gaz CO_2 à travers un matériau poreux.

2.2. Durabilité du béton vis-à-vis de la carbonatation

La durabilité du béton s'explique, en grande partie, par la difficulté de pénétration des agents agressifs dans le réseau poreux du béton, une structure durable est celle qui continue à remplir ses fonctions tout au long de sa durée de vie sans que ces propriétés soient effectuées. Il en résulte que le béton doit être en mesure de résister aux agents de détérioration auquel il peut être exposé par son environnement.

La porosité est le paramètre du premier ordre de la durabilité. En effet, les caractéristiques du réseau poreux (porosité, distribution des tailles de pores ...) déterminent les mécanismes de transfert sous forme liquide ou gazeuse des agents potentiellement agressifs pour le béton ou les armatures (chlorures, sulfates, gaz carbonique..).

De nombreux chercheurs **Véronique B. & al [85]**, **Arnaud C. & al [86]** se sont intéressés à l'influence des paramètres tels que la composition chimique et les caractéristiques physiques (porosité, perméabilité, résistance) du béton, les conditions climatiques (température, humidité), la durée de cure ou encore la formation des carbonates de calcium sur la vitesse de carbonatation des bétons et leur Conséquences sur la physico-chimie de matériaux à base de liant hydrauliques.

L'eau joue un rôle essentiel dans le comportement du matériau durci, non seulement sur le plan physico mécanique (résistance, retrait de dessiccation et fissuration dus à l'évaporation de l'eau des pores, fluage,...) mais aussi sur celui de la durabilité par l'intermédiaire de paramètres tels que la perméabilité aux liquides et aux gaz régissant les transports d'agents agressifs au sein du matériau.

La migration de l'eau est donc à la base de nombreux désordres (fissuration, corrosion, gonflement..) qui entraînent un vieillissement et une dégradation plus ou moins rapide des matériaux de construction (ex. figure 2.1). Cependant, une bonne maîtrise du phénomène de

transport d'humidité dans les matériaux poreux peut réduire ou prévenir les dommages dont l'humidité est le principal vecteur.



Figure 2.1 : Exemples de corrosion par carbonatation [90].

2.3. La carbonatation du béton

La carbonatation des bétons et mortiers est un phénomène qui n'altère pas le matériau. En effet, les résistances mécaniques et les modules d'élasticité augmentent, tandis que la perméabilité et la porosité diminuent grâce à la formation des carbonates de calcium (CaCO_3).

Par ailleurs, lorsque le béton est armé, la carbonatation du matériau qui enveloppe l'acier supprime l'immunité dont bénéficie ce dernier. En effet, la carbonatation des composés hydratés du ciment par dioxyde de carbone de l'air (CO_2) diminue le pH de la solution interstitielle d'une valeur de l'ordre de 12.6 à une valeur inférieure à 9 de telle sorte que la pellicule d'oxyde passive protégeant l'acier n'est plus stable. Le film de passivation se détruit et la corrosion peut alors se développer en milieu aéré et humide [86-89].

2.3.1. Généralités sur le dioxyde de carbone

Le dioxyde de carbone est produit par différents processus : la combustion du charbon et des hydrocarbures, la fermentation des liquides et la respiration des êtres vivants. On le trouve en faible proportion dans l'atmosphère, il est assimilé par les plantes qui, à leur tour, produisent de l'oxygène par photosynthèse (cf. Figure 2.2).

Le CO_2 gazeux a une odeur légèrement irritante, il est incolore et plus lourd que l'air. Il gèle à $-78,5^\circ\text{C}$ pour former de la neige carbonique. En solution aqueuse, il forme de l'acide carbonique, qui est trop instable pour pouvoir être isolé facilement.

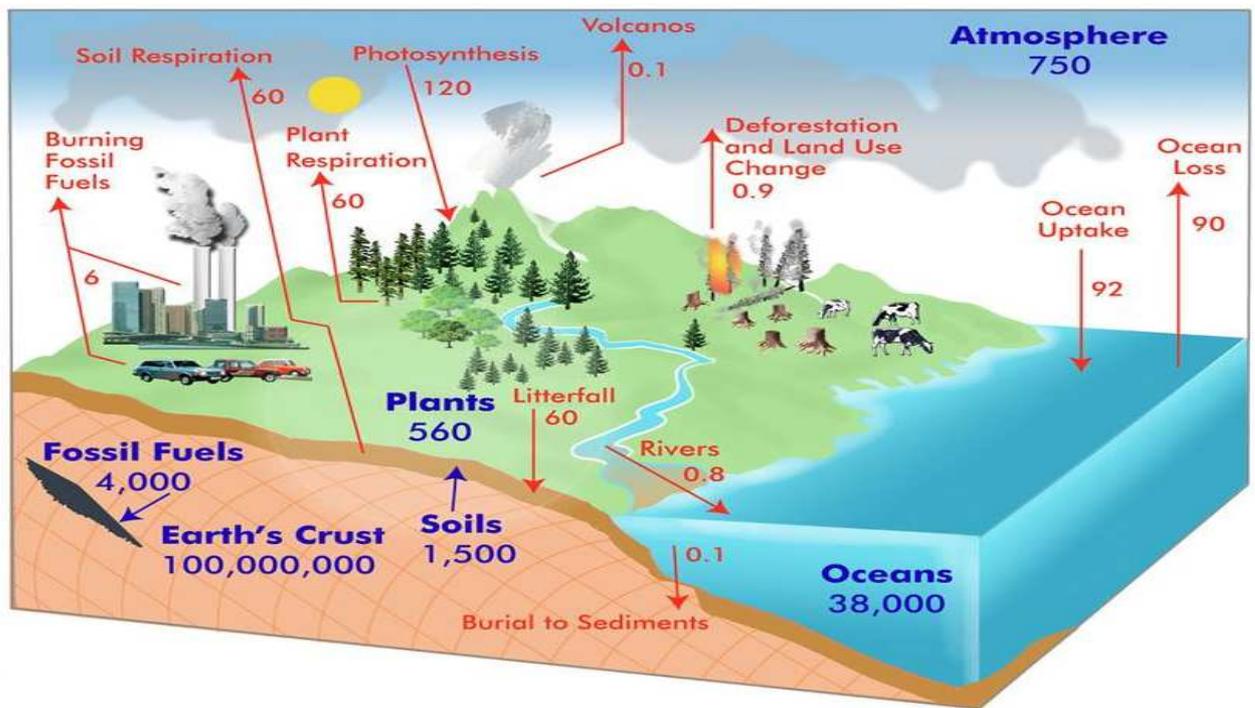


Figure 2.2: Le cycle de CO₂ [91].

2.3.2. Phénomène de carbonatation des matériaux cimentaires

2.3.2.1. Dioxyde de carbone atmosphérique

L'action du CO₂ se manifeste même à de faibles concentrations, telles celles que l'on retrouve en milieu rural où la fraction volumique en CO₂ est d'environ 0,03 % dans un local mal ventilé. Ce pourcentage peut atteindre 0,1 %. Dans les grandes villes, le pourcentage moyen est de 0,3 % et peut atteindre 1 %. La paroi des tunnels routiers est un exemple de béton soumis à une concentration élevée de CO₂ [92].

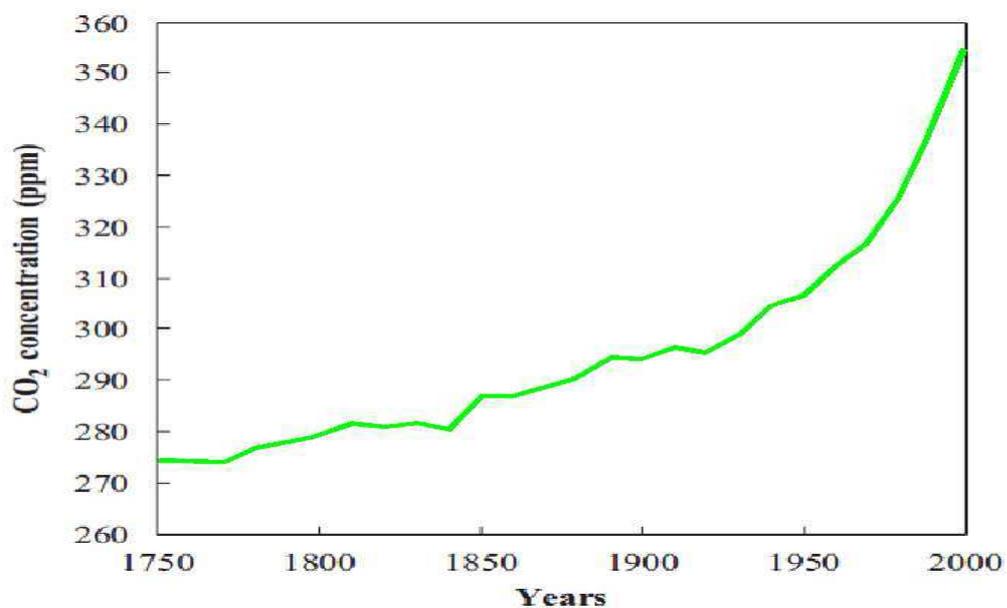


Figure 2.3: Augmentation de la concentration du CO₂ dans l'atmosphère à l'échelle mondiale [93].

Le réchauffement de la planète est dû à l'augmentation de la concentration des gaz à effet de serre, tel que le CO₂ : il s'agit d'un des problèmes environnementaux les plus critiques pour le 21^{ème} siècle. La concentration de CO₂ dans la couche atmosphérique a augmenté constamment depuis la révolution industrielle (Figure 2.3). Depuis 1950 elle augmente de 0,5 % par année sur une échelle globale, et particulièrement dans les zones urbaines [93]. Il est probable que le changement climatique ait ainsi dans le futur une incidence sur la carbonatation des structures en béton.

2.3.2.2. Réaction de carbonatation

Quand un matériau à base de liant hydraulique est exposé à l'air, le dioxyde de carbone (CO₂) présent en moyenne à 0,035% en volume dans l'air, réagit en présence d'eau avec les différents hydrates du ciment et principalement avec la Portlandite Ca(OH)₂ pour former du carbonate de calcium ou calcite (CaCO₃) comme produit final [94]:



Le mécanisme réactionnel est cependant relativement complexe. La carbonatation est une réaction qui a lieu en milieu aqueux, par réaction du dioxyde de carbone dissous dans la solution des pores avec la Portlandite passée en solution (Figure 2.5). En fonction du pH de la solution, le dioxyde de carbone peut se trouver sous des formes différentes comme le montre la Figure 2.4:

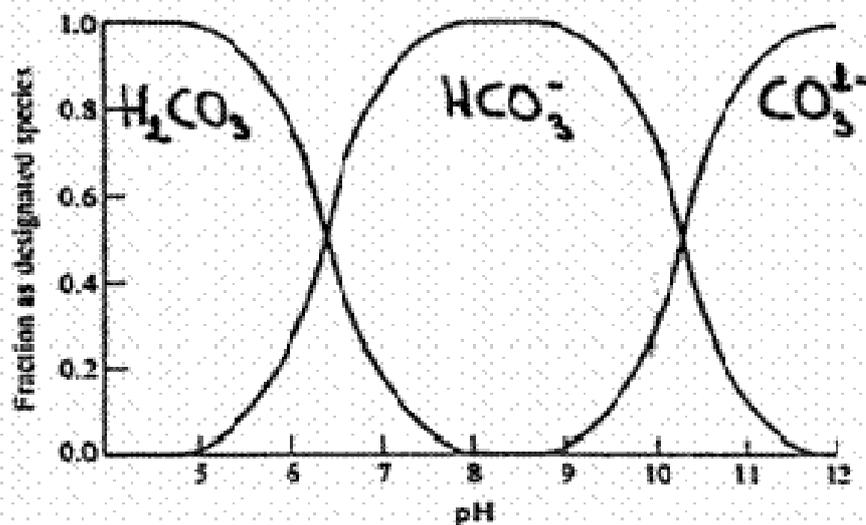
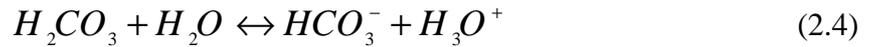


Figure 2.4: Formes sous lesquelles le dioxyde de carbone est dissous d'après Valsaraj [95].

Dans les solutions dont le pH est inférieur à 4 il forme de l'acide carbonique:



Si le pH de la solution est compris entre **6** et **10,5** la forme principale obtenue par dissociation est l'ion bicarbonate:



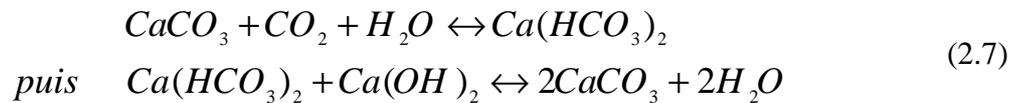
Si le pH de la solution est supérieur à 10,5 l'espèce majoritaire en solution est l'ion carbonate:



Dans les conditions de pH des solutions des pores de matériaux à base de liant hydraulique (**pH supérieur à 12**) les ions carbonates réagissent avec le calcium issu de la dissolution de la Portlandite pour former du carbonate de calcium précipité:

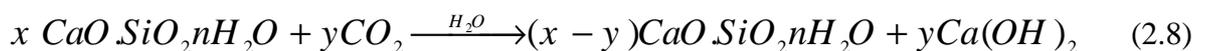


Au delà d'un certain seuil de carbonatation, l'acide carbonique forme par dissociation des ions bicarbonates qui eux aussi, par réaction avec la Portlandite, forment de la calcite:



Kobayashi [96] a montré qu'une partie des **C-S-H** (Tobermorite) réagit avec le dioxyde de carbone. Pour cela, il a déterminé la quantité de carbonate de calcium dans un matériau carbonaté. Il a évalué le degré de carbonatation en mesurant le rapport CaO/SiO_2 dans les C-S-H. Plus ce rapport est faible plus la part de C-S-H carbonatés est importante.

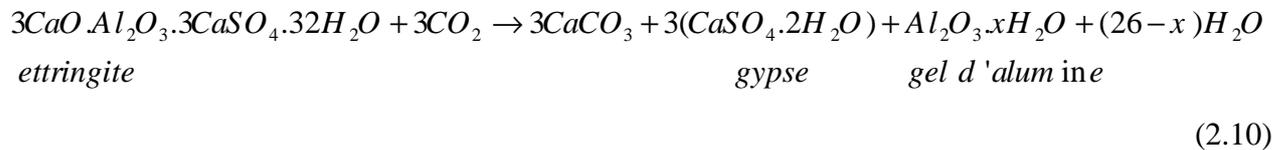
De même, Al-Kadhimi [97], a mesuré sur une pâte de ciment CPA carbonatée, le rapport CaO/SiO_2 . Celui-ci initialement supérieur à 1,7 devient inférieur à 1,4. Le résidu de la décomposition des C-S-H est un gel de silice. La décalcification du gel de C-S-H se fait selon la réaction suivante :



Le stade final de la dégradation des C-S-H par carbonatation est la formation de carbonate de calcium et d'un gel de silice (Kobayashi , Al-Kadhimi):



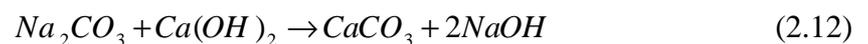
L'ettringite (Aluminate) se décompose également par carbonatation formant du gypse et un gel d'alumine (Nishikawa) [98] :



Tous les auteurs ne s'accordent pas sur l'ordre dans lequel les différents hydrates sont affectés par la carbonatation. Roberts [99] considère que la carbonatation affecte successivement les différents hydrates, la Portlandite étant le premier à carbonater. French et Matsusato, considèrent que les hydrates carbonatent simultanément [100].

Autres réaction de CO_2 avec les différents alcalis (Na_2O , K_2O) [101] :

- Alcali (Na_2O):



- Alcali (K_2O):

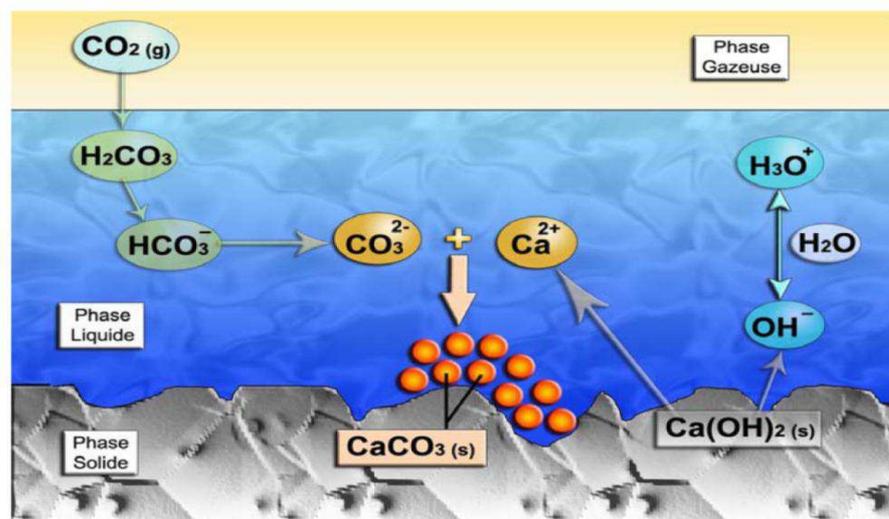
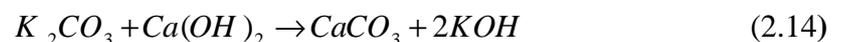


Figure 2.5: Schéma de la carbonatation de la matrice cimentaire (THIERY 2005) [92].

Nous constatons dans chaque réaction que le produit final contient le carbonate de calcium ($CaCO_3$) qui baisse le pH de 12.6 (milieu initial) à une valeur inférieure à 9.

2.4. Méthodes de caractérisation expérimentale de la carbonatation

L'essai de carbonatation des bétons peut être effectué selon deux modes d'exposition :

➤ Carbonatation naturelle:

Bien qu'il soit très long, cet essai reflète davantage la réalité car il consiste à conserver des échantillons directement à l'air libre, en salle ou *in situ*.

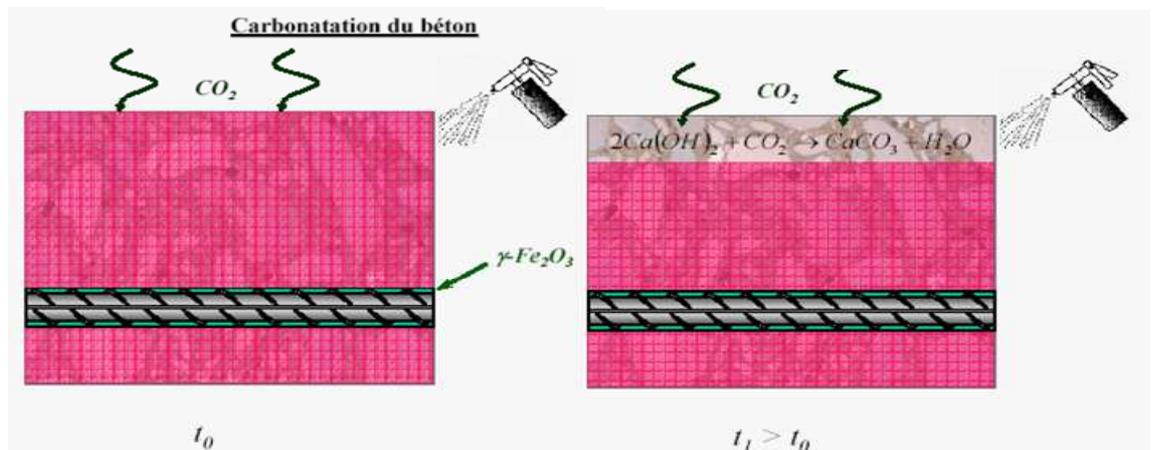
➤ Carbonatation accélérée:

L'essai consiste à placer des échantillons dans une enceinte hermétique régulée en humidité relative, en température et en concentration de CO_2 .

Pour les deux types d'essai, le processus de carbonatation est caractérisé par différentes méthodes dont certaines sont citées dans les paragraphes suivants.

2.4.1. Détection par pulvérisation à la phénolphthaléine

La méthode la plus couramment utilisée pour déterminer la profondeur de carbonatation est le test à la phénolphthaléine (Ngala[102] , Parrott[103], Patel[104]) . Il consiste à rompre à sec une éprouvette, puis à vaporiser sur la section obtenue l'indicateur qui colore en violet les parties non carbonatées. Le virage colorimétrique de cette solution se situe à $\text{pH } 8,7$. Ce test indique le front de carbonatation totale et ne permet pas de faire de différence entre la carbonatation formée pendant le test et la carbonatation préexistante. La composition de la solution aqua-alcoolique phénolphthaléine : alcool 50%, eau 50%, phénolphthaléine <1 ‰ voir figures (2.6) suivantes



Figures 2.6 : Mesure expérimentale de la profondeur de carbonatation.

L'avantage de cette technique est qu'elle révèle une ligne d'équi- pH (pH autour de 9) correspondant à la valeur limite de pH en dessous de laquelle il y a risque de corrosion [105,106]. En revanche, elle présente un inconvénient majeur qui consiste en le fait que la corrosion des armatures peut démarrer à un pH supérieur à 9. En effet, sachant que la dépassement des armatures peut se produire pour un pH égal à 11,4 [107], il est probable que la zone où il y a

risque de corrosion soit plus profonde dans le matériau que le front relevé par la phénolphthaléine ($pH = 9 \pm 1$ unité pH près).

2.4.2. Analyse thermogravimétrique « ATG »

L'analyse thermogravimétrique permet d'enregistrer en continu des variations de masse d'un échantillon lors d'une montée de sa température depuis celle de l'ambiance jusqu'à environ 1200 °C. Ces variations de masse correspondent, entre autres, à la déshydroxylation des hydrates et à la décomposition de la calcite. A partir des courbes de suivi de masse en fonction de la température, les hydrates, essentiellement la Portlandite, sont quantifiés dans la plage de température correspondant à leur déshydroxylation. De la même manière, la calcite et notamment celle formée par carbonatation, est quantifiée dans sa plage de température de décomposition. En revanche, la difficulté de l'ATG reste la détermination de ces intervalles de température qui varient selon les auteurs [108]. De surcroît, dans le cas de bétons comportant des granulats calcaires, il est difficile de différencier le carbonate de calcium formé par carbonatation de celui apporté par les granulats. L'ATG peut être couplée à une analyse chimique dans le but de doser la fraction de ciment réellement présente dans l'échantillon, et pouvoir ainsi quantifier les différents éléments notamment les hydrates pour un volume élémentaire représentatif de matériau et ce, indépendamment de la ségrégation de la phase cimentaire, ainsi que de l'état hydrique et de carbonatation [91].

2.4.3. Microscopie électronique à balayage « MEB »

La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la carbonatation des hydrates où le changement de microstructure est mis en évidence. Le carbonate de calcium apparaît sous forme grenue sur les hydrates superficiellement carbonatés et sous forme de floccules sur les régions complètement carbonatées [60].

2.4.4. Gammadensimétrie

La gammadensimétrie est une méthode non destructive fondée sur l'absorption par la matière des rayons γ émis par une source radioactive de ^{137}Cs . Lorsque la carbonatation progresse dans un béton, elle induit localement une augmentation significative de masse volumique reliée à la quantité de CO_2 fixée sur la matrice cimentaire [91].

2.4.5. Diffraction des rayons X « DRX »

La diffraction des rayons X permet, en plus de la mesure des proportions des hydrates et des carbonates de calcium formés par carbonatation, la caractérisation des variétés

cristallographiques d'un même minéral, telles les trois formes de carbonate de calcium (calcite, vaterite et aragonite) où chaque type a une intensité de réflexion propre à sa structure cristalline [109,110]. Toutefois, cette technique ne permet pas d'identifier les composés semi-cristallins ou amorphes [111].

2.4.6. Résonance magnétique nucléaire « RMN »

La résonance magnétique nucléaire permet de suivre les modifications structurales des silicates par la résonance magnétique de l'élément chimique ^{29}Si suite à l'application d'un champ magnétique dans l'échantillon à tester [112,113]. Comme les CSH contiennent une proportion de silice (SiO_2), leur formation ainsi que leur carbonatation sont suivies grâce à cette technique [60].

2.4.7. Dosage de CO_2 par volumétrie

La méthode consiste à prélever à sec et sous atmosphère inerte, des échantillons à différentes profondeurs. Le CO_2 de l'ensemble des carbonates, séparé par des autres gaz issus de l'attaque, est extrait par l'attaque acide et dosé par volumétrie à l'aide d'une ligne d'extraction spécifique [114].

2.5. Principaux paramètres influençant la carbonatation des bétons

La cinétique de carbonatation des bétons est influencée par une multitude de paramètres liés aux caractéristiques des bétons et à leur milieu environnant.

2.5.1. Paramètres intrinsèques aux bétons

2.5.1.1. Rapport eau/ciment (E/C)

Toutes les études réalisées pour déterminer l'influence du rapport E/C sur la cinétique de carbonatation s'accordent à conclure que plus ce rapport est bas, plus la vitesse de carbonatation est faible [115-121]. En effet, la porosité d'un béton dépend en grande partie du rapport E/C. Plus il est élevé, plus la quantité d'eau libre évaporable est grande. En s'évaporant, cette eau laisse des vides qui favorisent la diffusion du CO_2 .

2.5.1.2. Dosage en ciment

Un dosage en ciment élevé diminue la profondeur de carbonatation [72,94,107,115,122] car il réduit la porosité du béton (Figure 2.7 et Figure 2.8), améliore sa compacité et augmente la quantité de produits carbonatables.

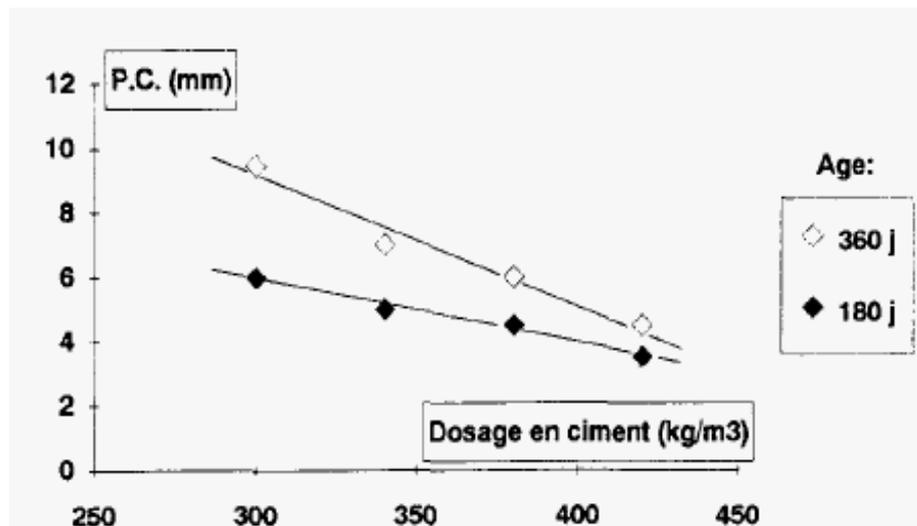


Figure 2.7: Variation de la carbonatation en fonction du dosage en ciment pour une cure de 3 jours [72].

2.5.1.3. Type de ciment

L'utilisation d'additions minérales (laitiers de hauts-fourneaux, cendres volantes, fumées de silice, fillers) modifie les équilibres chimiques au sein du béton et peut avoir des conséquences sur le pH de la solution interstitielle. **Balayssac et Diafat [122]** comparent la résistance à la carbonatation de bétons préfabriqués à partir de ciment Portland ordinaire ou de ciment à base de fillers. Il ressort de leur étude que les bétons de ciment à base de fillers (CPJ CEM II 32.5) se carbonatent beaucoup plus vite que les bétons de ciment Portland (CPA CEM I 42.5) pour un dosage en ciment identique. Par exemple, pour un dosage en ciment de 250 Kg/m³ la profondeur carbonatée d'un béton de CPJ CEM II 32.5 est environ 30 % plus forte que celle d'un béton de CPA CEM I 42.5 quelle que soit la durée de cure (figure 2.8).

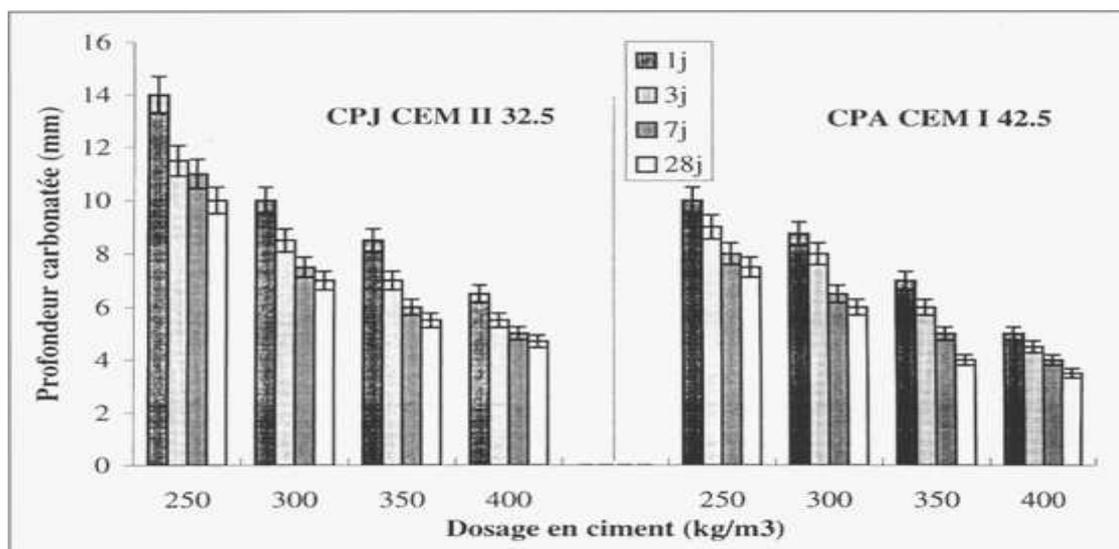


Figure 2.8: Profondeur carbonatée à un an en fonction du dosage en ciment pour toutes les durées de cure [122].

Muller et Sickert [123] comparent la résistance à la carbonatation de bétons préfabriqués à partir de ciment Portland ordinaire ou de ciment à base de laitier de hauts-fourneaux. Il ressort de leur étude que les bétons de ciment à base de laitier de haut fourneau se carbonatent beaucoup plus vite que les bétons de ciment Portland pour un rapport E/C identique. D'après **Venuat [124]**, l'effet du laitier est défavorable à court terme, mais après environ 5 ans, l'ajout de laitier ayant une finesse supérieure à celle du clinker peut diminuer la vitesse de carbonatation. **Ounoughi et al. [125]** constatent un comportement très différent entre un CEM I et le CHF-CEM III/B composé de 68 % de laitier de hauts-fourneaux pour un même rapport E/C de 0,51. La profondeur de carbonatation est de 0,1 mm pour le CEM I et de 11,5 mm pour le CEM III. D'après **Venuat et Alexandre [115]**, **Ho et Lewis [126]**, les bétons de ciment aux cendres volantes se carbonatent plus rapidement que les bétons au ciment Portland. **Kobayashi et Uno [127]** ont étudié la vitesse de carbonatation de bétons fabriqués avec des ciments à différentes teneurs en alcalins. Leurs résultats d'essais de carbonatation accélérée et de carbonatation naturelle montrent qu'une augmentation de la teneur en alcalins entraîne une carbonatation plus importante du béton. Ces évaluations se fondent sur la connaissance de la microstructure et de la composition chimique de la pâte de ciment durcie résultant de l'utilisation de ciments composés. D'un point de vue chimique, les additions minérales conduisent à des matériaux à faible teneur en portlandite. Il résulte qu'une plus petite quantité de CO₂ est nécessaire pour consommer toute la portlandite, ainsi le pH chute plus facilement.

2.5.1.4. Résistance à la compression

La profondeur de carbonatation diminue lorsque la résistance en compression à 28 jours augmente [107,128-130]. Cependant, deux bétons de même résistance mécanique peuvent avoir deux rapports E/C distincts et donc deux comportements différents vis-à-vis de la carbonatation.

2.5.1.5. Perméabilité au gaz

La profondeur de carbonatation diminue avec la diminution de la perméabilité [131-133].

2.5.1.6. Degré de saturation des pores en eau liquide

Si le béton est totalement saturé en eau liquide, la diffusion du CO₂ n'est possible qu'à travers la solution interstitielle, ceci freine considérablement la progression de la carbonatation dans la mesure où les coefficients de diffusion du CO₂ dans l'air et dans l'eau sont respectivement de l'ordre de 10⁻⁵ m²/s et 10⁻⁹ m²/s. En revanche, si le degré de saturation est trop faible, la dissolution du CO₂ est fortement limitée et la cinétique de carbonatation des hydrates est alors ralentie [92].

2.5.2. Paramètres extrinsèques aux bétons

2.5.2.1. Cure humide

Une bonne cure humide, qui consiste à maintenir le béton dans des conditions de température et d'humidité relative propices à une meilleure hydratation [60], diminue la vitesse de carbonatation [118,134-136]. Contrairement à une conservation à l'air libre, une cure dans l'eau favorise l'hydratation du ciment et réduit ainsi la porosité du béton ce qui conduit à un béton plus résistant à la carbonatation. Cette résistance à la carbonatation est d'autant plus importante que la durée de la cure est longue.

2.5.2.2. Humidité relative

La vitesse de carbonatation est considérablement influencée par l'humidité relative du milieu environnant [129,137-142]. Pour que la carbonatation soit maximale, l'humidité relative doit être suffisamment faible pour qu'une phase gazeuse connectée permette la diffusion du CO_2 gazeux et suffisamment élevée pour que la réaction de carbonatation proprement dite puisse avoir lieu en phase aqueuse [143]. Selon les bétons, il est souvent admis que la vitesse de carbonatation est maximale entre 50 et 70 % d'humidité relative (Figure 2.9). En dessous de 50 % et au-dessus de 90 à 95 % la vitesse est très faible ou nulle [144].

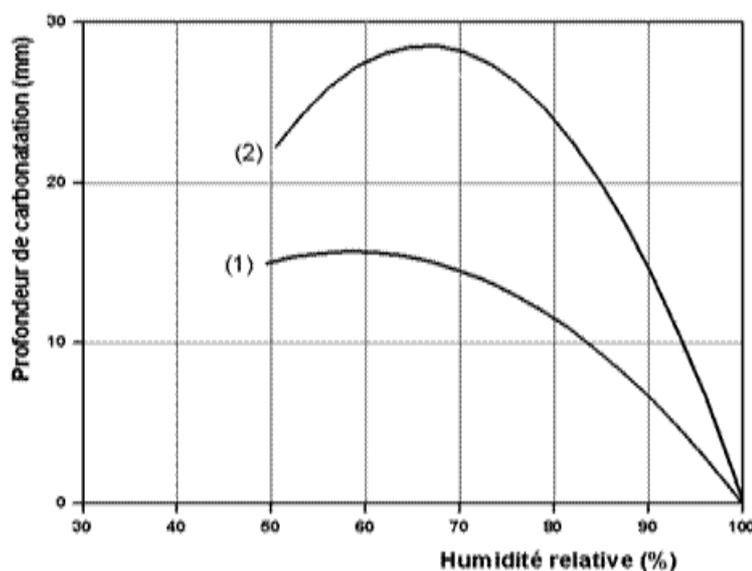


Figure 2.9 : Influence de l'humidité relative sur la profondeur de carbonatation pour des bétons confectionnés avec des rapports E/C de 0.6 (courbe 1) et 0.8 (courbe 2) et conservés 16 ans à 20°C D'après Wierig [129].

