

TABLE DES MATIERES

I. INTRODUCTION.....	7
II. OBJECTIF GENERAL	12
III. IMPORTANCE DE LA RECHERCHE	13
IV. INFLUENCE DU VOLUME DE PATE SUR LES PROPRIETES D'INGENIERIE DU BETON	15
4.1 Généralités	16
4.1.1 Maniabilité	16
4.1.2 Ressuage.....	18
4.1.3 Résistance à la compression	19
4.1.4 Résistance à la flexion et à la traction	23
4.1.5 Module d'élasticité	23
4.1.6 Retrait du béton	24
4.1.8 Résistance à l'abrasion	28
4.2.1 Maniabilité	29
4.2.2 Ressuage.....	31
4.2.3 Résistance à la compression	32
4.2.8 Retrait à l'état durci	41
4.2.9 Fluage.....	43
V. PHENOMENES DE TRANSPORT DES GAZ ET LIQUIDS DANS LE BETON DURCI EN RAPPORT AVEC LA DURABILITE DU MATERIAU.....	47
5.3 Transport de liquides	64
5.4 Attaque des chlorures:	73
5.6 Résultats de l'analyse bibliographique	91
5.6.1 Diffusion de gaz inertes (oxygène et azote).....	91
5.6.2 Carbonatation.....	93
5.6.2 Perméabilité intrinsèque et à l'eau.....	102
5.6.3 Absorption capillaire en fonction du volume de pâte	107
5.6.4 Attaque des chlorures et volume de pâte	116
5.6.5 Attaque des sulfates et volume de pâte	121
5.6.6 Implication de l'étude bibliographique	123
VI . PHASE EXPERIMENTALE	126
6.1 Caractéristiques des matériaux et optimisation granulaire traditionnelle:.....	127
6.2 Consommation de pâte par rapport à l'affaissement du béton :	129
6. 3 Effet de la concentration de pâte sur les principales propriétés du béton.....	132
6.4 Consommation de pâte avec l'addition d'un adjuvant superplastifiant d'ultra haut pouvoir (Polycarboxylate).....	140

6.5 Evaluation de grandes réductions de pâte pour des affaissements constants :	144
6.6 Deuxième niveau d'optimisation des granulats en utilisant deux fractions:	150
6.7 Optimisation granulaire en partant de 5 fractions (classes granulaires):	153
6.8 Discussion autour de la sensibilité de pâtes très fluides sur la maniabilité.....	158
6.9 Evaluation des bétons hautement optimisés :.....	160
6.9.1. Maniabilité.....	162
6.9.2. Temps de prise.....	163
6.9.3. Ressuage	163
6.9.4. Volume d'air.....	163
6.9.5. Résistance à la compression:	164
6.9.6 Module élastique.....	166
6.9.7 Résistance à la flexion	166
6.9.8. Résistance à l'abrasion	166
6.9.9 Retrait	167
6.9.10 Porosité accessible à l'eau, absorption et masse spécifique:.....	168
6.9.11 Carbonatation.....	170
6.9.12 Pénétration de l'ion chlorure.....	171
6.9.13 Absorption Capillaire (ISAT-10).....	172
6.9.14 Aspect de la Surface	173
6.9.15 Examen microscopique (MEB)	174
VII. AU-DELA DES LIMITES DES NORMES ACTUELLES.....	176
VIII. CONCLUSIONS GENERALES	178
IX. REFERENCES	182

I. INTRODUCTION

A la fin du XIX^e siècle une des préoccupations les plus récurrentes du génie civil, était celle de pouvoir prédire les propriétés du béton tant à l'état frais que durci. En réalité, aujourd'hui au début du XX^e siècle, la préoccupation est toujours plus ou moins la même. Toutefois durant cette période nous avons compris certains aspects et subtilités du matériau.

A dire vrai, au sein du béton de nombreuses nouvelles technologies sont introduites jour après jour et chacune d'elles ouvre de nouveaux horizons et possibilités au matériau, soulevant de nouvelles questions.

En 1892 René Féret [1] a publié le résultat de ses observations sur les propriétés de ce matériau qui le passionnait. L'ingénieur français chargé du Laboratoire Maritime des Ponts et Chaussées de Boulogne-sur-Mer a déduit, à partir de ses découvertes expérimentales, que la résistance du béton dépendait du rapport entre le volume du ciment et le volume total de la pâte.

A Chicago de façon indépendante, 26 ans après, Duff A. Abrams a conclu et publié [2] à son tour que la résistance du béton dépendait justement de la qualité de pâte et non de la quantité.

Ces deux propositions, qui en essence correspondent à la même relation, sont aujourd'hui toujours utilisées. Toutefois, dans les deux cas, il y a un grand absent qui correspond à près du 70% du volume de matériau, les granulats. Même si Féret a introduit une constante pour le prendre en compte, le rôle des granulats ou inertes, reste secondaire dans la résistance mécanique du béton, du fait que la résistance du gravillon et du sable dépasse largement la résistance ou la capacité de la pâte pour supporter les charges.

Suite à ces découvertes, les spécialistes en béton ont perdu l'intérêt pour le paramètre volume des granulats ou volume de pâte (pour une quantité d'air constant) dans le béton, et se sont concentrés à chercher quelles sont les autres implications sur le matériau, de la proportion Eau/Ciment ou Ciment/(Ciment+Eau+Air).

Nous savons aujourd'hui que le rapport Eau/Ciment ou la qualité de la pâte, a un effet dominant non seulement sur la résistance mécanique du matériau, mais aussi sur la forme et la taille du réseau poreux [3], le module élastique, la perméabilité [4], la

diffusion et autres propriétés du béton. Pour ces raisons, pendant des années, la recherche sur ce matériau s'est concentrée sur la qualité de la pâte et non sur sa quantité.

L'apparition de nouvelles technologies et d'adjuvants à plus haute performance permet de maintenir une maniabilité donnée (exigée dans les applications d'ingénierie), tout en diminuant le volume de pâte d'une même qualité (même E/C). Des études ont ainsi mis en évidence que le volume de pâte a un certain effet sur les propriétés mécaniques du matériau [5,6,7] ainsi que sur les phénomènes de transport des gaz et des liquides [8].

Le volume de pâte, ou le volume des granulats, a donc une influence sur les propriétés mécaniques et physiques du matériau, en mettant en évidence les limites des modélisations d'Abraams, Féret, Bolomey, ACI 209.

A l'état frais, le volume de la pâte joue un rôle fondamental sur la maniabilité du matériau. Par exemple, si on emploie une qualité de pâte déterminée (i.e. E/C=0.68), sans granulats, la maniabilité de cette pâte lui permettra de passer par l'orifice d'un cône semblable à celui de Marsh [9]. Si maintenant on inclut une fraction de sable à cette pâte, sa maniabilité sera réduite ce qui peut très bien s'observer par exemple par son diamètre d'étalement dans l'essai à la table à secousses [10]. Si nous continuons l'addition de granulats jusqu'au moment où leur volume atteint une valeur proche de 70% du volume total (qui est une valeur courante pour un béton conventionnel), la maniabilité sera encore plus réduite et le matériau ne s'écoulera pas.

Dans les publications sur le béton, d'une certaine façon, on est surpris par l'absence de graphiques qui montrent l'effet du volume de pâte, d'une qualité constante, sur l'étalement ou la maniabilité en général. En réalité, en lieu et place de ces graphiques on trouve multitude de figures qui relient le volume d'eau et la maniabilité. Ces figures, qui montrent l'effet du volume d'eau sur l'affaissement pour un contenu de ciment constant, sont utiles pour le constructeur, mais en réalité elles modifient en même temps deux variables à chaque point, tant dans le volume de la pâte que dans la qualité de celle-ci. Il y a donc changement simultané non seulement de la rhéologie mais aussi des propriétés mécaniques.

Une analyse macroscopique de la composition du béton (pâte/granulats) permet de comprendre rapidement que l'optimisation de ce matériau, se réduit à introduire, dans

une structure granulaire optimisée, la quantité minimale de pâte d'une qualité qui est dictée par la résistance mécanique désirée à l'état durci.

L'ajout de plastifiants, superplastifiants et réducteurs « d'eau » ultra puissants dans la composition d'une pâte en modifie grandement les propriétés rhéologiques [11]. On peut ainsi diminuer le besoin volumétrique de pâte pour que le béton atteigne une maniabilité donnée du béton. En réalité, dans la plupart des cas, les adjuvants sont utilisés comme réducteurs de pâte en maintenant une maniabilité et une résistance déterminées avec des moindres contenus de ciment et d'eau.

De fait, comme en génie civil, la maniabilité du béton à l'état frais et la résistance mécanique à l'état durci, sont les propriétés du matériau les plus souvent spécifiées (mais pas les seules), on en vient indirectement à définir un volume de pâte. C'est ainsi que pour une bonne partie des bétons employés actuellement, avec une résistance de 25 MPa et 10 cm d'affaissement, le volume de pâte atteint une valeur proche de 270 dm³/m³. En termes de ciment Portland, pour des rapports E/C compris entre 0.65 et 0.55, cela fait que la teneur en ciment par mètre cube varie entre 260 et 300 kg et le contenu d'eau entre 170 à 190 kg.

Pour une qualité de pâte constante (résistance plus ou moins constante) les nouveaux adjuvants comme les polycarboxylates, permettent des réductions de volumes de pâte à des niveaux qui ont été rarement utilisés. En utilisant ces nouvelles technologies on pourrait donc réduire la quantité de ciment par m³ de béton, ce qui a un intérêt tant économique qu'écologique. Néanmoins, comme ces bétons ont des formulations peu courantes, leur acceptation fait face à une certaine réticence qui ne peut s'éliminer qu'en répondant clairement à un certain nombre des questions légitimes que les producteurs de bétons se posent tout naturellement. Par exemple :

- Les propriétés mécaniques sont-elles réellement équivalentes aux formulations d'usage ?
- Est-ce que la durabilité est au moins équivalente aux formulations d'usage ?
- Comment varient les autres propriétés du matériau qui affectent sa performance *in situ* ?
- L'ouvrabilité du matériau est-elle réellement suffisante pour bien placer le matériau ?

L'objectif principal de cette thèse a été d'apporter des éléments de réponses à ces questions. Dans une large mesure ce travail s'est fait en effectuant une compilation très extensive des données existant dans la littérature. Sur ce point il convient d'insister sur

l'absence complète de telles compilations tant sur la quantité limitées d'études dans lesquels seul le volume de pâte que sur sa qualité modifiée de manière systématique. Dans l'analyse des résultats de cette analyse bibliographique, un choix très important a été fait dans la manière de présenter les résultats. Il s'agit d'une approche dans laquelle une normalisation des données s'est faite et qui permet de présenter sur un même graphique les résultats de différentes études. Ce faisant on fait apparaître l'existence de courbes maîtresses qui permettent de répondre aux questions ci-dessus de manière très pertinente.

Parmi les principaux résultats de cette analyse, on peut remarquer que les bétons avec des pâtes minimisées ont des avantages tels qu'une moindre chaleur d'hydratation [12], une moindre tendance au retrait [13], une plus grande résistance à l'abrasion [14], une moindre susceptibilité à des expansions par les sulfates [15] entre autres.

L'autre aspect de cette thèse s'est situé au niveau expérimental. Ici l'objectif a été d'éclaircir le comportement de certaines propriétés du matériau quand le volume de pâte est réduit et d'explorer les limites de l'approche consistant à réduire le volume de pâte. Dans ce cas, l'utilisation de nouveaux adjuvants a été essentielle. D'autre part, comme ces adjuvants sont récents, de telles études ne se trouvent pas encore dans la littérature. Il s'agissait donc de répondre aux questions qui ne pouvaient être traitées par la revue bibliographique.

Il convient de noter que cette partie a fait usage d'adjuvant haute performance et de modèles d'empilement granulaire qui ont principalement été développés pour des bétons à haute performance. Nous pouvons donc considérer que cette thèse contribue au transfert technologique des bétons à haute performance d'utilisation peu courante vers les bétons plus ordinaires qui constituent le gros volume du béton produit aujourd'hui. Cet aspect est d'autant plus important si l'on considère que l'impact écologique de la réduction de ciment dans le béton se fera particulièrement sentir s'il touche les plus gros volumes de bétons produits aujourd'hui.

Cela dit, il convient de noter que la pratique est confrontée à certaines normes qui établissent, pour des raisons de durabilité de l'acier de renfort (dans le cas du béton armé), des teneurs minimales en ciment. Ces limites varient entre 200 kg/m³ à 360 kg/m³ en fonction des classes d'exposition [16]. L'analyse bibliographique présentée dans cette thèse suggère que ces limites pourraient être trop drastiques ou simplement pas pertinentes dans le cas où la pâte est de bonne qualité. Elle participe donc au débat très actuel autour des quantités minimales de ciment et d'une certaine manière du contenu minimal de pâte dans le béton. Sur ce terrain, le désaccord tourne autour de la question de savoir s'il est raisonnable de spécifier des quantités minimales de ciment,

quand on spécifie un rapport eau/ciment maximal et une résistance mécanique minimale. Au bout du compte cela revient à la question philosophique de savoir s'il convient d'édicter des normes contenant des spécifications sur la composition du matériau ou sur les performances qu'il doit atteindre. La tendance actuelle est plutôt dans le deuxième registre [17]. Une des raisons à cela est probablement que les spécifications de composition du matériau doivent faire face à un nombre croissant de types de ciment, d'additions minérales et d'adjuvants qui apparaissent sur la plateforme technologique du béton jour après jour.

Notre étude apporte donc des éléments importants à ce débat très actuel. Elle démontre qu'il est possible d'utiliser un béton à plus faible coût écologique, ce qui touche les bétons les plus largement utilisés. Il convient aussi de noter que certains résultats de cette thèse ont été publiés sur invitation dans une revue très lue par une large gamme d'utilisateurs potentiels de ces bétons [71].

Rapport GRATUIT

II. OBJECTIF GENERAL

Déterminer quelle est l'influence du volume de pâte de ciment sur les propriétés du béton à l'état frais et durci, en utilisant comme base des valeurs tirées de la bibliographie et en menant à bien une évaluation expérimentale.

De même, l'étude se propose d'identifier l'effet du contenu de ciment sur la performance du béton à l'état frais ainsi que durci.

Cette étude se propose également de réaliser une optimisation du matériau jusqu'à des valeurs de volume de pâte (ciment) inférieures aux limites indiquées dans les normes. L'évaluation de la performance d'un tel matériau vise à permettre de comprendre la pertinence des teneurs minimales en ciment établies par certaines normes.

III. IMPORTANCE DE LA RECHERCHE

Les avancées récentes de la recherche sur les substances réductrices de pâte (polycarboxylates) ainsi que les futurs développements permettront de diminuer les volumes de pâte dans le béton à des niveaux peu habituels.

Les spécifications de résistance mécanique et de maniabilité dans des bétons de pâtes minimisées établiront la limite de réduction de pâte. Toutefois, les propriétés liées à des phénomènes de transport de liquides et de gaz doivent être étudiées simultanément.

Existe-t-il un rapport entre le niveau de maniabilité et le volume de pâte ? Existe-t-il une valeur minimale de pâte pour chaque maniabilité ? Y a-t-il une carbonatation plus rapide d'un béton avec plus ou moins de contenu de pâte ? Un béton avec une concentration de pâte minimale est-il moins résistant à la pénétration d'un liquide qu'un béton avec un plus grand contenu de pâte ?

En définissant le volume de pâte par un critère granulométrique, c'est-à-dire comme la somme du volume des particules inférieures à 75 µm et du volume d'eau, les réductions du besoin de pâte pour atteindre un étalement donné impliqueront une réduction des quantités de ciment. Quel est le fondement des contenus minimaux en ciment qui apparaissent dans certaines normes et spécifications ? Avoir plus de pâte implique-t-il un béton plus durable ? Telles sont les questions que l'on rencontre actuellement au centre d'une discussion entre les rédacteurs de la réglementation et ceux qui l'appliquent.

Cette recherche s'attache à déterminer s'il existe un volume minimal de pâte pour différents niveaux de maniabilité. Il s'agit donc d'explorer et de développer un béton extrêmement optimisé en employant la compacité maximale des granulats ainsi que les adjuvants actuellement les plus avancés, de telle façon que le matériau résultant, plus économique et respectueux de l'environnement, satisfasse les spécifications techniques des projets. De même, le présent travail identifie l'influence du volume de ciment et du volume de pâte sur les propriétés du béton tant à l'état frais que durci.

La première partie de ce travail compile, traite et analyse les différents résultats issus d'une ample étude bibliographique, dans laquelle on identifie des séries de béton de qualité de pâte constante et où la seule variable est le volume de celle-ci.

La seconde partie de ce travail se concentre sur l'exploration expérimentale qui permettra de répondre à quelques-unes des questions posées précédemment, et surtout d'étudier la performance de bétons non recommandés par la norme EN 206:2000.

Un béton pour des utilisations conventionnelles, mais avec un très faible contenu en clinker, sans adjonction d'additions minérales, peut se convertir en un matériau plus économique et moins polluant. Il s'agit ainsi d'une nouvelle perspective sur la composition des bétons usuels, qui exigera un design soigneux et l'utilisation des dernières avancées de la technologie des adjuvants.

IV. INFLUENCE DU VOLUME DE PATE SUR LES PROPRIETES D'INGENIERIE DU BETON

Dans ce chapitre nous examinons l'influence du volume de pâte sur les principales propriétés d'ingénierie du béton. Nous entendons par là :

- la maniabilité
- le ressuage
- la résistance à la compression
- la résistance à la flexion
- la résistance à la traction
- le module d'élasticité
- le retrait à l'état frais
- le retrait à l'état durci
- le fluage
- la résistance à l'abrasion

Les propriétés de transport et autres facteurs plus directement liés à la durabilité sont traités au chapitre suivant.

Ainsi qu'il a déjà été mentionné, nous examinons ces propriétés par une revue critique de la littérature existante. Même si les données nécessaires à cette revue sont limitées, elles existent et sont en général cohérentes entre elles. Cela apparaît clairement dans les graphiques normalisés dont nous avons introduit l'utilisation dans cette thèse.

La première partie de ce chapitre traite les informations générales sur les propriétés que nous examinons et que le lecteur averti n'aura pas besoin de consulter. La deuxième partie présente les résultats de notre synthèse bibliographique commentée. Finalement, à la fin du chapitre, nous présentons un bref résumé des implications de cette synthèse bibliographique sur l'utilisation de béton à faible volume de pâte.

4.1 Généralités

4.1.1 Maniabilité

Un travail de synthèse de plus de 61 méthodes de détermination de la maniabilité du béton a été réalisé par Koehler [18] et al, travail qui décrit de nombreux dispositifs, avec des géométries, coûts et modes opératoires variables. Cependant, malgré toutes ses limitations, et un siècle après son invention, l'essai d'affaissement au cône d' Abrams continue d'être le plus utilisé dans le domaine de la construction. Sa facilité d'emploi et son coût bas en font son succès [19]. Il existe bien sûr des limitations à cette méthode, comme par exemple le fait que deux bétons donnant le même affaissement peuvent avoir des maniabilités et des facilités de mise en œuvre très différentes. C'est la raison pour laquelle ont été développées des méthodologies qui visent à mieux décrire l'écoulement du béton, en caractérisant ses propriétés rhéologiques.

Ainsi les bétons fluides se comportent généralement comme des fluides de Bingham (plus précisément Herschel-Bulkley) [20]. Ceux-ci sont caractérisés par un seuil d'écoulement et une viscosité plastique. D'une manière simplifiée on peut dire que le seuil d'écoulement détermine l'arrêt de l'écoulement et donc la forme finale ou le remplissage d'un coffrage. La viscosité plastique quant à elle influence principalement le temps requis pour atteindre cet état final.

Il est très important de noter que les tests d'affaissement comme l'étalement au cône d' Abrams, sont reliés au seuil d'écoulement. Ils constituent donc une bonne indication de la capacité de remplissage d'un béton.

On trouve des études qui examinent le test de l'affaissement sous l'angle rhéologique, en cherchant à quantifier sa relation à une propriété comme le seuil [21]. Ces travaux ne s'intéressent donc pas au rôle de la composition du mélange sur le résultat de ce test.

Il existe une limitation pour définir les propriétés rhéologiques des bétons qui ne sont pas fluides et qui ont une valeur d'affaissement inférieure à 10 cm. Cette étude se concentre sur ce type de bétons qui sont aujourd'hui les plus courants. Pour cette raison on utilise l'essai d'affaissement pour mesurer sa maniabilité.

L'évolution de la maniabilité des bétons avec des rapports Eau/Ciment constants et des volumes de pâtes variables, ne se trouve pas fréquemment dans la littérature. Par

contre, il existe une grande quantité d'informations qui montrent l'effet du volume d'eau sur la consistance du matériau, pour une teneur en ciment constante. Dans ce deuxième cas, sont modifiées simultanément la quantité et la qualité de la pâte, sans pouvoir isoler l'effet propre de chacun de ces paramètres sur la maniabilité du béton.

La recherche précoce de Kennedy [22] a montré que la maniabilité du béton dépendait de deux facteurs : le volume de pâte en excès par rapport au le volume de pâte requis pour remplir les vides entre les granulats compactés et la consistance propre de la pâte.

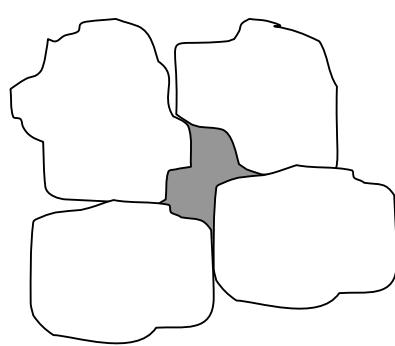


Figure 4.1 - Sans “Excès” de pâte dans la structure granulaire.

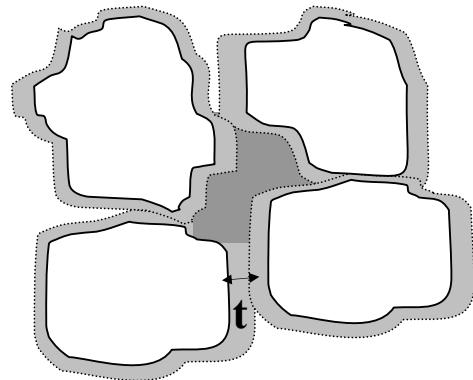


Figure 4.2 - Avec l’excès de pâte « t » dans la structure granulaire.

L'excès de pâte est défini comme celui qui sépare les granulats les uns des autres en partant de l'état sec et compact. D'après Powers [23], quand on utilise un volume de pâte supérieur à celui qui est strictement nécessaire pour remplir les vides entre les granulats, chaque particule se couvre d'une fine pellicule, phénomène qui peut être interprété comme une dilatation généralisée.

L'épaisseur moyenne de cette pellicule, t , (Figure 4.2) peut être calculée en divisant le volume de pâte en « excès » par la surface totale du granulat avec laquelle elle est en contact.

L'équation 4-1 montre cette estimation:

$$\frac{t}{2} = \frac{(v_p/V) - (v_o/V)}{(v_{agg}/V)\sigma_{agg}} \quad (4-1)$$

où v_p est le volume total de la pâte (volume interstitiel), V est le volume du béton, v_o est le volume de l'espace interstitiel du granulat quand il est sec et compacté, v_{agg} est le

volume du granulat, et σ_{agg} est la surface spécifique moyenne des granulats gros et fins (surface par unité de volume solide).

En divisant les quantités du rapport de l'équation (4-1) par le volume du granulat, on peut obtenir le rapport des vides au numérateur et la surface spécifique au dénominateur.

$$t = \frac{2(C_x - C)}{\sigma_{ab}} \quad (4-2)$$

$$C_x = \frac{1+u}{x} - 1 \quad (4-3)$$

où u est l'espace total des vides (volume d'eau et d'air) par unité de volume solide total contenu dans le mélange, tandis que x est le volume de granulat sur le volume solide total. C est le contenu de vides quand les granulats sont à l'état sec et compacté.

Weymouth a obtenu une expression équivalente pour calculer l'épaisseur de la pellicule qui correspond à celle qui apparaît dans l'équation (4-4):

$$t = \left[\left(\frac{1+Cx}{1+C} \right)^{1/3} - 1 \right] d \quad (4-4)$$

où d correspond à la taille moyenne du granulat.

Cette couche d'épaisseur t , réduit la friction entre les particules de granulat en augmentant la maniabilité du béton à mesure que cette épaisseur augmente.

Au final toutes ces modélisations indiquent clairement qu'une réduction du volume de pâte se traduira par une perte d'ouvrabilité. Celle-ci se notera tant par une augmentation de seuil d'écoulement que par une augmentation de la viscosité plastique dans les cas des bétons fluides et une perte d'affaissement pour les bétons moins fluides.

4.1.2 Ressuage

La vaste recherche sur le phénomène de ressuage développée par Powers [23] lui a permis d'exprimer la relation suivante entre le ressuage de la pâte de ciment et le ressuage du béton:

$$\frac{Q}{Q_p} = \left(\frac{P}{V} \right)^2 (1+M) \frac{(\rho_s - \rho_f)}{(\rho_c - \rho_f)} \frac{1}{1 + M(\sigma_{ab}/\sigma_c)} \quad (4-5)$$

d'où,

Q = taux de ressuage du béton.

Q_p = taux de ressuage de la pâte

P = volume de pâte.

V = volume du béton

M = volume granulat / volume ciment

ρ_s = densité moyenne des solides dans le béton.

ρ_f = densité du liquide

σ_{ab} = moyenne de l'aire de la surface spécifique des granulats gros et fins (aire par unité de volume solide).

σ_c = aire de la surface spécifique du ciment (aire par unité de volume solide).

Selon le modèle de Powers, un volume de pâte (P) plus élevé entraînera un ressuage plus important.

Des modèles récents, comme celui développé par Josserand [24], indiquent que, dans le cas du ressuage homogène, une augmentation du volume de pâte (volume d'eau) et une diminution des granulats se traduit par une augmentation du nombre de capillaires (tubes), diminue la tortuosité de ces capillaires et augmente la compressibilité du matériau. L'ensemble de ces phénomènes augmente le ressuage du béton.

4.1.3 Résistance à la compression

Féret, il y a plus de 110 ans, a trouvé une expression qui identifie, dans la relation volumétrique des composants de la pâte, le principal responsable de la résistance du béton. Dans l'article "Design of Concrete Mixtures" de 1918 Duff A. Abrams a relevé l'existence de différentes méthodes de « design » des bétons pour trouver la résistance maximale (ou efficacité du ciment). Ces méthodes se concentrent sur des variables comme la grandeur de la surface du granulat ou la densité de celui-ci. Abrams a abandonné ces approches et après trois années de recherche, est arrivé à la même conclusion que son collègue français, signalant que la qualité de la pâte et non sa quantité, est la caractéristique qui contrôle fondamentalement la résistance mécanique du matériau.

A près d'un siècle de ces découvertes, les préoccupations du génie civil sur le comportement du matériau se concentrent encore sur la prédiction de la résistance mécanique du matériau, mais aussi sur sa durabilité qui impliquent les phénomènes de transport de gaz et de liquides au travers du réseau poreux du matériau. L'apparition de nombreux types d'adjuntoirs organiques et des additions minéraux a augmenté le nombre des variables ce qui rend encore plus complexe la prédiction du comportement du béton.

Un des événements les plus significatifs dans la technologie du béton, fut l'apparition de substances qui ont permis à très faibles dosages (5 parties pour mille de la masse du ciment) l'augmentation de la maniabilité du mélange. Ces adjuntoirs, dont le développement industriel a eu lieu dans les années 30 [25], ont été généralement utilisés comme réducteurs de pâte pour atteindre une résistance et une maniabilité données. De cette façon, pour des bétons qui contenaient traditionnellement 200 litres d'eau et 310 kilogrammes de ciment, l'introduction d'un adjuntoir a permis de réduire l'eau à 180 kg/m³ et le ciment à 280 kg/m³ tout en maintenant un affaissement et une résistance constants avec un volume plus faible de pâte.

Cette réduction du volume de pâte se traduit par une augmentation de la même quantité du volume des granulats. Ceci, d'après les formulations pionnières du béton, n'a pas d'effet sur la résistance mécanique du matériau. Toutefois, différents auteurs [5,6,7,26,27,28,29,30] ont démontré que cette affirmation n'est pas tout à fait exacte. En réalité le volume des granulats ou le volume de pâte dans le béton a un effet certain sur la résistance mécanique. La raison n'en est pas encore très clairement comprise mais il a été mentionné qu'un plus grand volume de pâte implique un plus grand retrait, un plus grand ressuage et une génération de chaleur plus importante (en augmentant la probabilité de microfissuration) qui épuisent la zone de transition aride-pâte ce qui à son tour affaiblit la résistance mécanique du matériau.

Le volume du granulat n'est pas l'unique caractéristique géométrique de celui-ci qui peut modifier la résistance mécanique du matériau. En 1960, Walker et Bloem [31] ont identifié l'effet défavorable de la taille maximale du granulat sur des bétons ayant des rapports E/C identiques.

Le travail de Hobbs [26] a considéré les effets du volume du granulat (ou de pâte) sur la résistance à la compression ainsi que l'influence de la taille maximale du granulat. De cette façon, en partant d'une approche statistique, il a déduit l'équation suivante :

$$\sigma = k_1 \frac{1+V_a}{2} x_0 (k_3 V_{at})^{-f\left(\frac{w}{c}\right)} \quad (4-6)$$

où,

k_1 et k_3 sont des constantes, V_a est la concentration volumétrique du granulat, x_0 est une constante du matériau, V_{at} est la moyenne du volume de la fraction du granulat de taille maximale et w/c est le rapport eau/ciment.

Quand V_a et V_{at} sont constantes on arrive à la même expression que celle proposée par Abrams.

$$\sigma = k_1 k_3^{-f\left(\frac{w}{c}\right)} \quad (4-7)$$

Toutefois, peu de modèles de prédiction de résistance du béton ont inclus comme variable le volume de pâte ou la taille maximale.

Vers la fin des années 90, De Larrard et Belloc [29] introduisent le concept de MPT (Maximum Paste Thickness), en modélisant en même temps l'influence du volume de granulat (ou de pâte) et de la taille maximale du granulat sur la résistance à la compression. Les mêmes auteurs signalent qu'en diminuant le volume de pâte (diminution de MPT) la zone de transition (ITZ) augmente, mais la résistance augmente aussi. Ceci est attribué par ces auteurs à la possible orientation des hydrates qui peuvent s'ordonner dans cette zone contribuant ainsi à l'accroissement de la résistance.

En vertu de l'analyse de De Larrard [29] dans un ensemble de particules sèches qui sont chargées à la compression, les gros granulats agissent comme des incrustations ou points durs dans un milieu mou constitué par la phase poreuse des granulats plus fins. Maintenant, quand deux gros granulats adjacents se touchent, ces points de contact deviennent ceux où les efforts plus grands se concentrent.

De cette façon, dans cet ensemble de granulats en contact, une pâte de ciment qui sépare les particules est injectée en lui donnant à l'état frais une certaine maniabilité et en les collant à l'état durci. La pâte de ciment qui sépare les granulats plus épais, se trouvera soumise aux efforts les plus élevés (Fig. 4.3 et Fig. 4.4). D'après la définition de De Larrard, la distance entre ces deux granulats séparés maintenant par la pâte (soumise alors à une concentration d'efforts), est appelée Epaisseur Maximale de Pâte (MPT) car elle est la conséquence d'une dilatation uniforme.

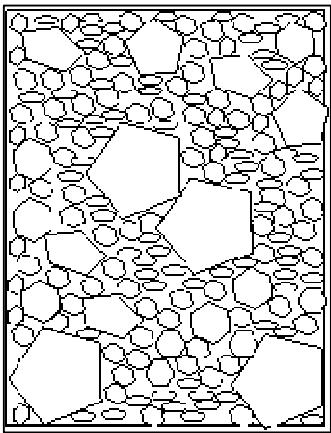


Fig. 4.3 - Arrangement de granulat sans pâte.

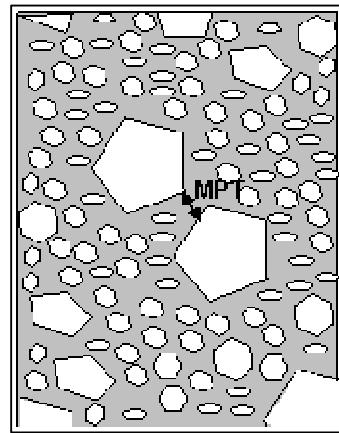


Fig. 4.4-Disposition finale du granulat avec inclusion de la pâte de ciment

C'est ainsi que, si l'on applique une dilatation uniforme à l'arrangement granulaire dans un rayon égal à λ , le volume des granulats est défini comme :

$$g^* = \lambda^3 g \quad (4-8)$$

dans lequel g est le volume du granulat dans une unité de volume de béton et g^* correspond à la densité de l'arrangement (compacité réelle) quand les granulats sont en contact les uns avec les autres. Les mêmes auteurs cités ci-dessus définissent alors le MPT par la formule suivante:

$$\lambda = \frac{MPT + D_{\max}}{D_{\max}} \quad (4-9)$$

où le D_{\max} correspond à la dimension du tamis par lequel passent 90 % du granulat, d'où l'on déduit que :

$$MPT = D_{\max} \left(\sqrt[3]{\frac{g^*}{g}} - 1 \right) \quad (4-10)$$

La conception de MPT est une conception qui unifie les effets du volume de pâte et de la taille maximale du granulat [31] sur la résistance du béton.

De Larrard et Belloc proposent également une expression empirique dans laquelle la résistance à la compression, f_c , est proportionnelle à MPT à la puissance $-p$.

$$f_c \propto MPT^{-p} \quad (4-11)$$

où p est de l'ordre de 0.13 à 0.16

Pour les valeurs de volume de pâte utilisées dans la bibliographie, et habituels dans les bétons, nous constatons que lorsque le volume de pâte diminue dans le béton, la

résistance du matériau augmente. Toutefois, il a été démontré expérimentalement que la résistance à la compression de la pâte pure, c'est-à-dire sans granulats, est plus grande que celle du béton où elle est incluse.

Un examen plus approfondi de résultats de la littérature traitant de l'effet du volume de pâte sur la résistance à la compression est reporté dans la section 4.2.3. On y voit principalement que la résistance à la compression n'est pas indépendante du volume de pâte, mais que cet effet reste du second ordre par rapport à celui du rapport E/C.

4.1.4 Résistance à la flexion et à la traction

Au niveau mécanique, les mesures de résistance à la flexion sont généralement reliées aux résistances à la traction. Il est probable que les mêmes paramètres de composition du matériau affectent de manière similaire ces deux propriétés. On observe aussi une corrélation relativement générale avec la résistance à la compression, mais celle-ci n'est pas systématique. Ainsi, le travail précoce de Kaplan [32] a démontré l'impact du TMG (Taille maximale du granulat) et de la distribution granulométrique sur la résistance à la flexion. D'après le travail de ce chercheur, la présence de granulats gros dans le béton augmente la résistance à la compression mais diminue la résistance à la flexion du matériau.

L'étude bibliographique n'a pas permis de mettre en évidence un modèle qui prenne en compte l'effet du volume de pâte sur les résistances à la flexion et à la traction.

4.1.5 Module d'élasticité

Dans la pratique, on cherche souvent à relier le module d'élasticité à la résistance à la compression, pour n'avoir à déterminer que l'une des deux propriétés. En général, on cherche à obtenir le module d'élasticité à partir de la résistance à la compression et non le contraire. Différentes relations se trouvent dans la littérature. Celle de Pauw [33] propose une relation en racine carrée:

$$E = k \sqrt{f_m} \quad (4-12)$$

où E = module d'élasticité du béton, f_c = Résistance à la compression, k = constante relative à la masse spécifique du béton.

Cette expression implique que le module élastique est contrôlé fondamentalement par la qualité de la pâte (E/C) et ignore la quantité de celle-ci. En effet, de nombreuses variations de ce premier essai de modélisation ont été proposées [34]. De cette façon, le comité ACI 318-08, pour des bétons avec une masse spécifique entre 1440 kg/m^3 à 2480 kg/m^3 , a établi la valeur de la constante k comme la densité du béton à la puissance 1.5, multipliée par 43 en unités SI. Cette puissance pourrait être erronée, au vu du travail de Lydon et Balendran [35] où le module élastique est une fonction au carré de la densité des granulats.

Un autre modèle, celui du code CEB-FIB 1990, pour calculer le module élastique d'un béton de poids normal est obtenu avec une relation où apparaît la racine cubique et non carrée de la résistance à la compression:

:

$$E = 2.15 \times 10^4 \sqrt[3]{\frac{f_m}{10}} \quad (4-13)$$

Une fois de plus, dans cette équation la quantité de pâte n'apparaît pas, de manière explicite. Par contre, tous les modèles qui prédisent le module élastique utilisent en général la résistance à la compression comme son principal paramètre d'entrée. Donc, si la résistance à la compression est influencée par le volume de pâte, le volume de pâte pourra avoir un impact sur le module élastique.

4.1.6 Retrait du béton

On distingue le retrait à partir de l'état frais ou de l'état durci. La plupart des études sur ce phénomène traitent du second, qui est plus simple sur le plan expérimental puisqu'on attend que le matériau ait durci pour débuter les mesures de variations dimensionnelles.

Si l'on admet en général que la force motrice du retrait vient des forces capillaires, que ce soit par évaporation ou autodessication, il est néanmoins nettement moins clair comment quantifier ce phénomène par rapport à la composition du matériau. Les modèles les plus fréquemment employés actuellement pour la prédiction du retrait à l'état durci du béton n'incluent pas le volume de pâte comme un paramètre de calcul. Le tableau 4.1 illustre les principales variables [36] prises en compte par huit modèles et leur incidence sur la valeur finale du retrait.

Tableau 4.1. Variables incluses dans les différents modèles de retrait du béton à l'état durci et leur incidence sur la valeur du retrait.

Paramètre	ACI 209 1978	CEB- FIB 1990	B3 Bazant- Bajewa 2000	Gardner- Lockman 2001	Ontario HBDC 1991	AS3600 1994	AASTHO LRFD 1998	Carreira- Daye 2000
Humidité relative	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx
Type de cure	x		xx				x	
Temps de cure	x		x					
Type du ciment		xx	x	xx				
Contenu d'eau			xxx					xxx
Teneur en ciment	x							
Volume du sable (%)	xxx							
Contenu d'air	x							
Affaissement	x							
Résistance à la compression		x	x	x				x
Rapport géométrique (V/S)	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx	xxxx
Forme élément			xx					

xxxx	Très important
xxx	Important
xx	Importance moyenne
x	Importance faible

Seuls les modèles de Bazant et Carriera [47] incluent le volume d'eau comme un paramètre sensible du phénomène. De même seul le modèle ACI 209R [37] inclut le contenu de ciment comme une variable qui a une incidence sur le résultat final malgré un impact faible sur la valeur du retrait.

Le tableau 4.1 montre aussi un désaccord entre les interprétations actuelles pour calculer le phénomène, ce qui démontre que le phénomène n'a pas encore été totalement compris.

Dans notre analyse bibliographique, présentée à la section 4.2.8, nous avons pu mettre en évidence un effet du volume de pâte sur le retrait, ce qu'aucun des modèles ci-dessus ne prend en compte explicitement.

4.1.7 Fluage

Selon les théories les plus répandues, le fluage du béton a lieu dans la pâte de ciment. Plusieurs théories ont été proposées pour expliquer le mécanisme de ce phénomène [38]. Cependant, aucune théorie n'explique à l'heure actuelle de façon satisfaisante les effets observés. Il existe néanmoins un consensus sur certains mécanismes qui peuvent jouer un rôle important dans cette déformation avec le temps [39].

- Glissement des couches de C-S-H « gel » de ciment entre les couches d'eau adsorbée (flux visqueux).

- Expulsion et décomposition de la couche d'eau intercalaire dans le « gel » de ciment (filtration).
- Déformation élastique du granulat et des cristaux des hydrates du ciment avec le flux visqueux et la filtration qui a lieu dans le C-S-H du ciment (élasticité retardée)
- Fracture locale dans le « gel » de ciment (microfissuration).

La pâte est donc le composant du béton où le fluage a lieu. Aux niveaux de contrainte habituels dans les structures du béton, celles-ci ne sont pas susceptibles au fluage. Neville [40] a établi que le volume de pâte a une incidence sur le fluage, mais pas de façon linéaire.

Le modèle de Neville s'écrit ainsi :

$$\log \frac{c_p}{c} = \alpha \log \frac{1}{1-g-u} \quad (4-14)$$

où,

c_p = fluage de la pâte pure,

c = fluage du béton,

u = volume du ciment non hydraté,

g = concentration de granulats par unité de volume de béton,

$$\alpha = \frac{3(1-\mu)}{1+\mu+2(1-2\mu)\frac{E}{E_g}} \quad (4-15)$$

μ = coefficient de Poisson du béton,

E = module d'élasticité du béton,

E_g = module d'élasticité des granulats.

Pour utiliser l'équation 4-15, il est nécessaire de connaître la valeur du fluage de la pâte pure, c_p . Neville a préféré calculer c_p comme une constante obtenue graphiquement. Sur la figure 4.5, $\log c$ est représentée en fonction de $\log[1/(1-g)]$, et c_p est obtenue par l'intersection avec l'axe des ordonnées de la régression linéaire de $\log c$ fonction de $\log[1/(1-g)]$, en utilisant 1×10^{-6} comme unité du fluage.

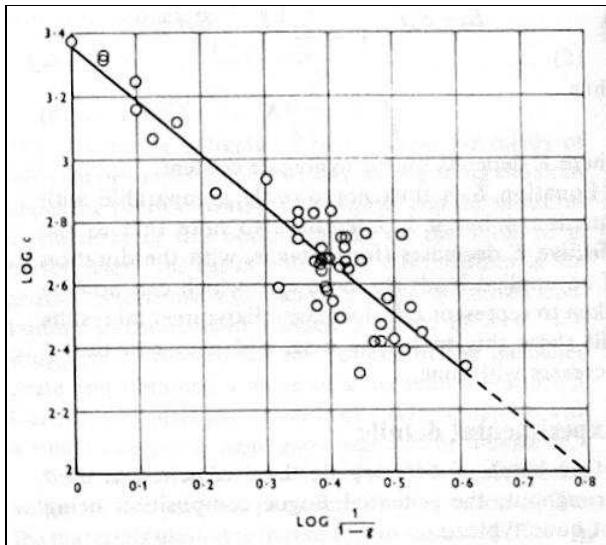


Figure 4.5- Relation entre le fluage c à 28 jours sous charges et un contenu de granulats g pour des spécimens stockés dans des conditions humides et chargés à l'âge de 14 jours (contrainte/résistance de 0.5). [40]

En 1973 les résultats de Neville ont été confirmés par le travail [41] de la Concrete Society technical qui est exposé dans la figure 4.6.

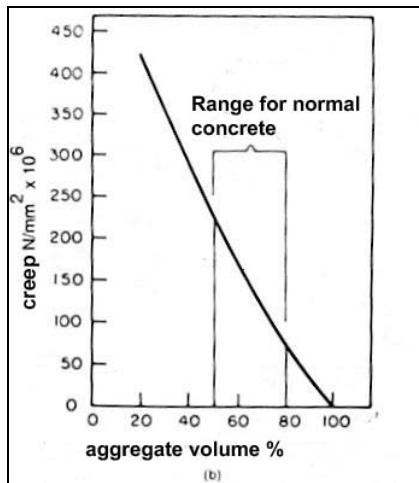


Figure 4.6- Relation entre le fluage et la concentration de granulat dans le béton.[41]

D'après ces résultats (Fig. 4.5, 4.6) et les équations 4-14 et 4-15, le fluage du béton est influencé tant par la quantité de pâte que par sa qualité. La qualité de la pâte est définie par le rapport eau/ciment, qui détermine la résistance à la compression ainsi que le module d'élasticité. C'est ainsi que le rapport entre la résistance du béton à n'importe quel âge et la contrainte à laquelle le matériau est soumis, a été identifiée comme le paramètre clé [42] dans la valeur du fluage final.

Même si le rapport contrainte appliquée/résistance est utilisé dans les modèles actuels [37,43,44,45,46] qui prédisent le fluage, l'influence du volume de pâte est ignoré dans la plupart des cas comme on peut le constater dans le tableau 4.2 qui expose les paramètres considérés par ces modèles.

Dans le contexte de cette thèse, il est particulièrement intéressant de noter que le modèle CEB-FIB 1970 incluait le contenu de ciment dans l'estimation du fluage, mais en 1978 la nouvelle version du modèle a éliminé ce paramètre. Comme nous le verrons plus loin, ceci n'a pas été un choix judicieux puisque notre analyse de la littérature montre précisément que ce facteur joue un rôle sur le fluage. Actuellement, seul le modèle Bazant-Bajewa [47] prend en compte des variables de composition du matériau pour estimer le fluage du béton.

Tableau 4.2. -Variables considérées par différents modèles pour déterminer le fluage du béton.

Paramètre	DEFORMATION DU AU FLUAGE									
	ACI 209 1978	CEB-FIB 1970	CEB-FIB 1978	Bazant- Panula 1978	AS3600 1994	Gardner- Lockman 2001	CEB- FIB 1990	Bazant- Bajewa 2000	AASTHO LRFD 1998	Carreira- Daye 2000
Age du première contrainte	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Type et temps du cure	x					x		x		
Humidité relative	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Rapport Volume/Surface	x	x	x	x	x	x	x		x	x
Affaissement	x									
Sable/Total granulats	x				x					
Ciment/granulats					x			x		
Teneur en ciment		x							x	
E/C		x		x					x	
Contenu d'air	x									
Module d'élasticité	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Résistance à la compression	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Contrainte	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

4.1.8 Résistance à l'abrasion

L'évolution de cette propriété a, une fois de plus, fait l'objet de nombreuses études en fonction de la qualité de la pâte [48,49,50,51] mais il existe également des études [52,53] relatives à l'influence de la dureté des granulats sur la résistance à l'abrasion. La majeure partie des études réalisées sur les granulats ne s'intéresse pas à leur volume, et se concentrent surtout sur leur nature. Il existe donc un vide dans la bibliographie en ce qui concerne l'influence du volume de pâte ou de granulats sur les phénomènes érosifs. Et ce, malgré le fait que l'emploi de granulats dans le béton est en partie justifié par l'augmentation de la résistance à l'abrasion qui en résulte.

4.2 Résultats de l'analyse bibliographique

Même si le volume de pâte a été un paramètre peu étudié, certaines études réalisées au cours des 50 dernières années ont examiné cette variable. Une analyse complète de la bibliographie a été réalisée, visant à normaliser les résultats trouvés et mettre en évidence les relations qui existent entre les propriétés du béton et le volume de pâte.

Les séries analysées devaient correspondre à des bétons de qualité de pâte constante (type de ciment ou d'addition, adjuvants et rapport E/C), mais aussi de qualité et granulométrie des granulats constantes. La seule variable devait être le rapport volumétrique entre la pâte et les granulats.

Certaines des valeurs trouvées correspondent à des études dont le principal objectif n'était pas d'évaluer la concentration de pâte (ou de ciment), mais où les conditions indiquées plus haut étaient pourtant remplies.

En ce qui concerne la définition du volume de pâte, qui est au sens strict la somme des volumes de solides fins (<75 microns), de liquides et d'air, on a effectué le calcul le plus précisément possible, mais, du fait du peu d'information disponible sur les contenus en air et les fines contenues dans les granulats, on a limité cette définition à la somme des volumes de ciment et d'eau. A noter qu'aucune des formulations n'incluait d'agents entraîneurs d'air. Les résultats de la dite évaluation en utilisant le critère défini ici sont présentés dans le chapitre 4.2.

4.2.1 Maniabilité

Dans la littérature disponible il existe des données très limitées de séries de béton, où la distribution des granulats et la qualité de pâte (E/C) se maintiennent constantes tandis que le volume de pâte varie (en augmentant ou en diminuant la valeur de t , ou pâte en excès). La figure 4.7 présente l'évolution de la maniabilité en fonction du volume d'une même pâte. Même si l'évaluation de l'effet du volume de pâte ne fut pas l'objectif principal de ces études, les résultats nous permettent d'identifier l'influence du volume de pâte sur la maniabilité du matériau.

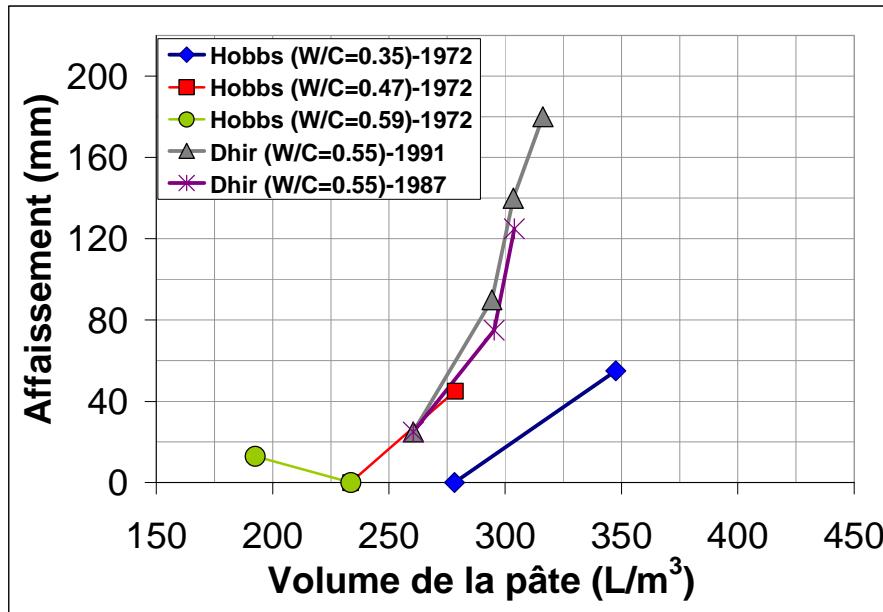


Figure 4.7- Volume de pâte vs Affaissement dans le cône d' Abrams à partir des résultats de Hobbs et Dhir et al. [14,26]

La sensibilité de l'affaissement dans le cône d' Abrams au volume de pâte démontre, dans l'intervalle examiné par Dhir [14] et al, qu'un changement de seulement $25 \text{ L}/\text{m}^3$ augmente la valeur de l'affaissement de 6 cm à 8 cm sur le trajet le plus incliné de la tendance.