2.5.2.3. Concentration en CO₂

Des études montrent qu'une augmentation de la concentration en CO₂ accroît la vitesse de carbonatation [107, 130, 145]. En fournissant du CO₂ en quantités continuellement suffisantes, les produits carbonatés à une profondeur donnée se carbonatent rapidement et se consomment donc d'autant. Ainsi, le front de carbonatation avance plus vite.

2.5.2.4. Température

L'augmentation de température a deux effets opposés sur la vitesse de carbonatation : d'une part, elle accélère les réactions chimiques [140], favorise le séchage des pores et ainsi l'accès du CO₂ dans le réseau poral. D'autre part, elle diminue la solubilité du CO₂ et réduit sa concentration dans la phase gazeuse [146-149].

2.5.2.5. Porosité

La porosité du béton influence sur les propriétés mécaniques du béton et sur leur durabilité [150-160]. La profondeur de carbonatation accélérée augmente lorsque la porosité accessible à l'eau augmente (Figure 2.10)[161,162].

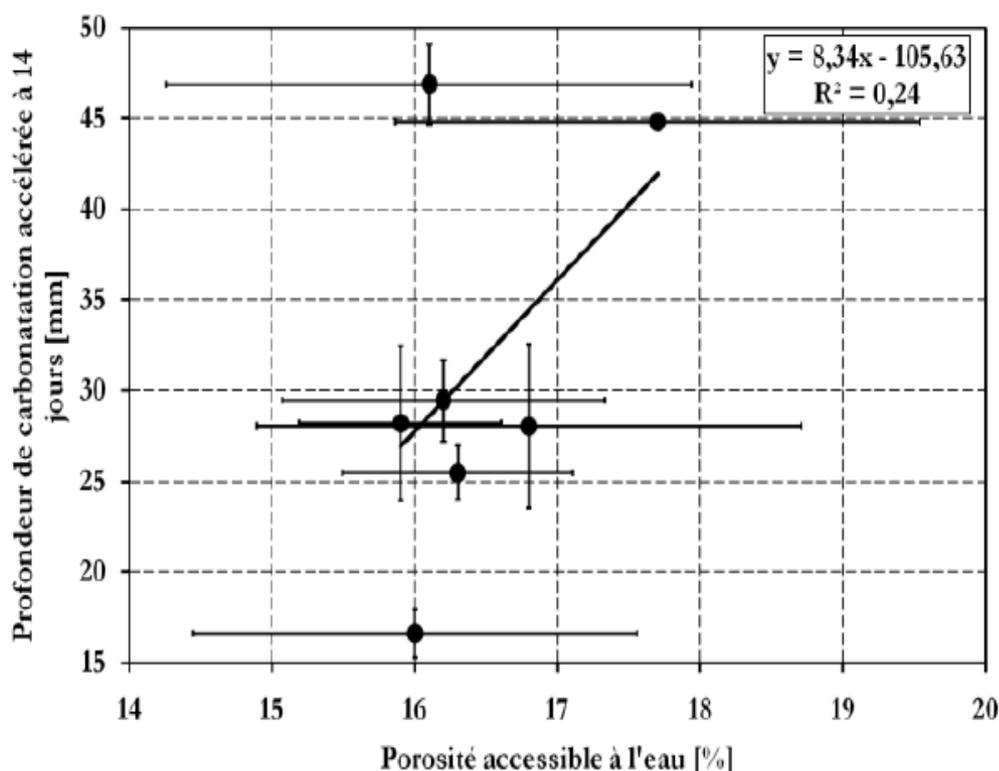


Figure 2.10: Profondeurs moyennes de carbonatation accélérée des bétons mesurées après 14 jours dans l'enceinte en fonction de leurs porosités accessibles à l'eau mesurées à l'âge de 28 jours — Conservation « Air » [158].

2.6. Principales conséquences de la carbonatation

2.6.1. Diminution du pH et amorçage de la corrosion

La principale conséquence de la carbonatation est évidemment la baisse du pH due à la dissolution de la Portlandite dans la solution interstitielle. Cette diminution de pH détruit la couche passivante et amorce ainsi la corrosion des armatures du béton armé ou précontraint lorsque le pH chute à une valeur d'environ 9 à leur profondeur d'enrobage. Le modèle conceptuel de corrosion par carbonatation dans le béton armé (Figure 2.11) montre que les processus liés à la corrosion se développent selon deux périodes [163,164]. Dans le cas de la carbonatation, il est possible de résumer :

- ✓ Période d'incubation, elle correspond à la phase où le CO_2 transite dans le béton et où des processus physico-chimiques à l'origine de la corrosion des armatures peuvent avoir lieu à l'échelle microscopique, mais où aucune dégradation n'est encore visible à l'échelle macroscopique d'observation. Elle peut donc être définie comme le temps requis pour que les aciers soient dépassivés par la carbonatation ;
- ✓ Période de propagation, la phase où la corrosion s'amorce et des dégradations se développent.

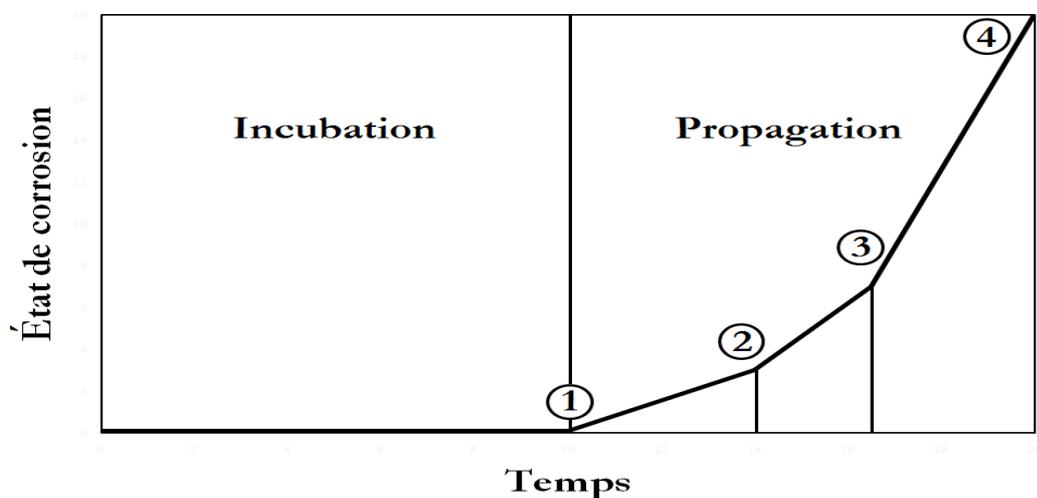


Figure 2.11 : Diagramme de **Tuutti** modifié : (1) dépassivation des armatures, (2) apparition des fissures, (3) éclatement du béton en parement et (4) ruine [163].

2.6.2. Modification de la porosité

La réaction de carbonatation des hydrates entraîne une augmentation du volume de la phase solide. Cette augmentation, de 3 à 19 % selon que le produit de réaction est de l'aragonite ou de la vaterite [165], se traduit par une notable réduction de porosité modifiant ainsi la distribution des tailles de pores [92, 102, 134, 165-172]. Le Tableau 2.1 fournit les valeurs du volume molaire de la portlandite à comparer à celles des trois formes cristallines de carbonate de calcium.

Tableau 2.1: Volume molaire de la calcite, de vaterite et de l'aragonite et de la portlandite [173].

Cristaux	Volume molaire (cm ³ .mol ⁻¹)
Ca(OH) ₂ Portlandite	33
CaCO ₃ Calcite	35
CaCO ₃ Vaterite	38
CaCO ₃ Aragonite	34

La nature du ciment intervient dans la variation de porosité. Elle est ainsi généralement plus forte pour des mortiers et béton à base de CEM I, plus faible s'ils sont à base de CEM III (Tableau 2.2).

Tableau 2.2: Porosités obtenues par intrusion au mercure sur des mortiers de E/C=0,5 [174].

Mortier à base de	CEM I	CEM II	CEM III
▪ Mortier non carbonaté	14.4%	13.9%	12.3%
▪ Mortier carbonaté pendant 296 jours sous teneur atmosphérique de CO ₂	12.9%	12.2%	11.3%
▪ Mortier carbonaté pendant 157 jours dans une ambiance à 50% de CO ₂	8.8%	10.8%	8.3%

La variation de porosité est plus forte sur des pâtes de ciment : **Ranaivomanana [175,176]** observe sur une pâte de ciment CEM I de E/C = 0,5 une chute de 27 % à 15% de la porosité au mercure après une carbonatation accélérée sous pression partielle du CO₂ de 50%.

Houst [173], puis **Ngala et Page [102]** ont montré une diminution de porosité de l'ordre de 10% à 15%, sur des pâtes de ciment de E/C variant de 0,3 à 0,8 La distribution de la taille des pores est également fortement modifiée par la carbonatation [166, 177-180]. Mais en plus d'une réduction globale de l'espace poreux autour du mode poreux principal interhydrates (entre 10 et 100 nm), la carbonatation peut créer une macroporosité entre 100 et 200 nm [92].

2.6.3. Retrait de carbonatation

Bien que la carbonatation entraîne une augmentation du volume de la phase solide, celle ci induit un retrait et non un gonflement. **Powers [181]** émet l'hypothèse selon laquelle ce retrait est dû à la dissolution des cristaux de Portlandite alors que ceux-ci sont soumis à des contraintes de compression, ce qui provoque une contraction dimensionnelle.

Hunt et Tomes [182] indiquent que c'est la diminution de la quantité d'eau chimiquement liée, faisant partie des C-S-H, qui provoque un retrait du matériau. Selon **Swenson et Sereda**

[183], le retrait de carbonatation ne serait pas uniquement dû à la carbonatation de la Portlandite, mais s'expliquerait également par la déshydratation et par la polymérisation du gel de silice formé après carbonatation des C-S-H.

2.6.4. Modification des propriétés mécaniques

Les microcristaux de carbonate de calcium qui se forment à partir de la carbonatation des hydrates colmatent en partie les pores du béton et augmentent ses résistances mécaniques. En effet, il est bien connu que le CaCO_3 qui se forme par carbonatation de la Portlandite est un excellent liant. C'est lui qui d'ailleurs assure l'essentiel de la résistance mécanique des mortiers de chaux [173].

La résistance à la compression et à la flexion de bétons au ciment CEM I conservés dans une atmosphère de CO_2 peut augmenter au maximum jusqu'à 30 % par rapport aux mêmes bétons conservés en atmosphère exempte de CO_2 [184]. La résistance à la compression et à la flexion de mortiers modifiés polymères augmente d'environ 48 % après 5 jours de carbonatation accélérée [171].

La résistance à la traction est également augmentée par la carbonatation, notamment dans le cas de mortiers médiocres et relativement poreux. Cette augmentation est marquée par un accroissement du module d'Young [185].

En revanche, la résistance mécanique après carbonatation diminue lorsque la teneur en clinker des ciments est inférieure à 40 % [144].

2.6.5. Modification des propriétés de transfert

La réaction de carbonatation diminue le coefficient de diffusion effectif des gaz, toutefois la carbonatation naturelle ne semble pas affecter la perméabilité au gaz [186] ni la perméabilité à l'eau liquide [187].

2.6.6. Modification de la teneur en eau

La réaction de carbonatation libère de l'eau de structure dans la solution interstitielle. Cette eau libérée, qui augmente la teneur en eau évaporable dans le réseau poral du béton [166, 183], peut participer à la composition de la solution interstitielle et contribuer au transport d'agents agressifs [92]. Elle peut aussi augmenter le degré de saturation et ralentir ainsi la progression de la carbonatation.

2.7. Mécanisme de transport du gaz CO₂ dans le réseau poreux du béton

Le transfert du gaz CO₂ se fait par diffusion, cette dernière désigne le processus de transport d'un constituant dans un milieu donné sous l'effet de son agitation aléatoire à l'échelle moléculaire. S'il existe des différences de concentration entre deux points du milieu, ce phénomène engendre un transport global du constituant considéré, orienté de la zone la plus concentrée vers la zone la moins concentrée [188]. En combinant la loi de Fick avec celui de conservation de la masse, l'équation de transfert diffusif du gaz CO₂ à travers un matériau poreux s'exprime par :

$$\frac{\partial C_c}{\partial t} = \nabla \cdot (D_f \nabla C_c) \quad (2.15)$$

Pour une diffusion unidirectionnelle suivant z par exemple, l'équation (I-34) s'exprime par :

$$\frac{\partial C_c}{\partial t} = D_f \frac{\partial^2 C_c}{\partial z^2} \quad (2.16)$$

∇C_c est le gradient de concentration du CO₂ et D_f est le coefficient de diffusion du gaz carbonique CO₂, z , la variable spatiale et t , le temps.

Si l'on se place dans le cas d'un capillaire cylindrique, contrairement au cas de l'écoulement visqueux, la dimension capillaire n'a aucune influence sur la vitesse de diffusion si cette dimension reste grande par rapport au libre parcours moyen des molécules.

2.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une étude sur la carbonatation des matériaux cimentaires. La carbonatation est un phénomène naturel qui n'est pas nocif pour le béton. Au contraire, la résistance mécanique et le module d'élasticité des bétons augmentent après carbonatation. Le gaz carbonique contenu dans l'air a tendance à se combiner avec les produits hydratés, en commençant par les bases alcalines dissoutes dans la solution aqueuse interstitielle, en particulier le Ca(OH)_2 , selon une réaction produisant du carbonate de calcium CaCO_3 . Le milieu basique (pH 12 à 13) se trouve progressivement modifié par la neutralisation de l'alcalinité du ciment pour atteindre un pH de l'ordre de 9, n'assurant plus la protection des armatures et entraînant une dépassivation de l'acier (destruction de la couche de passivation), ce qui développe une réaction d'oxydation à la surface des armatures.

La progression de la carbonatation se fait de l'extérieur de l'ouvrage, en contact avec l'air ambiant, vers l'intérieur. Dans un premier temps, la vitesse de propagation est ralentie par la formation des carbonates qui colmatent partiellement la porosité. Elle diminue donc avec la profondeur atteinte. Dans un second temps, la carbonatation a pour conséquence une neutralisation du milieu de protection des armatures, qui peuvent alors s'oxyder. La cinétique du processus dépend de la teneur en dioxyde de carbone et de la facilité avec laquelle le gaz carbonique pénètre dans les pores du béton.

Cette progression est fonction de paramètres liés aux caractéristiques du béton (nature et dosage du ciment, dosage en eau, porosité et perméabilité) et au milieu environnant. Plus le béton est compact, le dosage en ciment élevé, le rapport eau/ciment faible et la résistance du béton élevée, plus la progression du front de carbonatation est lente. Tout ce qui conduit à diminuer la porosité du béton retarde l'échéance de dépassivation des armatures. L'humidité relative de l'air joue, en particulier, un rôle important : la vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60 %, pratiquement nulle en atmosphère sèche ou pour des bétons complètement saturés en eau. La cinétique et la profondeur de carbonatation d'un béton sont donc fonction de sa composition, de sa structure poreuse, de la classe d'exposition et de l'humidité relative dans laquelle est situé l'ouvrage. Elle dépend aussi de la concentration en dioxyde de carbone et de la température de l'atmosphère environnant. Pour un béton courant, l'épaisseur de la couche carbonatée augmente proportionnellement à la racine carrée du temps.

De nombreuses études ont démontré que la migration du dioxyde de carbone à travers la texture poreuse du béton est significativement réduite lorsque la compacité du béton d'enrobage est augmentée. La porosité totale du béton et la distribution de la taille des pores sont les paramètres déterminants pour la diffusivité du dioxyde de carbone. L'augmentation de la compacité est obtenue en particulier en réduisant le rapport E/C. Ce rapport conditionne la

perméabilité du béton donc l'interconnexion du réseau poreux et par conséquent, la vitesse ainsi que la possibilité de diffusion des gaz et des ions dans le béton. Une cure humide prolongée permet d'augmenter la résistance du béton à la pénétration du dioxyde de carbone en améliorant les propriétés de surface du béton.

Chapitre 3

Matières premières, formulation des bétons et mesures
expérimentales

CHAPITRE 3

3. Matières premières, formulation des bétons et mesures expérimentales

3.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous exposons en premier lieu la caractérisation des matières premières et formulation des bétons pour notre étude, suivies d'une caractérisation sur bétons frais et durcis, ainsi que la préparation des échantillons pour les mesures expérimentales. En deuxième lieu, nous présentons les mesures expérimentales (essai de résistances mécaniques, essai d'absorption capillaire, essai de carbonatation des bétons et essai de déformabilité).

3.2. Matières premières

3.2.1. Le ciment

Les différents bétons ont été formulés à base de deux types de ciment:

- ✓ Un ciment portland CEM I de classe 42.5 provenant de la cimenterie de Msila (voire annexe A1);
- ✓ Un Ciment Portland composé CEM II/B de classe 42.5 MPa (35 % calcaire) provenant de la cimenterie de Msila (voire annexe A2).

3.2.1.1. Analyse chimique et minéralogique du ciment

L'analyse chimique réalisée au laboratoire de la cimenterie de M'sila a donnée Les résultats récapitulés dans le tableau (3.1) :

Tableau 3.1: Analyse chimique des ciments.

Type de ciment	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Cl	L.O.I
CPA CEM I 42.5	21.36	4.98	3.63	65.86	2.06	0.93	0.08	0.77	0.02	2.48
CPJ CEM II/B 42.5	17.49	4.51	3.02	62.78	2.15	2.38	0.05	0.64	0.02	8.10

La composition minéralogique du clinker a été déterminée en utilisant la formule de BOGUE [44] qui permet d'estimer la proportion de chaque phase du ciment à partir de sa composition chimique pondérale, soit (voir tableau 3.2):

$$\begin{aligned}
 C_3S &= 4.07(CaO) - 7.06(SiO_2) - 6.72(Al_2O_3) - 1.43(Fe_2O_3) - 2.85(SO_3) \\
 C_2S &= 2.87(SiO_2) - 0.75(3CaO, SiO_2) \\
 C_3A &= 2.65(Al_2O_3) - 1.69(Fe_2O_3) \\
 C_4AF &= 3.04(Fe_2O_3)
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

Tableau 3.2: Composition minéralogique des ciments.

Type de ciment	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
CPA CEM I 42.5	61.34	14.83	7.04	11.05
CPJ CEM II/B 42.5	55.41	13.65	2.25	14.83

D'après le tableau 3.2, on remarque que les pourcentages des Compositions minéralogiques (C₃S, C₂S, C₃A) du ciment CEM I 42.5 est plus important par rapport à un ciment CEM II/ 42.5 par contre le pourcentage de C₄AF est faible pour le ciment CEM I 42.5.

3.2.1.2. Caractérisation physique du ciment

Les essais physiques sont réalisés au niveau du laboratoire de **Lafarge M'sila**. Les résultats de caractérisation physique des ciments sont représentés dans le tableau 3.3. Les Masses volumiques absolues ont été déterminées à l'aide d'un densimètre le Châtelier en utilisant l'essence de térébenthine. Les surfaces spécifiques Blaine ont été déterminées par le perméabilimètre de Blaine (NFP 15-442) [189,190] dont le principe est de déterminer le temps mis par l'air pour traverser une certaine quantité de poudre. La consistance normale des pâtes de ciment a été suivie par l'appareil de Vicat.

Tableau 3.3: Propriétés physiques des ciments.

Type de ciment	CPA CEM I 42.5	CPJ CEM II/B 42.5
Masse volumique apparente (kg/m ³) (NF P18-555)[191]	1130	1030
Masse volumique absolue (kg/m ³) (NF P18-555)[191]	3100	3060
Surface spécifique du ciment (cm ² /g)	3917	3242
Consistance normale (%) (EN 196-3)[192]	27.48	28.03
Début de prise	2 h 20 mn	2 h 06 min
Fin de prise	3 h 23 mn	3 h 05 min

D'après les résultats de Tableau 3.3, on observe que le ciment CEM I 42.5 a une surface spécifique plus grande que le ciment CEM II 42.5. Concernant la consistance normale, nous constatons que le CEM II/B 42.5 nécessite beaucoup plus d'eau que le ciment CEM I 42.5. De plus le temps de prise, nous avons à peu près le même temps qui est de presque 1 h pour les deux ciments.

3.2.1.3. Caractérisation mécaniques du ciment

Les essais mécaniques sont réalisés au niveau du laboratoire de lafarge M'sila Les résultats de la résistance à la compression et à la traction des ciments sont donnés au le tableau 3.5 :

Tableau 3.5 : Les caractéristiques mécaniques des ciments.

Type du ciment	CPA CEM I 42.5		CPJ CEM II/B 42.5	
	02 jours	28 jours	02 jours	28 jours
Résistance à la compression (MPa)	25.1	55.8	23.1	50.3
Résistance à la traction (MPa)	5.2	9.5	4.8	9

Les résistances mécaniques à 2 jours et à 28 jours pour les ciments CEM I 42.5 sont plus importantes que celles du ciment CEM II/B 42.5, ceci est dû au pourcentage d'hydrates qui est plus important pour les ciments CEM I 42.5, donc moins de porosité libre.

3.2.1.4. Analyse granulométrique du ciment

Les essais d'analyse granulométriques des ciments a été réalisée au laboratoire **Lafarge de la cimenterie M'sila** à l'aide d'un granulomètre à laser de type **MASTERSIZER** (Figure 3.1)



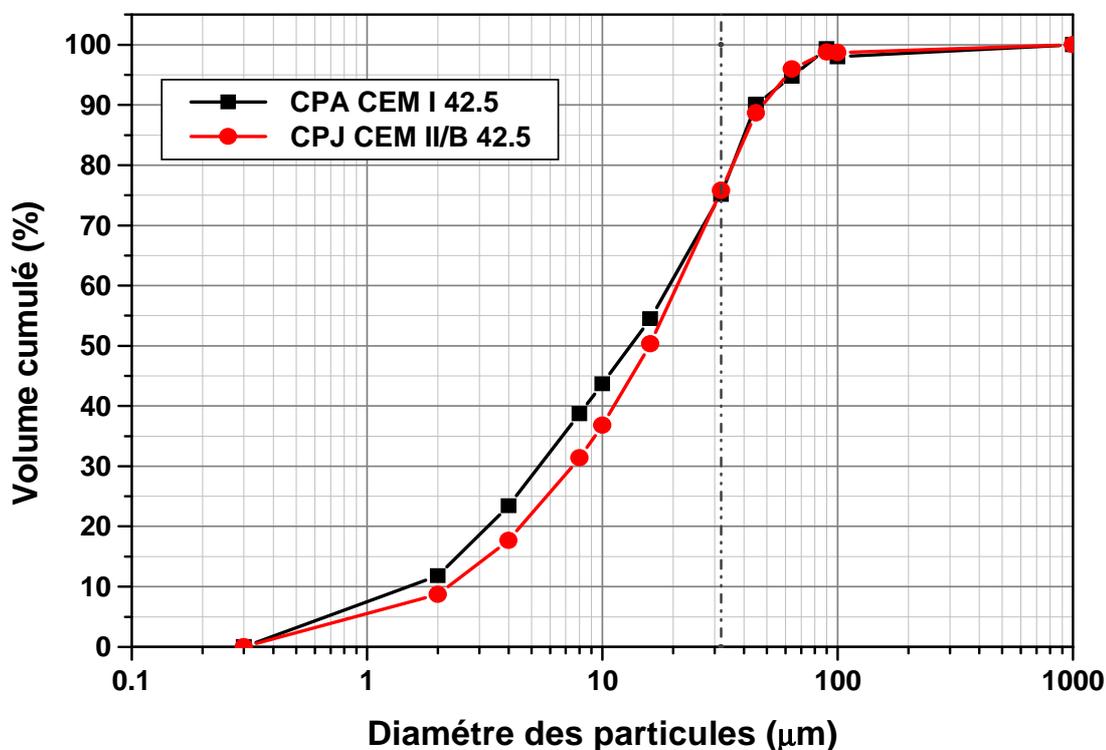
Figure 3.1: Granulomètre a laser de type mastersizer (Laboratoire de lafarge M'sila).

C'est une mesure de la quantité de lumière laser perdue, dû à l'introduction de l'échantillon dans le faisceau laser. Les résultats d'analyse granulomètre à laser des ciments sont récapitulés dans le tableau (3.6) :

Tableau 3.5 : Analyse granulométrique à laser des ciments.

Taille (μm)	Volume cumulé (%)	
	CEM I 42.5	CEM II/B 42.5
0.3	0	0
2	11.81	8.7
4	23.43	17.66
8	38.72	31.42
10	43.68	36.8
16	54.51	50.33
32	75.15	75.8
45	90.05	88.67
64	94.75	95.94
90	99.34	98.79
100	97.99	98.69
1000	100	100

Les courbes granulométriques à laser des deux ciments utilisés dans la formulation de nos bétons, CEM I 42.5 et CEM II/B 42.5, sont données par la figure 3.2:

**Figure 3.2:** Courbes granulométriques à laser des ciments.

La Figure 3.2 nous informe sur la répartition en taille des gains des différents ciments. Nous constatons que nous avons pratiquement pour les deux ciments le même volume de particules ayant un diamètre supérieur à 32 μm ; par contre, dans l'intervalle de 0.3 à 32 μm , le volume des particules ayant un diamètre inférieur à 32 μm de ciment CEM I 42.5 est plus important par rapport au Ciment CEM II/ B42.5.

3.2.2. Granulats

Des granulats locaux ont été utilisés pour fabriquer les bétons :

- ✓ Le sable alluvionnaire de granulométrie **0/5** mm provenant de la région d'Oued Messaad située dans la région sud de la ville de Djelfa.
- ✓ Le gravier est d'origine calcaire, concassé, composé de deux fractions **3/8**, **8/15** provenant de la carrière de Zaccar située dans la région sud de la ville de Djelfa. Les graviers concassés adhèrent bien à la pâte de ciment et offrent au béton de bonnes caractéristiques mécaniques.

3.2.2.1. Analyse granulométrique des granulats

Les courbes granulométriques des granulats sont montrées sur la figure 3.3 selon NF P18-431[193]. D'après la figure 3.3, on remarque que les granulats utilisés dans notre étude sont des granulats à granulométrie continue.

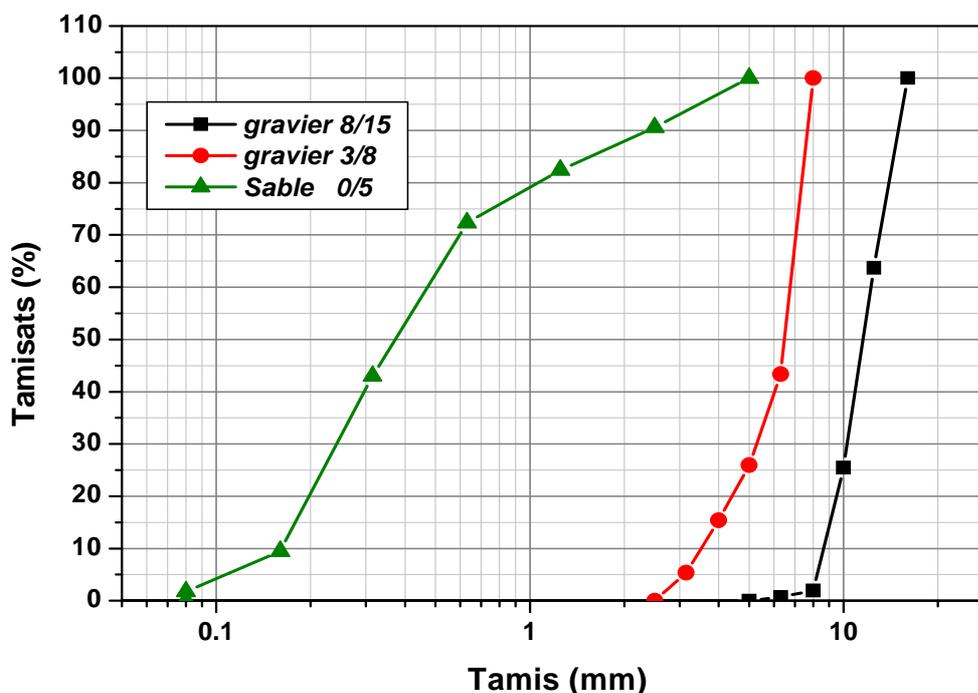


Figure 3.3: Courbes granulométriques des granulats

3.2.2.2. Caractérisation physico-mécanique des granulats

Les propriétés physiques des granulats sont regroupées dans le tableau 3.6.

Tableau 3.6: Propriétés physico-mécaniques des granulats.

Classe granulaire	0/5	3/8	8/15
Masse volumique apparente (kg/m ³) (NF P18-555) [191]	1543	1360	1030
Masse volumique absolue (kg/m ³)[191]	2570	2660	2660
<i>Porosité e(%)</i> [191]	<i>40.00</i>	<i>51.13</i>	<i>50.86</i>
<i>Degré d'absorption (%)</i> [191]	<i>0.32</i>	<i>0.2386</i>	<i>0.0961</i>
<i>Teneur en eau (%)</i> [191]	<i>0.67</i>	<i>0.1580</i>	<i>0.0960</i>
Module de finesse [194]	2.21	---	---
Equivalent de sable (%) (NF P 18-598) [195]	98	---	---
Coefficient Los Angeles (%) (NF P 18-573) [196]	---	23.5	24
Micro Deval (%) NF P 18-572) [197]	---	19.6	20.50

D'après le tableau 3.6, on constate que:

- ✓ Selon la norme NFP 18-598 [195], notre sable est très propre. En même temps, l'essai au bleu nous a montré que nos fines sont inertes et ne sont pas nocives pour le béton.
- ✓ Les résultats de Los Angeles montrent que nos granulats appartiennent à la catégorie B selon la norme NF P18-540[198].

3.2.3. L'eau de gâchage

L'eau utilisée est une eau potable du robinet. Elle convient pour la confection du béton à condition qu'elle remplie toutes les prescriptions des normes NF P 18-303 [199] et EN 1008 concernant les concentrations des matières en suspension et les sels dissous. Une eau de mauvaise qualité peut avoir des effets néfastes sur le béton tels que la carbonatation, la corrosion des armatures, la diminution de la résistance mécanique, l'accélération ou le ralentissement du temps de prise et l'apparition des taches nuisibles sur la surface du béton.

3.3. Formulation des bétons

L'optimisation de la formulation des bétons s'appuie sur plusieurs critères qui doivent faire l'objet d'un compromis: l'ouvrabilité, la résistance, la durabilité et l'économie. La formulation d'un béton consiste à définir le mélange optimal des différents constituants du béton permettant d'assurer à la fois une ouvrabilité et une résistance à la compression convenables. Devant la multiplicité des méthodes utilisées pour déterminer la composition des bétons, on a utilisé celle qui donne des résultats optimaux. C'est la méthode de Dreux Gorisse [194].

Afin de répondre à notre objectif, huit séries de béton ont été confectionnées en faisant varier le dosage en ciment de 300 à 450 kg/m³ pour les deux types du ciment avec un pas de 50 kg/m³. Nous avons fixé le même critère d'ouvrabilité à tous les bétons confectionnés afin de mener une étude rationnelle. L'essai d'affaissement au cône d'Abrams norme NF P 18-451[200] est actuellement en usage dans le monde entier ; il fournit des mesures fiables, de variabilité restreinte. En fonction des affaissements obtenus, la classe d'ouvrabilité des différents bétons est plastique (l'affaissement varie de 6 à 7 cm). Les compositions des huit mélanges de bétons sont reportées dans le tableau 3.7.

Tableau 3.7: Compositions des bétons en (kg/m³)

Bétons Constituants	Bétons							
	A300	A350	A400	A450	B300	B350	B400	B450
Gravier 8/15 humide	1000,4	1012,1	1030,3	1041,1	954,3	1026,1	1045,8	1063,4
Gravier 3/8 humide	192,4	150,5	165,7	161,6	183,6	146,7	165	145
Sable 0/4 humide	706,3	636	625,7	572,3	677,7	620,1	605	584,6
Eau efficace E (litres)	200	200	200	200	200	200	200	200
Densité du béton frais	2399	2349	2422	2425	2316	2343	2416	2443
E/C	0,67	0,57	0,50	0,45	0,67	0,57	0,50	0,45
G/S	1,69	1,83	1,91	2,10	1,68	1,89	2,00	2,07
Affaissement A (cm)	07	06,5	06	06	07	06,5	06,5	06
Eau de gâchage total E' (litres)	200,77	200,78	200,79	200,80	200,77	200,78	200,79	200,80

A300 : Béton à base de CEM I 42.5 (dosage en ciment = 300 kg/m³)

A350 : Béton à base de CEM I 42.5 (dosage en ciment = 350 kg/m³)

A400 : Béton à base de CEM I 42.5 (dosage en ciment = 400 kg/m³)

A450 : Béton à base de CEM I 42.5 (dosage en ciment = 450 kg/m³)

B300 : Béton à base de CEM II/B 42.5 (dosage en ciment = 300 kg/m³)

B350 : Béton à base de CEM II/B 42.5 (dosage en ciment = 350 kg/m³)

B400 : Béton à base de CEM II/B 42.5 (dosage en ciment = 400 kg/m³)

B450 : Béton à base de CEM II/B 42.5 (dosage en ciment = 450 kg/m³)

La proportion relative de sable et de gravier doit être telle que le béton présente une homogénéité satisfaisante sans aucun risque de ségrégation, l'influence de la granularité sera jugée par le rapport (G_g/S_1). Il a été constaté selon les expériences entreprises que:

Plus le rapport G/S est élevé, plus le béton présentera des résistances mécaniques élevées, par contre il présente des difficultés de mise en œuvre par manque d'ouvrabilité.

A propos des résultats obtenus concernant la composition des bétons élaborés, le rapport G_g/S_1 pour les huit types du béton (A30, A35, A40, A45, B30, B35, B40 et B45) varie entre 1.69 à 2.10 (voir tableau 3.7). Ceci implique que le béton obtenu est un béton normal de plasticité variable en fonction du dosage en eau, de mise en œuvre facile mais ne permettant pas des résistances exceptionnelles.