Un nombre important de modélisations créées pour prédire l'affaissement comme celui de Hu, n'incluent pas le volume de pâte comme une variable. Le modèle de Hu [54], et autres similaires, est basé sur les autres propriétés de la maniabilité ou caractéristiques des mélanges (densité, seuil d'écoulement ou viscosité plastique) et non sur les composants du mélange.

La figure 4.8 montre l'effet d'un adjuvant plastifiant-retardateur pour une qualité de pâte constante et un volume de pâte variable [55].

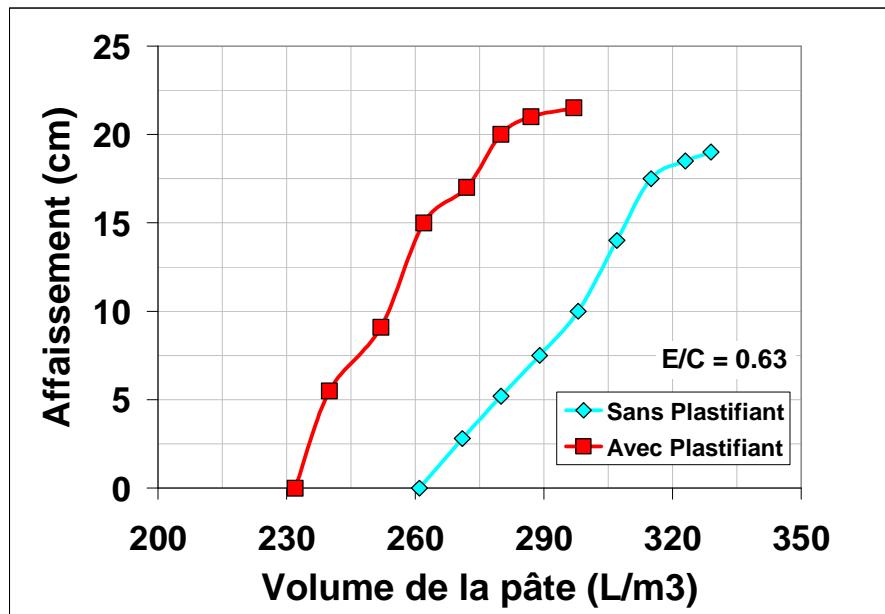


Figure 4.8- Effet d'un adjuvant plastifiant-retardateur par rapport au volume de pâte pour différents niveaux de maniabilité. Avec un rapport E/C constant de 0,63[55]

La présence d'un adjuvant dans la pâte peut changer radicalement le volume nécessaire de celle-ci pour atteindre un affaissement donné. La Figure 4.8 illustre l'effet d'un adjuvant à base de glucose et saccharose. En conservant la même qualité de pâte ($E/C=0.63$), c'est à dire une résistance mécanique plus ou moins égale, nous voyons que pour 10 cm d'affaissement, l'adjuvant a réduit le besoin en pâte d'environ 15% pour atteindre la même maniabilité

4.2.2 Ressuage

La Figure 4.9 présente les résultats calculés en utilisant le modèle de Powers présenté dans l'équation (4-5) pour une qualité de pâte constante avec des aires spécifiques des granulats et du ciment respectivement de 43 et $5850 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$. Les valeurs obtenues sont très proches des résultats récents obtenus par Dhir et al. [56] dans une étude où l'unique variable modifiée fut le contenu de pâte.

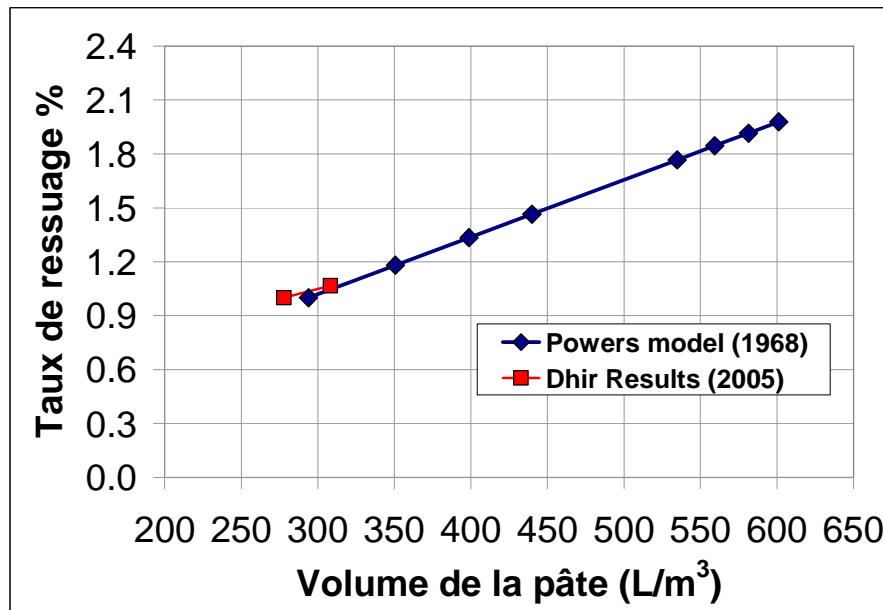


Figure 4.9- Relation entre le volume de pâte et le taux de ressusage selon le modèle de Powers [23] et résultats de Dhir et al. [56].

Toutefois il est nécessaire de signaler que le modèle de Powers se concentre sur la première phase du ressusage, qui a lieu habituellement pendant les premières 6 à 30 minutes, tandis que les résultats de Dhir correspondent au ressusage après 2 heures de repos. Il est possible que le modèle de Powers sous-estime ainsi le taux réel du ressusage. Malgré cela, les valeurs et la tendance générale obtenues par Dhir montrent une bonne concordance avec le modèle de Powers. De cette façon, avec une concentration en pâte optimisée, le ressusage du béton décroît (taux et volume total). Cette réduction du ressusage peut rendre le matériau plus susceptible à perdre cette couche d'eau qui lui sert de protection [57] par rapport au séchage dans les premières heures en augmentant le besoin d'une cure précoce

4.2.3 Résistance à la compression

Après une recherche bibliographique d'essais dans lesquels la nature de la pâte ne soit pas modifiée mais seulement son volume, plusieurs sources ont été trouvées. La plus grande partie des études n'avait pas comme but principal l'examen de l'influence du volume de pâte sur la résistance à la compression, mais à partir de ces données, il a été possible de déduire les proportions et les volumes de matériaux.

Les donnés à analyser devaient remplir les conditions suivantes :

- ❖ Rapports E/C constants pour la nature de matériaux constants, dans lesquels le volume de pâte varie.
- ❖ Même distribution granulométrique des granulats (TMG constante, rapport gravillon/sable constant).
- ❖ Conditions de cure constantes dans chaque série.

Comme indiqué plus haut, les valeurs disponibles dans la bibliographie qui remplissent ces conditions ne sont pas nombreuses. De même, certaines études anciennes, qui se proposaient d'évaluer l'effet du volume de la pâte dans la résistance, n'ont pas tenu compte de l'absorption d'eau par les granulats dans le calcul du rapport Eau/Ciment. De cette façon, en changeant le volume des granulats dans le mélange, le rapport eau/ciment se trouve modifié, puisque les granulats absorbent plus ou moins d'eau.

Dans certains cas les articles ne contenaient pas les densités des granulats ou du ciment ce qui peut générer une erreur dans les calculs de volumes. Toutefois cela n'a pas d'importance puisque ce qu'on prétend examiner est la tendance de la relation entre le volume de la pâte et la résistance.

Si l'on définit la pâte avec un critère granulométrique (<75 microns) l'air devrait pouvoir rentrer dans cette définition. Dans ce travail on réalisera deux analyses (quand cela sera possible) l'une en prenant en compte dans la définition de la pâte l'air et l'autre uniquement les particules solides et les liquides. Dans l'étude bibliographique l'air apparaît rarement, raison pour laquelle on a préféré considérer dans cette recherche son volume comme une constante oscillant entre 0.5% et 2.5%. La figure 4.10 montre l'influence de la somme des volumes de ciment et d'eau sur la résistance à la compression.

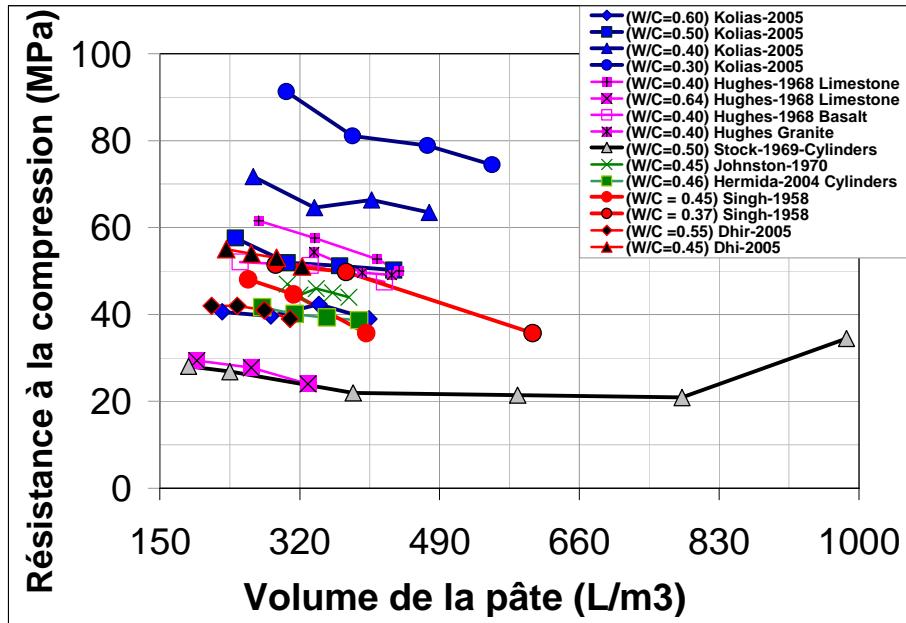


Figure 4.10- Effet du volume de pâte sur la résistance à la compression du béton à partir de résultats de différents auteurs.

Parmi les mélanges sélectionnés, les résultats de Singh [5] n'ont pas pris en compte l'absorption par les granulats, raison pour laquelle la diminution du volume de pâte s'accompagne d'une lente diminution du rapport E/C, ce qui fait que la pente de ces séries est plus prononcée. Toutes les séries utilisent, pour mesurer la résistance à la compression, des éprouvettes cubiques de 70 mm à 150 mm de côté. Seules les séries de Stock [27], et une obtenue par l'auteur [58] dans une autre étude dont l'objectif était différent, utilisaient des cylindres, la première avec des cylindres de 100 mm* 300 mm et la deuxième avec des cylindres de 100 mm* 200 mm.

L'effet du volume de pâte sur la résistance semble s'amplifier lorsque la résistance de la pâte augmente, comme le démontrent les résultats de Hughes [6].

En éliminant les valeurs de Singh et en exprimant les résultats en termes relatifs on obtient la figure 4.11. Dans chaque série, on a choisi comme valeur de 100% la résistance du mélange contenant 300 L de pâte, du fait qu'il s'agit de sa proportion la plus fréquente de pâte dans les bétons actuels. Pour les séries dans lesquelles ce contenu de pâte ne faisait pas l'objet d'une mesure, la valeur de la résistance à la compression a été interpolée.

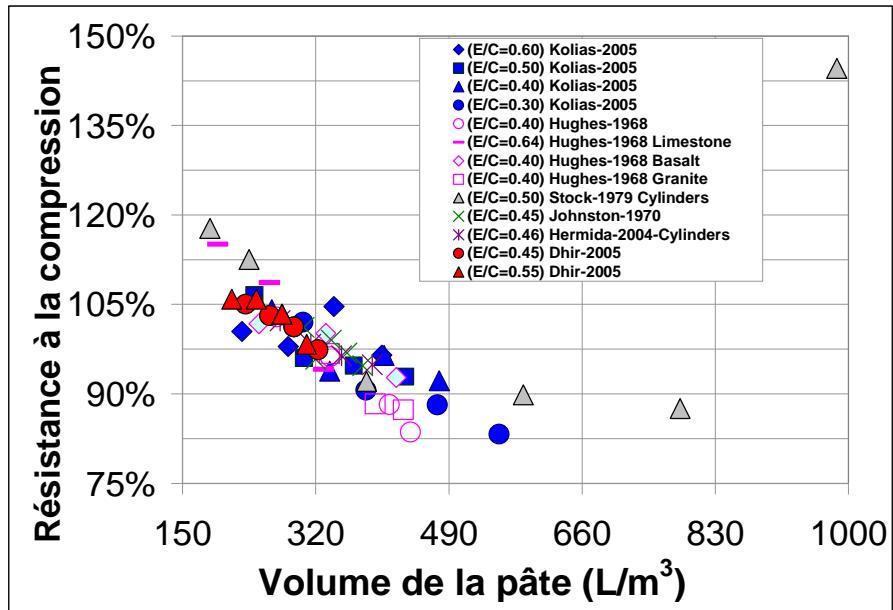


Figure 4.11- Volume de pâte vs. Résistance à la compression à partir de données de différents auteurs exprimées en pourcentage où 100% de la résistance correspondent à un volume de pâte de 300 L/m³.

De cette façon, nous voyons que le volume de la pâte a une certaine influence sur la résistance à la compression, contrairement à ce qui est établi dans les formulations courantes qui prédisent la résistance du béton. La tendance générale de comportement dans les limites habituelles du béton actuel (250-400 L/m³) tend à être linéaire avec une pente moyenne de l'ordre de -0.1 (%/L/m³). En d'autres termes, la figure 4.11 montre une augmentation de 5% de la résistance à la compression quand on utilise 50 L/m³ en moins de volume de pâte. Ceci a pour conséquence le fait que, pour étudier l'influence du rapport Eau/Ciment sur la résistance du béton, il faut se placer à des volumes de pâte égaux, ce qui n'est pas le cas dans la majorité des études.

De même, viser à formuler des compositions granulaires de compacité maximale a pour conséquence non seulement de diminuer le coût du mélange, mais aussi d'augmenter encore plus l'efficacité du ciment en augmentant la résistance du béton par l'effet de diminution de la pâte.

Par conséquent, l'appréciation de Popovics [28] est correcte quand il affirme qu'à partir d'un rapport Eau/Ciment donné (dans les limites des volumes de pâte habituels dans les bétons actuels), si on prétend diminuer le rapport Eau/Ciment pour augmenter la résistance du béton, il est plus efficace de diminuer l'eau que d'augmenter le ciment.

Les bétons qui incluent de grands volumes de pâte comme les bétons autoplâçants ou les bétons de haute performance, se trouvent ainsi influencés négativement par cet effet.

Pour examiner la qualité prédictive des deux modèles présentés dans la section 4.1 (De Larrard et Hobbs), nous avons calculé des résistances pour différents volumes de pâte avec une taille maximale constante. Les résultats se trouvent sur la Figure 4.12 et décrivent d'une manière acceptable l'effet du volume de pâte sur la résistance du matériau.

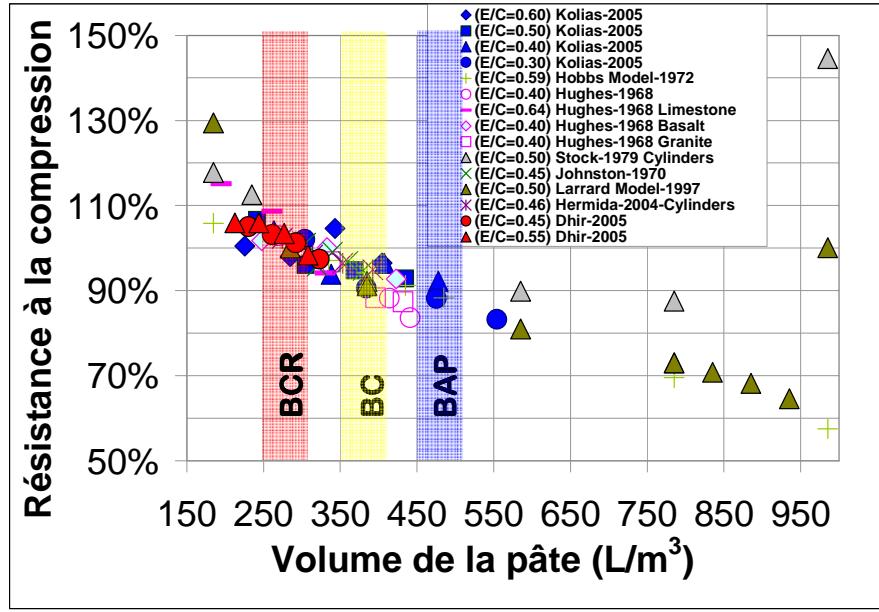


Figure 4.12- Résultats expérimentaux et modèles Larrard et Hobbs sur l'existence d'un volume de pâte critique (ou volume de granulats critique) pour lequel on atteint la résistance minimale pour une qualité de pâte constante. Contenu de pâte usuel pour Béton Compacté au Rouleau (BCR), Béton Conventionnel (BC), Béton Autoplaçant (BAP). Chaque série de données est normalisée par rapport à sa valeur moyenne à 300 L/m^3 .

De cette façon, il est possible de déduire que, pour une qualité de pâte constante, il existe une proportion de granulats pour laquelle on atteint la résistance minimale. Les résultats expérimentaux de Stock [27] et Larrard [59] le confirment (Fig. 4.12).

D'après la tendance obtenue dans la figure 4.12 il convient bien de remarquer que cet effet est faible. Par exemple, en allant de la gamme de volume de pâte d'un béton autoplaçant (BAP) à celle d'un béton ordinaire (BO), la variation de la résistance mécanique n'est que d'environ 10%.

4.2.4 Résistance à la flexion

Un seul travail permettant d'étudier l'influence du volume de pâte sur la résistance à la flexion a été identifié dans la bibliographie.

Les résultats récents de Dhir [56] (Tableau 4.3) qui compare des bétons de même qualité de pâte mais pour différents volumes de celle-ci, peuvent donner une idée concernant la relation entre le volume de pâte et la résistance à la flexion.

Tableau 4.3. Résistance à la flexion en fonction du volume de pâte d'après Dhir [56].

E/C	Ciment kg/m ³	Eau L/m ³	Filler kg/m ³	Vc+Vw L/m ³	Vc+Vw+Vf L/m ³	Résistance à la Flexion (MPa)	Air (L/m ³)	Vol. Granulats (L/m ³)	Résistance à la flexion (%)
0.55	355	195		308	308	4.6	9	683	96%
0.55	320	176		278	278	4.8	8	714	100%
0.55	280	154	40	243	258	4.6	11	731	96%
0.55	245	135	70	213	241	4.6	11	748	96%

A partir des résultats de Dhir, on pourrait être amené à conclure qu'un contenu plus faible en pâte n'influence pas ou à peine la résistance à la flexion. Il faut aussi signaler que dans les deux derniers mélanges, la nature de la pâte a changé en raison de l'introduction d'un filler. Ce filler peut être vu soit comme un nouveau composant du granulat soit comme un nouveau composant de la pâte. Dans le premier cas, la distribution des tailles du granulat a été changée, et donc la comparaison entre les mélanges n'est pas valable. Dans le deuxième cas, le volume de pâte (Vc+Vw+Vf) a diminué, mais sa nature a été modifiée pour les deux derniers mélanges, et en conséquence les bétons ne sont pas totalement comparables.

Une plus grande recherche est nécessaire pour établir la relation entre la résistance à la flexion et le volume de pâte ou la concentration de granulat dans le béton.

4.2.5 Résistance à la traction

Les résultats identifiés qui montrent l'effet du volume de pâte sur la résistance à la traction, sont présentés dans la figure 4.13.

A l'exception des résultats de Johnston [7], où le niveau de variation des volumes de pâte a été très limité, le restant des études identifiées [60] démontre qu'un volume plus faible de pâte pourrait se traduire par une plus grande résistance à la traction directe, mais avec une variation inférieure à 5% dans l'intervalle habituel des contenus de pâte dans les bétons conventionnels.

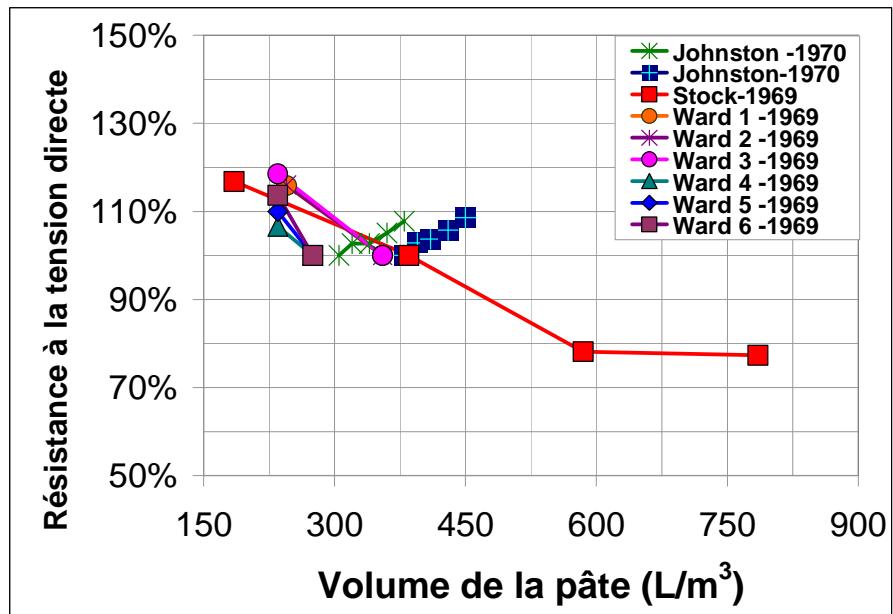


Figure 4.13- Relation entre le volume de pâte dans le béton et la Résistance à la traction directe selon différents auteurs [7,27,60].

Une recherche plus profonde devient nécessaire pour établir si l'évolution ou l'augmentation de la résistance à la traction continue avec la même pente que celle qui a été identifiée dans la résistance à la compression, quand on diminue le volume de pâte.

Si on arrive à confirmer la tendance à l'augmentation de la résistance à la traction quand le volume de pâte diminue, il est possible que l'aire totale de la zone de transition pâte-granulat (ITZ) ne soit pas le facteur prédominant dans le mécanisme de rupture du matériau.

La nature ou le type de granulats dans les séries précédentes n'ont pas été mentionnés dans ces études à l'exception de Johnston qui a utilisé une roche de basalte dans ses mélanges.

4.2.6 Module d'élasticité

A défaut d'avoir pu identifier dans la littérature des données sur l'effet du volume de pâte sur le module élastique, nous avons utilisé l'équation (4.12) qui relie le module élastique à la résistance à la compression. En utilisant les résultats présentés plus haut sur la résistance à la compression, nous obtenons l'influence du volume de pâte sur le module élastique tel qu'il apparaît sur la Figure 4.14.

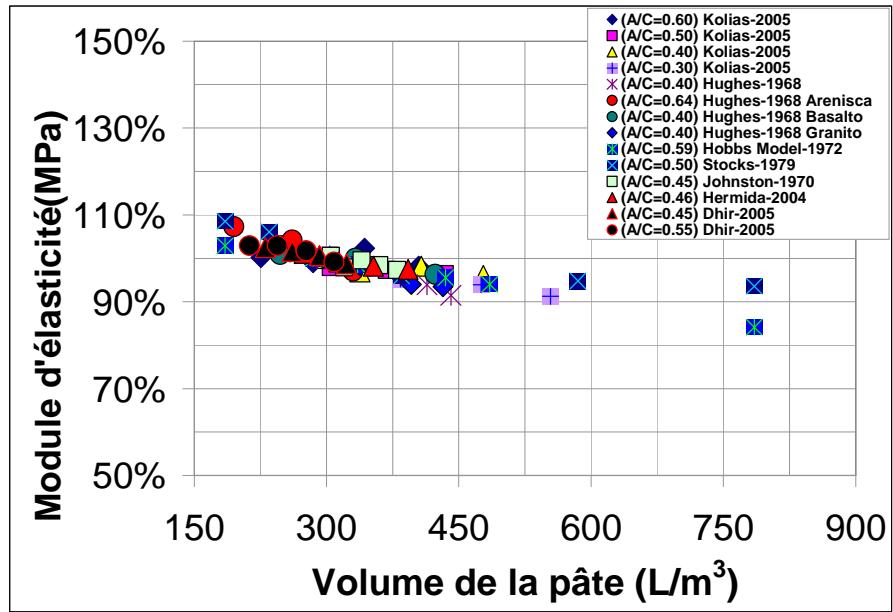


Figure 4.14- Volume de pâte vs Module d'élasticité déduit à partir des données expérimentales de résistance à la compression en employant le modèle ACI 318-08.

On voit que la dépendance est très faible. Ceci était prévisible, car la résistance à la compression ne dépendait pas fortement du volume de pâte et le module élastique varie avec la racine carrée (ou cubique selon le modèle) de cette même résistance dans l'équation utilisée.

4.2.7 Retrait à l'état frais ou avant 24 heures

La plus grande partie des études du retrait, ou des variations dimensionnelles du béton, se concentrent sur le matériau durci ou après 24 heures. Les recherches sur le retrait du matériau à l'état frais ne sont pas nombreuses [13,57,61,62,63] et la plus grande partie de la bibliographie [64,65,66] utilise des procédures d'essai qui n'incluent pas les changements dimensionnels dont souffre le béton avant 24 heures. Parmi les rares études qui relient la composition du béton et son retrait précoce, moins nombreuses encore sont celles qui évaluent l'incidence du volume de pâte sur les changements dimensionnels initiaux.