3.4. Préparation des éprouvettes d'essais

Les différentes classes de bétons sont élaborées conformément aux compositions données dans le tableau 3.7. Les conditions climatiques durant la préparation des gâchées sont:

- ✓ Température $T_{\text{moy}} = 20 \pm 2^\circ\text{C}$
- ✓ Humidité relative **HR** (%) = $45 \pm 10\%$

Le mode de préparation des gâchées a été uniformisé pour tous les types de bétons préparés. En effet, après avoir peser les quantités de sable, de gravillons lavés et du ciment, les composants seront introduit dans le malaxeur selon les normes NF P .18-404 [201] et dans l'ordre suivant : (gravillons + ciment + sable). Le malaxage de ces trois constituants a été réalisé à sec pendant une minute avant de verser la quantité d'eau nécessaire, ensuite on poursuit le malaxage humide pendant deux autres minutes, ce malaxage sera interrompu pendant une minute pour racler les parois afin d'homogénéiser le béton puis on redémarre le malaxage pendant une dernière minute.

Trois types d'éprouvettes sont confectionnés selon le type de l'essai à réaliser:

- ✓ Des éprouvettes cubiques ($10 \times 10 \times 10$) cm^3 (norme NF P 18-400 [202]): Ces éprouvettes sont confectionnées pour la détermination de la résistance à la compression ainsi que pour les essais d'absorption capillaire et de durabilité vis-à-vis de la carbonatation.
- ✓ Des éprouvettes prismatiques ($10 \times 10 \times 40$) cm^3 (norme NF P 18-400 [202]): Ces éprouvettes sont confectionnées pour la détermination de la résistance à la traction par flexion et la résistance à la compression ainsi que pour les essais de déformabilité.
- ✓ Des éprouvettes cylindriques (11×22) cm^2 (norme NF P 18-400 [202]): Ces éprouvettes sont confectionnées pour la détermination de la résistance à la compression ainsi que pour les essais d'absorption capillaire et de durabilité vis-à-vis à la carbonatation.

Les moules ont été couverts et conservés à 20°C puis démoulés après 24 h (voir Figure 3.4).



Figure 3.4:Etapes de formulation des bétons et conservation des éprouvettes de bétons

3.5. Modes de cure

Le démoulage a été fait 24 heures après la confection des éprouvettes. Celles-ci ont été conservées par la suite dans l'ambiance du laboratoire ($T=20 \pm 2^\circ\text{C}$ et $HR= 45\pm 10\%$). Afin

d'étudier l'influence du mode de cure sur les caractéristiques physicomécaniques, les éprouvettes ont subies, après démoulage les deux modes de conservations suivants (voir Figure 3.4) :

- ✓ **Mode1** : conservation dans l'air du laboratoire ($T=20 \pm 2^\circ\text{C}$ et $\text{HR}= 45\pm 10\%$).
- ✓ **Mode2** : conservation dans l'eau à $T=20^\circ\text{C}$, pendant : 0 jours (témoin) ; 3 ; 7 ; 14 et 28 j.

Après que la durée de cure ait été terminée, les éprouvettes seront placées dans l'ambiance du laboratoire à ($T=20 \pm 2^\circ\text{C}$ et $\text{HR}= 45\pm 10\%$) jusqu'à le jour j de l'essai [203].

3.6. Mesures expérimentales

Les éprouvettes des différentes classes de bétons élaborées ont été soumises à trois campagnes d'essais, conformément à l'organigramme dressé à la figure 3.5 :

- ✓ Essais de résistances mécaniques :

Il s'agit de la détermination de la résistance à la compression et à la traction à 28 jours en tenant compte de l'effet de cure ainsi que la résistance à la compression après carbonatation à l'âge 180 jours.

- ✓ L'essai d'absorption capillaire :

Cet essai a été conduit à l'âge de 28 jours pour les différentes classes de bétons et pour les différents modes de cure ainsi qu'après carbonatation à l'âge de 180 jours). Les paramètres à déterminer par cet essai sont :

- Le coefficient d'absorption initial.
- La sorptivité et le coefficient de capillarité respectivement en fonction de la masse d'eau absorbée et en fonction de la hauteur du front d'imbibition capillaire.

- ✓ L'essai de carbonatation des bétons :

Il s'agit de la détermination de la profondeur de la zone du béton de peau carbonatée pour les différentes classes de béton et en tenant compte de l'influence du mode de cure.

- ✓ Essais de déformabilité de béton :

Il s'agit de la détermination de module d'élasticité de béton à l'âge 28 jours et après carbonatation à l'âge 180 jours.

Chaque essai est réalisé sur trois éprouvettes de la même composition, et la valeur moyenne des trois essais a été prise comme valeur caractéristique.

Le Tableau 3.8 décrit, pour chaque essai réalisé, les éprouvettes de bétons préparés ainsi que leurs modes et durées de conservation. Il décrit aussi les nombres et les dimensions des éprouvettes testés.

Tableau 3.8: Eprouvettes et leurs conservations.

Essais	Eprouvettes préparées	Conservation après démoulage à 24 heures	Nombre Eprouvettes testés
Résistance à la compression à 28 jours et après carbonatation pendant 180 jours	-Cubique 10×10×10cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%.	192
	-Cylindrique 11×22 cm	-Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 3, 7 et 28 jours	192
Résistance à la traction à 28 jours	-Prismatique 10×10×40 cm	- Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%.	96
		-Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 3, 7 et 28 jours	
Déformabilité de béton pendant 28 et 180 jours après carbonatation	-Prismatique 10×10×40 cm	- Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%.	96
		-Dans l'eau à T=20 ±2°C à 28 jours	
D'absorption capillaire pendant 28 et 180 jours après carbonatation	-Cubique 10×10×10cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%.	192
	-Cylindrique 11×22 cm	-Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 3, 7 et 28 jours	192
Carbonatation accélérée pendant 60, 120, 180 jours	-Cubique 10×10×10cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%.	384
	-Cylindrique 11×22 cm	-Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 3, 7 et 28 jours	384
Carbonatation naturelle pendant 180 et 365 jours	-Cubique 10×10×10cm	-Dans l'air à T=20 ±2°C et HR= 45±10%. -Dans l'eau à T=20 ±2°C pendant 3, 7 et 28 jours	192

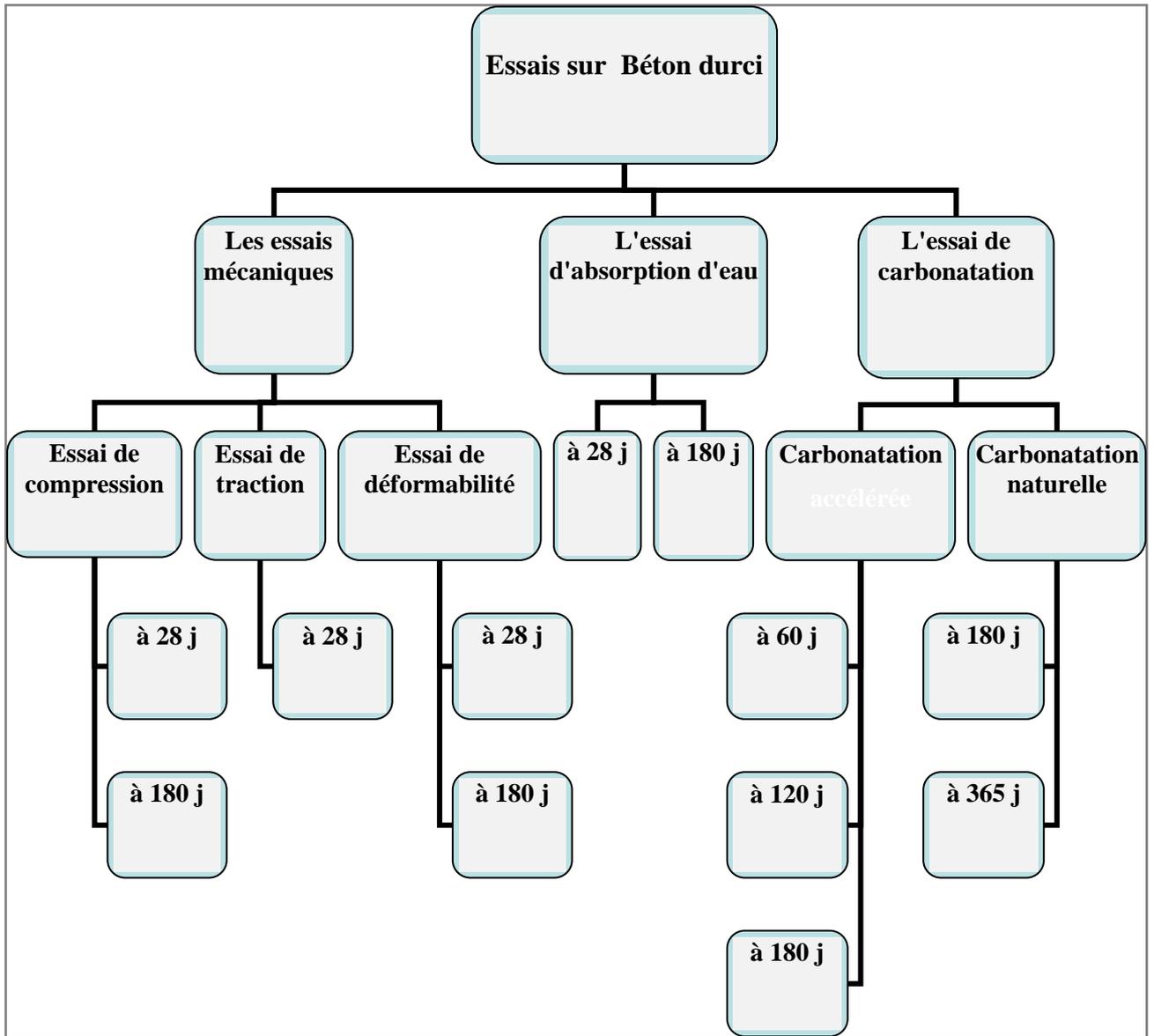


Figure 3.5 : Organigramme représentatif des différents essais effectués.

3.7. Résistance à la compression

Les mesures de résistance à la compression ont été réalisées selon la norme NF P. 18-406 [204]. Les essais de compression ont été effectués, à 28 et 180 jours. L'éprouvette en question doit être d'une bonne planéité et de surface uniforme.

Principe d'essai :

L'éprouvette est soumise à une charge croissante jusqu'à la rupture, la contrainte de compression est le rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette

$$\sigma_c = \frac{F}{S} \quad (3.2)$$

Ou σ_c : contrainte de compression (en MPa).

F : charge de rupture (en KN).

S : surface de compression de l'éprouvette.

La résistance à la compression en MPa est la moyenne des résultats obtenus sur trois éprouvettes, la résistance à la compression du béton constitue un bon indicateur de la durabilité.

3.8. Résistance à la traction (flexion trois points)

C'est un essai destructif est réalisé sur des éprouvettes prismatiques ($10 \times 10 \times 40$) cm³ selon les normes NF P. 18-407 [205], il s'agit de déterminer la résistance à la flexion trois points de l'éprouvette soumise à un effort centré exercé à l'aide d'une presse hydraulique (voir Figure 3.6). La résistance à la traction en MPa est la moyenne des résultats de trois éprouvettes. La contrainte de traction par flexion est donnée par la relation ci-dessous :

$$\sigma_t = \frac{3FL}{2b^3} \quad (3.3)$$

Ou σ_t : contrainte de traction (en MPa).

F : charge de rupture (en KN).

b : coté de la section carrée (en mm), b=100mm.

L : distance entre appuis (en mm), L=300mm.

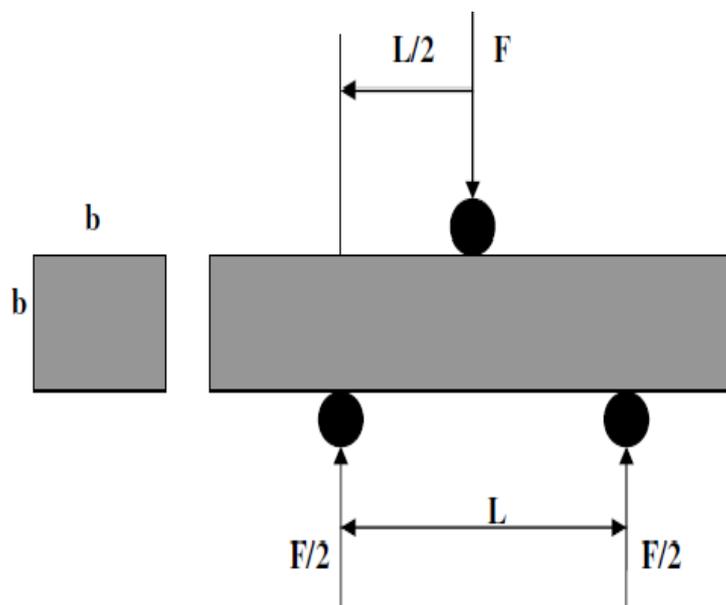


Figure 3.6: Schéma mécanique de l'essai de traction par flexion trois points.

3.9. Déformabilité du béton

Dans le but d'étudier l'influence du type de ciment et la carbonatation sur la déformabilité du béton durci à 28 jours et après 180 jours (un rapport E/C=0.57 et une cure 28 jours), on a confectionné quatre sortes des bétons (béton ordinaire **CPA-42.5-S**, **CPA-42.5-C**, **CPJ-42.5-S** et **CPJ-42.5-C**), chaque série comprend trois échantillons prismatiques de (10×10×40 cm). La déformation a été mesurée au moyen d'indicateurs à cadran indiquant le 0.01 mm qui sont installés à l'aide de cadres appropriés sur une surface de 200 mm dans le sens longitudinal et de 100 mm dans le sens transversal selon la méthode exposée par **Mezghiche, B.** (1996)[206], comportant des plots de mesure (distants de 20 cm) (figure 3.7). La définition de la résistance prismatique des éprouvettes se calcule par la formule:

$$\sigma_c = \frac{P}{S} \quad (3.4)$$

P : charge de destruction selon les unités de mesure de presse.

S : air de la section de l'éprouvette.

Le module d'élasticité se détermine pour chaque éprouvette au niveau de la charge égal 30% de la charge de destruction:

$$E_{el} = \sigma_1 / \varepsilon_{1el}, \quad \sigma_1 = P_1 / S \quad (3.5)$$

σ_1 : accroissement de la contrainte de zéro conventionnel au niveau 30% de la charge de destruction.

P_1 : charge de destructions correspondantes.

ε_{1el} : accroissement des déformations relatives élasto-instantanées longitudinales, des éprouvettes correspondant à la charge $P_1 = 0.3 P$

L'accroissement des déformations se détermine comme la moyenne arithmétique des indicateurs des quatre cotés du prisme

$$\varepsilon_{1el} = \Delta l_1 / l_1 \quad (3.6)$$

Δl_1 : accroissement absolu des déformations longitudinales des éprouvettes correspondant à l'accroissement des contraintes.

l_1 : les bases fixes pour les mesures des déformations longitudinales des éprouvettes.

On détermine le module d'élasticité initial à la compression à partir de la formule:

$$E = \Sigma \Delta \sigma / \Sigma \Delta \varepsilon \quad (3.7)$$

$\Sigma \Delta \sigma$: la somme d'accroissement de la contrainte à chaque degré de 0.05 à 0.3 P_c .

$\Sigma \Delta \varepsilon$: la somme d'accroissement de la déformation élasto-instantanées longitudinale relative à chaque degré de la même gamme.



Figure 3.7: Etapes d'essai de déformabilité du béton.

3.10. L'essai d'absorption d'eau des bétons

Dans le but d'étudier l'absorption d'eau des bétons à 28 jours du durcissement et après 180 jours de carbonatation, Nous avons adopté un essai généralement appliqué à des terres cuites et des pierres calcaires normes NF P10-502 [207]. Il s'agit de mettre en contact la base des l'éprouvettes (cubiques 10×10 cm, cylindrique 11×22 cm) avec une nappe d'eau à 1 cm de profondeur et de suivre l'évolution de la masse de ces éprouvette au cours du temps. La nappe d'eau est maintenue à niveau constant par un trop-plein (figure 3.8). Les faces latérales sont imperméabilisées à l'aide d'un film plastique (un ruban plastique adhésive) qui force l'eau à adopter un cheminement uni-axial et éviter l'évaporation par ces mêmes faces. La masse d'eau absorbée est déterminée par des pesées successives des échantillons. La seule précaution à prendre consiste à éliminer la pellicule d'eau retenue sur la face inférieure de l'échantillon avant chaque pesée à l'aide d'un papier absorbant (Castel et al., 2001)[208].

La quantité d'eau absorbée au bout d'une heure par unité de surface est retenue comme grandeur représentative [72, 209-213] de volume des plus gros capillaires présents dans la zone de peau, ces capillaires étant les plus efficaces. Les essais sont réalisés dans les conditions de laboratoire ($T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ et $HR = 45 \pm 10\%$)[203].

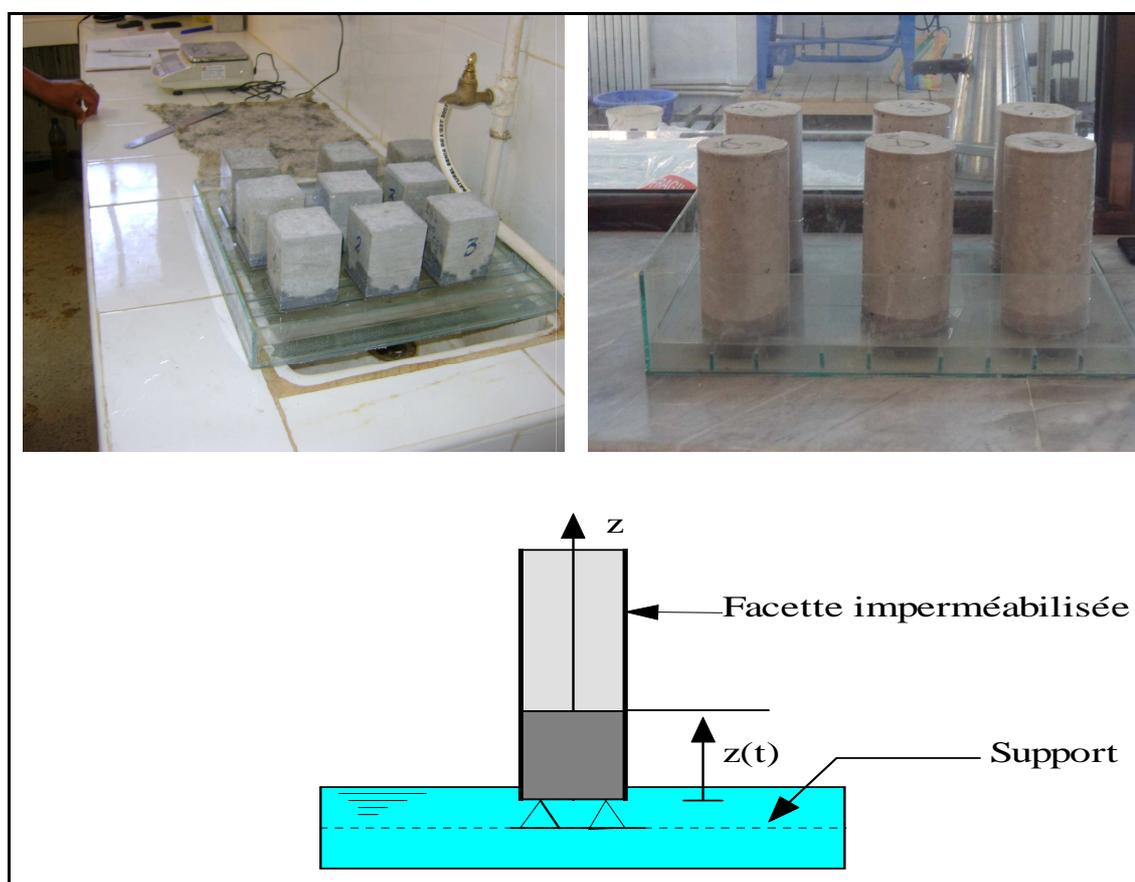


Figure 3.8: dispositif expérimental de l'essai d'absorption capillaire.

3.11. Essais de carbonatation des bétons

Les essais de carbonatation ont été conduits selon deux protocoles différents en vue de comparer leurs résultats respectifs.

3.11.1. Essais de carbonatation accélérée

Après 28 jours de conservation, les échantillons de béton sont placés dans une enceinte hermétique (voir figure 3.9). Le mélange gazeux régnant dans l'enceinte est composé de 50 % de CO₂ et 50 % d'air [214]. L'humidité relative est maintenue entre 60 et 70 % à l'aide d'une solution saturée de nitrite de sodium. Cet intervalle favorise le processus de carbonatation déjà cité en paragraphe §2.5.2.2. La température pendant la période d'essais est d'environ $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$. Pour mesurer la profondeur de carbonatation, la méthode consiste à rompre l'échantillon de béton par fendage et à répandre sur la surface de rupture une solution alcoolique de **Phénolphtaléine** qui sert d'indicateur coloré (Castel et al., 2001)[208]. Cette solution permet de distinguer deux zones dans la surface pulvérisée :

- ✓ une zone interne de couleur rose qui caractérise la zone non carbonatée de la surface.
- ✓ une zone incolore externe qui caractérise la zone carbonatée de la surface. La mesure de l'épaisseur de cette zone caractérise la profondeur du front de carbonatation du béton.

Après environ 15 minutes, on mesure la profondeur du front de carbonatation sur les deux faces de l'éprouvette (cubique et cylindrique) chaque 2 cm. La profondeur du front carbonaté est représentée par la moyenne de ces mesures. Les mesures sont effectuées pour chaque béton après 60, 120 et 180 jours passés en enceinte de CO₂.



Figure 3.9: Enceinte hermétique (chambre de CO₂).

Les étapes de l'essai sont résumées dans le schéma représenté par la figure 3.10.

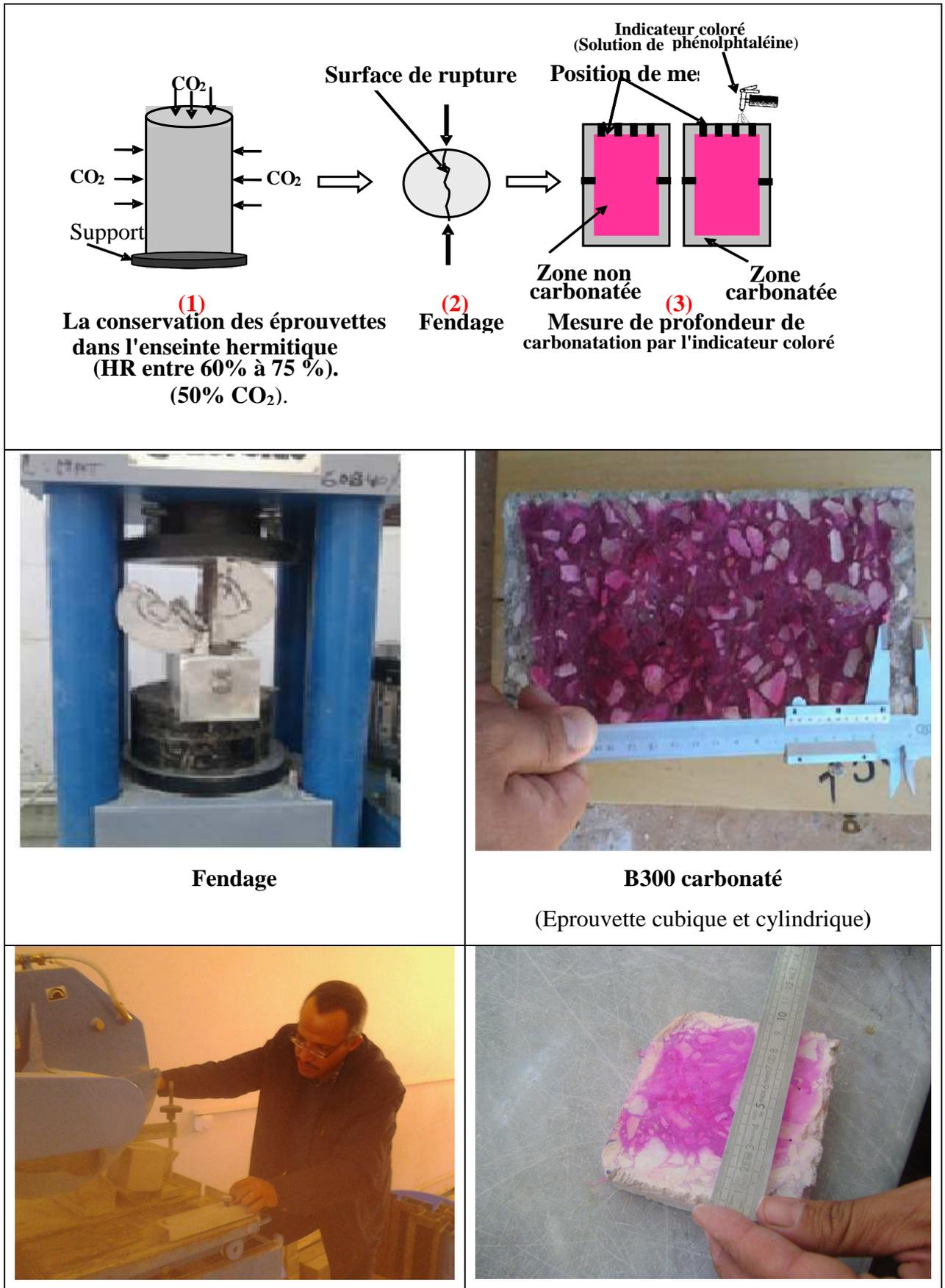


Figure 3.10: Les étapes de l'essai de carbonatation.

3.11.2. Essai de carbonatation naturelle

Ce deuxième protocole de carbonatation est le plus proche de la réalité car il consiste à exposer les échantillons de béton aux concentrations en CO₂ et conditions climatiques non contrôlées. L'utilisation de la carbonatation naturelle a pour but de se placer dans les conditions réelles de carbonatation. Une des limites à l'emploi de cette méthode est sa lenteur : de l'ordre du mois ou de l'année selon les concentrations de CO₂ atmosphérique et de l'humidité pour avoir une profondeur de carbonatation observable par l'utilisation d'indicateurs colorés. Dans le cadre de cette étude, le taux de CO₂ moyen mesuré est de 0,035 %, la pénétration est donc très lente. Un autre inconvénient dans cette méthode est la grande variation de l'humidité relative et de la température. Ces deux facteurs jouent un rôle primordial sur la microstructure car ils contribuent ou empêchent le séchage du béton. Des relevés de température et d'humidité sont effectués de façon hebdomadaire. Dans le cadre de cette étude, les conditions en température ont varié de 4 °C à 27 °C et en humidité relative de 40 à 69 %. Pour l'interprétation des résultats de ces expériences, il est donc important de se rappeler qu'il y aura à la fois un effet dû à la carbonatation mais aussi un effet dû aux conditions atmosphériques extérieures.

Protocole expérimental:

Des éprouvettes cubiques 10X10 cm ont été donc conservées juste après leur démoulage à 24 heures en extérieur entre les branchages et les feuilles de plantes vertes pendant 180 jours et 365 jours (voir figure 3.11). Les sections des échantillons n'ont pas été recouvertes, ce qui permet un séchage et une carbonatation dans les trois directions. Trois éprouvettes cubiques 10X10 cm ont été utilisées pour chaque composition de béton. Les mesures de profondeur de carbonatation ont été effectuées après 180 jours et pendant 12 mois par pulvérisation à la phénolphaléine.



Figure 3.11: Photo des éprouvettes conservées en extérieur entre les brindilles de plantes vertes pendant 180 jours et 365 jours.

3.12. Conclusion

Dans un premier temps, l'utilisation des différents matériaux a été justifiée pour la confection du béton en utilisant deux types de ciment à différents rapports E/C avec des temps de cure humides (0,3 jours, 7 jours et 28 jours) qui permettent de suivre l'évolution de la porosité des bétons avec leurs différentes caractéristiques physico-mécaniques au cours du temps.

Dans un deuxième temps, nous nous sommes montrés les méthodes d'essais de mesure des propriétés physico-mécaniques du béton et les mesures d'indicateurs de leur durabilité vis-à-vis de la carbonatation, dont les résultats sont présentés et discutés dans le chapitre suivant.

Chapitre 4

Résultats expérimentaux et interprétations

CHAPITRE 4

4. Résultats expérimentaux et interprétation

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'analyse des différents résultats relatifs aux propriétés physico-mécaniques des bétons réalisés conformément aux méthodes décrites au chapitre 2, ainsi l'effet de la composition et de certains paramètres relatifs aux bétons sur leurs cinétiques de carbonatation. Ce chapitre présente aussi la caractérisation de la porosité ouverte de la zone du béton d'enrobage par l'utilisation d'essai d'absorption capillaire et les liens existants entre la porosité ouverte caractérisée par l'absorption initiale de la zone du béton d'enrobage, la résistance mécanique, le module d'élasticité et la profondeur de carbonatation.

4.2. Résistance à la compression

La résistance à la compression est exprimée par la capacité du béton à résister à la destruction sous l'action des contraintes dues à la charge de compression. Après séchage en étuve à 105°C jusqu'à masse constante. Un état sec selon la recommandation de **Rilem (1994) [213]** est tel que l'erreur relative entre deux pesées séparées de 24 heures après séchage en étuve à 105°C n'excède pas 1 %. Les résultats de l'essai d'écrasement par compression directe sont représentés par leurs moyennes et leurs écarts types dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1: Résistances à la compression à 28 jours en fonction du rapport E/C et type du ciment pour les différents âges de cure humide.

Résistance à la compression à 28 jours (MPa)						
Type du ciment	Béton	E/C	Témoin	Cure 3 jours	Cure 7 jours	Cure 28 jours
CPA CEM I 42.5	A300	0.67	26.16 ± 1.05	33.66 ± 0.45	34.7 ± 0.85	36.66 ± 1.05
	A350	0.57	34.74 ± 0.75	38.51 ± 0.92	39.51 ± 1.15	42.17 ± 0.67
	A400	0.5	39.75 ± 1.25	44.03 ± 0.83	45.05 ± 0.54	47 ± 0.34
	A450	0.45	45.36 ± 0.87	50.05 ± 1.13	51.90 ± 0.75	53.75 ± 0.67
CPJ CEM II/B 42.5	B300	0.67	25.22 ± 0.86	32.26 ± 1.14	33.86 ± 0.95	34.16 ± 0.34
	B350	0.57	31.45 ± 0.75	37.5 ± 1.25	38.75 ± 0.05	40 ± 0.67
	B400	0.5	38.15 ± 0.55	41.85 ± 0.50	43.73 ± 1.33	45.14 ± 1.05
	B450	0.45	44.48 ± 0.67	48.04 ± 0.25	50.4 ± 1.45	52.44 ± 0.34

Les résultats obtenus des résistances en compression à 28 jours en fonction du rapport E/C et type du ciment pour les différents âges de cure humide, sont illustrés sur la figure 4.1.

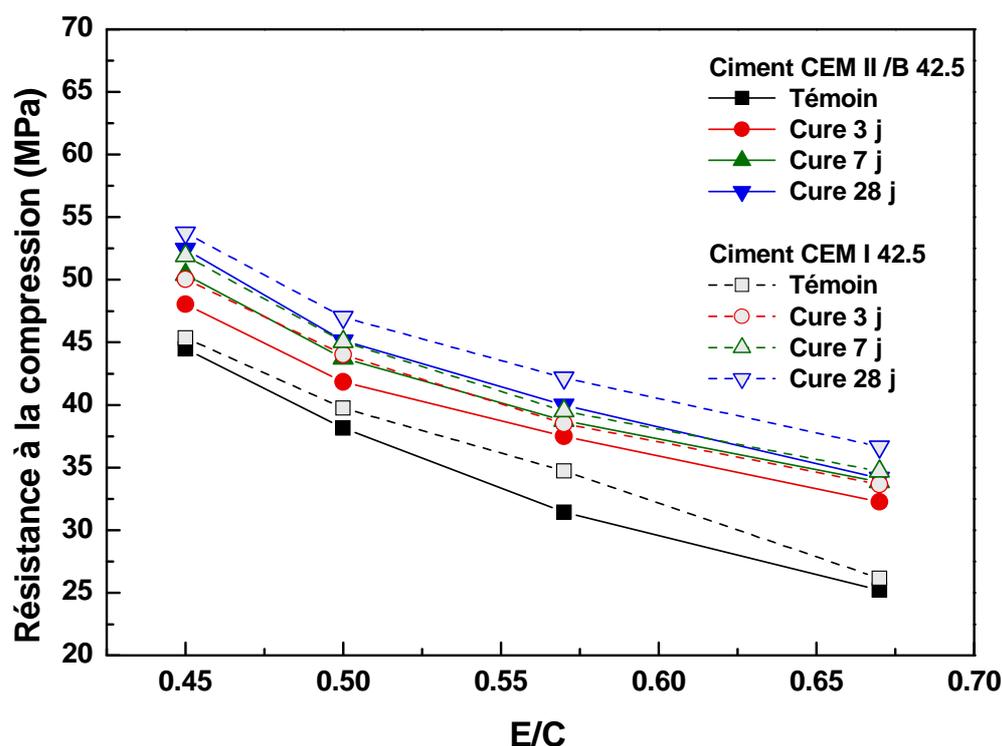


Figure 4.1: Effet du rapport E/C et type de ciment sur la résistance à la compression à 28 j du béton pour les différentes âges de cure humide.

4.2.1. Influence de la cure humide

Les résultats représentés sur la **figure 4.1** mettent en évidence l'effet bénéfique de la cure. La cure favorise l'hydratation qui a pour effet de colmater les pores capillaires existants et renforcer les liaisons inter-granulaires.

A titre d'exemples pour le béton B350 on observe nettement l'influence de la cure sur l'augmentation de la résistance à la compression à 28 jours, une augmentation de 19.24% pour une cure de 3 jours par rapport au béton témoin (conservés à l'air), 23.21 % (cure 7 jours/témoin), 27.19 % (cure 28 jours/témoin) et pour le béton A350 on observe clairement l'influence de la cure sur l'augmentation de la résistance à la compression à 28 jours, une augmentation de 10.85% pour une cure de 3 jours par rapport au béton témoin (conservés à l'air), 13.73% (cure 7 jours/témoin), 21.39% (cure 28 jours/témoin).

Ceci signifie que le béton témoin est plus poreux car après démoulage et en l'absence de durcissement, le béton d'enrobage perd rapidement son eau d'hydratation par séchage.

4.2.2. Influence du rapport E/C et type du ciment

Les résultats représentés sur la **figure 4.1** montrent que la résistance à la compression à 28 jours pour les deux types de ciment CEM I 42.5 et CEM II/B 42.5 est une fonction décroissante de rapport E/C. Cette décroissance est d'autant importante en allant du rapport E/C de 0,45 à 0,67. A titre d'exemple la diminution du rapport E/C de 0,67 à 0,57 pour des bétons conservés à l'air (béton témoin) de type du ciment CEM II/B 42.5 permet d'apporter un gain de résistance à la compression à 28 jours d'environ 24.70 %.

De plus, on remarque que la résistance à la compression à 28 jours du béton à base de ciment CEM I 42.5 plus grande que le béton à base de ciment CEM II/B 42.5. A titre d'exemple l'augmentation de la résistance à la compression pour un béton A350 (témoin) est de l'ordre 10.46 % par rapport au béton B350 (témoin).

4.3. Résistance à la traction

Les résultats de la résistance à la traction des bétons élaborés ont été déduits des essais de flexion 3 points réalisés sur des éprouvettes prismatiques 10x10x40 cm³. L'ensemble des résultats est récapitulé dans le tableau 4.2. La représentation graphique des résultats (Figure 4.2) montre que la résistance à la traction évolue de la même manière que celle de la compression.

Tableau 4.2: Résistances à la traction à 28 jours en fonction du rapport E/C et type du ciment pour les différents âges de cure humide.

Résistance à la traction à 28 jours (MPa)						
Type du ciment	Béton	E/C	Témoin	Cure 3 jours	Cure 7 jours	Cure 28 jours
CPA CEM I 42.5	A300	0.67	6.00 ± 0.03	7.92 ± 0.03	7.93 ± 0.05	8.51 ± 0.03
	A350	0.57	6.71 ± 0.10	7.87 ± 0.05	8.04 ± 0.08	8.62 ± 0.11
	A400	0.5	7.63 ± 0.05	8.19 ± 0.10	8.23 ± 0.13	9.46 ± 0.13
	A450	0.45	8.56 ± 0.08	9.41 ± 0.08	9.79 ± 0.04	10.84 ± 0.07
CPJ CEM II/B 42.5	B300	0.67	5.70 ± 0.11	7.35 ± 0.09	7.58 ± 1.05	7.85 ± 1.05
	B350	0.57	5.96 ± 0.06	7.56 ± 0.13	7.75 ± 1.05	8.04 ± 1.05
	B400	0.5	7.21 ± 0.03	7.68 ± 0.13	7.91 ± 1.05	9.05 ± 1.05
	B450	0.45	8.19 ± 0.19	8.89 ± 0.14	9.32 ± 1.05	10.48 ± 1.05

Les résultats obtenus des résistances en traction à 28 jours en fonction du rapport E/C et type de ciment pour les différents âges de cure humide, sont illustrés sur la **figure 4.2**.

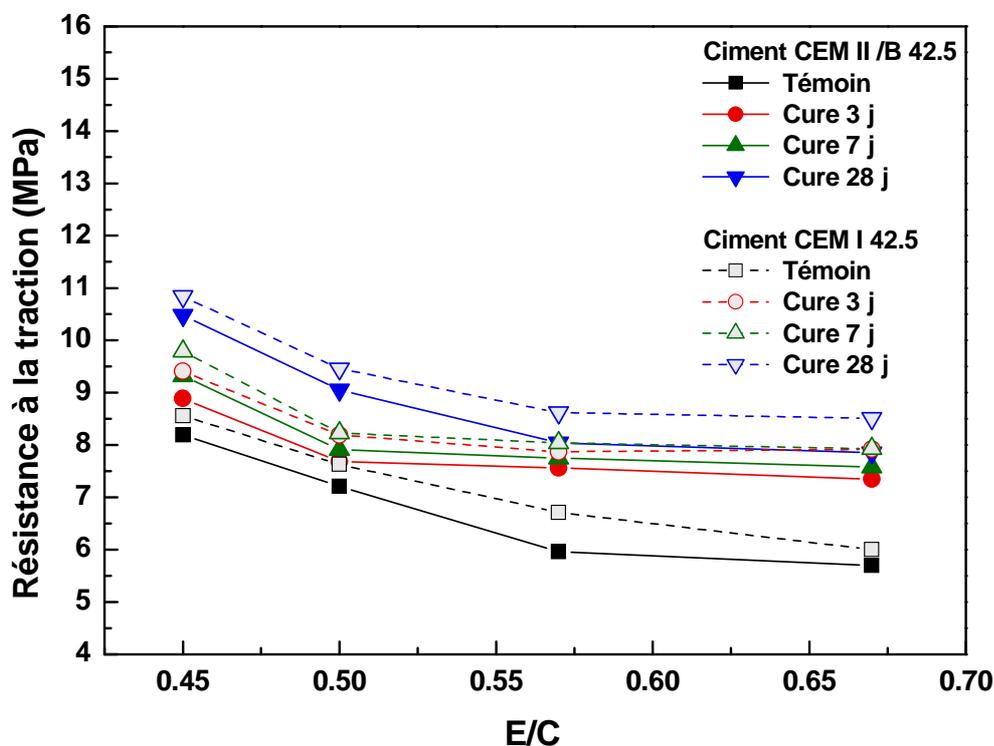


Figure 4.2: Effet du rapport E/C et type de ciment sur la résistance à la traction à 28 j du béton pour les différents âges de cure humide.

4.3.1. Influence de la cure humide

D'après la figure 4.2, on remarque que le prolongement de la cure humide n'a pas d'influence remarquable sur l'amélioration de la résistance à la compression. En effet, la cure favorise l'hydratation qui a pour effet de colmater les capillaires existants et renforcer les liaisons intergranulaires. A titre d'exemples pour le béton B400 on observe clairement l'influence de la cure sur l'augmentation de la résistance à la traction à 28 jours, une augmentation de 6,52 % pour une cure de 3 j par rapport au béton témoin (sans cure), 9,71 % (cure 7 j / témoin) et 25,52 % (cure 28 j / témoin).

4.3.2. Influence du rapport E/C et type de ciment

La représentation graphique des résultats (**Figure 4.2**) montre que la résistance à la traction pour les deux types de ciment CEM I 42.5 et CEM II/B 42.5 évolue de la même manière que celle de la compression. La résistance à la traction à 28 jours décroît en fonction du rapport E/C, Cette décroissance est d'autant importante en allant du rapport E/C de 0,45 à 0,67.

A titre d'exemple la diminution du rapport E/C de 0,50 à 0,57 pour des bétons conservés à l'air (béton témoin) de type du ciment CEM II/B 42.5 permet d'apporter un gain de résistance à la compression à 28 jours d'environ 21.93%.

De plus, on remarque que la résistance à la compression à 28 jours du béton à base de ciment CEM I 42.5 est plus grande que le béton à base de ciment CEM II/B 42.5. A titre d'exemple l'augmentation de la résistance à la compression pour un béton A350 (témoin) est d'ordre 12.58 % par rapport au béton B350 (témoin).

4.4. Absorption capillaire:

Les résultats de la cinétique d'absorption sont explicités par les deux paramètres suivants :

- Par la hauteur du front d'imbibition capillaire $z(t)$.
- Par la quantité d'eau absorbée par unité de surface $\left(\frac{\Delta M(t)}{s}\right)$.

La figure 4.3 représente un exemple illustratif de la cinétique d'absorption en fonction du temps (en heures) exprimée en terme de $z(t)$ et $\left(\frac{\Delta M(t)}{s}\right)$ pour un béton A300 ayant subit une cure dans l'eau pendant 3 jours. La pente décroissante des deux courbes indique qu'au fur et à mesure de l'essai ce sont les capillaires de plus en plus fins qui sont intéressés par le processus d'absorption d'eau. En exprimant la variation de $z(t)$ et de $\left(\frac{\Delta M(t)}{s}\right)$ en fonction de la racine carrée du temps, les deux allures ont presque une tendance linéaire. En effet, deux paramètres peuvent être dégagés à partir de ces tracées [72].

- La première partie des courbes située entre 0 et 1 h, traduit le remplissage **des plus gros pores**. On peut caractériser ces gros pores à partir de l'absorption initiale (quantité d'eau absorbée entre 0 et 1 h). La pente de la droite située entre 0 et 1 heure sera caractérisée par un coefficient A_{bi} ($\text{kg.m}^{-2}.\text{h}^{-1/2} = \text{mm.h}^{-1/2}$) et Z_i ($\text{mm.h}^{-1/2}$). On note ici que : $1\text{kg d'eau} = 10^{-3} \text{ m}^3$.
- La deuxième partie des courbes qui se prolonge au-delà d'une heure caractérise le remplissage **des capillaires internes**, ce processus de remplissage se fait des plus gros capillaires au plus fins. La pente de la droite dans cette partie caractérise d'après Christopher H [69] les coefficients de **sorptivité** ou **absorptivité** S_c ($\text{kg.m}^{-2}.\text{h}^{-1/2} = \text{mm.h}^{-1/2}$) et de capillarité k_c ($\text{mm.h}^{-1/2}$).

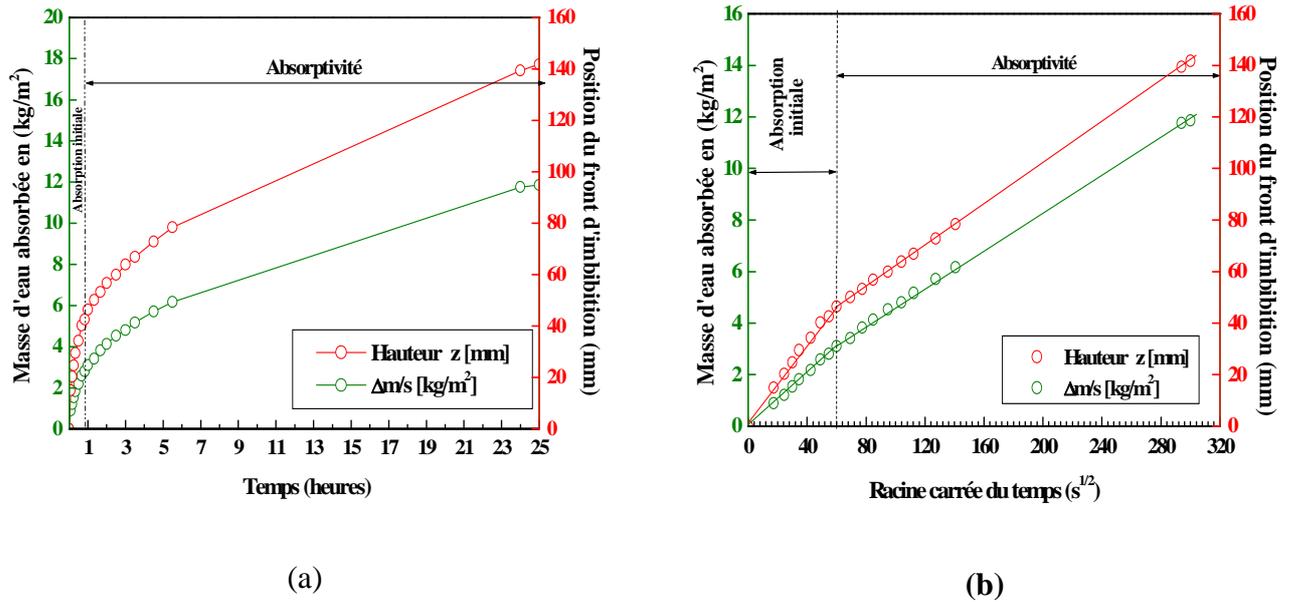


Figure 4.3 : Cinétique d’absorption d’eau en fonction du temps et de la racine carrée du temps (Béton témoin A300). (a) En fonction du temps. (b) En fonction de la racine carrée du temps.

En se référant à la figure III-5.b on montre bien l’évolution linéaire de la cinétique d’absorption d’eau du béton en fonction de la racine carrée du temps (\sqrt{t}). Les équations des droites $z(\sqrt{t})$ et $i(\sqrt{t})$ où $i = \frac{\Delta M}{s}$ sont exprimées par:

$$z(t) = k_c \cdot \sqrt{t} + z_0 \tag{4.1}$$

Où k_c représente le coefficient capillarité. Ce coefficient caractérise la cinétique d’avancement du front d’imbibition capillaire [215].

$$i(t) = \frac{\Delta m(t)}{s} = S_c \sqrt{t} + i_0 \tag{4.2}$$

Où $i(t)$ est la masse d’eau absorbée à l’instant t par unité de surface, S_c , est le coefficient de sorptivité ou absorptivité exprimé en (kg.m⁻².s^{-1/2}) ou (mm.s^{-1/2}), il caractérise la cinétique d’absorption d’eau par capillarité. Le terme libre i_0 caractérise d’après Christopher H [69] l’absorption des pores ouverts en surface juste après le contact de la surface de l’éprouvette avec la nappe d’eau. Ce terme décroît en fonction de la compacité du béton. Le remplissage des capillaires s’effectue en fonction du diamètre décroissant des pores. Autrement dit, les gros capillaires se remplissent les premiers suivis du remplissage des capillaires les plus fins.

Remarque : Les paramètres A_{bi} , Z_i , k_c et S_c ne peuvent en aucun cas être considérés comme des paramètres de transfert hydrique. Mais, ils sont d’une grande utilité dans la caractérisation du comportement de certains matériaux vis à vis de l’absorption capillaire ainsi que dans l’étude de la durabilité des matériaux de construction [215].

Le coefficient d'absorption d'eau initiale paraît être un bon indicateur de la durabilité du béton, puisqu'il caractérise les plus gros capillaires [72, 212, 215, 216]. Ce coefficient d'absorption d'eau initiale après un temps de succion de une heure sera noté A_{bi} . Les coefficients d'absorption d'eau initiale obtenus pour la totalité des échantillons sont résumés dans le **tableau 4.3**.

Tableau 4.3: Coefficients d'absorption d'eau initiale A_{bi} obtenue pour la totalité des échantillons.

Bétons	Absorption d'eau initial $A_{bi}(\text{kg.m}^{-2}.\text{h}^{-1/2})$			
	Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j
A300	3.1	1.35	1.05	0.68
A350	2.65	1.27	0.9	0.5
A400	2.22	1.07	0.8	0.37
A450	2.03	0.96	0.65	0.26
B300	3.34	1.92	1.49	1.25
B350	2.86	1.68	1.26	1.12
B400	2.32	1.57	1.19	0.99
B450	2.19	1.1	0.74	0.39

4.4.1. Influence de la cure humide

Les résultats de cette essai sont regroupés dans les deux tableaux 4.3 et 4.4 (voir Annexe). Les figures 4.4 et 4.5 ci-dessous présentent les résultats de la cinétique d'absorption des différents bétons élaborés âgés de 28 jours, ayant subis une cure dans l'eau pendant 0 jours (témoin), 3, 7 et 28 jours. Ces résultats permettent de mettre en évidence l'effet bénéfique de la cure sur l'atténuation de l'absorption d'eau et l'avancement du front d'imbibition capillaire des bétons. En effet, la cure a pour effet de progresser les réactions d'hydratation qui conduisant au colmatage des capillaires existants [122]. Le prolongement de la durée de cure de 0 à 28 jours diminue d'environ 63% de taux d'absorption initiale pour un béton à base de ciment CEM II/B 42.5 et d'environ 70% pour un béton à base de ciment CEM I 42.5.

A titre d'exemples pour le béton B300 on observe clairement l'influence de la cure sur la diminution de ce taux d'absorption. Elle est d'environ 42.52 %, 55.39% et 62.57% par rapport au béton témoin pour une cure de 3, 7 et 28 jours respectivement. Ensuite, on observe une diminution de taux d'absorption pour le béton A300 de 56.45 %, 66.13 % et 78.06 % par rapport au béton témoin. De plus, on remarque une diminution de la hauteur d'ascension du front d'imbibition pendant 1 heure pour le béton B300 de 13.%, 44 % et 56% par rapport au béton témoin, respectivement pour des cures de 3, 7 et 28 jours. Ceci signifie que la durée de cure humide conduit à une diminution de la densité des plus gros capillaires due à l'hydratation croissante du ciment [72, 212, 215, 216].

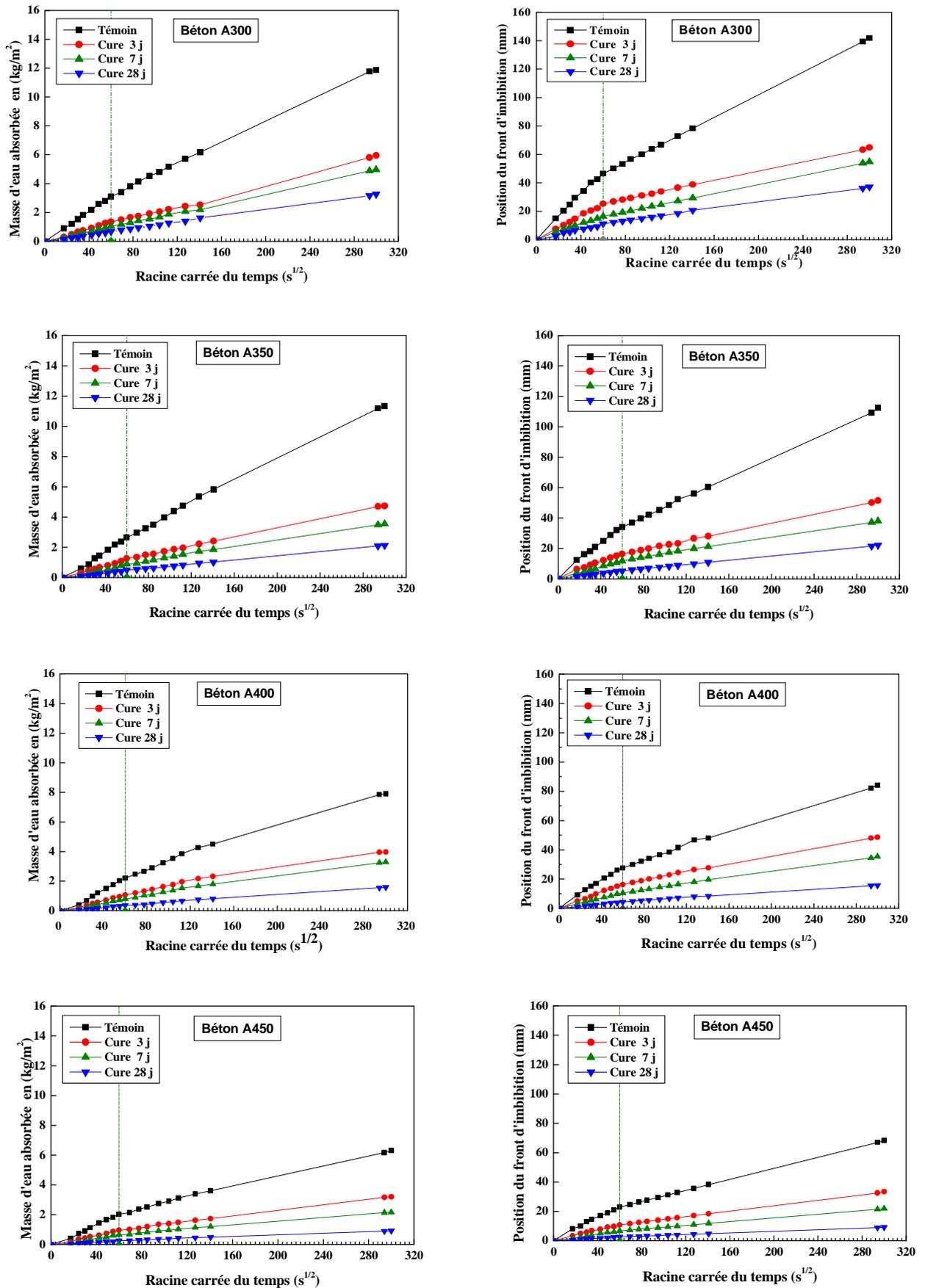


Figure 4.4: Evolution de l'absorption capillaire en fonction de \sqrt{t} à différents âges de cure des bétons à base de ciment CEM I 42.5.

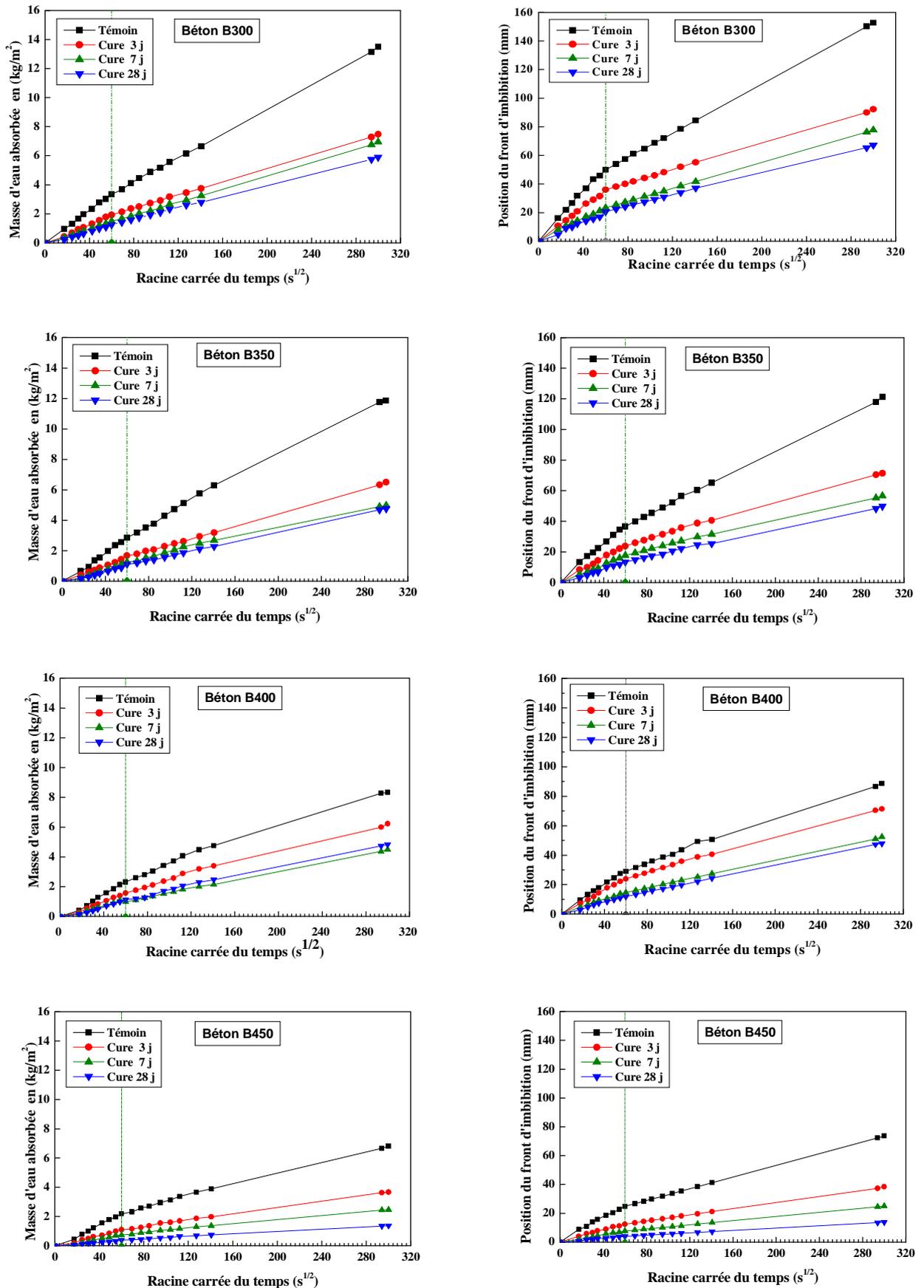


Figure 4.5: Evolution de l'absorption capillaire en fonction de \sqrt{t} à différents âges de cure des bétons à base de ciment CEM II/B 42.5.

4.4.2. Influence du rapport E/C et type du ciment

La figure 4.6 rassemble les résultats de la cinétique d'absorption exprimée en terme de masse d'eau absorbée par unité de surface en fonction de la racine carrée du temps des différents types de béton. Ces résultats mettent en évidence que l'absorption initiale (pendant 1 heure) est une fonction croissante du rapport E/C. Autrement dit, plus le rapport eau/ciment augmente, plus le taux d'absorption initiale augmente. A titre d'exemple la diminution du rapport E/C de 0,67 à 0,57 pour un béton à base du ciment CEM II/B 42.5 soumis à une cure de 3 jours diminue le taux d'absorption d'eau d'environ 12.5 %. Cette diminution est de l'ordre de 18.23 % en diminue le rapport E/C de 0,67 à 0,50. De plus, on remarque clairement une diminution de taux d'absorption pour le béton A300 (cure 28 jours) d'ordre 45.6 % par rapport au béton B300 (cure 28 jours).

Ceci signifie que la qualité du béton est la première condition d'une bonne durabilité. Puisque les CEM II aux calcaires produisent à peu près les mêmes hydrates que les CEM I, l'important pour la qualité d'un béton n'est pas la quantité de ciment en soi, mais plutôt la quantité d'hydrates.

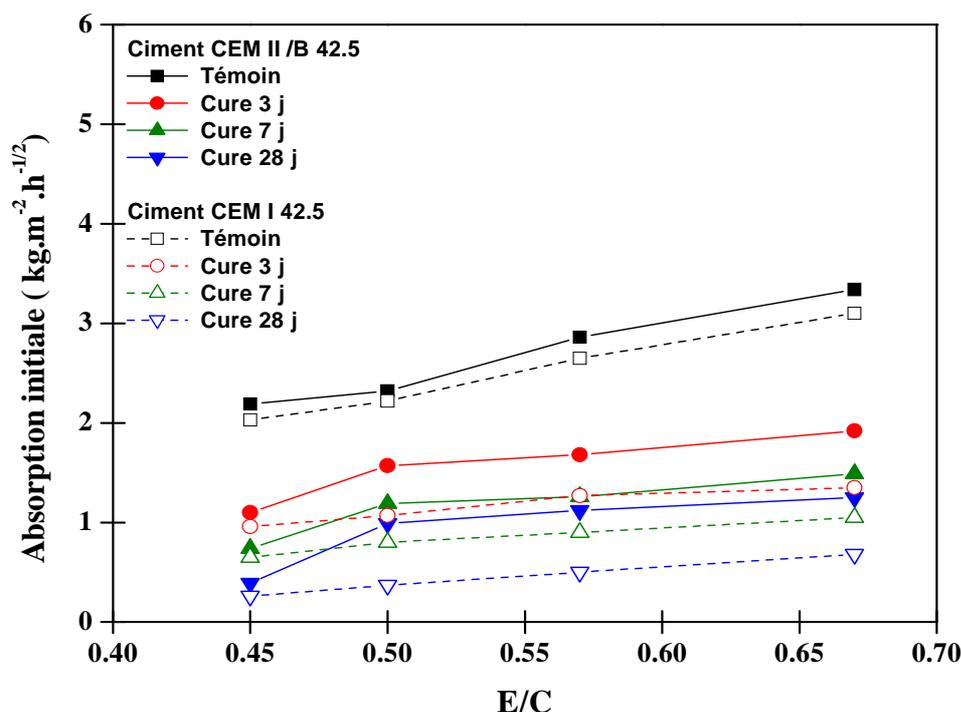


Figure 4.6: Effet du rapport E/C et type du ciment sur l'absorption initiale des bétons pour les différents âges de cure humide.

4.4.3. Coefficients de sorptivité et de capillarité

Les résultats de calcul des coefficients de sorptivité et de capillarité des différents bétons élaborés sont donnés dans le tableau 4.4. L'illustration graphique des résultats représentés par la figure 4.7 montre que les coefficients de sorptivité S_c et de capillarité k_c croissent en fonction du

rapport E/C. Autrement dit, plus le rapport eau/ciment augmente, plus les coefficients de sorptivité S_c et de capillarité k_c augmentent. Ces coefficients diminuent en fonction de la durée de cure et se stabilisent pratiquement pour une durée de cure de 28 jours. Ce résultat nous laisse penser qu'on peut obtenir le même comportement vis-à-vis de l'absorption capillaire (ou durabilité vis-à-vis des agents agressifs) d'un béton B400 avec une durée de cure de 3 jours en utilisant un Béton B300 avec une durée de cure de 28 jours. Ensuite, on constate aisément des diminutions des coefficients de sorptivité S_c et de capillarité k_c pour le béton A300 (cure 28 jours) d'ordre 44.28 %, 44.42 % respectivement par rapport au béton B300 (cure 28 jours).

Tableau 4.4 : Coefficients de sorptivité et de capillarité des différents types de béton en fonction de la durée de cure.

		k_c [mm.h ^{-1/2}] et S_c [mm.h ^{-1/2}]							
Type du ciment	Béton	Témoin		Cure 3 jours		Cure 7 jours		Cure 28 jours	
		K_c	S_c	K_c	S_c	k_c	S_c	k_c	S_c
CPA CEMI 42.5	A300	23.843	2.190	9.885	1.151	9.603	0.980	6.460	0.648
	A350	19.588	2.170	8.780	0.868	6.548	0.663	4.243	0.408
	A400	14.160	1.428	8.095	0.725	6.240	0.620	2.830	0.303
	A450	11.338	1.070	5.675	0.560	3.818	0.378	1.650	0.165
CPJ CEM II/B 42.5	B300	25.69	2.54	14.06	1.39	13.630	1.365	11.623	1.163
	B350	21.14	2.25	11.878	1.205	9.740	0.928	9.113	0.910
	B400	14.93	1.51	11.615	1.165	9.435	0.923	9.028	0.878
	B450	12.22	1.16	6.500	0.643	4.348	0.430	2.480	0.248

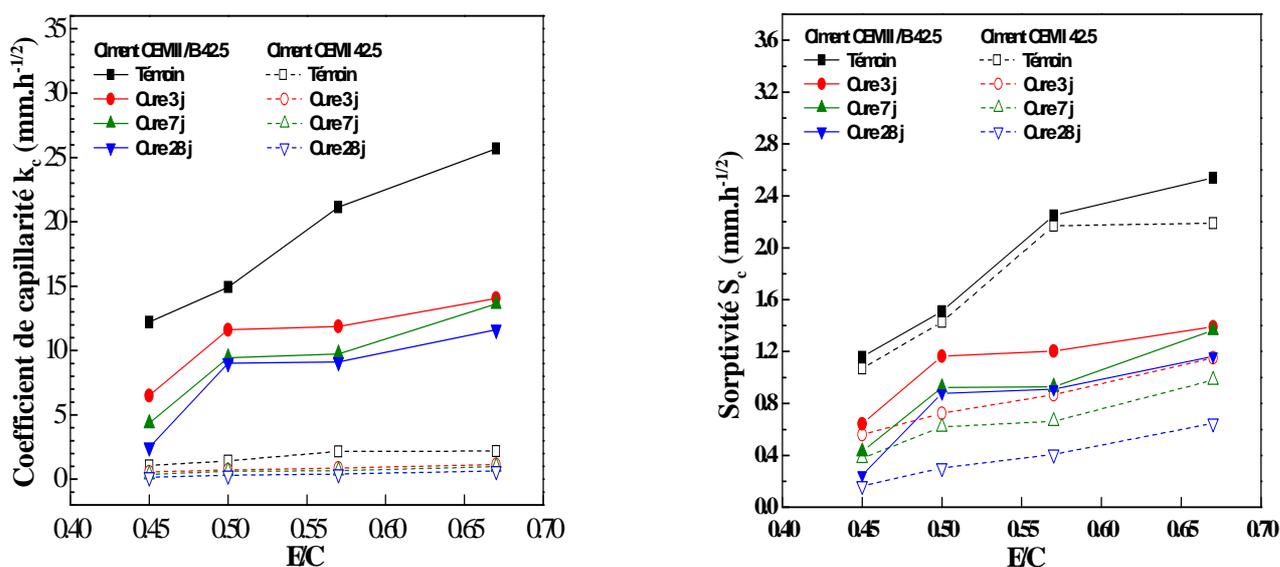


Figure 4.7: Influence de la cure sur les coefficients d'absorption des différents bétons élaborés

D'après les résultats du tableau 4.5 et figure 4.8, on constate que le rapport C entre le coefficient de capillarité k_c et la sorptivité S_c est pratiquement constant pour le même type du ciment, le même rapport E/C et la même durée de cure. Sa valeur moyenne est d'environ 10, ceci explique que la vitesse d'ascension du front d'imbibition capillaire est presque 10 fois plus grande que la vitesse de remplissage des capillaires, ce rapport C peut être assimilé à la densité de l'eau.

Tableau 4.5 : Relation entre k_c et S_c

Béton	Valeurs de la Constante				Béton	Valeurs de la Constante			
	Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j		Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j
A300	10.89	8.59	9.80	9.97	B300	10.11	10.12	9.99	9.99
A350	9.03	10.12	9.88	10.40	B350	9.40	9.86	10.50	10.01
A400	9.92	11.17	10.06	9.34	B400	9.89	9.97	10.22	10.28
A450	10.60	10.13	10.10	10.00	B450	10.53	10.11	10.11	10.00
C_{moy}	10.11	10.00	9.96	9.93	C_{moy}	9.98	10.01	10.20	10.07
Écart type	0.64	0.71	0.12	0.29	Écart type	0.34	0.10	0.16	0.10

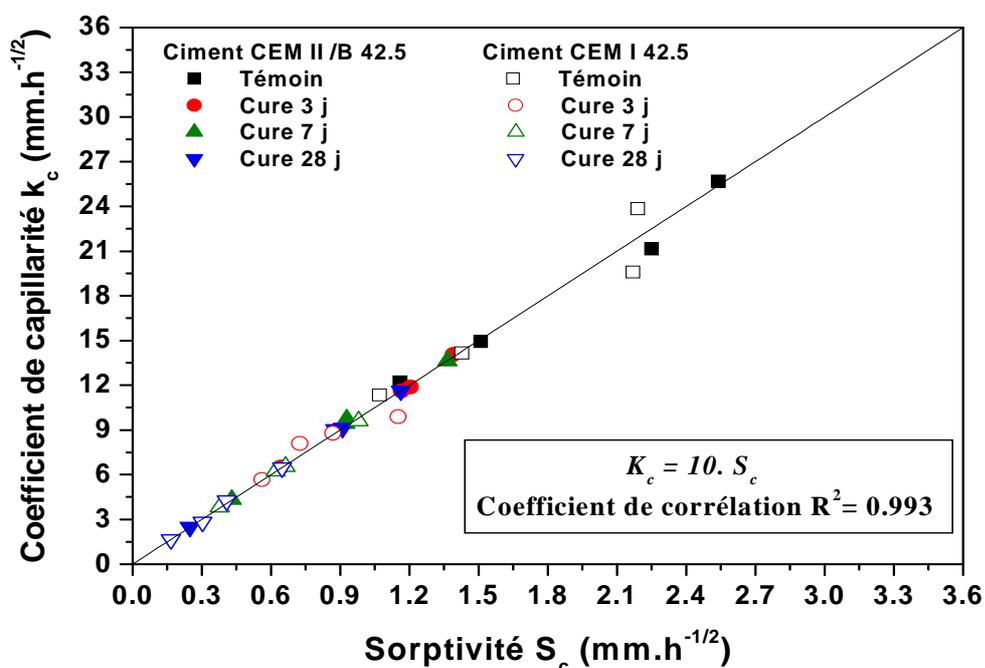


Figure 4.8: Relation entre k_c et S_c .

4.4.4. Relation entre la résistance à la compression et l'absorption initiale A_{bi}

La **figure 4.9** représente la variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale des différents bétons. A noter que la résistance à la compression à 28 jours est une fonction décroissante de l'absorption initiale [127-129].