Seul un article [13] analyse le possible dépendance entre le volume de pâte et le retrait précoce. Nous avons réalisé sur plus de 16 formulations et 51 spécimens des mesures. Les valeurs sont rapportées dans la figure 4.15. Même s'il n'existe pas une relation claire entre le volume de la pâte et le retrait à 24 heures, on constate néanmoins une légère tendance, qui fait que le retrait diminue quand le volume de la pâte augmente.

Les mesures ont été réalisées sur des poutrelles de 500 mm *100 mm*100 mm et avec un LVDT-400 (1 micron de sensibilité) de 3 à 24 heures après le mélange.

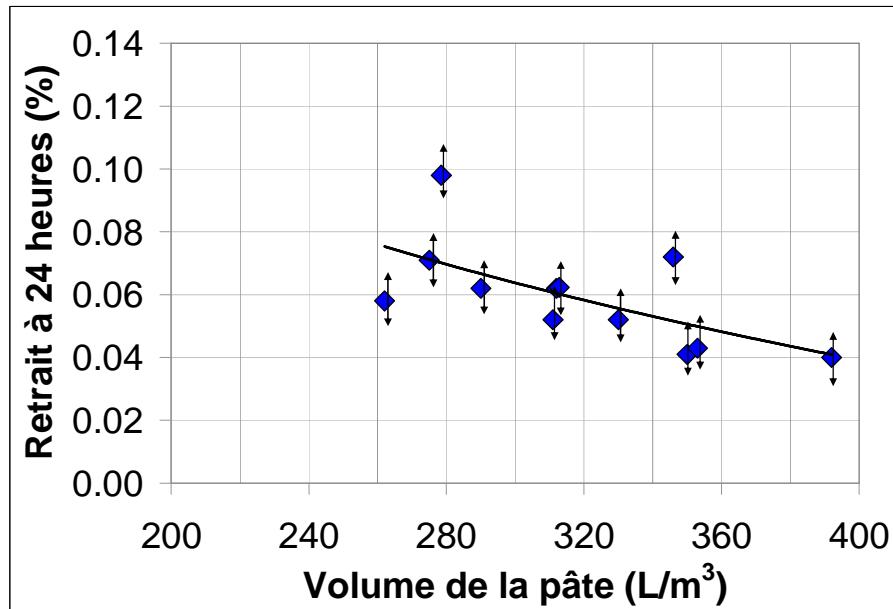


Figure 4.15- Volume de pâte vs retrait à 24 heures d'après Hermida et al [13] (E/C constant 0.46)

Par ailleurs, cette même étude a identifié le volume d'eau évaporée par rapport à l'eau libre du mélange, comme étant le paramètre qui gouverne le retrait à l'état frais. La figure 4.16 expose cette relation. Pour des conditions constantes d'évaporation la perte d'eau du matériau par rapport au volume d'eau libre sera sans doute celui qui contrôlera fondamentalement le retrait à l'état frais du matériau. Si le volume de pâte est minimisé, la quantité de pâte diminuera (eau libre) et le béton sera plus susceptible au retrait à l'état frais. Cette tendance est celle que l'on retrouve sur la figure 4.16.

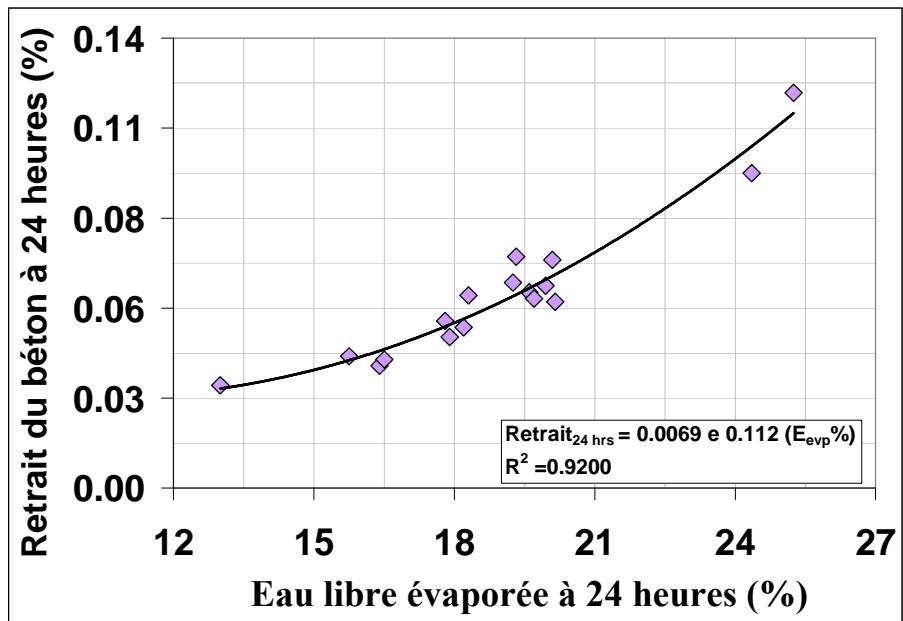


Figure 4.16- Pourcentage d'eau évaporée /eau libre vs Retrait aux 24 heures d' après Hermida et al. [13]

4.2.8 Retrait à l'état durci

En réalité, notre travail développé avec Gonzalez et Romero [13] a démontré une incidence importante du volume de la pâte sur le retrait du béton à l'état durci.

Les figures 4.17 et 4.18 exposent la relation établie – qui est sous-estimée par les modèles actuels - tant pour de valeurs de retrait à 56 jours que pour des valeurs de retrait obtenues à un âge proche des trois ans.

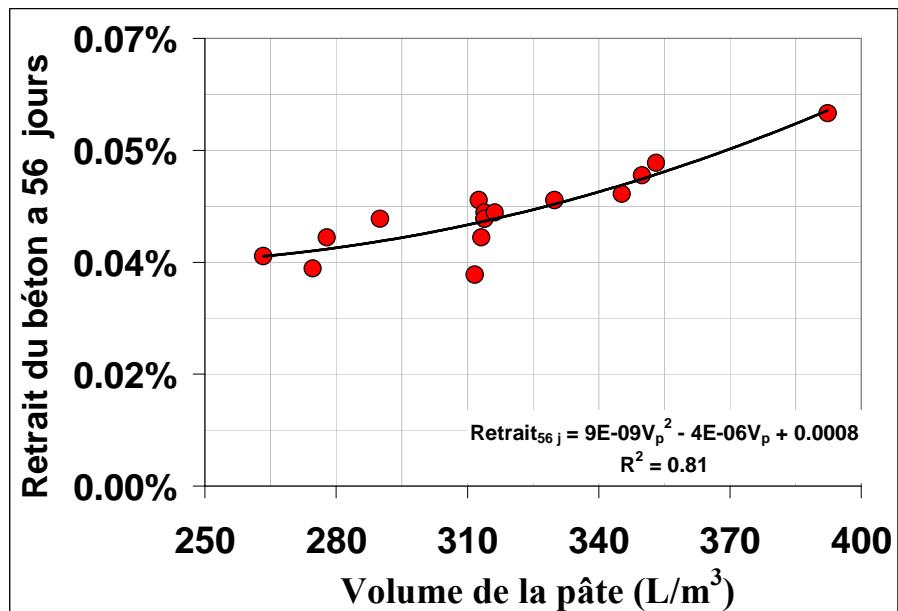


Figure 4.17 –Retrait du béton à 56 jours vs pâte Volume de la pâte du ciment [13] ASTM C 157-06 échantillons 10*10*28.5 cm (HR 65%± 5% T 21 ° C± 2 ° C (E/C constant 0.46)).

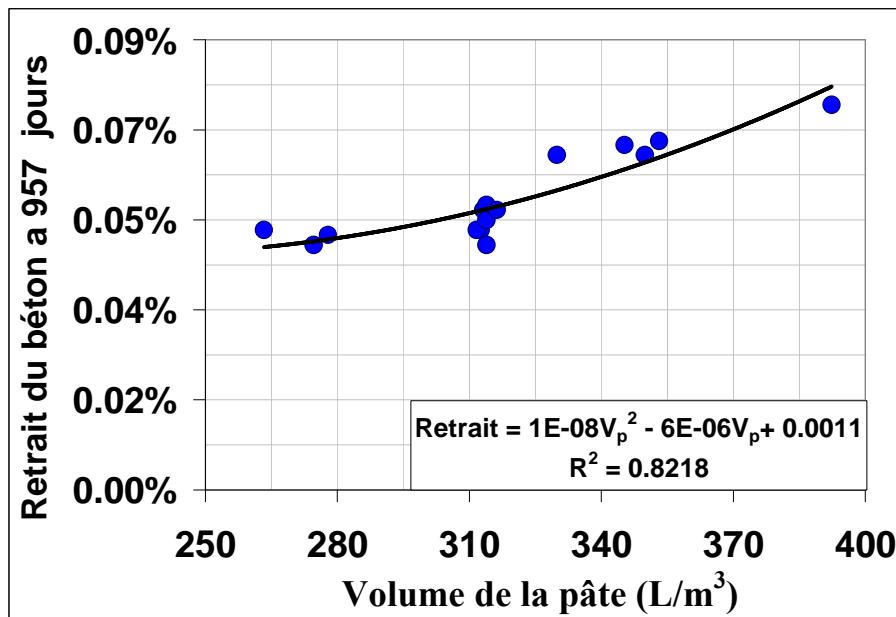


Figure 4.18- Retrait du béton à 957 jours (2.6 ans) vs. Volume de pâte/m³ [13]. ASTM C 157 échantillons 10*10*28.5 cm (HR 65%± 5% T 21 ° C± 2 ° C (E/C constant 0.46)).

Peu nombreux sont les articles disponibles qui permettent le calcul du volume de pâte (de qualité constante) et sa mise en rapport avec les mesures du retrait effectuées. De même les valeurs du retrait, pour être comparables, doivent être prises sur des spécimens de géométries semblables et dans des conditions atmosphériques équivalentes.

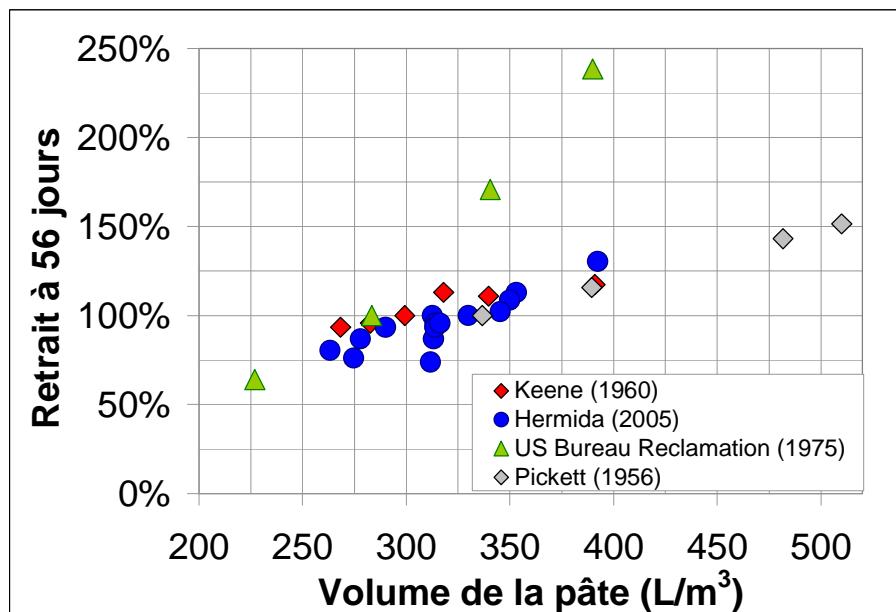


Figure 4.19- Volume de pâte vs Retrait du béton à 56 jours à partir de données de différents auteurs [13, 67,68]. Les données sont normalisées par la valeur de retrait mesurée pour 300 L/m³ spécimens de géométrie similaire. (E/C constant).

La figure 4.19 expose certains résultats de la bibliographie disponible [67,68] qui permettent un calcul approximatif du retrait selon le volume de pâte. Dans ce cas, comme dans les autres, l'air n'a pas été pris en compte dans le calcul, mais à aucun des mélanges n'a été ajouté un adjuvant entraîneur d'air, raison pour laquelle le niveau de celui-ci aurait pu varier de 1.5% à 2.5% et l'impact sur la valeur finale du volume de la pâte sera dans au maximum du 1.3%. On constate ainsi qu'il existe une influence du volume de pâte sur le retrait à long terme du matériau. Ceci est dû au fait que c'est la pâte qui souffre des variations dimensionnelles tandis que les granulats, dans la plupart des cas inertes, agissent comme des inclusions qui restreignent ce mouvement. Cette appréciation qui semble évidente n'est pas réellement prise en compte par les modèles (Tableau 4.1) et seuls certains d'entre eux prennent en compte une partie de la pâte dans le calcul final du phénomène.

La figure 4.19 montre la tendance des données de retrait à l'état durci dans des termes relatifs. Là encore, on a pris le retrait du béton pour près de 300 L de pâte par mètre cube de béton, comme valeur de normalisation à 100%.

A l'exception des données en provenance du Bureau US of Reclamation, le reste des valeurs disponibles se comporte d'une façon approximativement linéaire avec une pente de 0.3 (%/L/m³). C'est à dire que pour une augmentation de 50 dm³/m³ de pâte, le béton subit une augmentation du retrait à l'état durci de près de 15%.

De cette façon une diminution du volume de pâte améliore la stabilité du béton et diminue sa tendance au retrait et sa possible fissuration.

4.2.9 Fluage

L'expression 4-14 a été déduite du travail de Picket [68] et confirmée par les résultats expérimentaux de Neville. Neville a démontré l'influence du volume de pâte sur le fluage du béton (sous des charges de compression à l'état durci). Les valeurs d'étude de Neville [69] et les résultats obtenus par la Concrete Society [41] sont présentés, normalisés à 300 L/m³ de pâte dans la Figure 4.20.

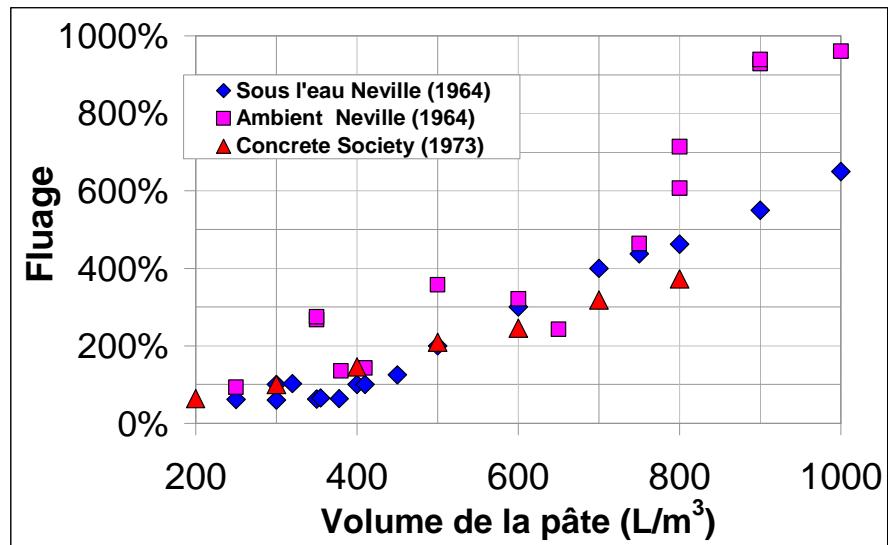


Figure 4.20- Volume de pâte vs Fluege d'après Neville et la Concrete Society technical. [41, 69], tant à l'état humide que sec à 60 jours sous des efforts égaux à 0.5 fois la résistance et une application de la charge à 14 jours.

Les résultats de Neville et la Concrete Society montrent que des bétons à teneurs de pâtes importantes, comme les bétons de haute performance et les bétons autoplaçants sont plus susceptibles au fluege que les bétons courants. Ces résultats proviennent de spécimens cylindriques (50 mm x 23.4 mm) de bétons avec un TMG de 9.5 mm.

4.2.10 Résistance à l'abrasion

Un béton exposé à l'action de l'eau (conduites, tuyauteries, décharges, évacuateur de crues ou déversoirs, etc.) ou au frottement (pavés, sols, etc.), est soumis en général à l'abrasion.

Il n'y a pas d'unanimité sur la dépendance ou non [70] de la résistance à l'abrasion à la résistance à la compression. Cependant, la dureté du granulat joue un rôle fondamental [52].

D'après le comité ACI 210R, pour augmenter la résistance à l'abrasion du béton, il faut utiliser la taille maximale possible de granulat, la plus grande quantité du granulat le plus dur disponible et un rapport eau/ciment le plus faible possible.

Toutefois, on n'a pas trouvé dans la littérature de données qui lient l'abrasion au volume de pâte. Seule une étude, où la qualité de la pâte a été maintenue constante, ainsi que la distribution granulométrique, pour différents volumes de pâte, a été identifiée [14]. Ces résultats apparaissent sur la figure 4.21.

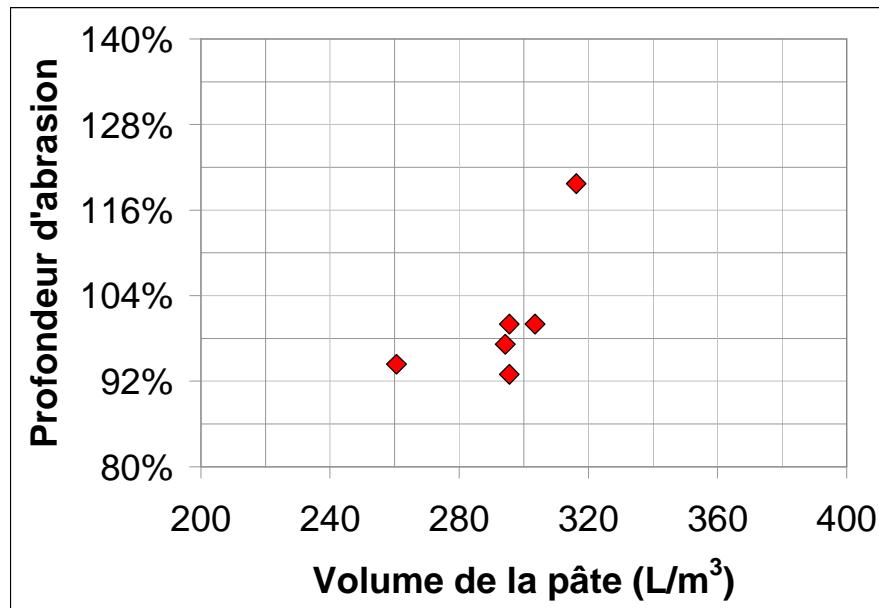


Figure 4.21- Volume de pâte vs Résistance à l'abrasion d'après Dhir, Hewlett Chan. [14]

4.2.11 Implication de l'étude bibliographique

Nous avons présenté une revue des données de la littérature concernant l'effet du volume de pâte sur les principales propriétés d'ingénierie du béton à l'état frais et durci. Il convient d'abord de noter que pour certaines de ces propriétés, seules quelques études ont pu être identifiées, et que dans certains cas l'absence de données nous a conduit à n'utiliser que des prédictions théoriques qui demandent à être vérifiées.

Néanmoins, nous pouvons quand même observer que le changement du volume de pâte affecte principalement l'ouvrabilité, le fluage et le retrait à l'état durci. Une réduction du volume de pâte conduit à une diminution de l'ouvrabilité, du fluage et du retrait à long terme. L'autre propriété qui montre une forte dépendance au volume de pâte est le taux de ressage. Par contre, il s'agit ici d'un cas où peu de données sont disponibles et où un seul modèle est utilisé.

Il est intéressant de noter que la résistance à la compression, à la flexion, à la traction directe et à l'abrasion ne varient que peu avec le volume de pâte. Néanmoins, il est aussi intéressant de noter que, si variation il y a, celle-ci est plutôt dans le sens d'une amélioration de ces propriétés lorsque le volume de pâte diminue [71]. On s'attend à la

même chose pour le module élastique, même si, dans ce cas, nous n'avons à notre disposition que des modèles théoriques. On notera que le retrait à l'état frais ne montre que peu de dépendance au volume de pâte.

En résumé, de toutes les propriétés principales d'ingénierie examinées dans ce chapitre, seule la maniabilité est affectée négativement par une réduction du volume de pâte. Cela peut se compenser par l'utilisation d'adjuvants superplastifiants. Cette solution est discutée plus en détail dans le chapitre VI.

V. PHENOMENES DE TRANSPORT DES GAZ ET LIQUIDS DANS LE BETON DURCI EN RAPPORT AVEC LA DURABILITE DU MATERIAU

Dans le chapitre précédent, nous avons pu voir qu'une réduction du volume de pâte n'affectait pas de manière négative les principales propriétés d'ingénierie du béton. Il s'agit maintenant d'examiner si tel est aussi le cas en ce qui concerne la durabilité. En particulier, la littérature mentionne souvent que l'interface entre les granulats et la pâte de ciment a une porosité plus élevée que la pâte, ce qui peut faciliter l'entrée d'agents agressifs et est donc défavorable en termes de durabilité. Sur cette base, on pourrait s'attendre à une baisse de la durabilité des bétons à faible teneur en pâte. D'un autre côté, ces bétons présenteront plus d'obstacles à ce même transport, du fait que les granulats sont en général nettement moins poreux que la pâte.

L'objectif principal de ce chapitre est d'apporter dans la mesure du possible des éléments de réponse à ces questions. Comme précédemment, nous conduisons cette partie de l'étude par une compilation critique de la littérature. Nous faisons à nouveau un large usage de la procédure de normalisation qui nous permet de comparer différentes études entre elles afin de dégager seulement l'effet d'une variation du volume de pâte. Dans cette revue, les principaux phénomènes en rapport avec la durabilité du matériau que nous examinerons sont:

1. Transfert de gaz et carbonatation
2. Transport de liquides (Diffusion, Perméabilité, Absorption Capillaire, ISAT-10)
3. Pénétration des ions chlorures.
4. Attaque par les sulfates.

Comme au chapitre précédent, il convient de noter que, si le rôle de la qualité de la pâte déterminée en grande partie par le rapport eau/ciment, a été largement étudié, celui du volume de pâte, n'est traité que dans un nombre de références bibliographiques très limité. Identifier des études traitant cela n'est pas un travail simple, car la plupart d'entre elles font varier simultanément la qualité de la pâte (E/C, adjuvant, air entraîné) ce qui ne permet pas d'isoler l'effet uniquement volumétrique de la pâte. Parmi les études mentionnées dans ce chapitre, il convient de noter que, dans certaines d'entre elles, l'intention initiale n'était pas d'évaluer ce paramètre. Ceci peut expliquer en partie le manque d'appréciation pour le rôle du volume de pâte sur la durabilité du béton.

Ce chapitre est structuré de manière similaire au précédent : la première partie couvre les informations générales sur les propriétés que nous examinons et que le lecteur averti n'aura pas besoin de consulter. La deuxième partie présente les résultats de notre synthèse bibliographique commentée. Finalement, à la fin du chapitre, nous présentons un bref résumé des implications de cette synthèse bibliographique sur l'utilisation de béton à faible volume de pâte.

5.1 Généralités

La facilité avec laquelle les gaz et les liquides pénètrent le réseau poreux du béton durci, détermine une grande partie du comportement du matériau dans le temps.

Il existe des gaz tels que l'oxygène, l'azote qui ne réagissent pas avec les composants du béton [84], mais il y en a d'autres qui réagissent avec les composants du matériau et modifient leurs propriétés dans le temps, en particulier le CO₂.

La réaction de CO₂ avec certains composants de la pâte de ciment hydraté se traduit par une diminution du volume poreux du matériau [72], une diminution de la perméabilité et un accroissement dans la résistance superficielle et en masse du béton [73,93]. Cette réaction de CO₂ dans le béton diminue simultanément le pH de la solution interstitielle des pores, et ceci se produit à partir d'une valeur supérieure à 12.5 et jusqu'à des valeurs proches de 9. La baisse du pH dans le béton produit un milieu où les réactions d'oxydation de l'acier de l'armature s'accélèrent et produisent la corrosion du métal qui pourrait affecter à court terme la performance de l'élément.

En ce qui concerne les liquides, certains ions et solutions, restent inoffensives vis-à-vis du matériau. Dans certains cas ils produisent des effets bénéfiques sur les propriétés désirables tant du béton simple que du béton armé. Toutefois d'autres liquides ou solutions réagissent avec la pâte de ciment ou le granulat en produisant, par exemple, des composés expansifs ou en dissolvant les hydrates déjà formés. Dans le premier cas, les nouveaux minéraux, peuvent engendrer des pressions sur la pâte de ciment qui microfissurent le matériau jusqu'à mettre en péril la stabilité de la structure, comme c'est le cas de l'attaque par les sulfates. Dans le deuxième cas, où le nouveau minéral dissout la pâte hydratée, comme les acides, le fonctionnement de la structure peut être compromis face à la disparition progressive du béton d'enrobage et l'exposition de l'acier de renforcement.

Parmi les possibles dégradations du béton suite à la pénétration des composants liquides, et au-delà de l'attaque de la pâte de ciment, on peut avoir un endommagement ou une attaque de l'acier de renforcement. C'est le cas avec l'ion chlorure (Cl^-) dissous dans une solution aqueuse qui pénètre le réseau poreux du béton jusqu'à atteindre l'armature où commence et s'accélère la corrosion de l'acier.