Une tentative de modélisation de la résistance à la compression R_{c28j} en fonction de l'absorption initiale A_{bi} à permis de représenter R_{c28j} comme une fonction linéaire telle que (M. Rabehi et al, 2012) [212] :

$$R_{c28j} = R_{c0} - \alpha A_{bi} \tag{4.3}$$

Où R_{c0} et α des coefficients de régression linéaire pour chaque type du béton. Ces coefficients sont reliés empiriquement au rapport E/C par : $R_{c0} = 25/(E/C)$ et $\alpha = 2,2/(E/C)$.

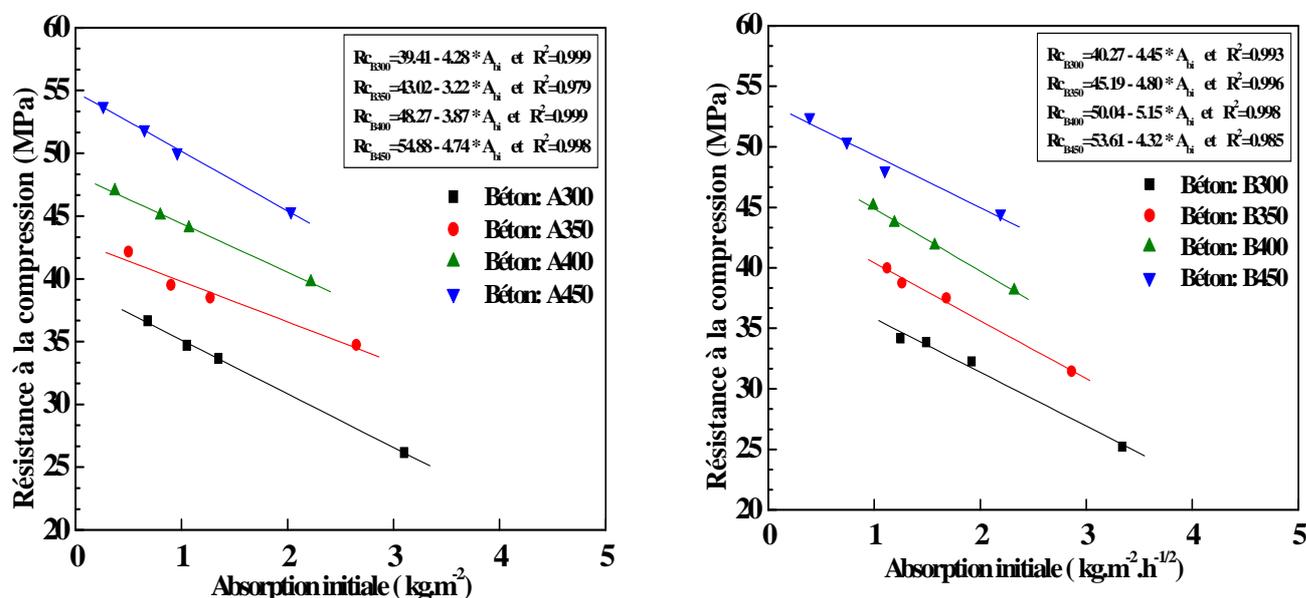


Figure 4.9: Variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale A_{bi} des différents bétons.

Le tableau 4.6 donne une comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs estimées de la résistance à la compression à 28 jours en fonction du coefficient d'absorption initiale A_{bi} des différents bétons. L'erreur relative en (%) calculée pour les différents points expérimentaux est généralement inférieure à 5% ce qui nous permet de conclure qu'une bonne estimation de la résistance à la compression à 28 jours peut être déduite en déterminant seulement l'absorption initiale de l'échantillon pendant 1 heure [212].

Tableau 4.6: Valeurs expérimentales et estimées de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale A_{bi}

R_{c28j} (MPa)	A300				A350			
	Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j	Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j
Estimée	27.13	32.88	33.66	35.08	33.63	38.96	40.39	41.93
Mesurée	26.16	33.66	34.7	36.66	34.74	38.51	39.51	42.17
Erreur relative	4,40	0,67	1,22	2,39	3.3	1.1	2.2	0.6
R_{c28j}	A400				A450			
Estimée	40.23	45.29	46.48	48.37	45.63	50.86	52.38	54.28
Mesurée	39.75	44.03	45.05	47	45.36	50.05	51.90	53.75
Erreur relative	1.2	2.8	3.1	2.8	0.6	1.6	0.9	1.0
R_{c28j}	B300				B350			
Estimée	26.35	31.01	32.42	33.21	32.82	37.38	39.00	39.54
Mesurée	25.22	32.26	33.86	34.16	31.45	37.5	38.75	40
Erreur relative	4.27	4.0	4.4	2.9	4.18	0.33	0.63	1.17
R_{c28j}	B400				B450			
Estimée	39.79	43.09	44.76	45.64	44.85	50.18	51.94	53.65
Mesurée	38.15	41.85	43.73	45.14	44.48	48.04	50.4	52.44
Erreur relative	4.12	2.88	2.31	1.10	0.80	4.26	2.96	2.25

4.4.5. Relation entre la résistance à la compression et l'absorption initiale Z_i

De la même manière on peut estimer la résistance à la compression à 28 jours en déterminant la hauteur initiale du front d'imbibition capillaire Z_i , en utilisant une relation similaire à (4.3), soit :

$$R_{c28j} = R_{c0} - \beta Z_i \quad (4.4)$$

Où R_{c0} et β des coefficients de régression linéaire pour chaque type de béton. Ces coefficients sont reliés empiriquement au rapport E/C par : $R_{c0} = 25/(E/C)$ et $\beta = 0.22/(E/C)$.

On remarque que $\alpha \approx 10\beta$ étant donnée que $Z_i = 10A_{bi}$ selon (§ 4.4.3).

La figure 4.10 représente la variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale exprimée en hauteur du front d'imbibition Z_i des différents types de béton élaboré.

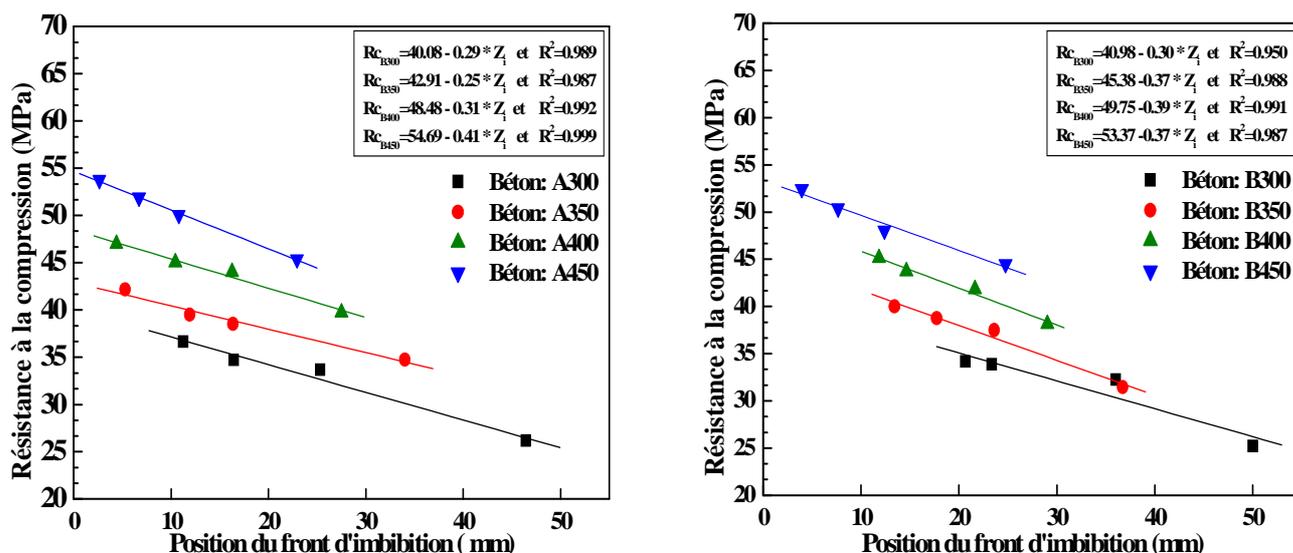


Figure 4.10: la variation de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de la hauteur initiale d'imbibition capillaire Z_i (mm) des différents bétons.

Tableau 4.7: Valeurs expérimentales et estimées de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'absorption initiale Z_i .

R_{c28j} (MPa)	A300				A350			
	Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j	Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j
Estimée	21.99	28.95	31.87	33.60	30.59	37.48	39.21	41.80
Mesurée	26.16	33.66	34.7	36.66	34.74	38.51	39.51	42.17
Erreur relative	15.92	13.98	8.17	8.34	11.94	2.68	0.76	0.88
R_{c28j}	A400				A450			
Estimée	37.90	42.85	45.40	48.07	44.32	50.27	52.27	54.27
Mesurée	39.75	44.03	45.05	47	45.36	50.05	51.9	53.75
Erreur relative	4.67	2.69	0.78	2.22	2.29	0.43	0.70	0.96
R_{c28j}	B300				B350			
Estimée	20.81	25.43	29.60	30.49	29.54	34.55	36.95	38.63
Mesurée	25.22	32.26	33.86	34.16	31.45	37.5	38.75	40
Erreur relative	17.49	21.18	12.57	10.74	6.08	7.85	4.66	3.43
R_{c28j}	B400				B450			
Estimée	37.24	40.48	43.56	44.79	43.43	49.49	51.81	53.62
Mesurée	38.15	41.85	43.73	45.14	44.48	48.04	50.4	52.44
Erreur relative	2.40	3.28	0.38	0.77	2.35	2.94	2.72	2.21

Le tableau 4.7 donne une comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs estimées à partir du modèle (4.4) de la résistance à la compression à 28 jours en fonction du coefficient d'absorption initiale Z_i des différents bétons. L'erreur relative (%) calculée pour les différents points expérimentaux est généralement inférieure à **22 %**, ce qui nous permet de conclure qu'une bonne estimation de la résistance à la compression à 28 jours peut être encore déduite en déterminant seulement la hauteur initiale d'imbibition capillaire Z_i de l'échantillon pendant **1 heure** (absorption initiale).

4.5. Porosité ouverte

La porosité ouverte ε est le rapport entre le volume de vides V_V et le volume total V_T . On peut exprimer la porosité ouverte (pendant 1 heure) par le rapport entre $(\Delta m/S)$ et $\rho.Z$ [212]. Ce rapport a en fait la dimension d'une porosité.

$$\varepsilon (\%) = (V_V / V_T) \times 100\% = ((\Delta m/\rho) / S.Z) \times 100\% = ((\Delta m/S) / \rho.Z) \times 100\% \quad (4.5)$$

Avec: $\Delta m/S$: Quantité d'eau absorbée par unité de surface ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1/2}$) ; ρ : Masse volumique de l'eau est prise égale à 1000 kg/m^3 ; Z : Hauteur du front d'imbibition capillaire ($50 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1/2} = 0,050 \text{ m} \cdot \text{h}^{-1/2}$).

Les résultats du calcul de la porosité ouverte des bétons élaborés sont donnés dans le tableau 4.8. L'illustration graphique des résultats représentés par la figure 4.11 montre que la porosité ouverte croît en fonction du rapport E/C et le taux de croissance diminue en fonction de la durée de cure humide. De plus, on remarque que la porosité ouverte du béton à base de ciment CEM I 42.5 est plus petite que le béton à base de ciment CEM II/B 42.5. A titre d'exemple la diminution de porosité ouverte du béton A300 (cure 28 jours) est de l'ordre 45.60 % par rapport au béton B300 (cure 28 jours).

Tableau 4.8: Porosité ouverte des différents bétons élaborés

	A300				A350			
	Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j	Témoin	Cure 3 j	Cur 7 j	Cure 28 j
ε (%)	6.2	2.7	2.1	1.36	5.3	2.54	1.8	1
	A400				A450			
	ε (%)	4.44	2.14	1.6	0.74	4.06	1.92	1.3
	B300				B350			
	ε (%)	6.68	3.84	2.98	2.5	5.72	3.36	2.52
	B400				B450			
	ε (%)	4.64	3.14	2.38	1.98	4.38	2.2	1.48

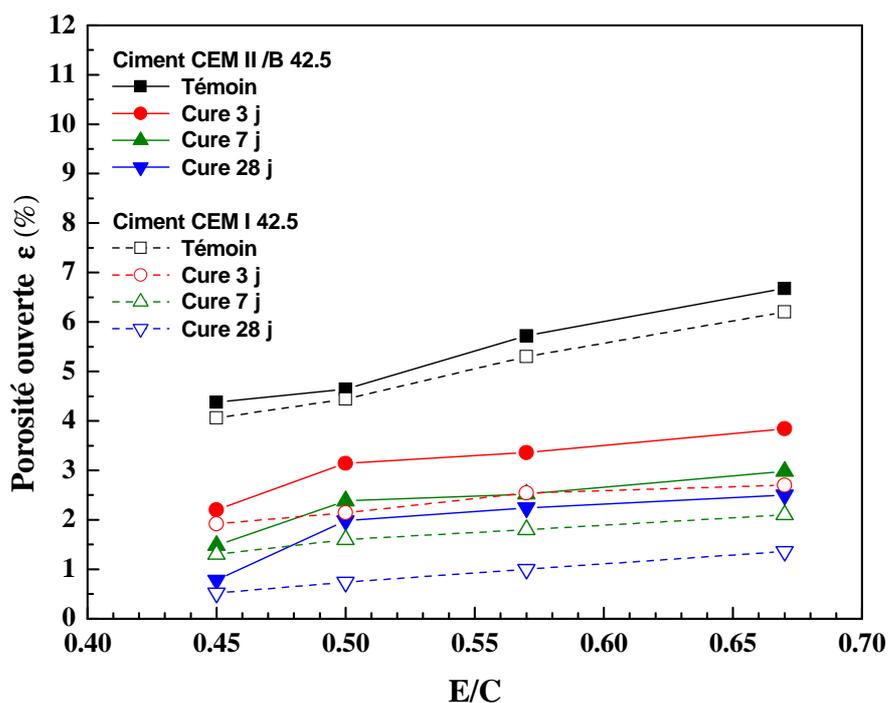


Figure 4.11: Effet du rapport E/C et type du ciment sur la porosité ouverte des bétons pour les différents âges de cure humide.

4.6. Carbonatation des bétons élaborés

4.6.1. Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée en fonction de la durée d'exposition au gaz CO_2

Le tableau 4.9 (voir Annexe B) regroupe les résultats de mesure de l'épaisseur de la zone carbonatée des différents types de béton en fonction de la durée d'exposition au gaz carbonique. L'effet de la durée de cure humide sur la carbonatation étant également représenté sur le même tableau.

Le facteur principal qui influe sur l'avancement du front de carbonatation est bien sûr la porosité de la zone du béton de peau, celle-ci est une fonction décroissante lorsque le rapport E/C décroît et la durée de cure augmente.

En effet, la représentation graphique de la profondeur de carbonatation en fonction du rapport E/C, pour différentes durées de cure illustrée sur la figure 4.12 montre que l'épaisseur carbonatée décroît en fonction de la diminution du rapport E/C et la durée de cure. Cette figure montre aussi que la profondeur de carbonatation croît proportionnellement à la durée d'exposition au CO_2 . A titre d'exemples pour le béton **A300** on observe clairement l'influence de la durée d'exposition sur l'augmentation de la profondeur de carbonatation, celle-ci augmente de plus de **42.83%** dans l'intervalle [60 jours, 120 jours] et de plus de **45.63%** dans l'intervalle [120 jours, 180 jours].

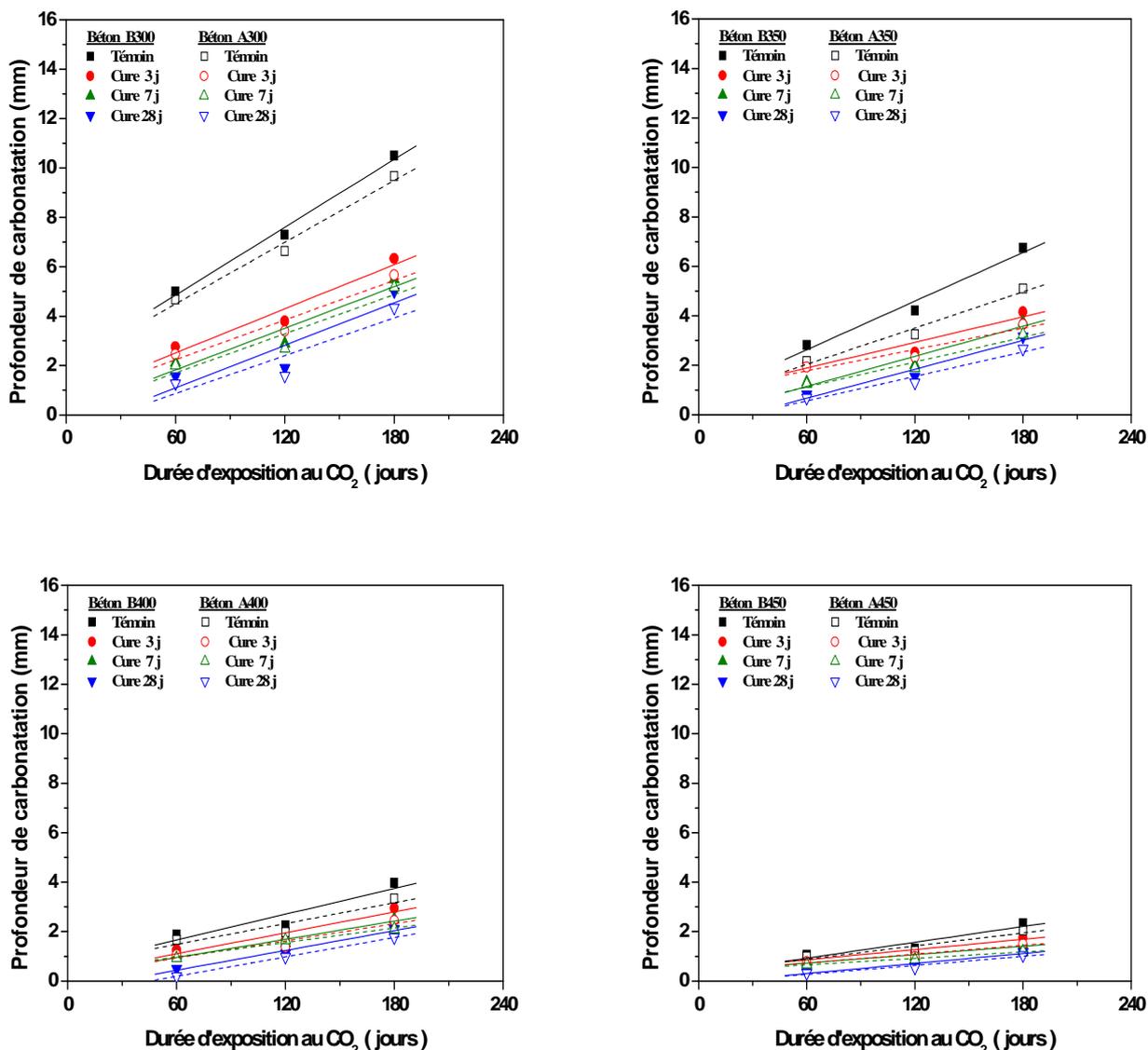


Figure 4.12 : Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée des différents types de bétons en fonction de la durée d'exposition au gaz CO₂.

4.6.2. Influence de la durée de cure sur la profondeur de carbonatation accélérée

La figure 4.13 présente les résultats de variation de la profondeur de carbonatation accélérée à l'âge de 180 jours des différents bétons, ayant subis une cure dans l'eau pendant 0 jours (témoin), 3, 7 et 28 jours en fonction du rapport E/C.

Ces résultats permettent de mettre en évidence l'effet bénéfique de la cure sur la diminution de la profondeur du front carbonaté. En effet, la cure a pour effet de progresser les réactions d'hydratation qui conduisant au colmatage des pores capillaires existants. Ceci signifie que les propriétés de transfert dépendent largement la structure poreuse.

4.6.3. Influence du rapport E/C et type du ciment sur la profondeur de carbonatation accélérée

La figure 4.13 présente les résultats de variation de la profondeur de carbonatation accélérée à l'âge de 180 jours des différents bétons, ayant subis une cure dans l'eau pendant 0 jours (témoin), 3, 7 et 28 jours en fonction du rapport E/C.

Ces résultats montrent que la profondeur de carbonatation est une fonction croissante du rapport E/C. Autrement dit, plus le rapport E/C croît, plus la profondeur de carbonatation augmente.

A titre d'exemple la diminution du rapport E/C de 0,67 à 0,57 pour un béton à base du ciment CEM II/B 42.5 soumis à une cure de 28 jours diminue la profondeur de carbonatation d'environ 36.80 %. Cette diminution est de l'ordre de 58 % ceci en diminuant le rapport E/C de 0,67 à 0,50. De plus, on remarque clairement une diminution de la profondeur de carbonatation pour le béton A300 (cure 28 jours) d'ordre 13.20 % par rapport au béton B300 (cure 28 jours). Ceci signifie que la profondeur carbonatée dépend du dosage en clinker [72].

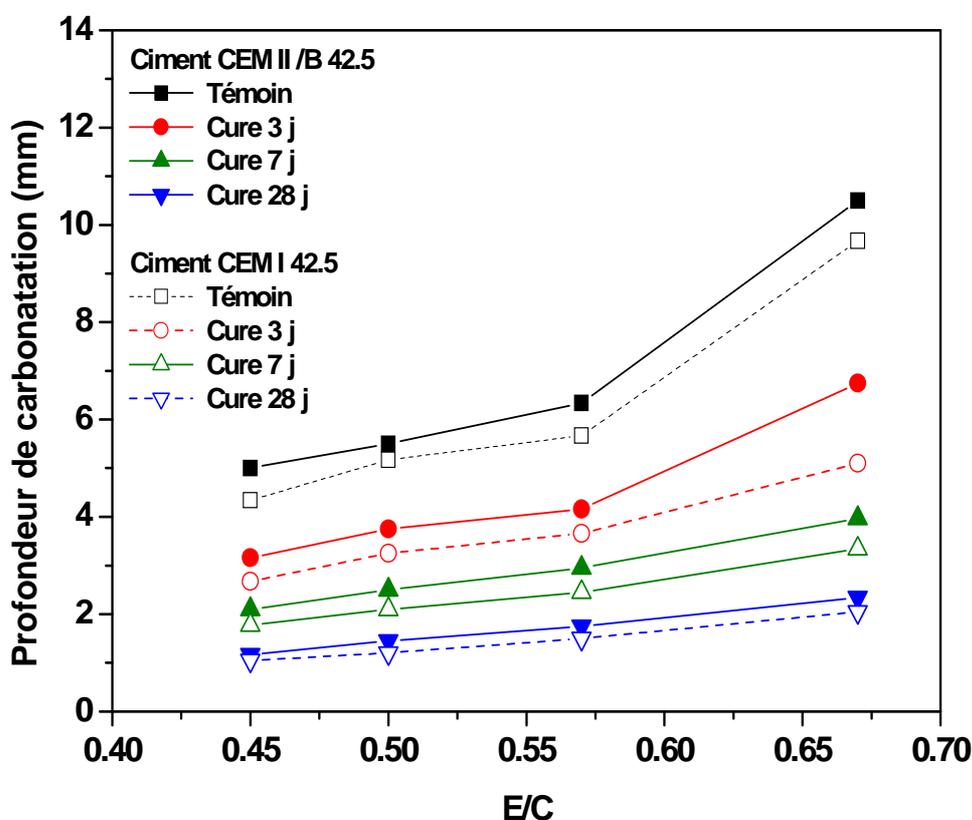


Figure 4.13 : Variation de la profondeur de carbonatation accélérée à l'âge de 180 jours en fonction du rapport E/C et type du ciment pour différentes durées de cure.

4.6.4. Variation de la profondeur de carbonatation naturelle en fonction de la durée d'exposition au gaz CO₂

Le tableau 4.10 (voir Annexe B) regroupe les résultats de mesure de l'épaisseur de la zone carbonatée des différents types de béton en fonction de la durée d'exposition au gaz carbonique. Les représentations graphiques de la profondeur de carbonatation en fonction du rapport E/C, pour différentes durées de cure illustrée sur la figure 4.14 montre que les profondeurs de carbonatation naturelle de chaque béton n'évoluent quasiment pas entre la première durée d'exposition (180 jours) et la seconde durée d'exposition (365 jours). Ceci confirme la lenteur du processus de carbonatation sous conditions climatiques.

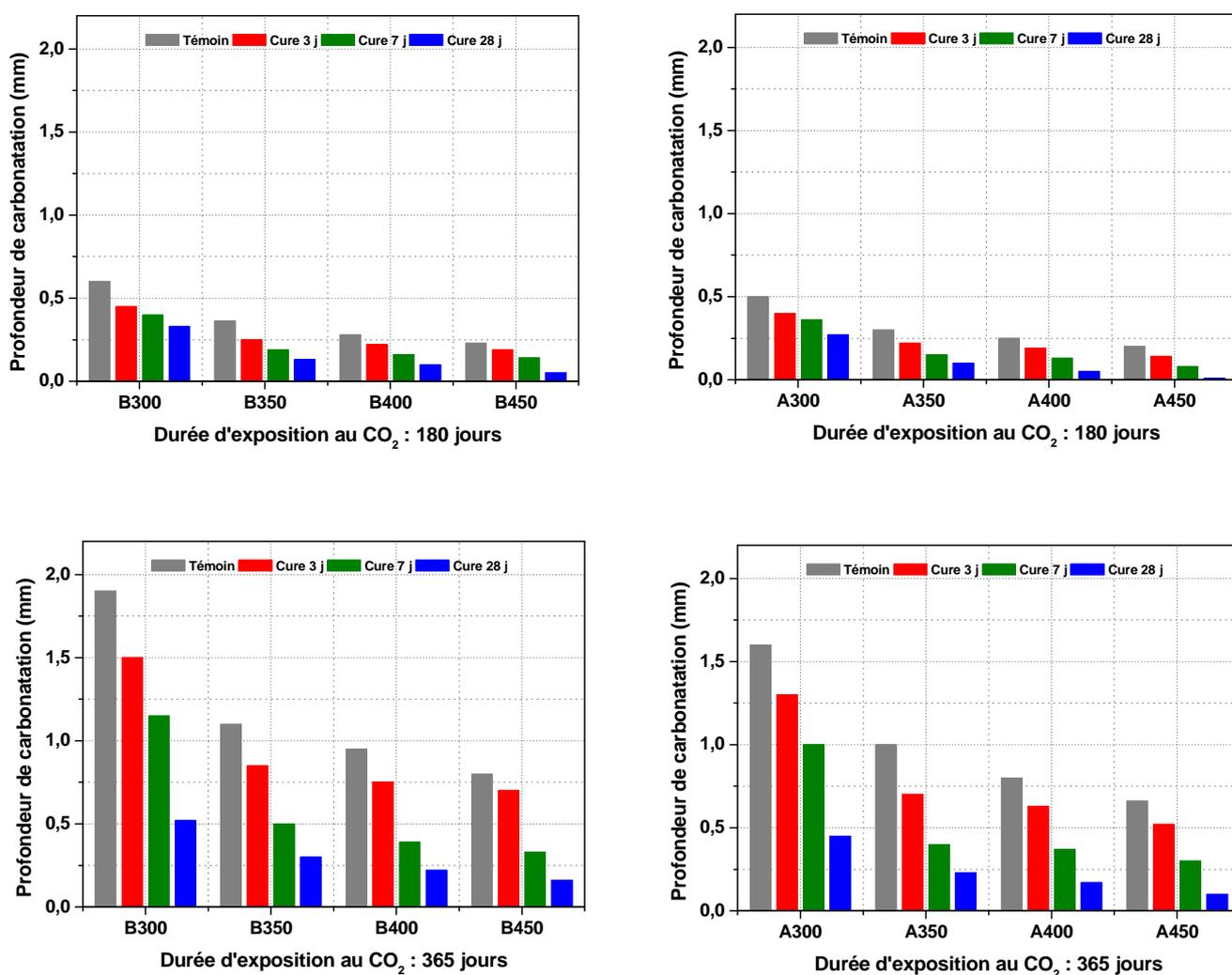


Figure 4.14: Variation de la profondeur de carbonatation naturelle (mm) des différents types de bétons tenant compte de l'effet de la durée de cure humide.

4.6.5. Comparaison entre les deux types de carbonatation étudiés

Les mesures de la profondeur de carbonatation accélérée ont été effectuées après 60, 120 et 180 jours, dans l'enceinte. Pour la carbonatation naturelle, les mesures ont été réalisées à 180 et 365 jours. La figure 4.15 montre en revanche une bonne corrélation se dégageant en comparant les profondeurs de carbonatation naturelle aux profondeurs de carbonatation accélérée après 60 jours.

L'ordre des profondeurs de carbonatation ne change par le mode de carbonatation. L'utilisation de la carbonatation naturelle ou en conditions accélérées donne le même classement des matériaux. La carbonatation accélérée est presque trois fois plus rapide que la carbonatation en conditions naturelles. Le test de carbonatation accélérée répond donc bien à ses objectifs. Les profondeurs de carbonatation obtenues dans les conditions naturelles sont donc très lentes. A titre d'exemple les profondeurs de carbonatation obtenues dans les conditions naturelles après 180 et 365 jours sont de l'ordre 12% et 38 % respectivement par rapport aux profondeurs de carbonatation accélérée après 60 jours.

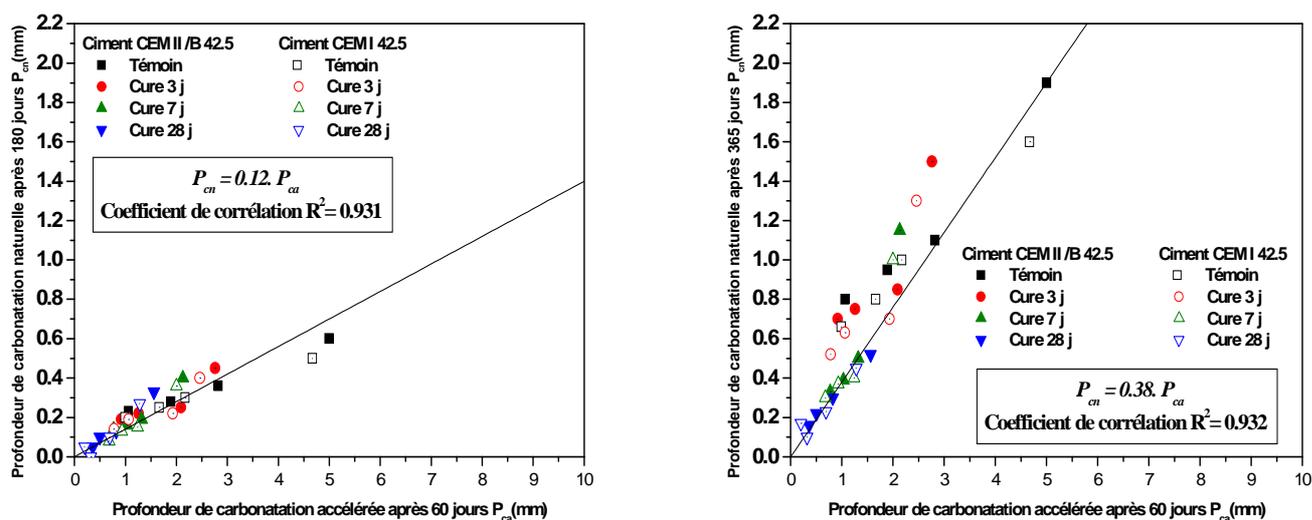


Figure 4.15: Comparaison entre les deux types de carbonatation étudiés

4.6.6. Influence de la carbonatation sur la résistance à la compression à 180 jours

L'essai de compression est effectué à l'âge de 180 jours sur deux types d'éprouvettes de la même composition :

- Eprouvettes conservées dans l'ambiance du laboratoire après la durée de cure.
- Eprouvettes conservées dans l'enceinte de carbonatation après la durée de cure

Les résultats de cet essai sont rassemblés dans le tableau 4.11 (voir Annexe B). La figure 4.16 ci-dessous présente l'effet de la carbonatation sur la variation de la résistance de compression en fonction du rapport E/C pour les différents bétons élaborés.

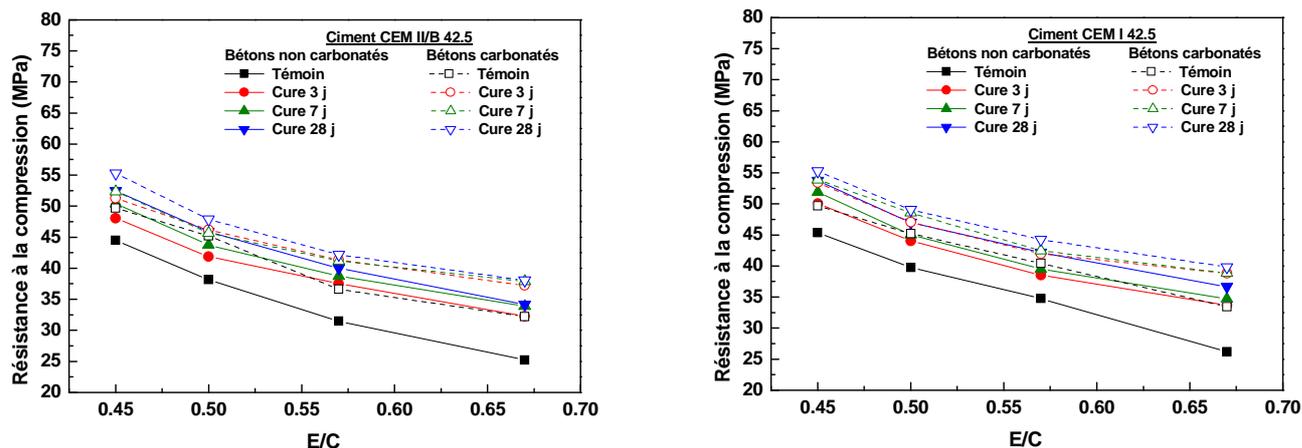


Figure 4.16: L'effet de la carbonatation sur la variation de la résistance à la compression en fonction du rapport E/C pour les différents bétons élaborés.

On observe d'après la figure 4.16 une augmentation de la résistance à la compression après 180 jours due à la carbonatation, ceci est expliqué par l'effet de la calcite CaCO_3 qui a tendance à augmenter la compacité du béton en raison du colmatage des pores dans la zone du béton de peau [97]. A titre d'exemple pour le béton A300, une augmentation d'environ 27.75 %, 16.37 %, 13.79 % et 9.5 % pour une cure de 0, 3, 7 et 28 jours respectivement.

4.6.7. Influence de la carbonatation sur l'absorption capillaire à 180 jours :

L'essai de l'absorption est effectué à l'âge de 180 jours sur deux types d'éprouvettes de la même composition :

- Eprouvettes conservées dans l'ambiance du laboratoire après la durée de cure.
- Eprouvettes conservées dans l'enceinte après la durée de cure.

Les résultats de l'essai d'absorption initiale sont exprimés en fonction du type de béton (E/C variable) et pour les différents bétons et qui sont récapitulés dans le tableau 4.12 (voir Annexe B)..

La figure 4.17 représente l'effet de la carbonatation sur le taux d'absorption d'eau initiale A_{bi} en fonction du rapport E/C pour les différents bétons. Cette figure montre que la carbonatation a une tendance de réduire le taux d'absorption initiale. Ceci est dû à la réduction des diamètres de gros capillaires du béton de peau. En effet, une proportion des vides des capillaires s'est occupée par la calcite CaCO_3 qui résulte de la réaction de carbonatation [220], ce qui entraîne une réduction des dimensions des capillaires.

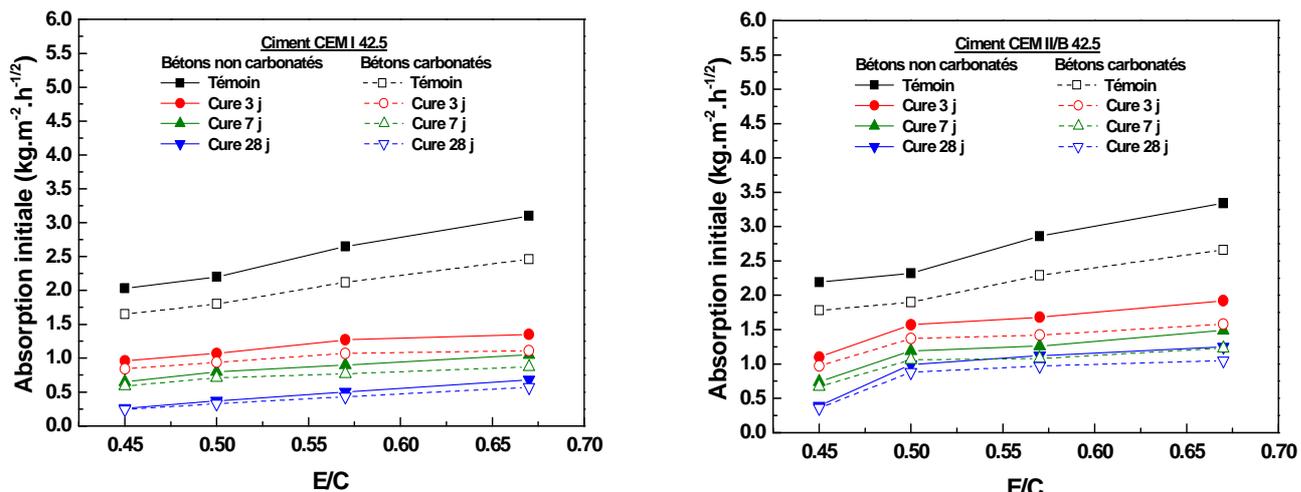


Figure 4.17: L'effet de la carbonatation sur l'absorption d'eau initiale des différents types de bétons en fonction des conditions de cure.

Remarque : Un résultat remarquable pouvait être divulgué, c'est que la différence entre la hauteur du front d'imbibition initial du béton non carbonaté et du béton carbonaté est presque équivalent à la profondeur de carbonatation P_c comme le montre les résultats du tableau 4.13 et figure 4.18.

Tableau 4.13 : Relation entre la différence de la hauteur d'imbibition initial ΔZi (mm) des bétons carbonatés et non carbonatés et la profondeur de carbonatation P_c (mm)

	A300				A350			
	Témoin	Cure 3j	Cure 7j	Cure 28j	Témoin	Cure 3j	Cure 7j	Cure 28j
ΔZi (mm)	9.50	4.48	2.84	1.75	6.74	2.55	1.74	0.72
P_{c1} (mm)	9.67	5.67	5.17	4.34	5.10	3.66	3.25	2.67
	A400				A450			
	Témoin	Cure 3j	Cure 7j	Cure 28j	Témoin	Cure 3j	Cure 7j	Cure 28j
ΔZi (mm)	5.01	2.04	1.15	0.48	4.29	1.31	0.62	0.21
P_{c1} (mm)	3.34	2.45	2.10	1.77	2.05	1.50	1.20	1.05
	B300				B350			
	Témoin	Cure 3j	Cure 7j	Cure 28j	Témoin	Cure 3j	Cure 7j	Cure 28j
ΔZi (mm)	10.24	6.37	4.03	3.21	7.28	3.72	2.59	1.82
P_{c1} (mm)	10.50	6.34	5.50	5.00	6.75	4.06	3.75	3.16
	B400				B450			
	Témoin	Cure 3j	Cure 7j	Cure 28j	Témoin	Cure 3j	Cure 7j	Cure 28j
ΔZi (mm)	5.28	2.72	1.61	1.29	4.63	1.50	0.70	0.31
P_{c1} (mm)	3.97	2.95	2.50	2.10	2.34	1.75	1.45	1.17

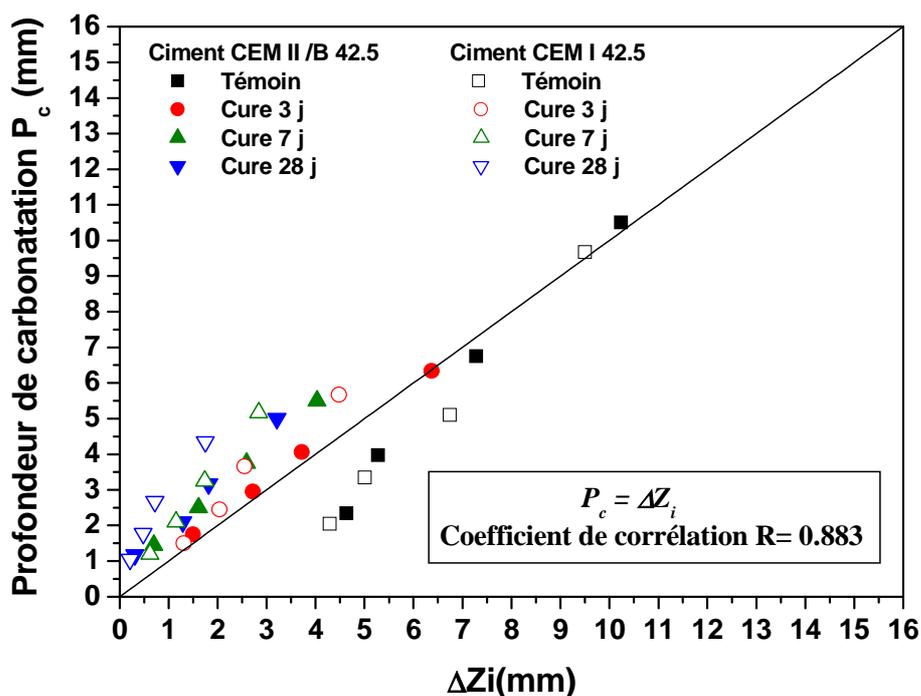


Figure 4.18: Relation entre la différence de la hauteur d’imbibition initial $\Delta Z_i (mm)$ des bétons carbonatés et non carbonatés et la profondeur de carbonatation $P_c (mm)$.

4.6.8. Relation entre la profondeur de carbonatation et la résistance à la compression

La figure 4.19 représente la relation entre la profondeur de carbonatation à l’âge de 180 jours et la résistance à la compression à 28 jours des différents types de bétons élaborés. On remarque que la profondeur de carbonatation est une fonction décroissante de la résistance à la compression à 28 jours, cette dernière propriété dépend de la porosité du matériau qui est fonction de sa composition et de son mode de conservation. La mesure de cette propriété constitue un indicateur fidèle de sa susceptibilité à la carbonatation. Les résultats trouvés indiquent que la profondeur de carbonatation est une fonction exponentielle de la résistance de compression à 28 jours, soit (4.6):

$$P_c = 80 \cdot \exp(-0.08 \cdot R_{c28}) \tag{4.6}$$

avec un coefficient de corrélation $R^2 = 1$, où P_c est la profondeur de carbonatation en (mm) et R_{c28} , la résistance à la compression à 28 jours en (MPa).

Selon (Parrott L.J., 1987) [107], la profondeur de carbonatation relevée sur des ouvrages en béton âgés de 30 ans dans les pays d’Europe du nord (Grande Bretagne, Allemagne) en fonction de la résistance à la compression à 28 jours est donnée par l’expression (4.7) :

$$P_c = 125 \cdot \exp(-0.05 \cdot R_{c28}) \tag{4.7}$$

On trouve presque la même évolution de la profondeur de carbonatation en fonction de la résistance de compression que celle trouvée par (Parrott L.J., 1987) [107].

Le tableau 4.14 donne une comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs estimées de la profondeur de carbonatation pour les deux types de ciment en fonction de la résistance à la compression à 28 jours. L'erreur relative en (%) calculée pour les différents points expérimentaux est généralement inférieure à 5% ce qui nous permet de conclure qu'une bonne estimation de la profondeur de carbonatation peut être déduite en déterminant seulement la résistance à la compression à 28 jours de l'échantillon.

D'après ces résultats, on peut conclure que la résistance à la compression à 28 jours constitue un indicateur fidèle de la durabilité du béton vis - à - vis à la carbonatation.

Tableau 4.14: Valeurs expérimentales et estimées de la profondeur de carbonatation en fonction de la résistance à la compression à 28 jours.

P_c (mm)	A300				A350			
	Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j	Témoin	Cure 3 j	Cure 7 j	Cure 28 j
Estimée	9.87	5.41	4.98	4.26	4.97	3.67	3.39	2.74
Mesurée	9.67	5.67	5.17	4.34	5.1	3.66	3.25	2.67
Erreur relative	2	4.7	3.75	1.88	2.7	0.38	4.17	2.6
P_c (mm)	A400				A450			
	Estimée	3.33	2.36	2.18	1.86	2.12	1.46	1.26
Mesurée	3.34	2.45	2.1	1.77	2.05	1.5	1.2	1.05
Erreur relative	0.4	3.71	3.54	4.98	3.47	2.78	4.7	3.26
P_c (mm)	B300				B350			
	Estimée	10.64	6.06	5.33	5.20	6.46	3.98	3.6
Mesurée	10.5	6.34	5.5	5	6.75	4.16	3.75	3.16
Erreur relative	1.3	4.67	3.2	3.9	4.26	4.26	3.9	3.2
P_c (mm)	B400				B450			
	Estimée	3.78	2.81	2.42	2.16	2.28	1.71	1.42
Mesurée	3.97	2.95	2.5	2.1	2.34	1.75	1.45	1.17
Erreur relative	4.75	4.67	3.21	3.93	2.69	2.10	2.18	2.94

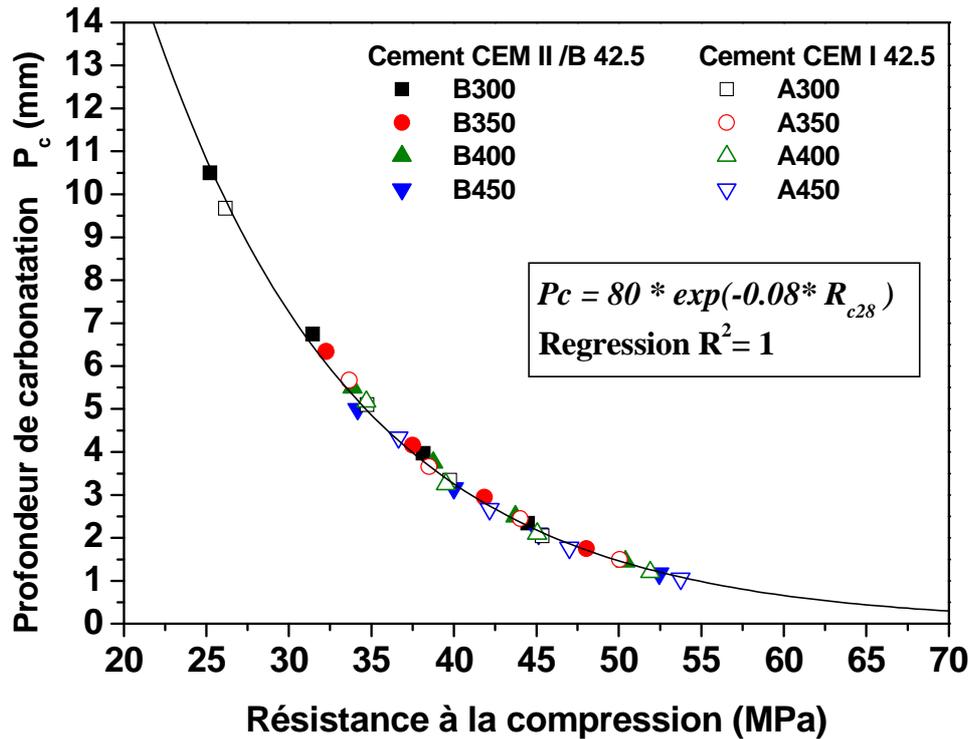


Figure 4.19: Relation entre la profondeur de carbonatation P_c à l'âge de 180 jours et la résistance à la compression à 28 jours.

4.6.9. Relation entre la profondeur de carbonatation et l'absorption initiale

D'après la figure 4.20 on remarque que la profondeur de carbonatation P_c croît en fonction de l'absorption initiale A_{bi} , cette dernière propriété dépend de la porosité (taille des plus gros pores) du matériau résultant de sa composition et de sa conservation.

Les résultats trouvés indiquent que l'évolution de la profondeur de carbonatation P_c (mm) est une fonction linéaire de l'absorption initiale A_{bi} ($\text{kg.m}^2.\text{h}^{-1/2}$), soit (4.8) :

$$P_c = 2.64.A_{bi} - 0.034 \quad (4.8)$$

avec un coefficient de corrélation $R^2 = 0.933$.

On conclut donc que le coefficient A_{bi} ($\text{kg.m}^{-2}.\text{h}^{-1/2}$) constitue aussi un indicateur fidèle de l'estimation de la profondeur de carbonatation.

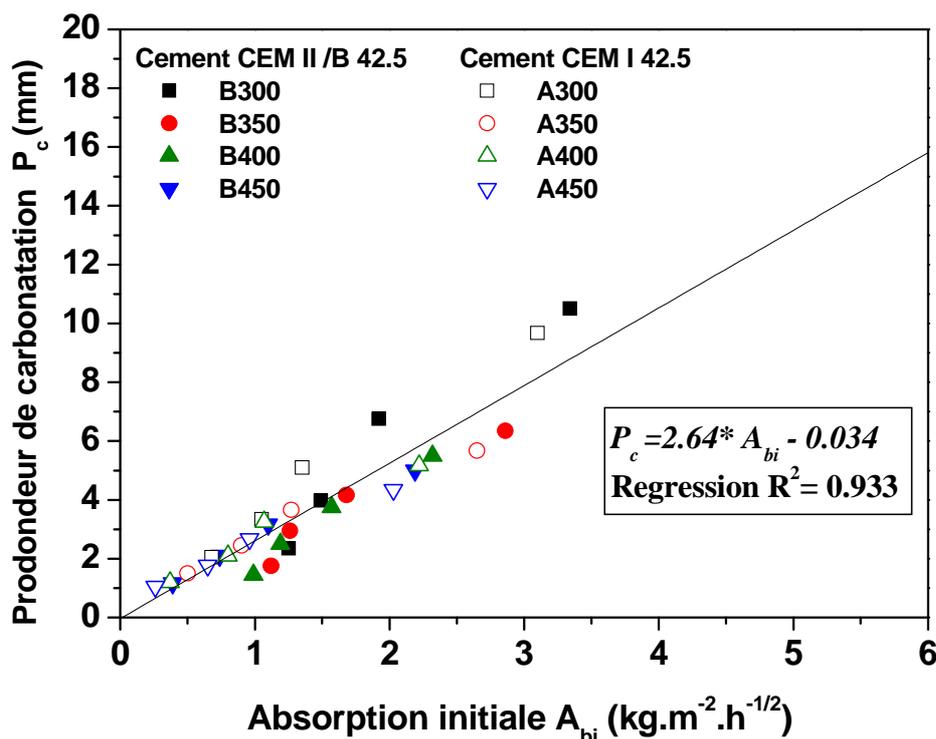


Figure 4.20: Relation entre la profondeur de carbonatation P_c à l'âge de 180 jours et l'absorption initiale A_{bi} ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{h}^{-1/2}$).

4.7. Déformabilité du béton

4.7.1. Déformations élasto-instantanées totales longitudinales en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons

Les résultats obtenus des déformations élasto-instantanées totales longitudinales en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons, sont illustrés sur la figure 4.21.

D'après la figure 4.21 on observe que les déformations élasto-instantanées totales longitudinales croissent en fonction des contraintes relatives. Les résultats trouvés indiquent que l'évolution de la déformation élasto-instantanée totale longitudinale est une fonction linéaire de la contrainte relative η dans l'intervalle η entre [0.1, 0.7] (10-70% de la contrainte maximale) ce qui indique un comportement élastique linéaire et dans l'intervalle η entre [0.7, 0.9] cette évolution prend une forme non linéaire (courbe). Ceci est dû aux développements des déformations irréversibles ce qui indique un comportement non linéaire. D'après *Mehta* [4], les premières microfissures aux interfaces mortier/gravier apparaissent déjà pour 30% de la contrainte maximale. Les microfissures sont créés aléatoirement au sein des l'éprouvettes. Ce caractère aléatoire est lié à l'hétérogénéité des bétons et à l'existence de points durs (les graviers).

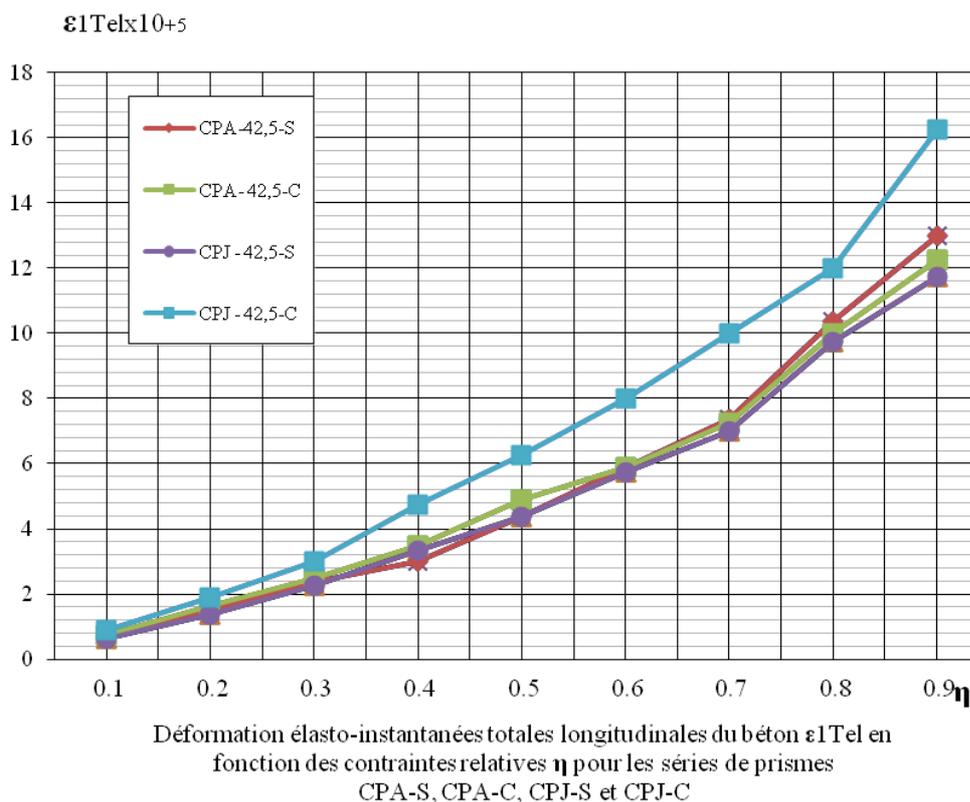


Figure 4.21: Déformation élasto-instantanées totales longitudinale en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons CPA-S, CPA-C, CPJ-S et CPJ-C (pour $E/C=0.57$ et cure 28 j).

4.7.2. Déformations élasto-instantanées totales transversales en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons

Les résultats obtenus des déformations élasto-instantanées totales transversales en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons, sont récapitulés sur la figure 4.21.

D'après la figure 4.22 on constate que l'évolution de la déformation élasto-instantanée totale transversale prend une forme linéaire dans l'intervalle η entre [0.1, 0.6] ce qui indique un comportement élastique linéaire et dans l'intervalle η entre [0.6, 0.9] cette évolution ayant un comportement non linéaire (courbure).

Par ailleurs, un effet bénéfique de la corbanation sur les propriétés mécaniques à été également observé, cela est caractérisé par la diminution de la déformation élasto-instantanée transversale. Nous pouvons prendre comme exemple le béton à base de ciment CEM I42.5 carbonaté (CPA-C), pour $\eta=0.5$ un taux de diminution d'ordre 50% par rapport au béton à base de ciment CEM I42.5 sans carbonatation (CPA-S) à été constaté. En outre, on a remarqué également l'influence du type de ciment sur l'amélioration des propriétés mécaniques. A titre d'exemple, pour un béton (CPA-S) le taux de déformation diminué environ 32 % par rapport au béton à base de ciment CEM II/B 42.5(CPJ-S).

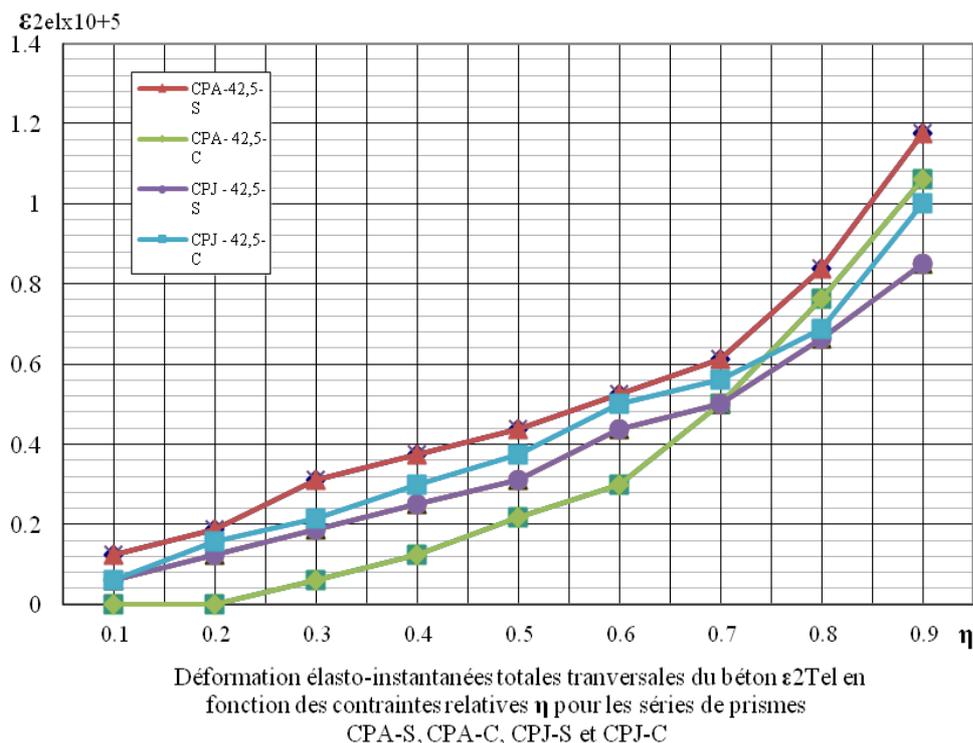


Figure 4.22: Déformation élasto-instantanée totale transversale en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons CPA-S, CPA-C, CPJ-S et CPJ-C (pour $E/C=0.57$ et cure 28 j).

4.7.3. Module de déformabilité du béton en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons

Les résultats obtenus déformations élasto-instantanées totales transversales en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons, sont récapitulés sur la figure 4.21.

D'après les figures (4.22) et (4.23) on constate la décroissance du module de déformabilité en fonction de la contrainte relative. Les mêmes remarques précédentes concernant l'influence de la carbonatation et du type de ciment sur les propriétés mécaniques peuvent être également observées. En fait, dans ce cas le module de déformation croît vu comme étant une fonction de la carbonatation et du type de ciment respectivement. Cela peut être dû à la compacité du béton qui a été améliorée par le choix du type de ciment et la formation de Calcite par l'effet de la carbonatation dans la structure poreuse du béton. A titre d'exemple, une augmentation d'environ 25% du module de déformation est observée en comparant le béton CPA-C par rapport au béton CPJ-S

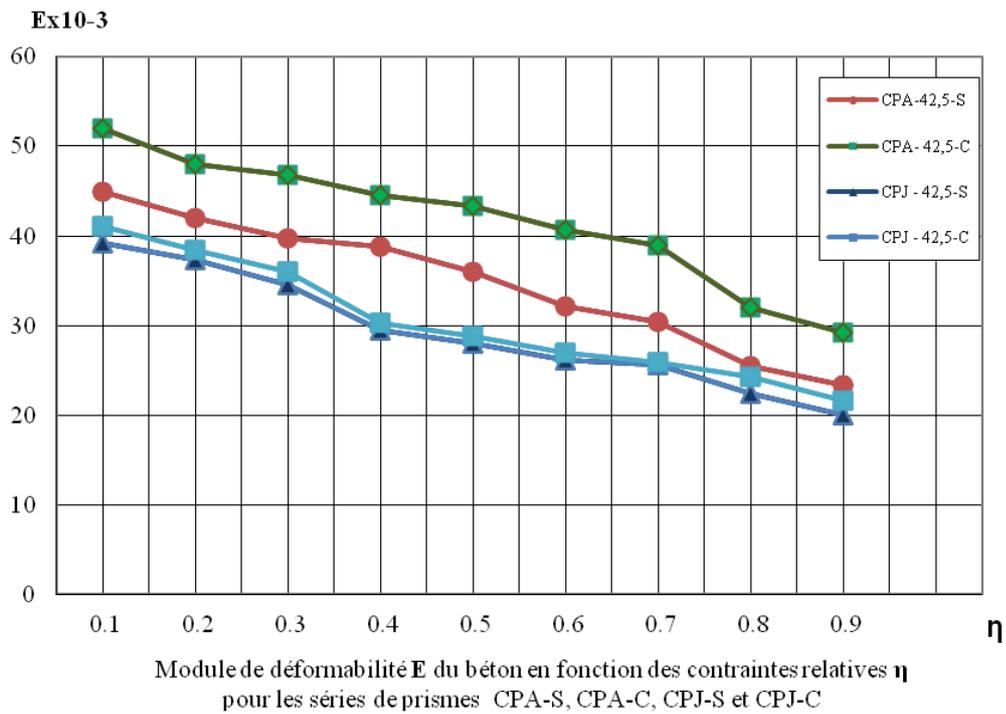


Figure 4.23: Module de déformabilité du béton en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons CPA-S, CPA-C, CPJ-S et CPJ-C (pour $E/C=0.57$ et cure 28 j).

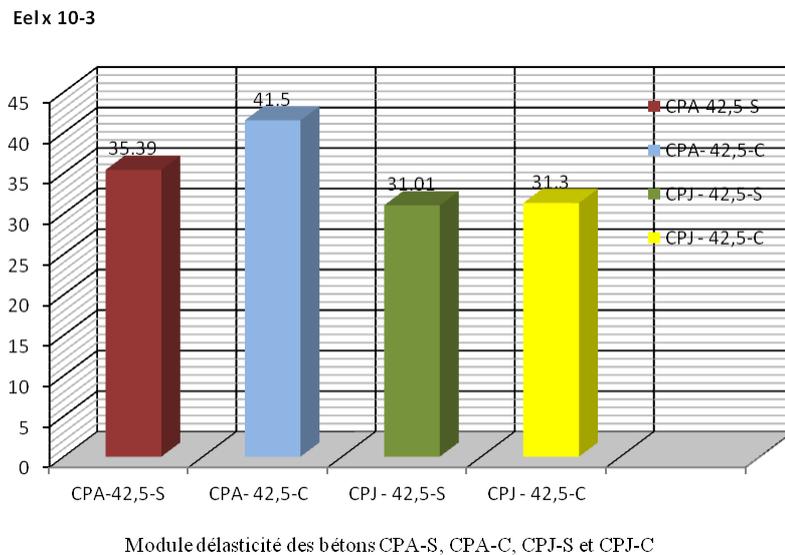


Figure 4.24: Module d'élasticité des bétons CPA-S, CPA-C, CPJ-S et CPJ-C (pour $E/C=0.57$ et cure 28 j).

4.8. Conclusion

Cette étude nous a permis d'obtenir les résultats ci-dessous:

- ✓ L'effet bénéfique de la cure sur la durabilité du béton d'enrobage vis-à-vis à la carbonatation, la prolongation de celle-ci augmente la résistance à la compression à 28 jours et module de déformation des bétons. La cure favorise l'hydratation qui a pour effet de colmater les pores capillaires existants et renforcer les liaisons inter granulaires. Le prolongement de la durée de cure de 0 à 28 jours diminue d'environ la moitié de taux d'absorption initiale. Les premiers jours de cure apparaissent donc comme les plus efficaces et les plus importants.
- ✓ La résistance à la compression à 28 jours est une fonction décroissante du rapport E/C. Cette décroissance est d'autant importante en allant du rapport E/C de 0,45 à 0,67.
- ✓ La résistance à la compression à 28 jours du béton à base de ciment CEM II/B 42.5 est plus faible par rapport au béton à base de ciment CEM I 42.5.
- ✓ L'absorption initiale (pendant 1 heure) est une fonction croissante du rapport E/C. Autrement dit, plus le rapport eau/ciment augmente, plus le taux d'absorption initiale augmente et plus la profondeur de carbonatation augmente.
- ✓ L'essai d'absorption d'eau, permet de caractériser le béton d'enrobage à partir du volume d'eau qu'il absorbe.
- ✓ Le dosage de clinker influe sur l'absorption capillaire de béton d'enrobage, la carbonatation est plus importante pour un béton de ciment CEM II/B 42.5 que pour béton de ciment CEM I 42.5.
- ✓ La porosité ouverte croît en fonction du rapport E/C et le taux de croissance diminue en fonction de la durée de cure humide et dosage du clinker.

Enfin, des corrélations entre la quantité d'eau absorbée à une heure ou la résistance à la compression et la profondeur de carbonatation, qui permet de prendre en compte à la fois les facteurs de composition et les conditions de conservation, pourrait donc être un élément à considérer dans la prévision de la durabilité.

-.

Conclusions Générales et recommandations

Conclusions générales et recommandations

Ce travail avait pour objectif, la contribution à la caractérisation de la porosité ouverte de la zone d'enrobage en utilisant les essais d'absorption capillaire étant donné que cette zone affecte directement les performances mécaniques et la durabilité des bétons. L'idée d'utiliser les essais d'absorption capillaire est motivée par le fait que la plupart des infiltrations dans les matériaux de construction sont d'origine capillaire. L'étude des liens réciproques entre la porosité ouverte caractérisée par l'absorption initiale de la zone de peau, les propriétés mécaniques et la profondeur de carbonatation a été également entamée en tenant compte de l'influence du rapport E/C et du mode de cure. Les résultats expérimentaux recueillis dans ce travail ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ En fixant le même critère d'ouvrabilité, on a pu confectionner plusieurs types de bétons avec des rapports E/C variables de 0.45 à 0.67 afin de faire varier la porosité du béton. La méthode de formulation de Dreux Gorisse s'avère très intéressante pour la recherche de telles formulations.
- ✓ La résistance mécanique à 28 jours des bétons élaborés décroît en fonction du rapport E/C. On signale également l'effet bénéfique de la cure, la prolongation de celle-ci augmente les propriétés mécaniques. En effet, la cure humide favorise l'hydratation qui a pour effet de colmater les capillaires (les pores) existants et renforcer les liaisons inter granulaires.
- ✓ Les résultats des essais d'absorptions capillaires mettent en évidence l'effet bénéfique de la cure et du rapport E/C sur le taux d'absorption initiale. On peut conclure là-dessus que la cure humide joue le rôle d'atténuateur vis-à-vis à l'absorption capillaire. Autrement dit, la porosité ouverte de la zone d'enrobage est proportionnelle au rapport E/C et inversement proportionnelle à la durée de cure humide.
- ✓ Les mesures de la profondeur de la zone carbonatée montrent que celle-ci évolue en fonction de la durée d'exposition au gaz carbonique CO₂, et que plus la durée de cure et le rapport E/C diminue plus la profondeur de carbonatation diminue. Ceci est dû aux produits de gel qui augmentent en fonction du rapport E/C et de la durée de cure et qui ont tendance à colmater les espaces inter granulaires rendant ainsi la zone de peau plus imperméable à la pénétration des agents agressifs. Les résultats expérimentaux de la résistance à la compression des bétons après carbonatation à l'âge de 180 jours mettent en évidence que la carbonatation entraîne une augmentation de la résistance à la compression et une diminution de l'absorption initiale, Ceci est dû à la réduction des diamètres des gros

capillaires du béton de peau. En effet, une proportion des vides des capillaires vient d'être occupée par la calcite CaCO_3 qui résulte de la réaction de carbonatation, ce qui implique une réduction des dimensions des capillaires et augmente par la suite la compacité du béton.

- ✓ Une tentative de modélisation de la résistance mécanique à la compression R_{c28} et de l'épaisseur de la zone carbonatée P_c en fonction de l'absorption initiale (A_{bi} et z_i) a été entamée. A cet effet, les résultats expérimentaux sont corrélés par des fonctions de corrélation de type linéaires et non linéaire. La profondeur de carbonatation P_c à 180 jours est reliée à la résistance à la compression à 28 jours.

Quant à la relation entre la profondeur de carbonatation et l'absorption initiale enregistrée après une heure de contact avec l'eau, les résultats expérimentaux ont permis de proposer des expressions théoriques pour estimer l'épaisseur de la zone de peau carbonatée P_c en fonction du taux d'absorption initial exprimé en A_{bi} (kg/m^2) et z_i (mm).