De cette façon nous constatons que la facilité avec laquelle les gaz et les liquides pénètrent et progressent à l'intérieur de la porosité du matériau, détermine une grande partie de la durabilité du béton simple ainsi que celle du béton armé.

Quelle est l'influence d'une augmentation ou diminution du volume de pâte sur la pénétration des gaz et des liquides dans le béton? Cette question a été rarement abordée, et il n'existe à l'heure actuelle aucun consensus sur une réponse possible. Ce chapitre y amène des éléments de réponse.

5.1.1 La corrosion dans le béton armé

La première structure en béton armé n'a pas encore fêté ses 150 ans [74,75] et pourtant cette durée a été suffisante pour démontrer que l'acier est le composant du béton qui se dégrade le plus facilement et rapidement.

La corrosion de l'acier dans le béton armé est sans doute un des problèmes les plus fréquents et critiques des structures en béton. La corrosion de l'armature, dans la plupart des cas, est due à l'action combinée de la carbonatation du béton d'enrobage et de la présence de chlorures.

Quand l'acier est en contact avec le béton frais il se couvre d'une pellicule de solution solide de $\text{Fe}_3\text{O}_4\text{-Fe}_2\text{O}_3$ dont l'épaisseur varie entre 10^{-3} et 10^{-1} μm [76] et dont la vitesse de corrosion est négligeable. Cette couche de passivation se forme en raison de la nature hautement basique du béton (pH entre 13.5 et 14 dans les premiers instants) qui est dû fondamentalement à la présence d'ions OH^- qui proviennent des bases alcalines et de la chaux. La couche de passivation en équilibre avec l'acier empêche l'évolution de la corrosion.

Différents auteurs [77,78] ont signalé qu'une réduction du pH de la solution dans les pores de la pâte de ciment, au dessous de 11.5, détruit la passivité de la couche protectrice de l'acier. La destruction de la couche de passivation se traduit par le début

de la corrosion de l'acier de renforcement. En fait, déjà dans les années soixante, Pourbaix [79] a établi une relation entre le pH de l'environnement de l'acier et le potentiel électrique autour du métal, qui devient un indicateur du mouvement des électrons et donc de la corrosion. Pour des valeurs de pH inférieures à 8 et des potentiels électriques supérieurs à -250 mV il y a génération d'oxydes.

Dans le cas des chlorures, leur présence dans la solution interstitielle du béton proche de l'armature, avec l'oxygène et l'eau, déstabilise l'équilibre de la couche passive, en la fracturant. Une seule barre de l'armature devient ainsi une pile électrique étant donnée la facilité avec laquelle les électrons peuvent se déplacer à travers la solution des pores capillaires chargée en chlorures vers le métal. La solution interstitielle devient un électrolyte. Dans certaines zones de l'armature, des électrons se perdent (anodes) tandis que dans d'autres zones de celle-ci ils deviennent des récepteurs d'électrons (cathodes). En présence de l'oxygène des nouveaux composés se forment tels que la goethite, la lepidocrocite ($\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$) et la magnétite (Fe_3O_4), hydroxydes visibles à l'œil nu.

De cette façon les chlorures, facilitent la génération de courants électriques et la formation d'oxydes en agissant comme des catalyseurs de ces réactions. Dans des concentrations aussi basses que 0.01% du poids du ciment ils modifient déjà la morphologie de la couche de passivation [112].

La transformation de l'acier en hydroxydes produit l'augmentation du volume de l'armature dans certaines zones et la perte de volume dans d'autres. La corrosion de l'armature génère ainsi avec le temps, des efforts expansifs localisés qui finissent par fracturer le béton d'enrobage et en exposant l'acier à l'environnement, ce qui augmente encore plus sa corrosion. L'armature perd section et continuité dans les éléments structuraux ce qui se traduit par une grave diminution de la capacité portante des structures attaquées.

L'action des chlorures sur la corrosion de l'acier a été largement étudiée dans les dernières décennies, en raison des grandes pertes économiques produites par la corrosion des structures. La corrosion des armatures est donc possible par une baisse du pH de la solution interstitielle [80] (i.e. carbonatation) ou par une autre déstabilisation de la couche protectrice (i.e. en présence de chlorures [81]). Dans les deux cas, néanmoins, la présence d'eau et d'oxygène reste nécessaire. Ainsi la pénétration des ces éléments au cœur du matériau est cruciale.

La vie utile d'une structure en béton armé est liée au temps que met la carbonatation ou la diffusion de chlorure à atteindre les armatures métallique ainsi qu'à un temps supplémentaire qu'on peut dénominer temps d'induction. Dans le cas de la carbonatation, ce temps sera fortement influencé par la concentration locale de chlorures au niveau de l'armature. En effet Parrot [82], par exemple, a déduit que dans des éléments de béton armé qui sont exposés à une humidité de 80%, la fissuration du béton due à la corrosion par carbonatation commence 20 ans après que le front de faible pH ait atteint l'acier. D'autres auteurs [83] sont arrivés à des conclusions similaires qui relient le moment où le front de carbonatation atteint l'acier de renforcement et la fissuration du béton. Le chapitre « Conditions minimales pour un béton durable » écrit par différents auteurs [83] anglais précise qu'il faut attendre 15 ans après que le front de carbonatation ait atteint l'acier pour que se produise la fissuration du béton. Si l'on considère comme critère de la fin de la vie utile d'une structure, le moment de la fissuration du béton par corrosion, dans des structures avec des vies utiles planifiées à 50 et 100 ans, le moment où la carbonatation atteint l'acier de renforcement ne doit donc pas être antérieur à 35 et 85 ans respectivement.

Connaître l'influence du volume de pâte sur la pénétration des gaz et liquides dans le matériau a pour objet de pouvoir garantir une meilleure durabilité des structures de béton armé. Nous aborderons dans un premier temps les principales variables connues (internes et externes) qui ont un impact sur la durabilité du béton. Ensuite nous pourrons comparer l'impact sur ces variables du volume de pâte.

5.2 Transfert de gaz inertes et carbonatation.

5.2.1 Diffusion de gaz inertes

La plupart des études de transfert de gaz sont concentrées sur la pénétration du CO₂ à travers la structure poreuse du béton et les conséquences de celle-ci. La diffusion ou la perméabilité de gaz différents, tels que l'oxygène ou l'azote, a été évaluée dans la plupart des cas, pour étudier la pénétration d'un gaz semblable au CO₂, mais qui ne réagit pas avec la pâte de ciment hydratée.

Les molécules d'un gaz A comme l'azote, l'oxygène, le dioxyde de carbone ou la vapeur d'eau se déplacent dans un milieu, comme l'air, depuis les zones de plus grande

concentration vers d'autres de concentration inférieure. Ce mécanisme de mouvement de gaz est connu comme la diffusion et trouve son origine, entre autres, dans le mouvement Brownien. La diffusion obéit à la loi bien connue de Fick:

$$N_A = -D_A \frac{d\{A\}}{dx} \quad (5-1)$$

Où,

N_A = taux de transfert d'un gaz A (en masse de A par seconde et par mètre carré de surface normale à la direction du flux),

$d\{A\}/dx$ = pente de concentration du gaz A (en masse de A par m, par m^3 du milieu),

D_A = coefficient de diffusion ou diffusivité de A dans le milieu en m^2/s .

Normalement, la diffusion dans un matériau poreux a lieu seulement dans les pores ou dans la phase gazeuse du matériau. Toutefois il est usuel de considérer la surface totale du béton comme l'aire perpendiculaire au flux à prendre en considération. De cette façon, on appelle coefficient de diffusion effectif, le calcul qui considère l'aire totale du matériau poreux. Le mécanisme de transport de molécules ou ions à l'intérieur du béton le plus fréquent et prédominant sur la durabilité du matériau est la diffusion [84].

Très fréquemment, on confond diffusivité et perméabilité, où le coefficient K de la loi de Darcy gère le flux d'un gaz ou d'un liquide à travers un milieu poreux. Ce mode de transfert est dû à la présence d'un gradient de pression totale dP/dx . Le paramètre perméabilité est utilisé pour les structures qui contiennent de l'eau (barrages, réservoirs, etc) mais il s'agit d'une condition peu fréquente dans les structures en béton. C'est en effet plutôt la diffusivité qui est en jeu dans la plupart des phénomènes de transport dans les structures en béton.

La revue bibliographique n'a pas permis d'identifier beaucoup de valeurs de diffusion des gaz au travers la matrice de pâte de ciment, à volume de granulats croissant. Leur présentation et analyse est faite dans la partie VI.

5.2.2 Carbonatation

Phénomène global

L'air dans des zones non polluées contient en général entre 0.015% et 0.03% en volume de dioxyde de carbone (CO_2). Toutefois, dans les villes ou zones industrielles, cette

valeur peut atteindre 0.045% et 0.075% [85] et la respiration humaine contient 3.6%, tandis que le tuyau d'échappement de la voiture 16.7%.

Que ce soit le béton ou l'être humain, ils se trouvent dans un environnement où le CO₂ est présent. L'air contenant du CO₂ pénètre par diffusion à l'intérieur du béton en utilisant principalement les pores capillaires et les fissures [86].

La solution interstitielle du béton est à l'origine très alcaline avec des valeurs de pH supérieures à 12.5 [87]. Dans un milieu aussi alcalin que celui-ci, l'acier de l'armature présent dans le béton est entouré, comme nous l'avons déjà signalé, par un film protecteur d'oxyde ou d'hydroxydes de fer qui le maintient dans une condition passive protégé de la corrosion.

Le CO₂ qui a pénétré dans le béton réagit avec les différents hydrates de la pâte de ciment comme le C-S-H, Ca(OH)₂. Toutefois, c'est la réaction avec Ca(OH)₂ ou Portlandite, dissoute dans l'eau des pores ou cristallisée dans la matrice cimentaire, qui entraîne les plus grandes conséquences sur l'alcalinité de la solution de pores. Theophilus et Bailey [88] signalent qu'une réduction du pH de la solution de pores se produit alors par l'action du CO₂. Cette réaction obéit à la séquence suivante:

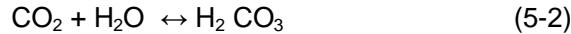
- a) Diffusion du CO₂ dans le béton.
- b) Dissolution dans la solution interstitielle des pores.
- c) Réaction avec les hydroxydes alcalins et dissolution de l'hydroxyde de calcium
- d) Réaction du CO₂ avec l'hydroxyde de calcium, formant la calcite ou carbonate de calcium en rhomboïdes qui constituent une couche microcristalline dense et protectrice. Les hydroxycarbonates proviennent de la réaction avec les hydrates du ciment.

Ainsi qu'il a déjà été mentionné, la baisse du pH générée par la réaction du CO₂ avec les composants de la pâte hydratée du béton, connue comme la carbonatation, avance sous la forme d'un front depuis la surface du matériau et vers l'intérieur si le béton est suffisamment poreux [89,90]. Quand ce front de carbonatation ou zone de bas pH, arrive à l'acier de renforcement, la durabilité de l'élément armé est compromise, due au début d'un processus qui implique la dépassivation de l'acier, son oxydation expansive, la fissure du béton et la perte de l'enrobage.

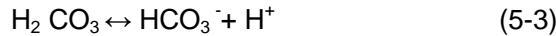
C'est pourquoi empêcher l'avancement de la carbonatation dans le béton est une préoccupation de l'ingénierie, qui a tout intérêt à protéger de la corrosion les éléments

en béton armé. Diminuer le coefficient de diffusion du CO₂ du béton à travers le réseau poreux du matériel devient une nécessité. Cependant, il ne suffit pas de connaître les facteurs qui influencent la facilité avec laquelle le CO₂ pénètre dans le béton, mais il devient très important de connaître les réactions elles-mêmes.

En réalité, une fois que les molécules de CO₂ progressent au sein d'un milieu, comme celui de l'air des capillaires du béton, elles se dissolvent dans l'eau capillaire et forment l'acide carbonique.

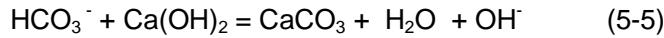


L'acide carbonique se dissocie alors et génère des ions carbonate et bicarbonate :



Les constantes de dissociation sont égales à 3×10^{-7} et 6×10^{-11} respectivement [91].

Dans la solution, les ions réagissent finalement avec l'hydroxyde de calcium.



De cette façon des solutions saturées en carbonate de calcium (CaCO_3) atteignent des potentiels d'hydrogène (pH) inférieurs à 9 comme il est démontré dans le tableau 5.1 [91] où apparaissent la solubilité du CO_2 dans l'eau et la valeur de pH des solutions à différentes concentrations de CO_2 dans l'air.

Tableau 5.1. Tableau de solutions saturées de CaCO_3 et leurs pH respectifs.

Contenu du CO₂

Solutions saturées en CaCO₃

Pourcentage en volume dans l'air	Dans l'eau à 18 °C	pH	CaCO ₃ (g/L)	pH
0.00			0.0131	10.23
0.03	0.00054	5.72	0.0627	8.48
0.30	0.00540	5.22	0.1380	7.81
1	0.01789	4.95	0.2106	7.47
10	0.17890	4.45	0.4689	6.80
100	1.78700	3.95	1.0577	6.13

Une solution saturée en CaCO_3 à l'origine d'une concentration de 0.03% de CO_2 dans l'air, est ainsi d'un pH de 8.48 qui diminue la basicité de la solution des pores capillaires à l'intérieur du béton.

Dans cette étude la corrosion induite par la carbonatation a été généralement perçue comme un problème mineur en comparaison avec la corrosion induite par les chlorures. Il faut toutefois souligner que la plus grande partie des structures sont exposées à une attaque par carbonatation alors qu'une proportion beaucoup plus réduite de structures est exposée à la corrosion induite par chlorures. Pour cette raison, la progression de la

carbonatation dans le béton est un des paramètres les plus importants dans l'estimation de la vie utile de la majorité des structures de béton armé.

Effet de la carbonatation sur la microstructure

Dans la microstructure de la pâte, l'apparition du carbonate de calcium (CaCO_3) se traduit par une diminution du volume des pores. La calcite ou carbonate de calcium possède un volume molaire de $37 \text{ cm}^3/\text{mol}$ tandis que celui de la Portlandite n'est que de $33 \text{ cm}^3/\text{mol}$. Cette différence de volumes se traduit par une diminution du volume poreux de près de 12% [97] quand la carbonatation a lieu.

L'action de la carbonatation sur Ca(OH)_2 et le C-S-H analysée théoriquement n'explique pas les grandes diminutions de la porosité qui ont été mesurées [92]. Il est ainsi possible que d'autres composants de la pâte de ciment hydraté comme les monosulfates ou l'ettringite, soient aussi impliqués. Des carboaluminates de calcium sont détectés par diffraction des rayons X.

La carbonatation génère une diminution du rayon moyen du réseau poreux de la pâte de ciment hydraté, en produisant ainsi un effet similaire à celui qu'entraîne la diminution du rapport eau/ciment. Les macropores, c'est à dire ceux qui ont un diamètre supérieur à 50 nm, ne sont pas autant affectés par la carbonatation que les micropores de rayon variant entre 30 nm à 0.1 nm. Il faut signaler d'ailleurs que le CO_2 a une capacité de diffusion et de pénétration plus grande que celle de l'azote puisqu'il accède aux pores de moins de 1 nm [84]. La diminution du volume poreux produite par la carbonatation non seulement empêche la pénétration des ions agressifs futurs (comme les chlorures), mais augmente aussi les résistances mécaniques du béton. Une augmentation dans la résistance superficielle du béton exposé au CO_2 a été signalée depuis plus d'un demi siècle par Kauer et Freeman [93] et a été confirmée peu de temps après par Leber et Blakey [94].

Vitesse de carbonatation

La vitesse de progression du front de carbonatation peut avoir un impact direct sur la durée de vie utile d'une structure en béton armé. Ainsi la pénétration du CO_2 dans le réseau poreux du matériau dépend en grande partie de l'humidité relative dans ce réseau. La carbonatation ou la diffusion du dioxyde de carbone est maximale à 50 % à 70 % d'humidité relative, tandis qu'elle est très faible entre 0%-45% et 75%-100% d'humidité relative [95,96]. En réalité, la diffusion des ions dans un milieu liquide est de l'ordre de 10^4 à 10^5 fois inférieur à celle dans la phase gazeuse [84]. En phase liquide,

le coefficient de diffusion de CO_2 est de l'ordre de $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ tandis qu'en phase gazeuse il est de $10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Les conditions d'exposition et de saturation du matériau sont donc critiques et cela doit être pris en compte lorsqu'on examine la littérature sur ce sujet.

Pour que la carbonatation et par conséquent la diminution du pH de la solution de pores du béton ait lieu, une quantité d'eau donnée est nécessaire. Cette quantité d'eau doit être suffisante pour dissoudre le gaz carbonique mais pas suffisamment importante pour limiter l'accès du gaz à l'intérieur du béton pour le carbonater [97].

Dans un milieu où le pH est inférieur à 9.5 approximativement, l'acier de renforcement commence sa corrosion après avoir perdu sa couche de passivation sans avoir besoin de la présence de chlorures [80] (seulement avec la présence d'eau et d'oxygène, ou seulement avec la concentration de chlorures présente dans l'eau potable). Une fois que le front de faible pH atteint l'acier, la vitesse de corrosion de l'armature augmente de façon significative.

La progression du front de carbonatation depuis la surface vers l'intérieur du béton, est influencée non seulement par l'humidité relative du réseau poreux, mais aussi par sa géométrie (taille des pores, surface de l'absorption, etc).

L'examen des variables reconnues de nos jours influençant la vitesse de pénétration du front de carbonatation peut se faire en analysant les modèles actuels de ce phénomène.

Modélisation du phénomène

La vitesse de diffusion du CO_2 , la réaction de celui-ci dans le béton, et la diminution finale du pH de la solution des pores, dépendent de facteurs différents. Dans les paramètres identifiés comme étant ceux qui ont une plus grande incidence sur la vitesse de carbonatation, on trouve des facteurs environnementaux tels que l'humidité relative, la température ambiante, et la concentration de CO_2 . De même ont été identifiées des variables dans la composition initiale du béton qui affectent la vitesse de carbonatation. Parmi les plus souvent mentionnées dans la littérature se trouvent le rapport eau/ciment et la présence d'additions minérales. Egalement certaines propriétés finales du matériau ont été identifiées comme affectant l'avancement de la carbonatation telles que : la taille et la géométrie du volume poreux, la perméabilité au CO_2 , le niveau d'hydratation du ciment et, dans certains modèles, la résistance à la compression. Sans doute, outre les variables antérieures (d'environnement, de composition et de propriétés finales), il existe des pratiques qui influencent l'avancement du front carbonaté dans le béton comme: le temps de cure (probablement une des variables de plus grande incidence dans l'avancement du phénomène), une mauvaise compaction et la présence de fissures dans le matériau.

Ces variables font par conséquent partie de différents modèles mathématiques qui ont été développés pour prédire l'avancement du front de carbonatation en fonction du temps. La plupart des modèles suivent la formule utilisée par Meyer [98], Halstead et Schubert [99] pendant les années 60.

$$x = x_o + K\sqrt{t} \quad (5-6)$$

où x est la profondeur de carbonatation à une instante t de la vie d'un élément. De même x_o est la profondeur initiale de carbonatation et K une constante. La valeur de K dépend des caractéristiques du béton mais aussi des conditions du milieu environnant.

Les valeurs du facteur K peuvent varier entre 2 et 10 mm / \sqrt{an} . Certains auteurs modélisent le paramètre K en fonction de facteurs comme le rapport Eau/Ciment et la résistance du béton. Le tableau 5.2 expose certains de ces modèles.

Tabla 5.2. Modèles de carbonatation (x mm, t en années)

Auteur	x_o	K	Détail
Pihlajavaara	0	2 (extérieur) ; 5 (intérieur)	
Smolczyk	-0.5	7 [10 (W/C) ($f_{28}^{-0.5}$) - 0.175]	
Kishitani	0	3 a 4	
Wierig	0.95	$84.65[(W/C) (f_{28}^{-0.5})] - 0.64[W/C] - 1.63$	
Verbeck	0	5	
Alexandre et Venuat	0	4.8	
Joisel	0	9.5	
Loo et al. ⁹⁰	0	$2163 f_{28}^{-1.08} C_o^{0.158} e^{0.012T} t_{wc}^{-0.126} - 2.98$	C_o = concentration de CO ₂ (%) f_{28} = résistance 28 jours (MPa) T = température (°C) t_{wc} =temps de cure (jours)
Chan et al. ⁷¹	0	$250 f_{28}^{-1.05} C_o^{1.4} T^{0.45} - 3.65$	C_o = concentration de CO ₂ (%) f_{28} = résistance 28 jours (MPa) T = température (°C)
Jiang L. Baoyu L. [100]	0	$16029(1 - RH)^{1.1} \sqrt{\frac{W}{r_c C} - 0.34} - C_o$	RH= humidité relative (%) W= contenu d'eau (kg/m ³) C= contenu de ciment (kg/m ³) r_c =coefficient selon le type de ciment. r_{HD} =coefficient selon le degré d'hydratation. C_o = Concentration de CO ₂ (%).
Papadakis [101]	0	$5.616 \sqrt{\frac{2D_{e,CO_2}(CO_2/100)}{0.33CH + 0.21CSH}}$ où	D_{e,CO_2} = Coef. De diffusion effectif de CO ₂ , (m ² /s). CO ₂ = Contenu de CO ₂ dans l'air en surface du béton (%). C= kg, ciment/m ³ Pour ciment Portland CH= 0.29C CSH = 0.57C C_c = (W-0.267C)/1000

		$D_{e,CO_2} = 1.64 * 10^{-6} \left(\frac{\epsilon_c}{\frac{C}{\rho_c} + \frac{P}{\rho_p} + \frac{W}{\rho_w}} \right)^{1.8} (1 - RH/100)^{2.1}$	Pour C+H.silice, SF<0.18C CH= 0.29C-1.62SF CSH = 0.57C+2.49SF $\epsilon_c=(W-0.267C-0.027)/1000$ Pour C+FA, FA<0.23C CH= 0.29C-1.3FL CSH = 0.57C+1.25FL $\epsilon_c=(W-0.267C-0.177)/1000$ P= adjuvant minéral (kg/m3) W= eau (kg/m3) ρ_c = densité de C (kg/m3) ρ_p =densité de P (kg/m3) ρ_w = densité de W (kg/m3) RH = humidité relative (%)
Bakker [102]	0	$5.616 \sqrt{(c_1 - c_2) \frac{2D_c}{a}}$	D_c = Coef. de diffusion effectif de CO ₂ , (m ² /s). (p.e. 4*10 ⁻⁸) $c_1 - c_2$ = différence de concentration de CO ₂ entre le front de carbonatation et l'extérieur (kg/m3). Sur le front de carbonatation $c_2 = 0$ et $c_1=0.03\%$, si un m3 d'air avec CO ₂ est 2 kg, $C_1= 66*10^{-5}$ kg/m3

La plupart des modèles incluent les variables de concentration de CO₂ dans l'environnement et l'humidité relative. Le résumé des variables impliquées dans certains des modèles les plus utilisés se trouvent dans le Tableau 5.3. Le coefficient de diffusion de CO₂ est la troisième variable la plus fréquente suivie par le rapport eau/ciment et le type de ciment.

La quantité de ciment, comme le niveau d'hydratation de celui-ci, sont des variables qui apparaissent seulement chez Papadakis et dans le modèle de Jiang.

Tableau 5.3. Modèles de carbonatation dans le temps, variables impliquées.

Model	% CO ₂ air	Temperatur	HR %	Temps de cure	f'c 28 jours	E/C	D _{CO2} Coeff.	C Type	C /m3	Degre d'hydration
Loo	x	x		x	x					
Chan	x	x			x					
Jiang	x		x			x		x		x
Papadakis	x		x				x	x	x	
Bakker	x						x			
CEB	x		x	x	x	x	x	x		
Izquierdo	x		x			x	x			

Le volume de pâte est en général absent des modèles, ce qui pourrait amener à conclure qu'il n'a pas d'influence sur le phénomène. Pourtant, la simple analyse de résultats expérimentaux pourra nous fournir une réponse sur l'influence de cette variable sur l'avancement du front de carbonatation.

La carbonatation dans les normes

Comme la carbonatation est un grand facteur limitant de la durabilité des bétons les plus courants, et que ceux-ci font l'objet de cette thèse, il nous a paru important de donner quelques indications sur les normes actuelles et leur impact sur la formulation de ces mêmes bétons.

La norme européenne EN 206-1 “Béton-Spécification, performance, production et conformité” a été approuvée en mai de l’année 2000. Cette norme est divisée en deux parties : la Partie 1 couvre les méthodes et donne les recommandations de spécification d’un béton. La Partie 2 traite des besoins de spécification pour les matériaux qui constituent le béton et le béton lui-même.

Les spécifications relatives au matériau face à la carbonatation donnent des limitations de formulation qui incluent une concentration minimale de ciment, un rapport maximal eau/ciment et une résistance minimale.

Comme l’indique le commentaire à la norme écrit par B.Marsh [103], au moins une de ces variables est redondante. Toutefois, le groupe du Royaume-Uni, en adaptant la norme européenne et en la convertissant simultanément en une BS-EN 206, a décidé de conserver cette structure, en raison du fait que l’approche traditionnelle de la spécification a toujours utilisé ces trois paramètres. Ce même comité a suggéré de réduire les contenus minimaux de ciment mais il n’y avait pas suffisamment d’études qui justifiaient ce changement. Le comité signale également que l’auteur lui-même favorisera des projets de recherche visant à déterminer le comportement des bétons avec des contenus bas ou inférieurs de ciment.