A travers cette étude nous pensons que la caractérisation de la zone de peau du béton en utilisant l'essai d'absorption capillaire, notamment, le coefficient d'absorption initiale peut être d'une très grande utilité pour estimer le comportement mécanique du béton et dévoiler sa durabilité à la carbonatation. Néanmoins, cette étude n'est guère achevée et mérite d'être complétée par une étude physicochimique et microstructurale du béton de peau afin d'appuyer les interprétations évoquées dans cette étude. Une étude à part entière peut être entamée sur la modélisation du transport du CO_2 dans les bétons et sa relation avec le processus de carbonatation. Enfin, on espère avoir atteint notre objectif et que cette étude a ouvert d'autres perspectives de recherche dans le domaine de la durabilité de béton en vue d'un développement durable.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **Nicolas BUR.** «Etude des caractéristiques physico-chimiques de nouveaux béton éco-respectueux pour leur résistance à l'environnement dans le cadre du développement durable». Thèse de doctorat, Ecole doctorale Mathématiques, Sciences de l'information et de l'ingénieur, INSA, 2012;
- [2] **Rougelot, J. D. Burlion, D. Bernard; and F. Skoczylas** (2010). « About microcracking due to leaching in cementations composites: X-ray microtomography description and numerical approach». *cem, concr, Res*; 40(2), 271-283;
- [3] **Ollivier J-P., Vichot A**(2008). «La durabilité des bétons: Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement». Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées;
- [4] **Mehta, P. K.** (1986a). «Concrete structure, properties and materials». In Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics (3rd ed., p. 450);
- [5] **Baroghel V-B.** «Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances». Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994;
- [6] **Marchand, J., Pigeon, M.** (1996). «Résistance du béton à l'écaillage dû au gel en présence de sels fondants». Une revue des récents développements dans le domaine, Conférence RILEM : Béton - Du matériau à la structure, Arles, France, pp. 179-210;
- [7] **Maltais, Y., Marchand, J., Pigeon, M.** (1997). «The influence of curing temperature on the mechanical resistance of concrete and the durability». An overview, Fourth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Supplementary papers, Sydney, Australie, pp. 409-433;
- [8] **Mindess,S., Young,J.F., Darwin,D.** (2003), Concrete, Second Edition, Prentice-Hall, 644p.
- [9] **Maltais, Y.** (2006). «Contribution à l'étude des mécanismes de transport ionique et de dégradation chimique dans les matériaux cimentaires partiellement et complètement saturés». Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada, 308 p;
- [10] **Delmas, L.** (2006). «La porosité des bétons ; Influence de la formulation et de la cure sur la porosité de peau des bétons». In Projet de fin d'études, edited, p. 78, INSA, Strasbourg;
- [11] **Everett, D.H.** (1972). «Manual of symbols and terminology for physicochemical quantities and units, Appendix II: Definitions, terminology and symbols in colloid and surface chemistry». *Pure and Applied Chemistry*, Vol. 31, No 4, pp. 577-638;
- [12] **Sierra R..** «Répartition des différentes formes d'eau dans la structure des pâtes pures de C₃S et ciment Portland». *Bull. Liaison LCPC*, 1982, n°117, pp 77-81;.
- [13] **Otis, N.** (2000), «Influence de divers superplastifiants sur le ressuage et l'(interface pâte/granulat dans les matériaux cimentaires». Université de Scherbrooke, Scherbrooke;
- [14] **Diamond, S.** (2001). «Considerations in image analysis as applied to investigations of the ITZ in concrete». *Cement and Concrete Composites*, 23(2-3), 171-178;
- [15] **Van Breugel, K., E. A. B. Koenders, Y. Guang. And P. Lura** (2004). «Modelling of transport phenomena at cement matrix-Aggregate interfaces». *Interface Science*, 12(4), 423-431;
- [16] **T.H. Vu.** «Caractérisation de la phase solide et transferts de gaz dans les milieu poreux insaturés. Etude expérimentale et modélisation appliquées à la diffusion de l'hydrogène dans les matériaux cimentaires». Thèse de Doctorat, Toulouse, 2009;

- [17] **QUENARD D., KALIFA P. PARDO.** « Mesure du facteur de formation et de la perméabilité dans des pâtes de ciment». Thème de recherche OA9 du L.C.P.C, CSTB, Paris, février 1999, 24p;
- [18] **GAGNÉ R.,** GCI 714. «Durabilité et réparations du béton». Université de Sherbrooke, Département de génie civil, Québec, 2000, 338 p;
- [19] **PIGEON.** « Composition et hydratation du ciment Portland, Séminaire progrès dans le domaine du béton». Québec, septembre 1981, p. 36-72;
- [20] **Cours** (Chapitre 2-2). GCI ,714 «Durabilité et réparations du béton». Université de Sherbrooke, Département de génie civil, Québec, 2000, 37p;
- [21] **J.-P. OLLIVIER, J.-M. TORRENTI,** Cours (chapitre 3). «La structure poreuse des bétons et les propriétés de transfert»,83p;
- [22] **BAROGHEL-BOUNY V., AMMOUCHE A., HORNAIN H.** « Matrices cimentaires. Analyse de la microstructure et propriétés de transfert ». Revue française de génie civil, vol. 5, n°s 2-3, 2001;
- [23] **GALLÉ C.** «Effect of drying on cement-based materials pore structure as identified by mercury intrusion porosimetry a comparative study between oven-, vacuum-, and freeze-drying». Cement and Concrete Research, vol. 31, n° 10, 2001, p. 1467-1477;
- [24] **DIAMOND S., LEEMAN M.E.** « Pore size distributions in hardened cement paste by SEM image analysis. Microstructure of cement-based systems/bonding and interfaces in cementitious materials». MRS, Vol. 370, 1994;
- [25] **MEHTA P.K., MANMOHAN D.** «Pore size distribution and permeability of hardened cement paste». 7e Congrès international de la Chimie des ciments, Paris, 3,7.1, 1980, p. 1-11;
- [26] **BENTZ D.P., GARBOCZI E.J.** «Percolation of phases in a three-dimensional cement paste microstructural model». Cement and Concrete Research, vol. 21, 1991, p. 325-344;
- [27] **POWERS T.C.** «Capillary continuity or discontinuity in cement pastes». Journal of the PCA Research and Development Laboratories, 1, 2, 1959, p. 38-48;
- [28] **CRUMPTON C.F. and BUKOVATZ J.E.** «Corrosion and Kansas bridges, Transportation Research Record N500», Washington, D.C, 1974, p.25-31;
- [29] **RANC R., CARIOU B.** «Quality and durability of concretes made with fillerized cements». The French experience. BRE seminar on limestone-filled cements, Londres, 28 novembre 1989;
- [30] **PICANDET V.** «Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydraulique des bétons». Thèse, Université de Nantes, 2001;
- [31] **HERMANN K.** «Perméabilité au gaz des bétons». Bulletin du ciment, November 2000;
- [32] **PERRATON D.** «Perméabilité aux gaz des bétons hydrauliques». Thèse de l'INSA, Toulouse.1992;
- [33] **PERRATON D., AÏTCIN P.C. et CARLES-GIBERGUES A.** «Mesure de la perméabilité au gaz des bétons: perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque». Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, n° 221, pp 69-87, 1999;
- [34] **QUENARD D. et CARCASSES M.** «Les résultats des essais croisés AFRAM: Perméabilité». Compte-rendu des journées technique AFPC-AFRAM, «Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité», Toulouse, 11-12 Décembre, pp. 41-58, 1997;

- [35] **JOOSS M. and REINHARD H.W.** «Permeability and diffusivity of concrete as fonction of temperature». *Cement and Concrete Research* vol.32(9), p.1497-1504, 2002;
- [36] **J.A.Larbi, 1991.** «The cement paste-aggregate interfacial zone in concrete». Thèse de Doctorat, University of Delft, Netherlands;
- [37] **J.A. Larbi, 1993.** «Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete». *Heron*, Vol : 38(1), pp : 1-69, 1993;
- [38] **Scrivener K., Crumbie A.K., Laugesen P.** « The interfacial transition zone (itz) between cement paste and aggregate in concrete. *Interface Science*, Vol :12, pp :411*421, 2004;
- [39] **Wei Chen, 2011.** «Etude expérimentale de la perméabilité du béton sous conditions thermiques et hydriques variables». Thèse de Doctorat, l'École Centrale de Lille;
- [40] **T. D. Nguyen, 2013.** «Etude de la zone d'interphase granulats calcaires poreux- pate de ciment: Influence des propriétés physico-mécaniques des granulats». Thèse de Doctorat, l'École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Étienne;
- [41] **Salih S.A.** «Permeability and pore structure of cementitious composites». PhD thesis, University of She eld, 1987;
- [42] **Diamond S..** «The Microstructure of Cement Paste in Concrete». VIII International Cong. Chem.Cem., Vol I, Rio de Janeiro, pp 113-121, 1986;
- [43] **Diamond, S. & Huang, J.D., 1998.** «The interfacial transition zone: Reality or myth? in: *The Interfacial Transition Zone In Cementitious Composites*». A. Katz et al., eds., London: E&FN Spon;
- [44] **Neville, A.M., 2000.** «Propriétés des bétons». Eyrolles, ed., Sherbrooke-Laval: Centre de recherche interuniversitaire sur le béton;
- [45] **Caquot, A., 1937.** «Le rôle des matériaux inertes dans le béton». *Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France*, pp.562–582;
- [46] **Ben-Aim, R., 1970.** «Etude de la texture des empilements de grains. Application à la détermination de la perméabilité des mélanges binaires en régime moléculaire, intermédiaire, laminaire». Thèse d'Etat de l'Université de Nancy;
- [47] **Scrivener, K.L. & Pratt, P.L., 1996.** «Characterisation of interfacial microstructure in: *Interfacial Transition Zone in Concrete*». J.C. Maso, ed., London: E&FN Spon;
- [48] **Mehta, P.K., 1986.** «Hardened cement paste—microstructure and its relationship to properties». In Finep, ed. *Proceedings of 8th International Congress on the Chemistry of Cement*. Rio de Janeiro, pp. 113–121;
- [48] **Hoshino, M., 1989.** «Relationship between bleeding, coarse aggregate and specimen height of concrete». *ACI Materials Journal*, 86, pp.125–90;
- [49] **Baroghel-Bouny, V., 1994.** «Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons – Méthodes, analyse, interprétations». Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Paris;
- [50] **Odler I., Rößler M.** « Investigation on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated Portland cement pastes: effect of porosity ». *Cement and Concrete Research*, vol.15, pp. 320-330, 1985;
- [51] **Lange F., MÖrtel H. and Rudert V.** «Dense packing of cement pastes and resulting consequences on mortar properties». *Cement and Concrete Research*, vol.27, pp. 1481-1488, 1997;
- [52] **Pandey S. P. and Shana R. L.** « The influence of mineral additives on the strength and porosity of OPC mortars». *Cement and Concrete Research*, vol.30, pp. 19-23, 2000;

- [53] **Kumar R. and Bhattacharjee B.** « Porosity, pore size distribution and in situ the strength of concrete ». *Cement and Concrete Research*, vol.33, pp. 155-164, 2003;
- [54] **François. De larrard.** « Concrete Mixture –Proportioning-A Scientific Approach ». *Modern Concrete Technology Series*, No. 9, E & FN SPON, Londres, 1999;
- [55] **GLASER H.** «Grafisches Verfahren sur Untersuchung von diffusions-vorgänge». *Kältetechnik* N°11, 1959, pp-345-355;
- [56] **KRISHER O. Die.** «wissenschaftlichen Grundlagen der trocknungstechnik». Springer Verlag,1992;
- [57] **PHILIP J.R, DE VRIES D.A.** «Moisture movement in porous materials under temperature gradient ». *Trans.Am.Geo.Union*, vol.38, N°2, avril 1957-pp.222-232;
- [58] **LUIKOV A.V.** «Heat and mass transfer in capillary porous bodies». Pergamon Press (1966);
- [59] **Baroghel-Bouny V.** «Caractérisations des pâtes de ciment et des bétons: méthodes, analyses, interprétations ». Ouvrage issu de sa thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, Edition ECPC, 1994;
- [60] **Delmi M.** «Etude de l’hydratation et du couplage carbonatation-échanges hydriques dans les mortiers et bétons ». Thèse de Doctorat, Université de la Rochelle, 2004;
- [61] **J-F.DAIAN, J-P.LAURANT.** «Capillary water transfer in stone materials: Theoretical and experimental aspects». LTHE, rapport d’étude. Grenoble –France;
- [62] **J-P.LAURANT.** «Physique de transfert d’eau dans la pierre». **In** : *Géo mécanique Environnementale*, vol .2 : B.SCHREFIER, P.DELAGE. Risques naturels et conservation du patrimoine. Ed, Hermès, pp.237-265,2001;
- [63] **J-F.DAIAN, J-P.LAURANT.** «Structure poreuse et transport d’humidité dans les roches». LTHE, cours. Grenoble –France;
- [64] **DAÏAN J.-F., LAURENT J.-P.** «Structure poreuse et transport d’humidité dans les roches». Cours européen sciences et matériaux du patrimoine culturel,1re session, Ravello/Rome, 13-20 avril 1993, R.A. Lefebvre Ed., Istituto Poligrafico eZecca dello Stato, Libreria dello Stato, Rome, p. 83-112;
- [65] **Moro, F., and H. Bohni.** « Ink-bottle effect in mercury intrusion porosimétrie of cement – based materials». *Journal of Colloid and Interface science*, 246:1, pp 135-149, 2002;
- [66] **Wardlaw, N. and M. Mckellar.** « Mercury porosimétrie and interpretation of pore geometry in sedimentary rocks and artificial models». *Powder Technology*, 29(1), pp 127-143, 1981;
- [67] **J.-François. Daïan,** Cours (chapitre 7). «Équilibre et transferts en milieux poreux», pp 359-464,2012 ;
- [68] **Philip J.R.** «The theory of infiltration: 4.Sorptivity and algebraic infiltration equation». *Soil Sci*, 84, pp257-264;
- [69] **CHRISTOPHER H.** «Water movement in porous building materials –VII. The sorptivity of the mortar». *Building and Environment*, vol. 21, n°2, pp113-118, 1986;
- [70] **CHRISTOPHER H, THOMAS K.T.** «Water movement in porous building materials –I Unsaturated flow theory and its applications». *Building and Environment*, 12, pp117-125, 1974;
- [71] **RILEM, CPC 11.1.,** «Absorption of water by immersion. CPC 11. 2 Absorption of water by capillarity». *Materials and Structures*, 7, pp.291-297, 1974;
- [72] **J.-P.BALAYSSAC, CH.-H. DETRICHE, J. GRANDET.** «Intérêt de l’essai d’absorption d’eau pour la caractérisation du béton d’enrobage». *Materials and Structures*, 1993, Vol. 26, pp 226-230;

- [73] **Bégué, P., Gagné, R.** (2004), «Relations écaillage/sorptivité des bétons confectionnés à l'aide de ciments aux ajouts: Étude préliminaire». Document interne, Université de Sherbrooke, 13 p;
- [74] **DeSouza, S.J., Hooton, R.D., Bickley, J.A.** (1997), «*Evaluation of laboratory drying procedures relevant to field conditions for concrete sorptivity measurements*». *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol. 19, No 2, pp. 59-63;
- [75] **Janz, M.** (1997), «*Methods of measuring the moisture diffusivity at high moisture levels*». Thèse de doctorat, University of Lund, Lund Institute of Technology, Suède, 72 p;
- [76] **Guettala S.**, «Contribution à l'étude de l'influence de l'ajout du sable de dune finement broyé au ciment, sur les performances physico-mécaniques, la déformabilité & la durabilité du béton ». Thèse de Doctorat, Université Mohamed Khider –Biskra. Algérie, 2011;
- [77] **GABRYSIK F.**, Cours (chapitre 4). «Matériaux - Les bétons»;
- [78] **HSU T.T.C., SLATE F.O., STURMAN G.M. and WINTER G.** (1963), «Microcracking of plain concrete and the shape of the stress – strain curve». *ACI Journal*. 1963, vol.60, No.2, p.209 – 224;
- [79] **BASCOUL A.** (1996). «State of the art report – part 2: Mechanical micro – cracking of concrete. RILEM TC-122-MLC: micro-cracking and lifetime performance of concrete». *Matériaux et Constructions / Materials and Structures*. 1996, Vol.29, No.186, p.67 – 78;
- [80] **XUANHUI C. and YONGPI L.** (1996). «Damage process in hardened cement paste». *ACI Materials Journal*. 1996, Vol.93, No.4, p.378 – 385;
- [81] **SMADI M.M. and SLATE F.O.** (1989). «Microcracking of high and normal strength concretes under short – and long – term loadings». *ACI Materials Journal*, 1989. Vol. 86, No. 2, p.117 – 127;
- [82] **NGAB A.S., SLATE F.O. and NILSON A.H.** (1981)(2). «Microcracking and time – dependent strains in high strength concrete». *ACI Materials Journal*, 1981. Vol.78, No.4, p.262 – 268;
- [83] **BLECHMAN I.** (1989). «Stage model of stress – strain relationship for concrete under short – term load. Part 2 : nature of concrete atrophy». *Cement and Concrete Research*, 1989. Vol.19, No.1, p.7 – 15;
- [84] **HARSH S., SHEN Z. and DARWIN D.** (1990). «Strain-rate sensitive behavior of cement paste and mortar in compression». *ACI Materials Journal*. 1990. Vol.87, No.5, p.508 – 516.
- [85] **VERONIQUE BAROGHEL B., AMMOUCHE A., HUGUES H.** «Analyse de la microstructure et propriétés de transfert». *Revue de génie civil. Hermes, France*.Vol 5, N°2-3, 2001, pp149-177;
- [86] **ARNAUD C., GINETTE A., VERONIQUE BAROGHEL B.** «La microfissuration superficielle a-t-elle une influence sur la profondeur de carbonatation des bétons». *Revue de génie civil. Hermes, France*, Vol 5, N°2-3, 2001, pp231-248; .
- [87] **Monteiro I., Branco FA., de Brito J., Neves R.** «Statistical analysis of the carbonation coefficient in open air concrete structures». *Constr Build Mater*, 2012; 29(4):263–9;
- [88] **Mehta PK., Monteiro PJM.**, «Concrete: microstructure, properties and materials».3rd ed. McGraw-Hill; 2006;
- [89] **M.THIERY., G.VILLAIN., P.DANGLA., G.PLATRET.** «La technologie et la durabilité du béton». 2004 Mai., USTHB, Alger, algérie: laboratoire central des ponts et chaussées, division bétons et composites cimentaires, paris, 2004, N°22,8p (Modélisation du processus de carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires);

- [90] **Dakhmouche Chabil. F. Z.**, «Carbonatation de bétons adjuvants a base de ressources locales algériennes». Thèse de doctorat. Université d'Orléans et de l'Université Mentouri de Constantine, Constantine. Algérie, 2009;
- [91] **LABALETTE Julien., TROUVILLIEZ Alexandre.** «Le CO₂ d'origine anthropique et volcanique»,2008;
- [92] **Thiery M.** « Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires, prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurelles et hydriques ». Thèse de doctorat,Paris, LCPC 2005;
- [93] **YOON I.K., LU O.C. et PARK K.** «Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete». Atmospheric Environment Journal, 2007, 41: 7274 – 7285;
- [94] **R.DUVAL.** «La durabilité des armatures et du béton d'enrobage.In : **BARON, J.OLLIVIER.** La durabilité des bétons». Presses ENPC .Paris, 1992, pp.173-225;
- [95] **VALSARAJ, K.T.** «Elements of environmental Engineering — thermodynamics and kinetics». New York: Lewis Publishers, 1995, 649 p;
- [96] **KOBAYASHI, K., SUZUKI, K., UNO, Y.** «Carbonation of concrete and decomposition of C- S-H». Cement and Concrete Research, 1994, vol. 24, pp. 55-61;
- [97] **AL-KADHIMI, T.K.H. BANFILL, P.F.G., MILLARD, S.G. et al.** «An accelerated carbonation procedure for studies on concrete». Cement and Concrete Research, 1996, Vol. 8, N° 30, pp. 47-59;
- [98] **NISHIKAWA, T., SUZUKI, K., ITO, S. et al.** «Decomposition of synthesized ettringite by carbonation». Cement and Concrete Research, 1992, vol. 22, p 6-14;
- [99] **ROBERTS, M.H.** «Carbonation of concrete made with dense national aggregates»;
- [100] **MATSUSATO, H., OGAWA, K., FUNATO, M. et al.** «Studies on the carbonation of hydrated cement and its effect on microstructure and strength». Proceedings of the 9th International Congress on the chemistry of cement. New Dehli. Vol. 5, 1992, pp. 363-369;
- [101] **A.LASHEB.** «La corrosion des armatures du béton arme». CTC centre Alger N°12 , pp7-9 ;
- [102] **NGALA, V.T., PAGE, C. L.** «Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement paste». Cement and Concrete Research, 1997, vol. 27. N°7, p 995 1007;
- [103] **PARROTT, L.J.** «Factors influencing relative humidity in concrete». Magazine of Concrete Research, 1991, 43, N° 154, Mar., pp. 45-52;
- [104] **PATEL, R. G., PARROTT, L. J., MARTIN, J. A. et al.** «Gradients of microstructure and diffusion properties in cement paste caused by drying». Cement and Concrete Research, 1985, Vol. 15, pp. 343-356;
- [105] **N. Saeki, N. Takada, Y. Fujita.** «Influence of carbonation and sea water on corrosion of steel in concrete». Japan Concrete Institute, 6, 1983, 155-162;
- [106] **N. Kashino,** «Investigation into limit of initial corrosion in existing reinforced concrete structures». 3rd Conference Durability Building Materials and Components, Espoo, 1984,
- [107] **L.J. Parrott.** «A review of carbonation in reinforced concrete». British Cement Association, 1987, 126 p;
- [108] **P. Mounanga.** «Étude expérimentale du comportement de pâtes de ciment au très jeune âge : hydratation, retrait, propriétés thermophysiques». Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes, 2003;
- [109] **Rafai, R. Letolle, P. Blanc, A. Person, P.** «Gegout, Isotopes geochemistry (13C, 18O) of carbonation processes in concrete». Cement and Concrete Research, 21 (2-3), 1991, 368-377;

- [110] **M. Fumiaki, A. Yoshimichi, S. Sumio.** «Carbonation degree of autoclaved aerated concrete». *Cement and Concrete Research*, 30 (11), 2000, 1741-1745;
- [111] **N. Hyvert.** «Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton». Thèse de Doctorat de l'Université de Toulouse, 2009;
- [112] **I.G. Richardson, G.W. Groves, A.R. Brough, C.M. Dobson.** «The carbonation of the opc/silica fume of hardened cement pastes in air under conditions of fixed humidity». *Advances in Cement Research*, 5 (18), 1993, 81-86;
- [113] **S. Valls, E. Vàsquez.** «Accelerated carbonation of sewage sludge cement-sand mortars and its environmental impact». *Cement and Concrete Research*, 31(9), 2001, 1271-1276;
- [114] **N. Rafai, H. Hornain, G. Villain, V. B. Bouny, G. Platret, T. Chaussadent,** «Comparaison des méthodes de mesure de la carbonatation». *Revue française de génie civil*. Volume 6. N° 2, 2002, pp. 251-274;
- [115] **M. Venuat, J. Alexandre.** «De la carbonatation du béton –Partie II». *Revue des matériaux de construction*, 639, 1968, 469-481;
- [116] **O. Skjolsvol.** «Carbonation depths of concrete with and without condensed silica fume». 2nd International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Madrid, 1986;
- [117] **V.G. Papadakis, M.N. Fardis, C.G. Vayenas.** «Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortar coating on concrete carbonation». *Materials and Structures*, 25 (5), 1992, 293-304;
- [118] **Y.H. Loo, M.S. Chin, C.T. Tam, K.C.G. Ong.** «A carbonation prediction model for accelerated carbonation testing of concrete». *Magazine of Concrete Research*, 46(168), 1994, 191-200;
- [119] **H. Al-Khaiat, N. Fattuhi.** «Carbonation of Concrete Exposed to Hot and Arid Climate». *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14 (2), 2002, 97-107;
- [120] **P. Sulapha, S.F. Wong, T.H. Wee, S.** «Swaddiwudhipong, Carbonation of Concrete Containing Mineral admixtures». *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15(2), 2003, 134-143;
- [121] **H.W. Song, S.J. Kwon, K.J. Byun, C.K. Park.** «Predicting carbonation in early-aged cracked concrete». *Cement and Concrete Research*, 36 (5), 2006, 979-989;
- [122] **J.-P. BALAYSSAC, CH.-H. DETRICHE, J. GRANDET.** «influence de la cure humide sur les caractéristiques du béton de peau». *Materials and Structures*, 1998, Vol. 31, pp 325-328;
- [123] **Muller A and Siickert G. (1993).** « Modelisation of the carbonation resistance of concrete on the basis of its capillarity and microstructure». *Betonwerk+Fertigteil-technik*, n°11, pp.70-88;
- [124] **Venuat M. (1978).** La commission technique 16-C « Carbonatation ». *Mat. Constr* ; 11,142-146;
- [125] **Ounoughi V., Baroghel Bouny V., Gawsewitch J., Chaussadent T. et Croquette G.** «Influence du rapport eau/ciment, du type de ciment et de la microstructure sur la carbonatation des bétons». Dans: Transferts dans les bétons et durabilité des ouvrages, Evaluation expérimentale des paramètres déterminants. Journées « durabilité » 8 et 9 mars 2000 Bordeaux –CETE du sud – ouest;
- [126] **Ho.D.W.S and Lewis.R.K. (1987).** «Carbonation of Concrete and prediction». *cem, concr. Res*;17,489-504;
- [127] **Kobayashi K. and Uno Y. (1989).** «Influence of alkali on carbonation of concrete». Part I, preliminary tests with mortar specimens. *Cement and Concrete Research*, vol 19, n°5 pp.821-826.(1990). Part II, Influence of alkaline cement on rate of carbonation of concrete, *Cement and*

- Concrete Research, vol.20, n°4, pp.619-622, Copyright 1990;
- [128] **H. Smolczyk**. «Physical and chemical phenomena of carbonation». RILEM International Symposium on Carbonation of Concrete, C&CA, Fulmer grange, 1976;
- [129] **H. Wierig**. «Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure». RILEM Seminar, Hannover, 1984;
- [130] **P. Nischer**. «Effect of environment and concrete quality on carbonation». Betonwerk und Fertigteil-Technik, 50 (11), 1984, 752-757;
- [131] **C.D. Lawrence**. «Transport of oxygen through concrete». British Ceramics Society Proceedings, 35, 1984, 277-293;
- [132] **H. Gräf, H. Grube**. «Einflub der zusammensetzung und dernachbehandlung des betons auf seine gasdurchlässigkeit». Beton, 36 (11-12), 1986, 426-476;
- [133] **K. Schölink, H.K. Hilsdorf**. «The potential durability of concrete». 9th European Ready Mixed Concrete Organisation Congress, ERMCO 89, Oslo, 1989;
- [134] **T.A. Bier**. «Influence of the type of cement and curing on carbonation progress and pore structure of hydrated cement pastes». Materials Research Society Symposium Proceedings, 85, 1986, 123 doi:10.1557/PROC-85-123;
- [135] **N.I. Fattuhi**. «Carbonation of concrete as affected by mix constituents and initial water curing period». Materials and Structures, 19 (2), 1986, 131-136;
- [136] **C.D. Atiş**. «Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash». Construction and Building Materials, 17 (3), 2, 147-152;
- [137] **G. Verbeck**. «Carbonation of hydrated Portland cement». ASTM Special Technical Publication, 205, 1958, 17-36;
- [138] **R.F.M. Bakker**. «Corrosion of steel in concrete, Report of the Technical Committee 60-CSC». RILEM, 1988, 47-54;
- [139] **L. De Ceukelaire, D. Van Nieuwenburg**. «Accelerated carbonation of a blast-furnace cement concrete». Cement and Concrete Research, 23 (2), 1993, 442-452;
- [140] **K. Van Balen, D. Van Gemert**. «Modelling lime mortar carbonation». Materials and Structures, 27 (7), 1994, 393-398;
- [141] **A.V. Saetta, B.A. Schrefler, R.V. Vitaliani**. «2-D Model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials». Cement and Concrete Research, 25 (8), 1995, 1703-1712;
- [142] **S.K. Roy, K.B. Poh, D.O. Northwood**. «Durability of concrete –accelerated carbonation and weathering studies». Building and Environment, 34 (5), 1999,597-606;
- [143] **AFGC**. «Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages– Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l’alcali-réaction –État de l’art et Guide pour la mise en oeuvre d’une approche performantielle et prédictivesur la base d’indicateurs de durabilité». Documents scientifiques et techniques, AFGC,2004, 252 p;
- [144] **Y.F. Houst**. «Diffusion de gaz, carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie». Thèse de Doctorat de l’École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1992;
- [145] **M.A. Sanjuán, C. Del Olmo**. «Carbonation resistance of one industrial mortar used as a concrete coating». Building and Environment, 36 (8), 2001, 949-953;
- [146] **T. Chaussadent**. « État des lieux et réflexions sur la carbonatation du béton armé». Rapport technique, Thème de recherche OA9, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1997;
- [147] **Valcuende M, Parra C**. «Natural carbonation of self-compacting concretes». Constr Build Mater 2010;24(5):848–53;

- [148] **John J, Hirai K, Mihashi H.** «Influence of environmental moisture and temperature on carbonation of mortar». *Concr Res Technol* 1990;1(1):85–94;
- [149] **Khunthongkeaw J, Tangtermsirikul S, Leelawat T. A.** «study on carbonation depth prediction for fly ash concrete». *Constr Build Mater* 2006;20(9):744–53;
- [150] **Gonen T, Yazicioglu S.** «The influence of compaction pores on sorptivity and carbonation of concrete». *Constr Build Mater* 2007;21(5):1040–5;
- [151] **Alexander MG, Mackechnie JR, Yam W.** «Carbonation of concrete bridge structures in three South African localities». *Cem Concr Compos* 2007; 29(10):750–9;
- [152] **Roy DM, Gouda GR.** « Porosity-strength relation in cementitious materials with very high strengths». *J Am Ceram Soc* 1973;56(10):549–50;
- [153] **Powers TC.** «Structure and physical properties of hardened Portland cement paste». *J Am Ceram Soc* 1958;41(1):1–6;
- [154] **Halamickova P, Detwiler RJ, Bentz DP, Garboczi EJ.** «Water permeability and chloride ion diffusion in Portland cement mortars: relationship to sand content and critical pore diameter». *Cem Concr Res* 1995;25(4):790–802;
- [155] **Tumidajski PJ, Schumacher AS, Perron S, Gu P, Beaudoin J.** « On the relationship between porosity and electrical resistivity in cementitious systems». *Cem Concr Res* 1996;26(4):539–44;
- [156] **Khan MI, Lynsdale CJ, Waldron P.** «Porosity and strength of PFA/SF/OPC ternary blended paste». *Cem Concr Res* 2000;30(8):1225–9;
- [157] **Kumar R, Bhattacharjee B.** **Porosity.** «pore size distribution and in situ strength of concrete». *Cem Concr Res* 2003;33(1):155–64.
- [158] **Lafhaj Z, Goueygou M, Djerbi A, Kaczmarek M.** « Correlation between porosity, permeability and ultrasonic parameters of mortar with variable water/cement ratio and water content». *Cem Concr Res* 2006;36(4):625–33;
- [159] **Armaghani JM, Larsen TJ, Romano DC.** « Aspects of concrete strength and durability». *Transport Res Rec* 1992;1335:63–9;
- [160] **Khatri RP, Sirivatnanon V.** « Methods of deterioration of water permeability of concrete». *ACI Mater J* 1997;94(3):257–61;
- [161] **E. Rozière.** « Étude de la durabilité des bétons par une approche performantielle». Thèse de Doctorat de l'École Centrale de Nantes, 2007.
- [162] **A. Younsi.** «Carbonatation de béton à forts taux de substitution du ciment par des additions minérales». Thèse de Doctorat de Université de la Rochelle , 2011;
- [163] **V. Baroghel-Bouny.** «Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes, Éditions Techniques de l'Ingénieur». Base Structure et Gros OEuvre, Rubrique Bétons, Hydrauliques, C 2 245, 2005;
- [164] **K. Tuutti.** «Corrosion of steel in concrete, CBI Research Report, n° 4.82,Swedish». Cement and Concrete Research Institute, 1982;
- [165] **M. Vénuat.** La commission technique 16-C, « Carbonatation ». *Matériaux et Construction*, 11 (62), 1978, 142-146;
- [166] **S.E. Pihlajavaara.** «Some results of the effect of carbonation on the porosity and pore size distribution of cement paste». *Materials and Structures*, 1 (6), 1968, 521-525;
- [167] **Y.F. Houst, P.E. Roelfstra, F.H. Wittmann.** «A model to predict service life of concrete structures». *International Colloquium on Materials Science and Restoration*, Esslingen, 6-8 September 1983;

- [168] **H.K. Hilsdorf, J. Kropp, M. Günter.** «Carbonation, pore structure and durability». RILEM Seminar on the Durability of concrete Structure under Normal Outdoor Exposure, Universität Hannover, 1984;
- [169] **R. Miragliotta, P. Rougeau, A. Aït-Mokhtar, O. Amiri.** «A methodology for predicting the advance of carbonation in concrete: Influence of the microstructure of the skin layer on concrete carbonation kinetics». 16th BIBM International Congress, Venezia, 1999;
- [170] **M. M. Y. Delmi, K. Aït-Mokhtar, P. Dumargue.** «Experimental quantification of the products of carbonation of cement-based materials». 10th DBMC International conference on Durability of Building Materials and Components, Lyon, 17-20 April 2005;
- [171] **O.O. Metalssi.** «Étude des couplages hydratation-échanges hydriques-carbonatation dans les mortiers modifiés polymères». Thèse de Doctorat de l'Université de La Rochelle, 2006;
- [172] **O.O. Metalssi, A. Aït-Mokhtar.** «A proposed methodology for a quantitative investigation of carbonation in polymer-modified mortars». *Experimental Techniques*, 33 (6), 2009, 59-65;
- [173] **Y.F. Houst.** «Le retrait de carbonatation». *Chantiers*, 20 (1), 1989, 55-60;
- [174] **N. Hyvert.** «Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton». Thèse de Doctorat de l'Université de Toulouse, 2009;
- [175] **RANAIVOMANANA H.** «Transfert dans le milieu poreux réactifs non saturés : Application à la cicatrization des fissures dans les matériaux cimentaires par carbonatation». Thèse de l'Université Toulouse III – Paul Sabatier, 2010;
- [176] **Ngoc. Tru. Vu.** «Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé : approche expérimentale et probabiliste». Thèse de l'Université Toulouse, 2011;
- [177] **BIER T.A., KAROPP, J. et HILSDORF H.K.** «Carbonation and realcalisation of concrete and hydrated cement paste». In MASO J.C., Ed., *Durability of Construction Materials*, 927-934, London-New York. Chapman and Hall, 1987;
- [178] **HOUST F.Y.** «Influence of microstructure and water on the diffusion of CO₂ and O₂ through cement paste». In MALHOTRA V.M., editeur: 2nd CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, 1991, 141-159, Montreal;
- [179] **HOUST F.Y. et WITTMANN F.H.** «Influence of porosity and water content on the diffusivity of CO₂ and O₂ through hydrated cement paste». *Cement and Concrete Research*, 1994, 24 : 1165-1176;
- [180] **MIRAGLIOTTA R.** «Modélisation des processus physico-chimiques de la carbonatation des bétons préfabriqués - Prise en comptes des effets de paroi». Thèse de l'Université de la Rochelle, 2000;
- [181] **T.C. Powers.** «A Hypothesis on Carbonation Shrinkage». *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 4 (2), 1962, 40-50;
- [182] **C.M. Hunt, L.A. Tomes.** «Reaction of blended Portland Cement Paste with Carbon Dioxide». *Journal of research of the National Bureau of Standards*, 66A (6), 1962, 473-481;
- [183] **E.G. Swenson, P.J. Sereda.** «Some ageing characteristics of lime». *Journal of Applied Chemistry*, 17(7), 1967, 198-202;
- [184] **F.M. Lea.** «The Chemistry of Cement and Concrete». Edward Arnold, 1970, 727 p;
- [185] **S.L. Meyers.** «Effects of Carbon Dioxide on Hydrated Cement and Concrete». *Rock Products*, 1949, 96-98;
- [186] **M. Daimon, T. Akiba, R. Kondo.** «Through pore size distribution and kinetics of the carbonation reaction of Portland cement mortars». *Journal of The American Ceramic Society*, 54 (9), 1971, 423-428;