La norme EN 206-1 définit les classes d’expositions du béton comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau 5.4. Principales classes d'exposition d'après EN 206-1

Classe d'exposition	Description de l'environnement
XO	Aucun risque de corrosion ou d'attaque
XC	Corrosion induite par carbonatation
XD	Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine
XS	Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer
XF	Attaque gel/dégel avec ou sans agent
XA	Attaques chimiques

En ce qui concerne la carbonatation en tant que telle, le groupe XC se sous-divise en sous-classes XC1, XC2, XC3 et XC4. Les commentaires du tableau 5.5 ont été extraits de l’article de T. Harrison [104] où il réalise un parallèle entre la nouvelle EN 206-1 et la

norme anglaise en vigueur du moment BS8500. Ces commentaires se montrent très importants car ils mesurent le niveau de l'attaque. De cette façon, seules les conditions des classes XC3 et XC4 peuvent induire la corrosion induite par carbonatation.

Tableau 5.5. Principales classes d'exposition face à la carbonatation et commentaires [Harrison 111]

Classe	Description	Examples d'environnement	Commentaire
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur des bâtiments avec une humidité relative basse. Béton sumergé dans l'eau	Néanmoins les bétons à l'intérieur peuvent se carbonater rapidement, le taux de corrosion sera très bas et atteindra une durabilité sur 100 ans avec un RC 25 comme il est recommandé par BS 8500-1.
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces des bétons exposées à contact avec de l'eau à long terme, comme les fundations	Le béton humide aura une carbonatation très lente. La plus part des éléments en béton peuvent classifier dans la classe AC-1. Quelques bétons dans cette classe seront en contact avec plus aggressive, ainsi une qualité minimale (RC30) sur XC 1 est recommandée dans BS 8500-1
XC3 and XC4	Humidité modérée, Alternance d'humidité et de séchage	XC 3 Béton à l'intérieur des bâtiments avec une HR moderate ou haute, béton à l'extérieure protégé de la pluie. XC4 Surfaces de béton exposées au contact avec l'eau dehors du range XC2	Ces sont les conditions qui permettent la corrosion due par la carbonatation. En suivant différentes voies, BSI ont les mêmes exigences pour les bétons exposés aux classes d'environnement XC3 et XC4. De cette façon, l'ingénieur aura l'option de choisir la classe à appliquer.

En suivent différentes voies, BSI ont les mêmes exigences pour les bétons exposés aux classes d'environnement XC3 et XC4. De cette façon, l'ingénieur aura l'option de choisir la classe à appliquer.

Avant d'établir la norme EN 206 comme la norme anglaise, des discussions relatives à la spécification ou non d'un contenu minimal de matériau cimentaire, ont eu lieu. Hobbs et al. dans leur publication "*Minimum requirements for concrete to resist carbonation-induced corrosion of reinforcement*" [83], ont présenté les valeurs suivantes (Tableaux 5.6 et 5.7) pour la composition de bétons exposés au risque de corrosion induite par la carbonatation, tant pour 50 ans que pour 100 ans de durabilité.

Tableau 5.6. Valeurs limites de composition et propriétés du béton exposé au risque de corrosion de l'armature induit par la carbonatation, pour une vie utile d'au moins 50 ans.

Classe d'exposition	Sec XC1	Humide, rarement sec XC2	Humidité modérée, Alternance d'humidité et de séchage XC3/XC4		
Résistance minimale	C20/25	C20/25	C30/37	C35/45	C35/45
Maximum E/C	0.65	0.65	0.60	0.35	0.45
Epaisseur minimale d'enrobage (mm)	15	30	30	30	30
Ciments	All		I,I/SR, II/A-S, II/B-S, II/A-D, II/A-V, II/B-V, IV/A+	IV-B+	III/A III/B
For Combinations					
Laitier (%)	≤80	≤80	≤35	-	36-80
Cendre Volante (%)	≤55	≤55	≤35	36-55	-

Cendre volante siliceous

Table 5.7. Valeurs limites de composition et propriétés du béton exposé au risque de corrosion de l'armature induit par la carbonatation, pour une vie utile d'au moins 100 ans.

Classe d'exposition	Sec XC1	Humide, rarement sec XC2	Humidité modérée, Alternance d'humidité et de séchage XC3/XC4		
Minimum strength	C20/25	C20/25	C40/50	C50/60	C50/60
Maximum E/C	0.65	0.65	0.45	0.30	0.35
Epaisseur minimale d'enrobage (mm)	15	30	30	30	30
Ciments	All		I,I/SR, II/A-S, II/B-S, II/A-D, II/A-V, II/B-V, IV/A+	IV-B+	III/A III/B
For Combinations					
Laitier (%)	≤80	≤80	≤35	-	36-80
Cendre Volante (%)	≤55	≤55	≤35	36-55	-

Cendre volante siliceous

Les recommandations de ce comité n'incluent pas un contenu minimum de ciment, et se concentrent plutôt sur l'épaisseur d'enrobage, la résistance et le rapport eau/ciment, en soulignant ainsi la composition de ce ciment.

La norme EN 206-1 a imposé des concentrations minimales de ciment dans son document final (Tableau 5.8) malgré les discussions [56,103] nées autour de cette demande.

Tabla 5.8. Valeurs limites de composition et propriétés du béton recommandés EN 206-1:2000

Classe d'exposition	X0	XC1	XC2	XC3	XC4
Résistance minimale	C 12/15	C20/25	C25/30	C30/37	30/37
Maximum E/C		0.65	0.6	0.55	0.5
Teneur minimale en ciment		260	280	280	300

Ces recommandations minimales relatives à la carbonatation, si elles sont comparées à l'étude de Hobbs et al. ont éliminé l'exigence d'un enrobage différentiel et d'un type de ciment. Basée sur le résumé de mesures sur des ponts pendant plus de 30 ans, elles montrent que la vie utile des bétons réalisés en utilisant cette recommandation sera supérieure à 50 ans. L'enrobage minimal pour tous les cas est de 30 mm.

Par ailleurs, le comité ACI 318-08 [34] a modifié radicalement son chapitre 4 relatif à la durabilité des structures en béton. Dans sa version 2008, il a introduit une classification des milieux agressifs, suivant la philosophie de la norme EN 206. Il est cependant inquiétant de noter qu'ils ne considèrent pas la carbonatation comme une atteinte à la durabilité du béton. Il n'existe ainsi pas de recommandations de formulation pour un béton mis en présence d'un environnement riche en CO₂.

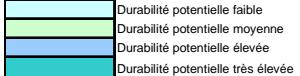
Si les recommandations de composition sont une voie d'amélioration de la durabilité des structures, il existe aussi des discussions les concernant. Une nouvelle approche de la qualité du matériau cherche une issue aux spécifications. Elle se base sur la performance du béton [105]. Des paramètres de performance [17] affectant la durabilité ont été proposés, comme la porosité accessible à l'eau, le coefficient de perméabilité aux gaz, le coefficient de perméabilité à l'eau liquide, le coefficient de diffusion des ions chlorures (apparent ou effectif) et le contenu de Portlandite (Ca(OH)₂).

Dans le cas des paramètres exigés pour éviter la corrosion induite par la carbonatation du béton, le tableau 5.9 développé par L'Association Française de Génie Civil montre, pour chaque classe d'exposition, les propriétés exigées, avec ses valeurs limites respectives. Les paramètres de porosité, perméabilité aux gaz, perméabilité à l'eau liquide et le coefficient de diffusion des chlorures (essai de migration), sont considérés comme des variables suffisantes pour assurer la durabilité d'une structure de béton armé en termes de corrosion par carbonatation. Dans ce tableau, on ne retrouve pas le contenu de Portlandite et par conséquent le contenu de ciment par mètre cube n'est pas pris en compte. Ces valeurs correspondent, comme pour la norme EN 206-1, à une

recommandation qui utilise des valeurs obtenues par des méthodes spécifiques d'essai et avec des éprouvettes de béton conservées en laboratoire et curées sous l'eau pendant 3 mois, et évaluées ensuite à une température de $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. D'après les auteurs, si on utilise des épaisseurs d'enrobage supérieures à 30 mm ces valeurs recommandées peuvent changer. Toutefois, le fait de ne pas mentionner le contenu de Portlandite est un bon éclairage.

Tableau 5.9. Indicateurs de durabilité sélectionnés et valeurs limites proposées pour la corrosion induite par carbonatation [17]

Corrosion induite par carbonatation ($e=30\text{ mm}$)	Type d'environnement	Équivalent au EN 206	>120 ans Ouvrages dits exceptionnels	100-120 ans Grands ouvrages	50-100 ans Bâtiment et Ouvrages de Génie civil	30-50 ans Bâtiment	< 30 ans
Sec et très sec ou humide en permanence (HR<65%)	X0-XC1	$P_{\text{eau}} < 9\%$ $K_{\text{gaz}} < 10 * 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{\text{eau}} < 12\%$ $K_{\text{gaz}} < 100 * 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{\text{eau}} < 14\%$	$P_{\text{eau}} < 16\%$	$P_{\text{eau}} < 16\%$	
Humide (HR >80%)	XC2	$P_{\text{eau}} < 9\%$ $k_{\text{liqu}} < 0.01 * 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{\text{eau}} < 12\%$ $K_{\text{gaz}} < 100 * 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{\text{eau}} < 14\%$	$P_{\text{eau}} < 16\%$	$P_{\text{eau}} < 16\%$	
Modérément humide (65<HR<80)	XC3	$P_{\text{eau}} < 9\%$ $K_{\text{gaz}} < 10 * 10^{-18} \text{ m}^2$ $k_{\text{liqu}} < 0.01 * 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{\text{eau}} < 9\%$ $K_{\text{gaz}} < 10 * 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{\text{water}} < 12\%$ $K_{\text{gas}} < 100 * 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{\text{eau}} < 14\%$	$P_{\text{eau}} < 15\%$	
Cycles fréquents d'humidification-séchage	XC4	$P_{\text{eau}} < 9\%$ $K_{\text{gaz}} < 10 * 10^{-18} \text{ m}^2$ $k_{\text{liqu}} < 0.01 * 10^{-18} \text{ m}^2$ $D_{\text{app (mig)}} < 1 * 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$P_{\text{eau}} < 9\%$ $K_{\text{gaz}} < 10 * 10^{-18} \text{ m}^2$ $k_{\text{liqu}} < 0.01 * 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{\text{water}} < 12\%$ $k_{\text{liqu}} < 0.1 * 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{\text{eau}} < 14\%$	$P_{\text{eau}} < 16\%$	



 Durabilité potentielle faible
 Durabilité potentielle moyenne
 Durabilité potentielle élevée
 Durabilité potentielle très élevée

La norme EN 206-1:2000 établit des recommandations sur l'utilisation d'une concentration minimale de ciment quand le béton est exposé à un environnement à risque de corrosion induit par la carbonatation. Toutefois cette spécification est toujours en discussion. Les recommandations de performance publiées par l'Association Française de Génie Civil [17] (AFGC) se concentrent sur les paramètres de transport de liquides et de gaz pour éviter la pénétration du CO_2 à l'intérieur du béton, et ne mentionnent pas le contenu de Portlandite comme une condition à remplir, c'est-à-dire la concentration de ciment.

On voit donc que le débat concernant la teneur en ciment est encore très ouvert. On constate que les implications dans la pratique peuvent être grandes, car l'introduction d'une teneur minimale en ciment dans une norme où des limites de rapport E/C sont également présentes, fixe implicitement les limites du volume de pâte. Cela limiterait donc l'utilisation des bétons qui sont examinés dans cette thèse, dont un des intérêts est une réduction du coût tant économique qu'écologique du matériau. La revue critique de la littérature sur la carbonatation présentée dans la section 5.6 apporte des

éléments importants dans un débat aussi important qu'actuel et avec un impact potentiel tout à fait réel sur la grande quantité de béton produit aujourd'hui.

5.3 Transport de liquides

La pénétration des fluides et des gaz dans le béton détermine en grande partie la durabilité du matériau. Dans le cas particulier des liquides, ceux-ci peuvent pénétrer le réseau poreux du béton en utilisant des principes physiques très différents comme :

1. l'écoulement dû à un gradient de pression hydraulique (écoulement de type Darcy).
2. l'absorption capillaire.
3. la diffusion en phase gazeuse couplée à une adsorption et/ou une condensation capillaire.

La perméabilité concerne le mouvement d'un liquide en présence d'un gradient de pression, comme celui qui a lieu dans les structures de retenue d'eau.

L'absorption capillaire correspond, quant à elle, au déplacement presque toujours ascendant d'un front liquide au travers d'un capillaire, comme conséquence de la tension superficielle du liquide.

Enfin, la diffusion correspond au déplacement d'un élément, composé, ion, etc, à travers un milieu liquide ou gazeux, dû à une agitation aléatoire au niveau moléculaire, où il existe des différences de concentration

La perméabilité, ainsi que l'absorption capillaire, dépendent surtout de la taille des pores, tandis que la diffusion dépend principalement de l'interconnexion du réseau poreux [106]. Larbi détermine que la perméabilité du béton peut être contrôlée en changeant le volume de la pâte de ciment durci, puisque celle-ci est l'unique phase continue du béton [107]. Cet auteur part du principe que la perméabilité de la pâte de ciment n'est pas inférieure à celle du béton, et que la présence du granulat agit comme un obstacle face aux lignes de flux. Le granulat augmente ainsi la longueur et la tortuosité de ces lignes en réduisant en même temps la surface effective pour que le gaz ou le liquide circule. Toutefois l'effet de la présence du granulat face à la perméabilité

aux liquides [145] n'est toujours pas très clair, notamment à cause des propriétés de la zone interfaciale pâte granulats dont les propriétés et l'importance sont mal connues.

Diffusion

Dans le cas de la diffusion de liquides et de gaz, le composé ou élément qui n'est pas uniformément distribué dans un milieu, se déplace de la zone de plus grande concentration vers la zone de moindre concentration. Le flux de ce composé au sein du milieu suit la loi de Fick comme il a été expliqué dans la section antérieure.

En ce qui concerne les phénomènes impliqués dans le transport des agents agressifs à l'intérieur du béton, la diffusion est probablement le phénomène principal, suivi de l'absorption capillaire et enfin de la perméabilité.

La vapeur d'eau dans l'air se déplace par diffusion jusqu'à rencontrer la surface d'un solide à la surface duquel elle peut s'adsorber par des processus chimiques ou physiques [106]. Ce mode de transport de l'eau dans le matériau n'est pas nécessairement accompagné d'agents agressifs. Par contre, en affectant le degré de saturation, il affecte d'autres phénomènes agissant sur la durabilité, comme la carbonatation, la diffusion d'ions, la corrosion ou encore le gel.

Dans un matériau poreux comme le béton, le niveau de saturation de celui-ci à l'intérieur peut être calculé à partir de la distribution des tailles des pores (Pore-Size Distribution) et la surface spécifique. La surface spécifique est définie comme l'aire dans l'interphase qui limite l'espace des pores par unité de volume du solide poreux.

En supposant qu'il existe un équilibre hygrothermal entre les pores et le milieu environnement et sous cette condition, tous les pores de diamètre inférieur au diamètre Kelvin-Laplace d_k sont complètement remplis d'eau. Les pores de diamètres supérieurs au diamètre d_k seront couverts par une couche continue d'eau d'une épaisseur w [108].

En connaissant les valeurs de température absolue T (K) et l'humidité relative à l'intérieur du béton RH (%), w et d_k peuvent être calculés ainsi [84]:

$$w = \frac{C x d_w}{[1 + (C - 1)x](1 - x)} (1 - x^{d/2d_w}) \quad (5-7)$$

$$d_k = 2w + \frac{A}{T \ln(1/x)} \quad (5-8)$$

où,

$$x = RH/100$$

A = constante qui, dans le béton carbonaté est de 0.6323 et dans le béton non carbonaté de 0.2968

d_w = diamètre moléculaire de l'eau (3×10^{-4} µm)

C = constante BET (désorption d'azote), pour une température particulière et un système de surface vapeur d'eau-solide.

Dans le travail de Papadakis et al [84], la valeur de C était égale à 100 pour un béton non carbonaté et 1 pour un béton carbonaté. Cette importante différence est attribuée par les auteurs au fait que la surface du béton carbonaté est hydrophile dû à la présence de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, ce qui n'est pas le cas du béton carbonaté.

L'humidité relative et la température ont une influence importante sur l'état hydrique du réseau poreux du béton. Pour des humidités relatives comprises entre 40% et 90%, l'équation Kevin-Laplace montre que la condensation est ainsi très importante dans les pores fins d'un rayon compris entre 1 et 10 nanomètres. Cela affecte le transport diffusionnel de la vapeur d'eau qui ne suit pas de toute façon pas une loi de diffusion simple, à cause de la forte interaction de l'eau avec la phase solide du béton [106]. De cette façon, la diffusion de l'eau dans les bétons partiellement secs est considérée plus lente que la diffusion des gaz ordinaires. La diffusion de la vapeur d'eau dans les bétons arrive à des valeurs de 1×10^{-10} m²/s, tandis que, pour l'oxygène et l'azote, ce coefficient atteint 1×10^{-8} m²/s, c'est-à-dire une diffusion 100 fois plus rapide.

On a pu confirmer qu'au dessus d'une humidité relative de 70% à l'intérieur du béton, le transport diffusionnel est remplacé par un flux laminaire qui suit la relation de Poiseuille. Pour que cet écoulement ait lieu, il est également nécessaire de compter avec une continuité dans les pores.

Écoulement dû à un gradient de pression hydraulique (Perméabilité)

Même si le phénomène de la diffusion prédomine dans la plupart des structures de béton, il existe aussi des structures soumises à des gradients de pression d'eau, comme les structures submergées ou de retenue d'eau. La vitesse de pénétration dépend de la perméabilité (K) du matériau.

La perméabilité est ainsi définie par la relation de Darcy :

$$Q = -\frac{KA}{\mu} \frac{dP}{dz} \quad (5-9)$$

Dans laquelle Q est le grand débit d'un flux de viscosité cinématique μ qui traverse une épaisseur dz de section apparente A sous une différence de pression dP . Cette expression suppose un régime laminaire dans les pores du matériau..

Le terme K correspond à une surface et s'exprime donc en mètres carrés. Cette grandeur est appelée perméabilité et ne doit pas être confondue avec le coefficient de perméabilité [106]. Ce paramètre, d'après Buil et Ollivier, est une caractéristique intrinsèque du matériau, et ne dépend pas du liquide utilisé pour sa mesure.

Dans le cas particulier où le liquide employé pour est l'eau, la littérature a défini traditionnellement le coefficient de perméabilité.

De cette façon, le gradient de pression peut être redéfini ainsi :

$$\frac{dP}{dz} = \gamma_w \frac{dh}{dz} \quad (5-10)$$

où γ_w est le poids spécifique de l'eau et h est l'hauteur du liquide.

Avec la vitesse moyenne de l'écoulement $v = Q/A$, les équations antérieures se remplacent ainsi :

$$v = -\frac{K}{\mu_w} \gamma_w \frac{dh}{dz} \quad (5-11)$$

dans laquelle μ_w est la viscosité de l'eau. Pour cette raison, la vitesse apparente de l'eau s'exprime ainsi :

$$v = -K_w \frac{dh}{dz} \quad (5-12)$$

Où on a défini K_w comme le coefficient de perméabilité à l'eau qui s'exprime en m/s. Le coefficient de perméabilité à l'eau n'est pas une propriété intrinsèque du matériau qui dépend des paramètres γ_w et μ_w . Pour l'eau à 20 °C $\gamma_w = 10^4$ N/m³ et $\mu_w=10^{-3}$ N s/m². Comme $K_w = K (\gamma_w/\mu_w)$, une perméabilité (K) de 1 m² correspond à un coefficient de perméabilité de 10⁷ m/s.

Les pores importants pour la perméabilité sont les pores capillaires de diamètre d'au moins 120 nm et qui sont interconnectés. A noter que certains auteurs signalent que la porosité capillaire minimale commence avec des pores de diamètre supérieur à 50 nm. En réalité, la génération d'un flux dans le béton provoqué par la présence d'un gradient de pression est peu fréquente. Toutefois il existe une large bibliographie d'études sur la perméabilité de pâtes de ciment, mortiers et bétons. Ceci est dû probablement à la sensibilité de cette propriété face à la géométrie du réseau poreux. Un exemple en est la variation du coefficient de perméabilité à l'eau en fonction du rapport eau/ciment.

La figure 5.1 illustre les résultats précoce de Powers [109] obtenus sur des pâtes de ciment hydraté, où il compare des rapports E/C différents et leur effet sur le coefficient de perméabilité à l'eau.

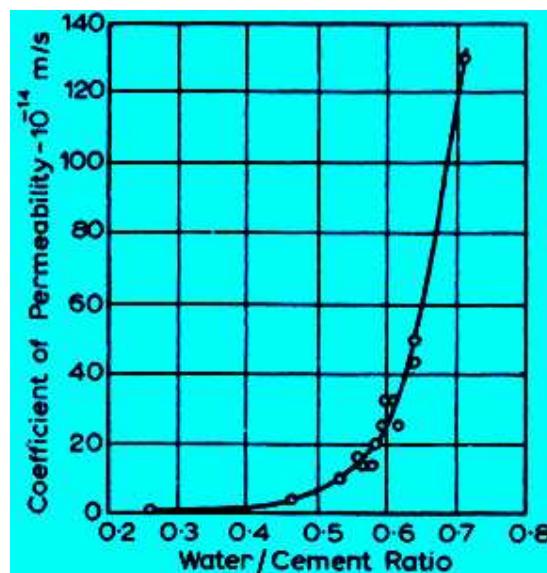


Figure 5.1- Effet du rapport eau/ciment sur les coefficients de perméabilité de pâtes de ciment hydraté d'après Powers [109]

La variation du rapport eau/ciment a un effet sur le coefficient de perméabilité à l'eau très supérieur à l'effet obtenu sur la diffusion de CO_2 (Figure 5.7) à l'intérieur du béton.

Ainsi, pour une variation du rapport eau/ciment de 0.4 à 0.7, la profondeur de carbonatation change d'un facteur 7, tandis que pour le même intervalle en pâte de ciment, le coefficient de perméabilité, ou le grand débit d'eau lui-même, varie d'un facteur 120. Cela confirme ce qui est noté par Buil et Olivier [106], qui concluent que la perméabilité est hautement dépendante de la géométrie et du rayon moyen du réseau poreux, tandis que la diffusion non. Dans une pâte hydratée, la perméabilité dépend de la taille, la forme et la concentration des particules de « gel » des pores capillaires, mais

elle dépend aussi de l'éventuelle discontinuité des pores capillaires [109]. Une grande partie de ces caractéristiques est définie par le rapport E/C.

Le guide [17] relatif au concept de bétons durables spécifiés par leur performance (Tableaux 5.9- 5.18) signale des valeurs de perméabilité seulement pour des structures dont la vie utile est d'au moins 50 ans ($K_{liq} = 0.1 \times 10^{-18} \text{ m}^2$).

Le paramètre toujours spécifié pour n'importe lequel des niveaux d'exposition et de vie utile, est la porosité à l'eau. Cette caractéristique du béton peut être en rapport ou non avec la perméabilité. La porosité est la relation entre le volume de pores saturables d'eau par rapport au volume total du béton qui inclut le volume de solides et de pores saturables et non saturables. Mais les pores saturables peuvent être connectés ou discontinus (aveugles). Seuls les pores connectés (qui relient deux surfaces externes dans le béton) contribuent à la perméabilité. De cette façon, il est possible d'avoir à la fois une grande porosité mais une faible perméabilité ou vice-versa.

Absorption Capillaire

L'absorption capillaire est un cas particulier de l'écoulement dans un milieu poreux où le gradient de pression vient de la pression capillaire du front de liquide mouillant le milieu poreux. La vitesse de l'écoulement par capillarité diminue avec l'avancement du front liquide et augmente avec la taille des pores.

Dans des structures émergées (non submergées) et sous pressions normales (qui représentent la plupart de ces structures) le mouvement de l'eau a lieu à travers l'absorption capillaire du liquide. La pénétration de l'eau dans un milieu non saturé, et dans différents matériaux de construction poreux a été étudiée par Hall [110] qui a identifié l'existence d'une relation entre le volume absorbé cumulé (i) par unité de surface en contact avec le liquide, et la racine carrée du temps. Cette relation déterminée à partir de résultats expérimentaux, peut être écrite ainsi :

$$i = A + S\sqrt{t} \quad (5-13)$$

Où S est appelé le taux d'absorption (sorptivity) ($\text{mm/h}^{0.5}$) et A est une constante déterminée expérimentalement quand $t = 0$. Bien l'équation (5-13) ait été développée initialement pour des sols non saturés, Hall présente des valeurs de taux d'absorption

pour des bétons entre $0.7 \text{ mm/h}^{0.5}$ et $3.72 \text{ mm/h}^{0.5}$ pour des échantillons curés 10 jours et séchés à 40°C [111].

McCarter et al. [112] ont confirmé ces expressions en trouvant des coefficients de corrélation entre 0.7 et 0.99 pour des bétons de faibles rapports eau/ciment et des résistances supérieures à 36 MPa, entre les résultats expérimentaux et théoriques. En plus d'effectuer des essais de succion capillaire en utilisant de l'eau, ils ont aussi évalué la pénétration des ions chlorure en employant des solutions salines sous le même procédé.

Les valeurs de pénétration de solutions salines (NaCl 2%, 4% et 10%) après 24 heures d'absorption capillaire, ont démontré que l'absorption était similaire à celle de l'eau sans chlorures. Toutefois le même auteur a conclu que le béton agit comme un absorbant chromatographique ou comme un filtre. Les forces de succion capillaire entraînent la solution saline dans le béton, mais en même temps la pâte de ciment exerce une action de résistance en limitant l'avancement des ions chlorure et en les sortant de l'eau absorbée soit par adsorption ou par précipitation.

Ces chercheurs ont déterminé la profondeur de pénétration de l'eau comme des ions chlorures en employant des réactifs colorimétriques (Duramine verte et Fluorescéine et Nitrate d'argent 0.1 molaire) à l'intérieur des éprouvettes de béton après les avoir marquées par la méthode de faille indirecte.

La Figure 5.2 illustre l'avancement des fronts d'humidité et ion chlorure (supérieurs à 60 ppm) pour différents temps d'exposition du béton ($E/C = 0.5$), face à l'ascension par absorption capillaire d'une solution de chlorure de sodium.

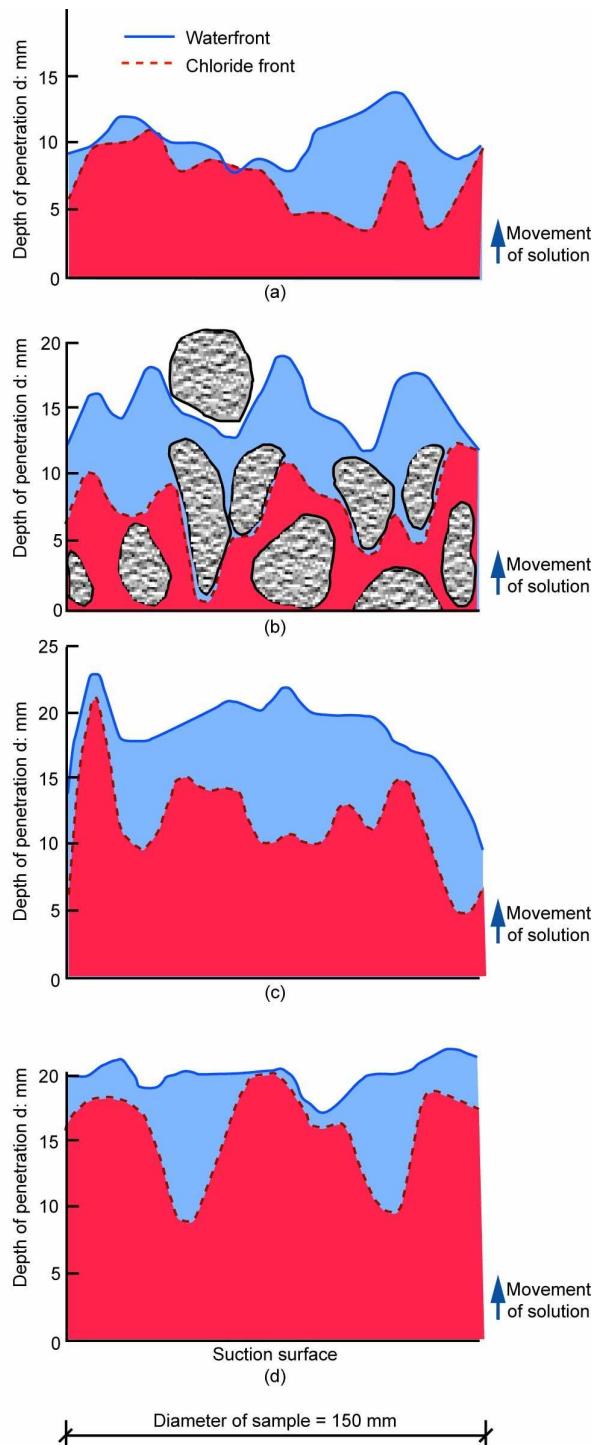


Figure. 5.2- Avancement des fronts d'eau et chlorures par capillarité dans le béton, en mm .
 (a) 1 heure, (b) 4 heures en montrant la position du gros granulat, (c) 9 heures, (d) 25 heures.
 D'après McCarter et al [130].

Comme on peut l'apprécier dans la figure, les gros granulats jouent un rôle non négligeable dans l'avancement du front humide et du front des chlorures. Ni l'eau ni les

chlorures ne peuvent traverser les granulats qui agissent comme des isolants, en montrant ainsi que la distribution et le volume des granulats jouent un rôle important dans l'avancement d'un front salin par absorption capillaire.

Dans des conditions de laboratoire, qui sont sans doute différentes des zones d'éclaboussures de la marée (zone de marnage) ou des conditions de pluie sur le béton, l'eau et l'ion chlorure ont pénétré entre 12 mm et 20 mm (valeurs moyennes) pendant neuf heures d'absorption continue.

La Figure 5.2 nous montre que le front de chlorures est resté en arrière face à l'avancement de l'humidité, ce qui signifie qu'une partie des ions chlorures a été retenue pendant la pénétration au matériau. Les chlorures qui sont restés piégés pendant l'avancement se sont combinés chimiquement aux constituants de la pâte de ciment ou sont restés physiquement adsorbés sur les hydrates [114].

Absorption initiale Superficielle (ISAT-10)

La norme BS 1881, Part 122 "Test for determining the initial surface absorption" s'est inspirée à l'origine des méthodes de contrôle de qualité des pavés et éléments préfabriqués. Ce procédé mesure la facilité avec laquelle l'eau pénètre la surface du béton. En utilisant cette procédure, un récipient de surface connue est collé à la surface d'essai. Le récipient est connecté à un bras vertical qui, à son tour, est connecté à un tube capillaire alésé. Le récipient, le bras et le tube capillaire au début de l'essai sont remplis d'eau. Le liquide pénètre peu à peu la surface du béton, de telle façon que sur le tube capillaire, on peut mesurer le taux d'absorption d'eau du béton étudié.

Ce paramètre, qui évalue l'absorption, et indirectement la porosité d'un béton en surface, a démontré être fortement lié avec, par exemple, la résistance au gel avec un coefficient de corrélation supérieur à 0.95 [113]. Au Royaume-Uni, ce paramètre a été beaucoup utilisé pour qualifier la qualité de bétons en surface, et la sensibilité de ses résultats à la pénétration de liquides et solutions agressives a donné lieu à une classification comme celle qui apparaît dans le tableau 5.10.

Tableau 5.10. Classification de la durabilité du béton basée sur l'ISAT-10

Classification selon durabilité	ISAT-10 ml/m ² /s*10 ⁻²
1	<50
2	51-70
3	71-90
4	91-110
5	>110

Dans le tableau 5.10, plus la valeur de classification est basse, plus grande sera la durabilité du béton.

Ce paramètre et cet essai seront utilisés pour déterminer l'influence du volume de pâte sur l'absorption capillaire.

5.4 Attaque des chlorures:

La corrosion produite par l'action des chlorures dans les proximités de l'acier, n'est pas la corrosion la plus fréquente mais sans doute c'est celle qui produit des dégâts d'une façon plus rapide et profonde.

Les structures marines sont probablement celles qui présentent, en plus grand nombre, ce genre de corrosion. Toutefois les ions chlorure dans le béton armé peuvent provenir de sources différentes telles que : les sels de dé verglaçage employés sur les routes ou les ponts, des granulats contaminés, des eaux sous-terraines, des adjuvants chimiques à base de chlorures, etc.

La norme européenne EN-206-1 différencie les types de chlorures, soient ceux qui proviennent de l'eau de mer et ceux d'origine différente de celle-ci.

L'eau des océans et des mers est riche en chlorures, sulfates et hydroxycarbonates. Toutefois leur concentration est variable en fonction de l'océan. Dans la mer du Nord, par exemple, les chlorures (Cl^-) se trouvent en concentration de 16 kg/m^3 tandis que dans l'océan Atlantique les chlorures atteignent une concentration de 20 kg/m^3 et dans la mer Baltique [101] 4 kg/m^3 . La totalité des sels dans l'Atlantique peut atteindre une concentration de 35 kg/m^3 (3.5%) et dans le cas particulier du NaCl , son contenu se rapproche de 27 kg/m^3 (2.7 %) [114]. La mer Méditerranée est très saline mais à la différence de la mer du Nord et de l'Océan Atlantique ou Pacifique elle ne subit pas de marées.

Les sels et les ions chlorure pénètrent le béton en fonction de différents facteurs jusqu'à atteindre l'armature. Quand ces ions arrivent à une concentration déterminée dans les proximités de l'armature, en présence de l'oxygène et de l'eau, ils traversent la barrière de passivation de l'acier et commencent la corrosion de celui-ci [115].

Il existe des facteurs externes au matériau et des facteurs internes ou liés à la composition du béton, qui agissent dans la corrosion produite par les chlorures.

Parmi les facteurs externes on peut citer par exemple l'humidité relative ambiante qui se trouve étroitement liée au niveau de saturation du réseau poreux du béton.

L'humidité à l'intérieur du béton augmente ou diminue la résistivité du béton (facilité avec laquelle les électrons se déplacent au travers du réseau poreux) en un facteur de plus de 1000 fois en passant de 100% d'humidité relative à 20% d'humidité. Toutefois dans un réseau poreux saturé ou plein d'eau, la diffusion d'oxygène et la disponibilité de celui-ci est plus lente, ce qui diminue la vitesse de corrosion jusqu'à un niveau insignifiant.

Dans un environnement sec l'oxygène pénètre sans difficulté le réseau le plus fin du béton (pores inférieurs à 10 nm). Toutefois la résistivité du béton est supérieure de deux ordres de grandeurs à celle du béton humidifié, ce qui empêche le déplacement complet des électrons et la formation de la pile électrique par l'absence d'un électrolyte. Les cycles d'humidification et séchage permettent ainsi de passer à un moment donné par la condition idéale de fourniture d'oxygène et de résistivité (pour une humidité donnée) ce qui génère la formation d'oxydes. De cette façon la répétition des cycles d'humidification et séchage ont représenté la condition dans laquelle on obtient les plus grandes vitesses de corrosion.

Dans les facteurs externes se trouve aussi la température qui, comme dans la plupart des réactions chimiques, joue un rôle non négligeable. Dans le cas de la corrosion de l'armature du béton, à mesure que la température augmente, la vitesse de corrosion augmente aussi, d'un facteur de 1.4 à 2, pour un changement de température ambiante entre 15 et 20 °C. [110]

Si les mécanismes principaux de pénétration de l'ion chlorure dans le béton sont la diffusion dans le réseau poreux saturé et l'absorption dans des conditions sèches ou semi-saturées, les facteurs de composition du béton qui gouvernent la pénétration de l'eau sont les mêmes que ceux qui gouvernent en essence la pénétration des ions chlorure.

Pénétration de l'ion chlorure

Contrairement à la carbonatation où l'eau devient un obstacle pour la pénétration du gaz, dans le cas des chlorures ceux-ci pénètrent à l'intérieur du béton en utilisant l'eau comme leur véhicule principal. La pénétration des ions chlorure, dissous dans l'eau peut être étudiée pour un matériau en état saturé ou non saturé.

Absorption capillaire dans le béton non saturé

Le mécanisme le plus fréquent de pénétration de l'ion chlorure dans le béton est l'absorption. Ce mécanisme se présente dans les surfaces d'ascension capillaire c'est à dire dans la zone d'oscillation des marées (zone de marnage) et dans les surfaces d'éclaboussement des structures marines. Egalement après la tombée de la pluie sur les surfaces de béton exposées à la brise marine, la solution saline pénètre par absorption dans le réseau poreux du matériau. Les sels de dé verglaçage, sur les pavés et les ponts, se dissolvent dans l'eau et pénètrent également par absorption dans le béton.

Quand le séchage du matériau ou l'évaporation superficielle du béton commence, une migration d'eau vers la surface a lieu. Elle entraîne le déplacement du front le plus profond de chlorures vers la surface sans qu'il atteigne probablement cette surface puisque l'eau sera évaporée avant. Les chlorures et sels précipiteront ainsi et cristallisent à l'intérieur du béton jusqu'à ce qu'ils se diluent à nouveau avec une nouvelle entrée d'eau.

La durée des cycles d'humidification et de séchage [116] (temps d'exposition à l'absorption capillaire-Equation 5-13) a aussi une relation étroite avec la profondeur de pénétration des ions chlorures quand c'est la succion capillaire qui gouverne le mouvement de l'eau.

Diffusion de l'ion chlorure dans le béton saturé

Dans les structures où le béton est en contact permanent avec l'eau et la porosité du matériau est saturée, la pénétration des chlorures de l'extérieur à l'intérieur du matériau s'effectue par le processus de diffusion.

Ce genre de situations a lieu dans des structures submergées dans la mer ou dans des réservoirs de rétention d'eaux riches en chlore. Sous ces conditions, comme il est mentionné dans la section 5.2 de ce mémoire, les ions ou le mouvement moléculaire suivent la deuxième loi de Fick. Toutefois dans le cas du béton la diffusion des ions chlorures ne devrait pas être modélisée en utilisant tout simplement cette loi [117], étant donné qu'une partie des ions chlorure réagissent chimiquement avec les hydrates de la pâte en formant des nouveaux composés ou sels (sel de Friedel : monochloraaluminate de calcium $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) [118] ou sont adsorbés physiquement sur la pâte ou les granulats.

Différents modèles ont été développés pour prédire la pénétration par diffusion des ions chlorures dans les bétons saturés. Un de ces modèles par exemple, est celui de Papadakis et al.[101], qui ont généralisé les modèles de Pereira et Hegedus [119] pour décrire le mouvement des ions chlorure en prenant compte l'interaction avec la phase solide du béton. Ces auteurs ont développé l'expression 5-15 à partir de résultats expérimentaux.

$$\frac{\partial [\text{Cl}^-(aq)]}{\partial t} = \frac{D_{e,\text{Cl}} \{1 + K_{eq} [\text{Cl}^-(aq)]\}^2}{K_{eq} [\text{Cl}^-(s)]_{sat} \varepsilon \{1 + K_{eq} [\text{Cl}^-(aq)]\}^2} \frac{\partial^2 [\text{Cl}^-(aq)]}{\partial x^2} \quad (5-15)$$

Où,

$$[\text{Cl}^-(s)] = \frac{K_{eq} [\text{Cl}^-(aq)]}{1 + K_{eq} [\text{Cl}^-(aq)]} [\text{Cl}^-(s)]_{sat} \quad (5-16)$$

Pour une condition initiale $[\text{Cl}^-(aq)] = [\text{Cl}^-(aq)]_{ini}$ quand $t = 0$ (concentration initiale) et les conditions de frontière sont $[\text{Cl}^-(aq)] = [\text{Cl}^-(aq)]_0$ pour $x = 0$ (surface du béton) et $\partial [\text{Cl}^-(aq)] / \partial x$ pour $x = M$ (axe de symétrie). Dans les équations antérieures x est la distance depuis la surface du béton (m); t est le temps (s); $D_{e,\text{Cl}}$ est la diffusivité intrinsèque effective de Cl^- dans le béton (m^2/s); K_{eq} est la constante d'équilibre pour l'adhérence de Cl^- (m^3 de solution de pores/kg); $[\text{Cl}^-(aq)]$ est la concentration de saturation de Cl^- dans la phase solide (kg/m^3 de béton) et ε est la porosité du béton (m^3 de volume de pores/ m^3 de béton).

En accord avec l'équation 5-16 il est possible de constater que la capacité de fixation dépend dans ce modèle de: $[\text{Cl}^-(aq)]_{sat}$ (quantité de localisations qui peuvent fixer des chlorures) et K_{eq} (relation entre les constantes d'adsorption et déadsorption).

Malheureusement seule l'équation 5-15 peut être résolue numériquement. Cette solution permet l'estimation du temps requis pour que la concentration de chlorure autour de l'armature en acier augmente jusqu'à une valeur limite déterminée, celle qui dépasse l'acier.

Cette même expression permet d'observer qu'à mesure que l'entrée des chlorures est retardée, $D_{e,Cl}$ diminue, $[Cl^- (aq)]_{sat}$ augmente et K_{eq} augmente. Papadakis et al. [101] ont déduit une expression pour la diffusivité intrinsèque effective au Cl⁻ du béton (m^2/s) qui apparaît dans l'équation 5-17.

$$D_{e,Cl} = \frac{2.4 \times 10^{-10}}{\left(\frac{C}{\rho_c} + \frac{W}{\rho_w} \right)^2} (\varepsilon_{eff})^n \quad (5-17)$$

pour un béton sans adjuvants où $n = 3$ pour $0.5 < E/C < 0.7$ et $0 < A/C < 6$ (a est une constante) et ε_{eff} est la diffusion effective calculée comme suit :

$$\varepsilon_{eff} = W / \rho_w - 0.226 \times 10^{-3} C \quad (5-18)$$

Une conséquence de l'équation 5-17 mise en rapport avec le propos de notre travail est que justement le volume de pâte se trouve au carré du dénominateur dans cette équation de telle façon qu'à mesure qu'il diminue, le coefficient de diffusion du béton augmente et pour autant la pénétration des ions chlorure devrait devenir plus facile.

Cette expression empirique, comme les antérieures, identifie la concentration volumétrique de la pâte dans le béton comme un paramètre important qui influence dans l'avancement du front de chlorures.

Modéliser le processus de diffusion de chlorures dans le béton, comme on peut l'apprécier, n'est pas un travail facile en raison de la quantité de variables impliquées, qui dans le modèle antérieur n'est pas prise en compte. Entre ces variables le contenu de C₃A dans le ciment, le niveau d'hydratation du matériau cimentaire, le cation associé au chlorure (plus grande fixation du CaCl₂ que le NaCl) [118] la présence d'additions minérales, la température etc.

Dans le cas du C₃A depuis la décennie des années trente [120] et dans des recherches postérieures dans la décennie des années soixante [121], on a démontré qu'à plus grande concentration en C₃A dans le ciment, correspond une plus grande capacité de fixation de chlorures dans la pâte. Un ciment avec 11% de son poids en C₃A comparé à un autre ciment à 4% fixe près de 20% de plus de chlorures [122]. D'autres sources entre ciments similaires, signalent que la capacité de fixation s'élève à plus de 50% pour un ciment contenant 11 % de C₃A [123].

En ce qui concerne le cation associé, il a été démontré qu'il influence la vitesse de pénétration ainsi que la vitesse de corrosion de l'acier. Différentes études ont démontré que le chlorure de calcium produit une plus grande corrosion que le chlorure de sodium même avec une concentration inférieure de chlorures libres [124].

De cette façon il n'est pas surprenant qu'après avoir réalisé un balayage de différentes études expérimentales les valeurs trouvées contredisent la modélisation de Papadakis pour des bétons à égale qualité de pâte mais différente concentration de celle-ci. Nous le verrons dans l'analyse de données menée au chapitre 5.6.2.

Attaque des ions chlorures et les normes

ACI 318-08

Différents codes et normes ont établi des limites de concentration en ion chlorure par rapport au poids du ciment avec des recommandations pour prévenir la corrosion. L'ACI (American Concrete Institute) dans son comité ACI 222R "Corrosion protection of reinforcement" recommande que la concentration de chlorures solubles dans l'eau ou l'acide qui provient des constituants du béton (granulats, adjuvants, eau etc), ne peut dépasser les limites qui apparaissent sur le Tableau 5-11.

Tableau 5.11-Contenu maximum d'ions chlorure pour la protection contre la corrosion de l'armature qui provient des constituants du matériau. Commentaires ACI318-08.

ACI 318-08, ACI 222R

Type de construction et condition	Teneur de l'ion chlorure limite, % de la masse du ciment		
	Méthode d'essai		
	Soluble dans acide	Soluble dans l'eau	
	ASTM C1152	ASTM C1218	Soxhlet*
Béton Precontrainte	0.08%	0.06%	0.06%
Béton armé humide en service	0.10%	0.08%	0.08%
Béton armé sec en service	0.20%	0.15%	0.15%

*La méthode Soxhlet est décrite par l'ACI 222.1

Le comité ACI 318-08 récemment modifié et qui est un des plus utilisés dans la construction, a introduit une nouveauté par rapport à sa version précédente ACI 318-05 (2005), en suivant l'approche européenne. Il a défini des classes au niveau d'exposition (Tableau 4.2.1 dans le code), qui dans le cas des chlorures sont :

Tableau 5.12-Classes d'exposition par rapport à ACI 318-08 face à la corrosion par les chlorures.

C Protection-corrosion de l'armature	N'applique pas	CO	Béton sec ou protégé de l'humidité
	Modéré	C1	Béton exposé à l'humidité mais sans exposition des sources de chlorures externes.
	Sévere	C2	Béton exposé à l'humidité et à sources externes de chlorures de sels de dé verglaçage, sels, eau salubre, eau de mer ou à brumes de ces sources

Le même comité ajoute que si le béton armé est exposé pendant sa vie utile à des chlorures provenant de composés dé verglaçants, sel, eaux salubres, eau de mer ou éclaboussures, doit remplir les conditions de composition et performance du Tableau 4.3.1. du même chapitre (Tableau 5.13) et en même temps les conditions d'enrobage minimal du béton établis dans la section 7.7 de ce comité.

Tableau 5.13. Conditions pour des classes d'exposition ACI 318-08

Classe d'exposition	Rapport E/C maximum	Résistance minimale (MPa)	Teneur maximal d'ion chlorure (Cl-) dans le béton, pourcentage de la masse de ciment		Provision en rapport
			Béton Armé	Béton Precontrainte	
CO	N/A	17.2	1.00	0.06	Acune
C1	N/A	17.2	0.30	0.06	
C2	0.40	34.3	0.15	0.06	

Ion chlorure soluble dans l'eau qui vient des constituants du matériau (eau, granulats, additions minéraux, cim et adjuvants) doit être déterminé en suivant la méthode ASTM C 1218 à l'âge de 28 et 42 jours.

En ce qui concerne les chlorures, le même comité interdit l'utilisation d'adjuvants qui contiennent des chlorures dans le béton précontraint, le béton qui contient de l'aluminium ou le béton construit avec des coffrages permanents en acier galvanisé (3.6.4- ACI 318).

L'ACI de cette façon se concentre sur les chlorures solubles dans l'eau qui sont l'indicateur le plus réaliste [122] pour spécifier des valeurs limites à partir desquelles commence la corrosion de l'acier dans des structures de béton attaquées par ces composés.

On peut observer l'absence de contenus minimaux de ciment dans le cadre des exigences nord-américaines.

Norme Européenne pour Béton EN 206-01:2000

Comme il a été décrit dans le Tableau 5.14, la norme européenne définit et identifie différents environnements agressifs pour le béton. Ceux-ci sont classés de façon différente en fonction de l'exposition à la carbonatation (XC), aux chlorures provenant de sources différentes de l'eau de mer (XD), aux chlorures provenant de la mer (XS), au gel-dégel (XF) et à l'attaque chimique (XA). Dans le cas particulier des chlorures la définition et la classification des différentes sous-ambiances apparaissent dans les tableaux 5.14 y 5.15.

Tableau 5.14. Classification EN 206-01 d'environnements par corrosion induite par les chlorures en provenance d'une origine différente de l'eau de mer.

Corrosion induite par chlorures différents que celles d'origine marine		
Classe	Description d'environnement	Information d'exemples ou les classes d'exposition peuvent avoir lieu
XD 1	Humidité modérée	Surfaces de béton exposées aux brumes marines
XD 2	Humide rarement sec	Piscines. Béton exposé aux eaux industriel qui contiennent des chlorures
XD 3	Cycles d'humification-séchage	Parts de ponts exposées aux éclaboussements avec chlorures. Chaussees. Dalles d'estacionements.

Tableau 5.15. Classification EN 206-01 d'environnements pour la corrosion induite par les chlorures provenant de l'eau de mer.

Corrosion induite par chlorures d'origine d'eau marine		
Classe	Type d'ambiance	Information d'exemples ou les classes d'exposition peuvent arriver
XS 1	Exposée aux brumes marines mais sans contact avec l'eau de mer	Structures près ou sur la côte
XS 2	Submergé en permanence	Eléments des structures marines
XS 3	Zone de marnage et zone d'éclaboussements	Eléments des structures marines

Les numéros de dénomination des types d'exposition comme dans le cas de la carbonatation ou les chlorures, augmentent au fur et à mesure que leur niveau d'agressivité vis-à-vis du béton armé (XS3 plus agressive que XS1).

Le but de créer une telle classification a été celle de pouvoir générer des recommandations de composition pour chaque circonstance comme celles qui apparaissent dans la même norme (Tableau 5.16).

Tableau 5.16. Limites recommandées pour des valeurs de composition et propriétés du béton pour différentes ambiances d'exposition.

	Corrosion induite par chlorures					
	Chlorures d'origine marine			Chlorures ayant un origine autre que marine		
Classe d'exposition	XS 1	XS 2	XS 3	XD1	XD2	XD3
Résistance minimale	C 30/37	C35/45	C35/45	C 30/37	C 30/37	C35/45
Maximum E/C	0.50	0.45	0.45	0.55	0.55	0.45
Dosage en ciment minimal	300	320	340	300	300	320

Dans ce cas à la différence des nord-américains, l'EN 206-1 spécifie un dosage minimal en ciment. Toutefois cette recommandation n'est pas exempte de discussions tel qu'il a été décrit dans le chapitre sur la carbonatation.