- [187] **A. Meyer**. «Investigations on the carbonation of concrete». 5th International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo, 1968;
- [188] **M.BUIL, J-P.OLLIVIER**. «Conception des bétons : la structure poreuse. In : **BARON , J.OLLIVIER**. La durabilité des bétons». Presses ENPC .Paris, 1992, pp.57-99;
- [189] **NF P 15-442**. Mesure de la surface spécifique Blaine;
- [190] **E.N.V.**, P 196-6. Méthodes d'essais des ciments –Partie 6: Détermination de la finesse, Paris 1990;
- [191] **AFNOR**, P 18-555. Granulats - Mesures des Masses Volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des granulats, Paris, dec 1990;
- [192] **E.N.V.**, P 196-6. Méthodes d'essais des ciments –Partie 6: Détermination de la finesse, Paris 1990;
- [193] **AFNOR**, P 18-431. Granulats –Analyse granulométrique par tamisage, Paris, sep, 1990;
- [194] **DREUX.G., FESTA. J.** «Nouveau guide du béton et de ces constituants».Eyrolles , 1998;
- [195] **AFNOR**, P 18-598. Granulats –Equivalent de sable, Paris, 1990;
- [196] **AFNOR**, P.18-573. Granulats – Los Angeles, Paris, 1990;
- [197] **AFNOR**, P.18-572. Granulats – Micro Deval , Paris, 1990;
- [198] **AFNOR**, P.18-540. Granulats – Caractéristiques intrinsèques des gravillons, Paris, 1990;
- [199] **AFNOR**, P 18-303. Liants hydrauliques –l'eau de gâchage, Paris, 1990;
- [200] **AFNOR**, P 18-451. Béton –Essai d'affaissement, Paris, 1990;
- [201] **AFNOR**, P 18-404. Béton –Confection du béton , Paris, 1990;
- [202] **AFNOR**, P 18-400. Béton –Moules pour éprouvettes cylindriques et prismatiques, Paris,dec, 1981;
- [203] **Mezghiche, B.** (2005). «Les essais de laboratoire des matériaux de construction». Algérie: Publication Universitaire Biskra;
- [204] **AFNOR**, P 18-406. Béton –Essai de compression, Paris, 1990;
- [205] **AFNOR**, P 18-407. Béton –Essai de traction par flexion trois points, Paris, 1990;
- [206] **Mezghiche, B.** (1996). «Résistance et déformabilité des béton basiques». Actes du premier séminaire national en génie civil, p 86-93, 1996;
- [207] **AFNOR**, P 10-502. Pierre - Essai d'absorption d'eau, Paris, 1990;
- [208] **Castel, A., Arliguie, G., Chaussadent, T., & Baroghel-Bouny, V.** (2001). «La microfissuration superficielle a-t-elle une influence sur la profondeur de carbonatation des bétons». Revue Française de Génie Civil, 5(2–3), 231–248;
- [209] **Hall C.** « Water sorptivity of mortars and concretes: a review». Mag Concr Res 1989;41(147):51–61;
- [210] **Schonlin K, Hilsdorf HK.** «The potential durability of concrete». In: Proceedings of the European ready mixed concrete organisation congress ERMCO 89. Fabeko (Norway), 1989;
- [211] **Hanzic L, Ladislav K, Ivan A.** «Capillary absorption in concrete and the Lucas–Washburn equation». Cem Concr Compos 2010;32(1):84–91;
- [212] **Rabehi M, Guettala S, Mezghiche B.** «The open porosity of the cover concrete: correlation between compressive strength and initial absorption». EJECE –Taylor & Francis 2012;16(6):730–43;
- [213] **Rilem** Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials (1994). CPC 11.2. Water absorption of concrete by capillarity; 1982;

- [214] **AFPC-AFREM.** «Durability of concretes, recommended methods for measurement of quantities associated with the durability». Compte rendu des Journées Techniques AFPC AFREM. Toulouse (France); 1997. p. 283;
- [215] **L.HANZIC, R. ILIÉ.** «Relationship between liquid sorptivity and capillarity in concrete». Cement and concrete Research, N °33, 2003, pp 1385-1388;
- [216] **Parrott, L.J.** (1992). «Water absorption in cover concrete». Materials and Structures, 25(5), 284–292;
- [217] **De Schutter G, Audenaert K.** «Evaluation of water absorption of concrete as a measure for resistance against carbonation and chloride migration». Mater Struct 2004;37(9):591–6;
- [218] **Omar S, Baghabra A, Walid AA, Shamsad AMaslehuddin M.** «Correlation between compressive strength and certain durability indices of plain and blended cement concretes». Cem Concr Compos 2009;31(9):672–6.
- [219] **Bozkurt N, Yazicioglu S.** «Strength and capillary water absorption of lightweight concrete under different curing conditions». Indian J Eng Mater Sci 2010;17(2):145–51;
- [220] **SMITH, R.W, WALTON, J.C.** «The effect of calcite solid solution formation on the transient release of radionuclide from concrete barriers». Mat. Res. Soc. Symp. Proc. 1998, Vol. 212, pp. 403-409.

Annexe A

**Tableau A .1 : Influence de type du béton sur les cinétiques
D'absorption d'eau (kg/m²) pour les différentes durées de cure.**

Cure humide	Variations de quantité d'eau absorbée en (kg/m ²)							
	Témoïn				Cure 3 j			
Temps (s ^{1/2})	A300	A350	A400	B450	A300	A350	A400	A450
00.00	0	0	0	0	0	0	0	0
17.34	0.89	0.6	0.39	0.41	0.3	0.31	0.2	0.17
24.48	1.21	0.87	0.68	0.73	0.48	0.46	0.37	0.36
30.00	1.54	1.27	0.98	0.92	0.65	0.55	0.48	0.43
34.62	1.82	1.44	1.21	1.13	0.75	0.67	0.57	0.54
42.42	2.18	1.83	1.5	1.45	0.92	0.8	0.72	0.62
48.96	2.59	2.18	1.76	1.66	1.09	0.93	0.87	0.74
54.78	2.8	2.38	2.02	1.82	1.25	1.08	0.95	0.87
60.00	3.1	2.65	2.2	2.03	1.35	1.27	1.07	0.96
69.30	3.41	2.96	2.47	2.14	1.5	1.35	1.2	1.01
77.46	3.82	3.26	2.66	2.38	1.66	1.5	1.32	1.09
84.84	4.13	3.5	2.89	2.5	1.75	1.56	1.44	1.19
94.86	4.53	3.98	3.24	2.74	1.92	1.73	1.62	1.35
103.92	4.8	4.38	3.53	2.9	2.05	1.87	1.76	1.4
112.26	5.17	4.75	3.85	3.12	2.22	1.97	1.96	1.48
127.26	5.71	5.35	4.26	3.39	2.43	2.22	2.17	1.63
140.70	6.17	5.83	4.5	3.61	2.53	2.41	2.32	1.73
293.94	11.76	11.18	7.85	6.17	5.808	4.7	3.95	3.17
300.00	11.861	11.33	7.91	6.31	5.955	4.74	3.97	3.2
Cure humide	Cure 7 j				Cure 28 j			
Temps (s ^{1/2})	A300	A350	A400	A450	A300	A350	A400	A450
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
17.34	0.24	0.14	0.13	0.07	0.13	0.08	0.05	0.04
24.48	0.38	0.26	0.25	0.19	0.22	0.13	0.09	0.08
30.00	0.48	0.35	0.34	0.25	0.27	0.18	0.12	0.11
34.62	0.58	0.44	0.42	0.34	0.35	0.23	0.16	0.13
42.42	0.71	0.55	0.53	0.45	0.44	0.29	0.23	0.16
48.96	0.84	0.65	0.64	0.5	0.53	0.37	0.28	0.18
54.78	0.94	0.79	0.73	0.61	0.59	0.4	0.32	0.21
60.00	1.05	0.9	0.8	0.65	0.68	0.5	0.37	0.26
69.30	1.17	0.94	0.89	0.69	0.77	0.54	0.39	0.27
77.46	1.29	1.07	1.03	0.78	0.86	0.59	0.42	0.29
84.84	1.42	1.17	1.09	0.83	0.94	0.63	0.47	0.32
94.86	1.55	1.31	1.26	0.92	1.04	0.7	0.56	0.36
103.92	1.69	1.41	1.38	0.97	1.14	0.76	0.61	0.37
112.26	1.88	1.54	1.53	1.03	1.26	0.83	0.67	0.43
127.26	2.07	1.73	1.67	1.14	1.40	0.95	0.75	0.46
140.70	2.19	1.85	1.8	1.2	1.62	1.02	0.81	0.49
293.94	4.89	3.49	3.24	2.14	3.16	2.09	1.55	0.9
300.00	4.97	3.55	3.28	2.16	3.27	2.13	1.58	0.92

Tableau A.2 : Influence de type du béton sur les cinétiques
D'absorption d'eau (mm) pour les différentes durées de cure.

Cure humide	Positions du front d'imbibition capillaire (mm)							
	Témoïn				Cure 3 j			
Temps (s ^{1/2})	A300	A350	A400	A450	A300	A350	A400	A450
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
17.34	14.98	12.35	9.14	8.18	7.57	6.38	5	3.46
24.48	20.31	16.08	12.62	10.02	10.23	7.5	6.55	5.05
30.00	24.72	18.21	15.06	13	12.43	9.11	8.1	5.75
34.62	29.5	20.88	16.97	14.6	14.63	10.47	9.79	6.87
42.42	34.28	24.87	20.63	17.2	18.5	12.2	12.18	7.82
48.96	40.24	28.87	23.24	18.88	20.4	13.94	13.58	9.29
54.78	42.55	31.98	26.12	21.02	22.14	15.18	15.14	9.72
60.00	46.41	34.02	27.51	22.94	25.32	16.36	16.26	10.8
69.30	50.12	37.04	29.95	24.69	26.85	17.72	17.67	11.67
77.46	53.25	39.7	32.13	26.22	28.15	18.9	18.86	12.49
84.84	56.77	42.1	34.13	27.68	29.36	19.95	20.06	13.19
94.86	59.94	45.3	36.65	29.44	31.04	21.62	21.47	14.05
103.92	63.87	48.41	38.4	31.27	32.32	22.67	22.88	14.91
112.26	66.86	52.41	41.35	32.8	33.88	23.36	24.43	15.78
127.26	72.82	55.97	46.75	35.63	36.59	26.64	26.47	17.16
140.70	78.38	60.4	48.05	38.23	38.78	28.06	27.66	18.46
293.94	139.39	109.26	82.18	67.05	63.3	50.18	47.99	32.54
300.00	141.78	112.37	84.15	68.28	64.86	51.48	48.64	33.5
Cure humide	Cure 7 j				Cure 28 j			
Temps (s ^{1/2})	A300	A350	A400	A450	A300	A350	A400	A450
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
17.34	5.62	3.81	3.11	1.64	2.51	1.46	0.94	0.54
24.48	7.53	4.65	4.49	2.76	4.86	2.11	1.57	1.03
30.00	8.69	6.01	5.45	3.19	5.37	2.76	2.15	1.29
34.62	10.02	6.64	6.16	3.87	6.67	3.07	2.43	1.57
42.42	12.16	8.56	7.58	5.02	7.63	3.79	3.24	1.8
48.96	13.33	9.88	8.62	5.7	8.48	4.33	3.64	2.08
54.78	14.95	10.72	9.87	5.98	9.28	4.88	3.88	2.42
60.00	16.45	11.92	10.45	6.72	11.24	5.29	4.39	2.63
69.30	17.94	13.06	11.49	7.31	12.23	5.93	4.88	2.89
77.46	19.23	14.07	12.38	7.84	13.07	6.51	5.3	3.11
84.84	20.44	14.97	13.22	8.3	13.88	7.06	5.67	3.32
94.86	21.96	16.17	14.47	8.95	14.92	7.67	6.06	3.59
103.92	23.47	17.36	15.41	9.48	15.87	8.25	6.76	3.83
112.26	24.71	18.27	16.46	9.98	16.8	8.83	7.28	4.09
127.26	27.26	20.06	18.02	11	18.51	9.85	8.09	4.5
140.70	29.37	21.2	19.59	11.87	20.72	10.88	8.32	4.85
293.94	53.8	37.14	34.46	21.53	36.12	21.58	15.5	9
300.00	54.86	38.11	35.41	21.99	37.07	22.26	15.7	9.23

Tableau A.3 : Influence de type du béton sur les cinétiques
D'absorption d'eau (kg/m²) pour les différentes durées de cure.

Cure humide	Variations de quantité d'eau absorbée en (kg/m ²)							
	Témoïn				Cure 3 j			
Temps (s ^{1/2})	B300	B350	B400	B450	B300	B350	B400	B450
00.00	0	0	0	0	0	0	0	0
17.34	0.955	0.65	0.41	0.44	0.421	0.41	0.29	0.19
24.48	1.308	0.94	0.72	0.79	0.687	0.61	0.54	0.41
30.00	1.664	1.37	1.03	0.99	0.931	0.73	0.71	0.49
34.62	1.966	1.55	1.28	1.22	1.068	0.88	0.83	0.62
42.42	2.347	1.98	1.58	1.56	1.311	1.06	1.06	0.71
48.96	2.788	2.35	1.86	1.79	1.551	1.23	1.27	0.85
54.78	3.019	2.57	2.13	1.96	1.774	1.43	1.4	1
60.00	3.34	2.86	2.32	2.19	1.92	1.68	1.57	1.1
69.30	3.677	3.19	2.6	2.31	2.14	1.79	1.76	1.16
77.46	4.116	3.52	2.8	2.57	2.359	1.98	1.94	1.25
84.84	4.45	3.78	3.05	2.7	2.491	2.07	2.11	1.36
94.86	4.886	4.29	3.42	2.96	2.737	2.29	2.37	1.55
103.92	5.171	4.73	3.72	3.13	2.919	2.47	2.58	1.6
112.26	5.569	5.13	4.06	3.37	3.163	2.61	2.88	1.7
127.26	6.156	5.77	4.49	3.66	3.458	2.94	3.19	1.87
140.70	6.649	6.29	4.75	3.89	3.75	3.19	3.4	1.98
293.94	13.15	11.76	8.28	6.66	7.28	6.33	6	3.63
300.00	13.50	11.861	8.34	6.81	7.48	6.50	6.23	3.67
Cure humide	Cure 7 j				Cure 28 j			
Temps (s ^{1/2})	B300	B350	B400	B450	B300	B350	B400	B450
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
17.34	0.345	0.2	0.2	0.08	0.233	0.17	0.2	0.06
24.48	0.538	0.37	0.37	0.22	0.398	0.29	0.37	0.12
30.00	0.681	0.5	0.49	0.29	0.504	0.4	0.49	0.16
34.62	0.821	0.62	0.61	0.39	0.636	0.51	0.61	0.19
42.42	1.003	0.79	0.77	0.51	0.811	0.66	0.77	0.24
48.96	1.194	0.95	0.91	0.57	0.98	0.82	0.91	0.27
54.78	1.329	1.11	1.09	0.7	1.089	0.89	1.09	0.32
60.00	1.49	1.26	1.19	0.74	1.25	1.12	0.99	0.39
69.30	1.664	1.32	1.32	0.79	1.418	1.2	1.10	0.4
77.46	1.83	1.53	1.5	0.89	1.58	1.33	1.25	0.44
84.84	2.02	1.64	1.62	0.95	1.727	1.4	1.35	0.48
94.86	2.199	1.87	1.84	1.05	1.92	1.57	1.53	0.54
103.92	2.392	2.05	1.98	1.1	2.088	1.71	1.65	0.56
112.26	2.666	2.27	2.19	1.17	2.325	1.87	1.82	0.64
127.26	2.938	2.49	2.42	1.3	2.594	2.12	2.01	0.69
140.70	3.25	2.68	2.59	1.37	2.797	2.28	2.15	0.74
293.94	6.75	4.89	4.82	2.44	5.75	4.69	4.01	1.35
300.00	6.95	4.97	4.88	2.46	5.90	4.77	4.06	1.38

Tableau A.4 : Influence de type du béton sur les cinétiques
D'absorption d'eau (mm) pour les différentes durées de cure.

Cure humide	Positions du front d'imbibition capillaire (mm)							
	Témoïn				Cure 3 j			
Temps (s ^{1/2})	B300	B350	B400	B450	B300	B350	B400	B450
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
17.34	16.14	13.33	9.64	8.83	10.77	8.44	7.33	3.96
24.48	21.88	17.35	13.31	10.81	14.55	9.92	9.61	5.79
30.00	26.63	19.65	15.88	14.02	17.68	12.05	11.88	6.59
34.62	31.78	22.53	17.9	15.75	20.8	14.36	13.85	7.87
42.42	36.93	26.84	21.76	18.56	26.31	17.87	16.14	8.96
48.96	43.36	31.16	24.51	20.37	29.02	19.93	18.44	10.65
54.78	45.84	34.51	27.54	22.68	31.49	22.21	20.08	11.14
60.00	50	36.72	29.01	24.75	36.01	23.86	21.64	12.38
69.30	54	39.98	31.58	26.64	38.19	25.93	23.44	13.37
77.46	57.37	42.85	33.88	28.29	40.04	27.68	25	14.31
84.84	61.16	45.44	35.99	29.86	41.76	29.44	26.39	15.11
94.86	64.58	48.89	38.65	31.76	44.15	31.5	28.6	16.1
103.92	68.81	52.25	40.49	33.74	45.96	33.57	29.99	17.09
112.26	72.04	56.56	43.61	35.39	48.18	35.84	30.9	18.08
127.26	78.46	60.4	49.3	38.44	52.04	38.84	35.24	19.66
140.70	84.45	65.19	50.67	41.24	55.16	40.58	37.12	21.15
293.94	150.18	117.92	86.66	72.34	90.02	70.41	66.38	37.29
300.00	152.76	121.27	88.74	73.66	92.24	71.37	68.1	38.38
Cure humide	Cure 7 j				Cure 28 j			
Temps (s ^{1/2})	B300	B350	B400	B450	B300	B350	B400	B450
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
17.34	7.97	5.34	4.63	1.87	4.61	3.28	2.87	0.81
24.48	10.69	6.68	6.51	3.14	8.94	4.81	4.73	1.54
30.00	12.33	8.41	8.11	3.63	9.87	6.57	6.19	1.93
34.62	14.22	9.29	9.17	4.41	12.26	6.87	7.41	2.35
42.42	17.26	12.74	10.61	5.71	14.02	9.91	8.48	2.7
48.96	18.91	14.7	12.07	6.49	15.58	11.11	9.7	3.12
54.78	21.21	15.94	13.82	6.81	17.06	11.85	10.92	3.63
60.00	23.35	17.73	14.63	7.65	20.66	13.42	11.84	3.95
69.30	25.46	19.42	16.09	8.32	22.48	14.9	13.29	4.34
77.46	27.29	20.93	17.33	8.92	24.02	16.2	14.59	4.67
84.84	29.01	22.27	18.51	9.45	25.52	17.31	15.81	4.98
94.86	31.16	24.05	20.26	10.19	27.43	18.52	17.18	5.38
103.92	33.3	25.83	21.58	10.79	29.18	20.64	18.48	5.75
112.26	35.06	27.17	23.04	11.36	30.89	22.22	19.78	6.13
127.26	38.68	29.84	25.23	12.52	34.03	24.72	22.07	6.75
140.70	41.68	31.54	27.43	13.51	37.10	25.41	24.36	7.27
293.94	76.35	55.25	51.05	24.51	65.40	48.34	47.35	13.5
300.00	77.85	56.69	52.37	25.04	67.15	49.87	47.95	13.85

Annexe B

Tableau 4.9 : Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée (*mm*) des différents types de bétons tenant compte de l'effet de la durée de cure humide.

Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 60 jours			
	A300	A350	A400	A450
Témoin (0 j)	4.67 ± 0.03	2.17 ± 0.03	1.66 ± 0.04	0.99 ± 0.01
Cure 3 j	2.46 ± 0.02	1.93 ± 0.07	1.06 ± 0.04	0.78 ± 0.02
Cure 7 j	2.00 ± 0.02	1.24 ± 0.06	0.93 ± 0.02	0.68 ± 0.02
Cure 28 j	1.28 ± 0.04	0.69 ± 0.01	0.20 ± 0.01	0.32 ± 0.08
Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 120 jours			
	A300	A350	A400	A450
Témoin (0 j)	6.64 ± 0.02	3.25 ± 0.05	1.98 ± 0.02	1.22 ± 0.03
Cure 3 j	3.40 ± 0.04	2.33 ± 0.03	1.38 ± 0.02	0.99 ± 0.01
Cure 7 j	2.69 ± 0.03	1.90 ± 0.02	1.66 ± 0.04	0.88 ± 0.02
Cure 28 j	1.58 ± 0.02	1.30 ± 0.04	0.97 ± 0.03	0.54 ± 0.06
Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 180 jours			
	A300	A350	A400	A450
Témoin (0 j)	9.67 ± 0.06	5.10 ± 0.03	3.34 ± 0.05	2.05 ± 0.06
Cure 3 j	5.67 ± 0.02	3.66 ± 0.02	2.45 ± 0.04	1.50 ± 0.03
Cure 7 j	5.17 ± 0.04	3.25 ± 0.05	2.10 ± 0.01	1.20 ± 0.06
Cure 28 j	4.34 ± 0.03	2.67 ± 0.02	1.77 ± 0.02	1.05 ± 0.03
Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 60 jours			
	B300	B350	B400	B450
Témoin (0 j)	5.00 ± 0.03	2.82 ± 0.02	1.89 ± 0.07	1.06 ± 0.03
Cure 3 j	2.76 ± 0.04	2.09 ± 0.04	1.26 ± 0.02	0.92 ± 0.05
Cure 7 j	2.13 ± 0.02	1.32 ± 0.03	1.03 ± 0.04	0.77 ± 0.10
Cure 28 j	1.56 ± 0.03	0.82 ± 0.02	0.500 ± 0.02	0.36 ± 0.04
Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 120 jours			
	B300	B350	B400	B450
Témoin (0 j)	7.30 ± 0.14	4.22 ± 0.05	2.25 ± 0.02	1.31 ± 0.03
Cure 3 j	3.80 ± 0.16	2.53 ± 0.03	1.65 ± 0.04	1.16 ± 0.01
Cure 7 j	2.90 ± 0.10	2.02 ± 0.06	1.54 ± 0.02	0.99 ± 0.02
Cure 28 j	1.90 ± 0.10	1.54 ± 0.06	1.12 ± 0.03	0.61 ± 0.03
Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 180 jours			
	B300	B350	B400	B450
Témoin (0 j)	10.50 ± 0.02	6.75 ± 0.06	3.97 ± 0.04	2.34 ± 0.05
Cure 3 j	6.34 ± 0.03	4.16 ± 0.09	2.95 ± 0.05	1.75 ± 0.03
Cure 7 j	5.50 ± 0.07	3.75 ± 0.04	2.50 ± 0.04	1.45 ± 0.02
Cure 28 j	5 ± 0.06	3.16 ± 0.05	2.10 ± 0.02	1.17 ± 0.03

Tableau 4.10 : Variation de la profondeur de carbonatation naturelle (mm) des différents types de bétons tenant compte de l'effet de la durée de cure humide.

Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 180 jours			
	A300	A350	A400	A450
Témoin (0 j)	0.50 ± 0.02	0.30 ± 0.06	0.25 ± 0.05	0.2 ± 0.01
Cure 3 j	0.40 ± 0.01	0.22 ± 0.08	0.19 ± 0.03	0.14 ± 0.03
Cure 7 j	0.36 ± 0.03	0.15 ± 0.05	0.13 ± 0.03	0.08 ± 0.02
Cure 28 j	0.27 ± 0.07	0.10 ± 0.03	0.05 ± 0.02	0.01 ± 0.01
Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 365 jours			
	A300	A350	A400	A450
Témoin (0 j)	1.6 ± 0.08	1.00 ± 0.02	0.80 ± 0.03	0.66 ± 0.03
Cure 3 j	1.3 ± 0.05	0.70 ± 0.01	0.63 ± 0.01	0.52 ± 0.07
Cure 7 j	1.00 ± 0.02	0.40 ± 0.04	0.37 ± 0.02	0.30 ± 0.04
Cure 28 j	0.45 ± 0.05	0.23 ± 0.05	0.17 ± 0.06	0.10 ± 0.06
Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 180 jours			
	B300	B350	B400	B450
Témoin (0 j)	0.60 ± 0.04	0.36 ± 0.03	0.28 ± 0.01	0.23 ± 0.01
Cure 3 j	0.45 ± 0.01	0.25 ± 0.02	0.22 ± 0.05	0.19 ± 0.02
Cure 7 j	0.40 ± 0.07	0.19 ± 0.04	0.16 ± 0.04	0.14 ± 0.02
Cure 28 j	0.33 ± 0.05	0.13 ± 0.03	0.10 ± 0.02	0.05 ± 0.01
Cure humide	Durée d'exposition au CO ₂ : 365 jours			
	B300	B350	B400	B450
Témoin (0 j)	1.90 ± 0.05	1.10 ± 0.01	0.95 ± 0.04	0.80 ± 0.05
Cure 3 j	1.50 ± 0.04	0.85 ± 0.06	0.75 ± 0.07	0.70 ± 0.03
Cure 7 j	1.15 ± 0.05	0.50 ± 0.07	0.39 ± 0.08	0.33 ± 0.06
Cure 28 j	0.52 ± 0.08	0.30 ± 0.04	0.22 ± 0.04	0.16 ± 0.02

Tableau 4.11: Effet de la carbonatation sur la résistance à la compression des bétons élaborés

Cure humide	Résistances à la compression des bétons non carbonatés (MPa)			
	A300	A350	A400	A450
Témoin (0 j)	26.16	33.66	34.7	36.66
Cure 3 j	34.74	38.51	39.51	42.17
Cure 7 j	39.75	44.03	45.05	47
Cure 28 j	45.36	50.05	51.9	53.75
Cure humide	Résistances à la compression des bétons carbonatés (MPa)			
	A300	A350	A400	A450
Témoin (0 j)	33.42	38.82	38.85	39.84
Cure 3 j	40.43	41.97	42.46	44.24
Cure 7 j	45.23	47.04	48.57	49.06
Cure 28 j	49.67	53.42	53.91	55.27
Cure humide	Résistances à la compression des bétons non carbonatés (MPa)			
	B300	B350	B400	B450
Témoin (0 j)	25.22	32.26	33.86	34.16
Cure 3 j	31.45	37.5	38.75	40
Cure 7 j	38.15	41.85	43.73	45.86
Cure 28 j	44.48	48.04	50.4	52.44
Cure humide	Résistances à la compression des bétons non carbonatés (MPa)			
	B300	B350	B300	B450
Témoin (0 j)	32.22	37.23	37.88	38.05
Cure 3 j	36.60	41.35	41.17	42.17
Cure 7 j	45.23	46.17	45.67	47.87
Cure 28 j	49.67	51.27	52.35	55.27

Tableau 4.12: Effet de la carbonatation sur l'absorption capillaire des bétons élaborés

Cure humide	Absorption d'eau initiale ($\text{mm.h}^{-1/2}$) des bétons non carbonatés A_{bi}/Zi			
	A300	A350	A400	A450
Témoin (0 j)	3.10 / 46.41	2.65 / 34.02	2.20 / 27.51	2.03 / 22.94
Cure 3 j	1.35 / 25.32	1.27 / 16.36	1.07 / 16.26	0.96 / 10.8
Cure 7 j	1.05 / 16.45	0.90 / 11.92	0.80 / 10.45	0.65 / 6.72
Cure 28 j	0.68 / 11.24	0.50 / 5.29	0.37 / 4.39	0.26 / 2.63
Cure humide	Absorption d'eau initiale ($\text{mm.h}^{-1/2}$) des bétons carbonatés A_{bi}/Zi			
	A300	A350	A400	A450
Témoin (0 j)	2.46 / 36.91	2.12 / 27.28	1.80 / 22.50	1.65 / 18.65
Cure 3 j	1.11 / 20.84	1.07 / 13.81	0.94 / 14.22	0.84 / 9.49
Cure 7 j	0.87 / 13.61	0.77 / 10.18	0.71 / 9.30	0.59 / 2.42
Cure 28 j	0.57 / 9.49	0.43 / 4.57	0.33 / 3.91	0.24 / 2.42
Cure humide	Absorption d'eau initiale ($\text{mm.h}^{-1/2}$) des bétons non carbonatés A_{bi}/Zi			
	B300	B350	B400	B450
Témoin (0 j)	3.34 / 50	2.86 / 36.72	2.32 / 29.01	2.19 / 24.75
Cure 3 j	1.92 / 36.01	1.68 / 23.86	1.57 / 21.64	1.10 / 12.38
Cure 7 j	1.49 / 23.35	1.26 / 17.73	1.19 / 14.63	0.74 / 7.65
Cure 28 j	1.25 / 20.66	1.12 / 13.42	0.99 / 11.84	0.39 / 3.95
Cure humide	Absorption d'eau initiale ($\text{mm.h}^{-1/2}$) des bétons carbonatés A_{bi}/Zi			
	B300	B350	B300	B450
Témoin (0 j)	2.66 / 39.76	2.29 / 29.44	1.90 / 23.73	1.78 / 20.12
Cure 3 j	1.58 / 29.64	1.42 / 20.14	1.37 / 18.92	0.97 / 10.88
Cure 7 j	1.23 / 19.32	1.08 / 15.14	1.06 / 13.02	0.67 / 6.95
Cure 28 j	1.05 / 17.45	0.97 / 11.60	0.88 / 10.55	0.36 / 3.64

ملخص. المسامية المتصلة تلعب دورا هاما في انتقال الرطوبة، و من ثم تشكيل خرسانة ذات خصائص مقاومة لفعل ونشاط العوامل المرضية العدوانية تمر أولا بتشخيص الشبكة المسامية، خاصة مسامية منطقة الغلاف الخرساني الحامي للقضبان الحديدية حيث أن ديمومة أي بناية أو جزء من بناية له علاقة مباشرة بديمومة هذه المنطقة ذات السمك الضعيف. لذا يتوجب علينا كمهندسين إيجاد طريقة سهلة و سريعة تمكن من تشخيص المسامية الشعرية لهذه المنطقة. الهدف من هذا العمل هو المساهمة في تشخيص المسامية المفتوحة لمنطقة الغلاف الخرساني باستخدام تجربة الامتصاص الشعري للماء واستخراج العلاقات الموجودة بين المسامية المفتوحة للغلاف الخرساني المقرونة بالامتصاص الأولي، المقاومة الميكانيكية وسمك المنطقة المكربنة. النتائج المتحصل عليها بينت مدى تأثير زيادة التركيز الإسمنتي في تقليص المسامية المفتوحة للغلاف الخرساني و كذا فعالية المعالجة الرطبة في تخفيض حجم الثغرات الكبيرة. انطلاقا من النتائج التجريبية تمكنا من استخراج علاقات نظرية تسمح باستنباط مقاومة الضغط و سمك المنطقة المعرضة للكربنة للخرسانة عن طريق معرفة طاقة الامتصاص الأولي بها.

الكلمات المفتاحية. الغلاف الخرساني، نسبة الماء على الاسمنت ، المعالجة الرطبة، مقاومة الضغط، المسامية المفتوحة، الإمتصاص الأولي، سمك الكربنة، معامل التشوه.

ABSTRACT. The interconnected porosity plays a very important role in the process of humidity transfer. The formulation of a concrete must resist to the action of aggressive agents passes in first by the characterization of its porous network. However, of a convenient point view the essential concrete zone is that corresponds to the thickness of armature coating or concrete skin zone. It is the durability of this weak thickness that depends generally the duration life of a piece work. . It is thus necessary to get a weak and fast means to evaluate the capillary porosity of this zone. This experimental work has like object, the contribution to the characterization of the open porosity of the coating concrete zone while using the capillary absorption test and to establish the relations existing between the open porosity characterized by the initial absorption of the zone of skin concrete, the mechanical resistance and the carbonation depth. The results obtained permit us to make in evidence that the open porosity increases with the water/cement ratio and the growth rate decreases with the duration of moist curing. Moreover, we remark that the open porosity and carbonation depth of the concretes-based cement CEM II/B 42.5 are faster than that of concretes-based cement CEM I 42.5. This means that the clinker dosage has an influence on the capillary absorption of the cover concrete, the carbonation is more important for concretes-based cement CEM II/B 42.5 than that of concretes-based cement CEM I 42.5. Throughout the obtained experimental results, theoretical relations permit to make link between compressive strength at 28 days, strain modulus and depth of carbonated zone with open porosity of cover concrete characterized by water initial absorption of concrete.

Keywords. Cover concrete, Water/cement ration, Moist curing, Compressive strength, Open porosity, Initial absorption, Carbonation, Strain modulus.

RESUME. La porosité interconnectée joue un rôle très important dans le processus de transfert d'humidité, et la réalisation d'un béton devant résister à l'action d'agents agressifs passe en premier par la caractérisation du réseau poreux. Cependant d'un point de vue pratique la zone de béton essentielle est celle qui correspond à l'épaisseur d'enrobage des armatures. C'est de la durabilité de cette faible épaisseur que dépendra généralement la durée de vie d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage. Il est donc nécessaire de se procurer un moyen fiable et rapide pour évaluer la porosité ouverte de cette zone. Ce travail expérimental a pour objectif, la contribution à la caractérisation de la porosité ouverte de la zone du béton d'enrobage en utilisant l'essai d'absorption capillaire et d'établir les liens existants entre la porosité ouverte caractérisée par l'absorption initiale de la zone du béton d'enrobage, la résistance mécanique et la profondeur de carbonatation. Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence les effets du rapport eau/ciment, de type du ciment et de la cure humide sur la porosité ouverte et sur la profondeur de carbonatation. En effet, la porosité ouverte et la profondeur de carbonatation croissent en fonction du rapport eau/ciment et le taux de croissance diminue en fonction de la durée de cure humide. De plus, on remarque que la porosité ouverte et la profondeur de carbonatation du béton à base de ciment CEM I 42.5 sont plus petites que celles du béton à base de ciment CEM II/B 42.5. Ceci signifie que le dosage du clinker influe sur l'absorption capillaire du béton d'enrobage, la carbonatation est plus importante pour un béton de ciment CEM II/B 42.5 que pour béton de ciment CEM I 42.5. A travers les résultats expérimentaux obtenus, des relations théoriques permettant de relier la résistance à la compression des bétons à 28 jours, module de déformation et la profondeur de la zone carbonatée à la porosité ouverte de la zone de peau caractérisée par l'absorption initiale du béton.

Mots-clés. Béton d'enrobage, Rapport eau/ciment, Cure humide, Résistance à la compression, Porosité ouverte, Absorption initiale, Carbonatation, Module de déformation.