D'un autre côté, la norme européenne dans son paragraphe 5.2.7 (EN 206-1:2000) établit des limites pour la teneur maximale de chlorures totaux (solubles dans l'acide), comme des pourcentages du matériau cimentaire et définit des classes de béton. Le tableau 5.17 illustre ces limites et classifications.

Tableau 5.17. Dosage maximal en chlorures totaux en accord avec la norme EN 206-1:2000 et définition des bétons pour ces limites.

Maximum dosage d'ion chlorure qui peut se dissoudre dans l'acide pour protéger l'armature (pourcentage par rapport à la masse du ciment)	Classe du béton*	Maximum ion chlorure
Béton non armé et sans autres métaux sumerge excepte appareilles destines à augmenter la résistance à la corrosion.	Classe 1.0	1.00%
Béton armé ou avec autre métal à l'intérieur	Classe 0.2	0.20%
	Classe 0.4	0.40%
Béton précontrainte	Classe 0.1	0.10%
	Classe 0.2	0.20%

Ces limites et classifications recommandées, ne mentionnent pas si elles peuvent être modifiées dans le cas où les structures sont exposées à la carbonatation ou à une condition déterminée d'humidité. La réalité est que la EN 206-01 laisse une porte ouverte aux spécificateurs et concepteurs et la possibilité de spécifier un béton en accord avec la situation d'une structure donnée.

Par exemple, s'il s'agit d'un béton autoplaçant pour une poutre précontrainte d'un pont sur la mer, le formateur pourra préciser.

Béton conforme à la EN 206-1

C 35/45

XC3

CI 0.2

D_{max} 25 mm (taille maximale de granulat)

F6 (niveau de fluage)

La décision de placer le béton type CI 0.2 dépend ainsi du critère du concepteur puisqu'il aurait pu dans ce cas, préciser un béton type CI 0.1.

Les normes comme EN 206 ou l'ACI 318 cherchent à limiter la présence de chlorures dans le béton à partir de la composition initiale du matériau (attaque interne) et après elles exigent l'examen du futur environnement où se trouvera le matériau pour préciser encore plus sa composition et le protéger face à une attaque externe de l'ion chlorure. Ces mesures protégeraient ainsi le béton armé de la possibilité de corrosion de l'armature, en garantissant une vie utile déterminée des structures.

De cette façon il est possible de constater que les classes d'exposition ne gouvernent pas un contenu maximal de chlorures initial mais l'E/C si.

Les limites de la concentration maximale initiale de l'ion chlorure dans le béton sont liées littéralement au type d'acier employé et à la composition du béton face à l'environnement auquel il sera exposé.

La limite de la concentration maximale des ions totaux qui génère la corrosion de l'acier spécifié pour certains types de renforcement, a été aussi examinée sous différentes conditions d'exposition. Les limites de la concentration en ion chlorure initial dépendent aussi de l'humidité relative comme du niveau de carbonatation du béton. La figure 5.3 [125] illustre la variation du contenu critique de chlorures totaux face au niveau de carbonatation du béton comme un front à l'humidité relative.

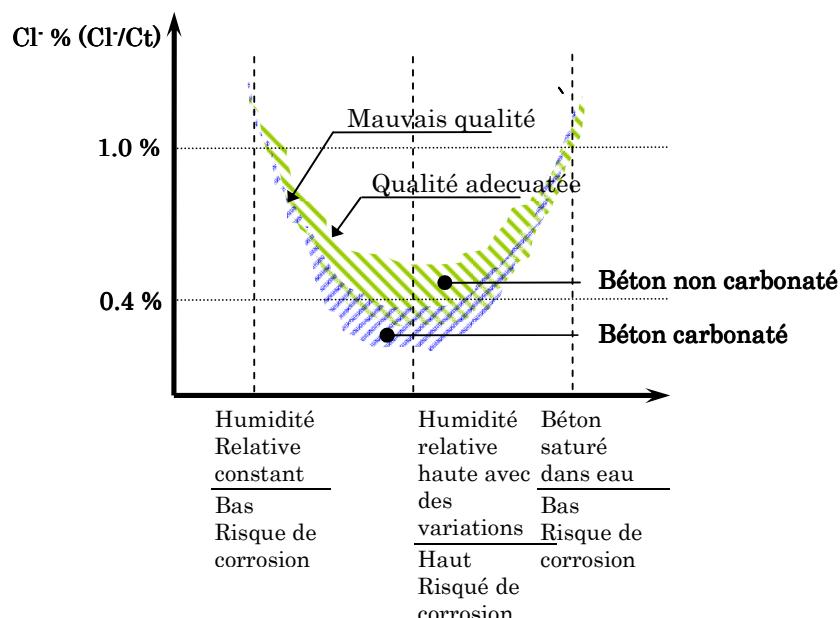


Figure 5.3-Variation du contenu critique de chlorures totaux pour différents stades de carbonatation du béton et des conditions d'humidité relative ambiante d'après CEB-FIB [125].

Tel qu'on peut l'apprécier dans la Figure 5.3 à mesure que la carbonatation augmente le contenu critique de chlorures totaux qui débutent une corrosion, diminue et pourrait varier entre 0.6% et 0.2% pour une humidité relative haute et variable (la moitié de la recommandation pour la norme). L'humidité relative, d'un autre côté, a un impact encore plus important que la même carbonatation dans la valeur limite de chlorures à laquelle

commence la corrosion. De cette façon un contenu initial de chlorure de 1% ne commencerait pas la corrosion dans des conditions d'humidité relative constante et faible, tandis qu'avec 0.25% la corrosion commencerait dans des conditions d'humidité relative variable et haute, c'est-à-dire 4 fois moins de chlorure.

Dans ce travail publié par CEB-FIB [125] a été également considéré le niveau de placement et de compactage comme un facteur qui augmente ou diminue le contenu critique de chlorures qui commencent la corrosion, et dans ce cas, il a eu un effet aussi important que celui de la carbonatation.

Dans le cas de l'euro norme qui précise le contenu initial de l'ion chlorure admissible en termes de chlorures totaux, la limite de 0.4% pourrait être peu conservative quand les structures sont exposées à une carbonatation rapide.

La norme japonaise JCSE-SP2 spécifie un contenu maximal de l'ion chlorure, non pas en ce qui concerne le poids du ciment mais en ce qui concerne le volume total du béton comme 0.60 kg/m^3 . Ce chiffre est équivalent, pour un béton de 300 kg/m^3 , à une limite en termes de chlorures totaux proche de 0.2% du poids du ciment ce qui montre un niveau plus exigeant que celui de la norme EN 206.

Spécifications pour performance

L'approche de spécification d'un béton d'après sa composition, a une portée limitée due justement à la variation dans la qualité des composants. Le mot ciment couvre par lui-même un domaine très large de comportement et de composition, que le paramètre résistance à la compression n'est pas capable de restreindre (i.e. ciments à contenu variable en C_3A). Un béton de rapport E/C inférieur à 0.45 et de résistance supérieure à 35 MPa fabriqué avec 500 kilogrammes de ciment, pourrait être composé de granulats qui ne contiennent pas la fraction sable (seulement gravillon) en permettant ainsi, l'entrée dans la porosité capillaire de solutions salines. De cette façon, nous voyons que les paramètres de composition exposés par les guides existants apparaissent insuffisants.

En conséquence l'approche d'une spécification par performance des bétons peut être plus appropriée, tout en étant plus complexe dans son application, en raison du fait que ce sont des propriétés et non des composants qu'il faut contrôler. Ceci implique le besoin de réaliser des essais de laboratoire préalables à l'utilisation du matériau, mais ceci n'est pas nouveau car on l'a fait depuis toujours avec la résistance à la compression.

Il s'agit ainsi de réaliser des nouveaux essais destinés à déterminer les paramètres liés aux phénomènes de transport des gaz et des liquides à travers le matériau.

Si un nouveau ciment ou adjuvant rend possible le dosage d'un béton à 200 kg/m³ de ciment en conservant un rapport E/C inférieur à 0.45 et une résistance supérieure à 35 MPa (c'est à dire qu'il remplit les conditions de la spécification de l'ACI mais non celles de l'europeenne), sa compétence face à la durabilité serait évaluée en accord avec les propriétés de transport qui déterminent la facilité de pénétration de l'ion chlorure.

Dans les indicateurs de durabilité généraux se trouvent:

- Porosité accessible à l'eau (P_{water})
- Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure (D_{eff})
- Coefficient de diffusion apparente des ions chlorure mesuré par l'essai de migration ($D_{app\ mig}$)
- Perméabilité aux gaz (K_{gas}).
- Perméabilité à l'eau (k_{liq}).
- Contenu de Portlandite $Ca(OH)_2$.

Cette philosophie de spécification par performance s'adresse directement à la propriété considérée. Si la préoccupation est qu'un béton atteigne une résistance à la tension directe, la spécification par composition pourrait découler d'un dosage minimal en ciment, d'un rapport E/C maximal et d'un dosage maximal d'air, tandis que la spécification par performance exigerait tout simplement la mesure de cette propriété dans un essai et l'accomplissement d'une valeur minimale.

Le guide de l'AFGC, publié en 2004, spécifie les propriétés et paramètres à remplir par les bétons conçus pour une vie utile [17]. Ce guide inclut les recommandations de performance pour bétons exposés aux chlorures. Les valeurs limites pour les propriétés considérées suffisantes pour garantir la vie utile d'une structure apparaissent dans le Tableau 5.18.

Tableau 5.18. Indicateurs de durabilité valeurs limites proposées déterminées sur des éprouvettes conservées dans l'eau durant trois mois après fabrication.

No	Type d'environnement	Équivalent au EN 206	>120 ans Ouvrages dits exceptionnels	100-120 ans Grands ouvrages	50-100 ans Bâtiment et Ouvrages de Génie civil	30-50 ans Bâtiment	< 30 ans
5.1	Exposition aux sels marins ou de dévergâcage [Cl ⁻] faible*	XS 1-XD 1, XS 3	$P_{eau} < 9\%$ $D_{app} \text{ (mig)} < 1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ $K_{gaz} < 10 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ $k_{liqu} \leq 0.01 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{eau} < 12\%$ $D_{app} \text{ (mig)} < 2 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ $k_{liqu} < 0.1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{eau} < 14\%$	$P_{eau} < 15\%$	$P_{eau} < 16\%$
5.2	[Cl ⁻] forte*		$P_{eau} < 9\%$ $D_{app} \text{ (mig)} < 1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ $K_{gaz} < 10 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ $k_{liqu} \leq 0.01 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{eau} < 9\%$ $D_{app} \text{ (mig)} < 1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ $K_{gaz} < 10 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ $k_{liqu} < 0.01 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{eau} < 11\%$ $D_{app} \text{ (mig)} < 2 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ $k_{liqu} < 0.1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$	$P_{eau} < 11\%$	$P_{eau} < 14\%$
6	Immersion dans l'eau contenant des chlorures	XS 2-XD 2	$P_{eau} < 9\%$ $D_{app} \text{ (mig)} < 1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$P_{eau} < 12\%$ $D_{app} \text{ (mig)} < 5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$P_{eau} < 13\%$ $D_{app} \text{ (mig)} < 7 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$P_{eau} < 13\%$	$P_{eau} < 15\%$
7	Zone de marnage	XS 3-XD 3	$P_{eau} < 9\%$ $K_{gaz} < 10 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ $k_{liqu} < 0.01 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ $D_{app} \text{ (mig)} < 1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$P_{eau} < 10\%$ $K_{gaz} < 100 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ $k_{liqu} < 0.05 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ $D_{app} \text{ (mig)} < 2 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$P_{eau} < 11\%$ $k_{liqu} < 0.1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ $D_{app} \text{ (mig)} < 3 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$P_{eau} < 11\%$	$P_{eau} < 14\%$

Corrosion induite par les chlorures (e= 50 mm)

Le but principal du présent travail se concentre dans l'identification de la relation de différentes propriétés du béton (avec une pâte de qualité constante) et le volume de pâte. Dans le cas des chlorures, les données identifiées et leur analyse (Section VI) nous a éclairés sur le rôle du volume de la pâte sur la pénétration des ions chlorures.

5.5 Attaque par sulfates

Les sulfates en solution, peuvent se combiner avec les hydrates de la pâte de ciment et créer des composés expansifs. Des observations qui remontent à la fin du XIX^e siècle identifiaient déjà un effet nuisible sur les mortiers de ciment Portland d'eaux riches en plâtre [126].

Les sulfates comme le sulfate de magnésium ($MgSO_4$), de sodium (Na_2SO_4), de calcium ($CaSO_4$), d'ammonium ($[NH_4]_2SO_4$) se trouvent dans la nature, en eaux souterraines, dans les sols alluviaux ou les argiles et dans les environnements industriels entre autres.

L'attaque des sulfates sur le béton se traduit par la génération de composés expansifs, qui en précipitant et en cristallisant [127] à l'intérieur de la pâte de ciment peuvent microfissurer le matériau et diminuer la résistance à la compression, en flexion et le module élastique, etc.

Bien que le phénomène ait été étudié depuis longtemps, et les pressions des composés expansifs sont variables entre 2 à 70 MPa pour l'ettringite, la compréhension des phénomènes expansifs qu'il implique est encore très limitée [128].

Modéliser le phénomène était difficile à cause du manque de données sur le terrain et d'essais accélérés de laboratoire représentatifs. Les paramètres ou variables considérés changent aussi d'étude en étude. La perte relative d'une propriété mécanique (compression, flexion, module), l'expansion relative à un béton étalon, la perte de poids dans le temps sont certaines des variables examinées par ces recherches.

Au début de la recherche sur l'attaque des sulfates [129], les efforts se sont concentrés sur les variables de composition du ciment, en identifiant une relation entre la teneur en C₃A et la sévérité de la dégradation. La PCA (Portland Cement Association) a commencé, entre 1939 et 1940, des essais massifs [130] qui pourraient durer 60 ans dans 13 endroits des USA. Durant cette époque ont été fabriquées des centaines de poutrelles qui étaient semi-enterrées dans des terrains artificiellement riches en sulfates (10% Na₂SO₄ et 3% MgSO₄ + 7% Na₂SO₄). Ces aires ont été appelées des fermes de béton. Les variables les plus importantes correspondaient à la composition chimique du ciment (27 types de ciment) et à sa finesse. L'évaluation et les mesures de l'époque ont été surtout visuelles ou qualitatives (Fig. 5.4 et 5.5).

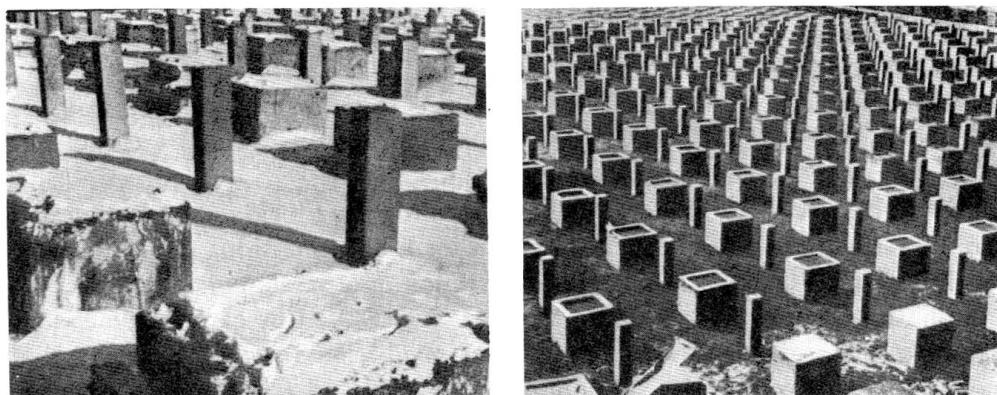


Figure 5.4- Camp d'essai en Illinois : spécimens exposés aux sulfates, études à long terme (Fermes de béton) après 10 années d'exposition, 1953. [130]

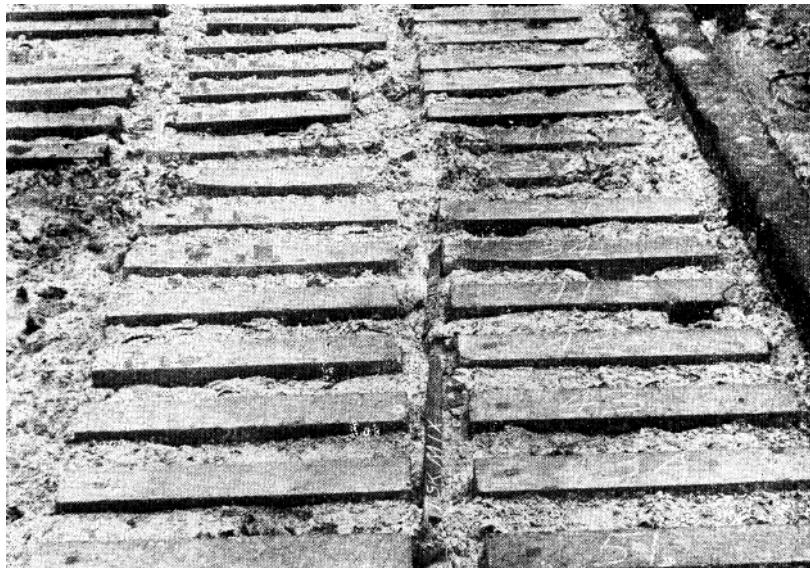


Figure 5.5-Condition de poutrelles après dix années d'exposition à un sol riche en sulfates (10% Na_2SO_4) essais de longue durée de la PCA, 1952. [130]

Ces premières et ambitieuses recherches ont identifié le bénéfice de réduire le contenu de C₃A dans les ciments malgré le fait que les bétons aient été fabriqués à affaissements constants et où les rapports eau/ciment, contenus de pâte et qualité de ciment changeaient en même temps.

Dans ces études la qualité de la pâte (E/C) et la quantité de celle-ci (200, 300 et 390 kg/m³ de ciment) ont été systématiquement modifiées en même temps que la qualité et la nature des ciments et ceci a rendu très difficile l'isolement des effets individuels des paramètres étudiés. Nous savons aujourd'hui que ces paramètres (E/C, nature du ciment, etc) influencent significativement la pénétration des gaz, liquides et ions en solution. Il est intéressant d'observer que ces problèmes méthodologiques, ont affectés les premiers efforts réalisés pour comprendre le comportement du matériau à long terme.

Ces tentatives, puis d'autres postérieures, ont fait qu'aujourd'hui la norme ASTM 150-05 limite dans les ciments le contenu de C₃A (8%-5%) en accord avec la résistance aux sulfates qu'on souhaite.

Depuis cette époque et jusqu'à présent plusieurs découvertes ont été réalisées et la plupart de celles-ci étaient liées à la pénétration de l'eau avec les ions de sulfates dilués à l'intérieur du béton.

Corr et Monteiro [131] ont recueilli récemment un ensemble de plus de 8000 mesures réalisées en bétons exposés à l'attaque de sulfates, pendant plus de 40 ans, dans une étude réalisée par le laboratoire de l'U.S. Bureau of Reclamation. L'analyse de Corr et

Monteiro s'est concentrée sur l'utilisation des valeurs de cette recherche pour modéliser le comportement du béton exposé à l'attaque des sulfates. Cette analyse de fiabilité a conclu que parmi les variables étudiées (rapport Eau/ciment, dosage en C₃A et temps d'exposition), le dosage en C₃A était le paramètre le moins important (pour des teneurs inférieures à 8%). D'un autre côté, l'effet de la variation du rapport eau/ciment était d'au moins un ordre de grandeur plus important, que la variation du contenu de C₃A.

La concentration de sulfates est importante dans l'intensité de l'attaque tel que cela a été établi par Biczok [132] à la fin des années soixante. Toutefois la solubilité est importante aussi, les sulfates les plus solubles comme MgSO₄ et Na₂SO₄ (solubilités 440 g/L et 194 g/L), ont une plus grande mobilité et possibilité de combinaison en de nouveaux composés que les sels peu solubles comme le sulfate de Calcium (CaSO₄, solubilité 2.1 g/L).

Comme on peut l'apprécier l'eau joue un rôle très important dans la dissolution des sels ainsi que dans son transport. S'il s'agit de sulfates d'origine différente des composants initiaux du béton, la pénétration de l'eau est nécessaire pour généraliser l'attaque. La section 5.2 du présent travail s'est concentrée justement sur la pénétration de l'eau dans le béton face au volume de pâte.

Dans le cas particulier des liquides avec des sulfates en solution la littérature est très peu abondante en ce qui concerne des comparaisons réalisées entre bétons avec qualité de pâte constante mais de volumes de pâte différents.

L'attaque des sulfates et les normes

L'ACI-318-08 a défini classes d'expositions et les concentrations de sulfates en sols (en termes de SO₄) qui puissent affecter le béton. En même temps, pour chacun des niveaux d'exposition, il a défini les requêtes du béton (E/C, type de ciment et résistance) à remplir. Le Tableau 5.19 illustre ces niveaux d'exposition et ses conditions.

Tableau 5.19. Requêtes pour bétons exposés à des solutions qui contiennent des sulfates. ACI 318-08

Classe d'exposition	SULFATE EXPOSURE	Sulfate qui peut se dissoudre dans l'eau (SO ₄) présent dans les sols, % de la masse	Teneur de Sulfate (SO ₄) dans l'eau, ppm	Type de ciment	Maximum E/C, béton de masse normal	Résistance minimale (MPa)
S0	Negligable	0.00-0.10	0-150	-	-	17
S1	Modérée (sea water)	0.10-0.20	150-1500	II, IP(MS), IS(MS), P(MS) I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.50	28
S2	Severe	0.20-2.00	1500-10000	V	0.45	31
S3	Très severe	Sur 2.00	Sur 10000	V plus pozzolan	0.45	31

Pour sa part l'EN 206-1:2000 définit aussi les environnements susceptibles à l'agression chimique parmi lesquelles apparaissent les ions sulfates dissous dans l'eau comme faisant partie du sol (Tableau 5.20).

Tableau 5.20. Valeurs limites pour les différentes classes d'exposition pour l'attaque chimique en provenance du sol naturel ou de l'eau souterraine.

Valeurs limites pour les classes d'exposition pour attaque chimique provenant du sol et eau souterraine					
Nom commun	Chimie caractéristique	Unité	XA1 (faiblement agressive)	XA2 (modérément agressive)	XA3 (Très agressive)
Eau souterraine					
Sulfate	SO ₄	mg/L	≥ 200 et ≤ 600	>600 et ≤3000	>3000 et ≤ 6000
	pH	mg/L	≤ 6.5 et ≥ 5.5	< 5.5 et ≥ 4.5	< 4.5 et ≥ 4.0
Carbon dioxide	CO ₂ agressive	mg/L	≥ 15 et ≤ 40	>40 et ≤100	>100 jusqu'à saturation
Ammonium	NH ⁴⁺	mg/L	≥ 15 et ≤ 30	≥ 30 et ≤ 60	>60 et ≤ 100
Magnesium	Mg ²⁺	mg/L	≥ 300 et ≤ 1000	>1000 et ≤3000	>3000 jusqu'à saturation
Sol					
Sulfate	SO ₄ ²⁻	mg/kg	≥ 2000 et ≤ 3000	≥3000 et ≤12000	>12000 et ≤24000
Acidité	ml/kg	ml/kg	> Bauman Gully	Pas retrouvé dans la pratique	

Les normes européennes sont moins conservatrices que les nord-américaines dans la concentration des ions sulfates (SO₄) tant dans l'eau que dans les sols. De cette façon, un contenu de SO₄ de 2500 ppm dans le sol est un environnement considéré par l'ACI-318 comme sévère tandis qu'en l'EN 206-1, il est peu agressif.

D'après la classification établie par l'EN 206-1 la même norme présente les conditions de composition et performance pour les différentes ambiances. Dans ces conditions, une fois de plus, un contenu minimal de ciment (Tableau 5.21) est établi.

Tableau 5.21. Valeurs limites recommandées et propriétés pour des bétons exposés à des ambiances chimiques agressives. EN 206-1:2000

Classe d'exposition	XA 1	XA 2	XA 3
Résistance minimale	C 30/37	C 30/37	C35/45
Maximum E/C	0.55	0.50	0.45
Dosage minimal en ciment	300	320	360
Autres requirements	Ciment résistante aux sulfates		

*quand la valeur SO correspond aux Classes XA2 and XA3, il est essentielle utiliser un ciment qui résiste aux sulfates. Quand le ciment est qualifié comme avec une moyenne ou haute résistance aux sulfates il doit être utilisé pour la classe d'exposition XA2 (et aussi Class XA1) et le ciment d'haute résistance aux sulfates doit être utilisé pour la Classe XA3.

Si c'est la pâte qui est le siège de l'expansion, il paraît logique de penser qu'un plus grand volume de celle-ci dans un béton se traduira par une plus grande expansion du matériau composite.

Ainsi, si les sulfates réagissent avec les composants du ciment, on ne comprend pas très bien pourquoi la norme européenne établit une teneur minimale en ciment et non une maximale. La controverse reste ouverte, même si les résultats de la synthèse bibliographique pourront contribuer à modifier les limites imposées.

L'attaque par les sulfates a été sur-estimée d'après certains auteurs [127] car les essais actuels pour estimer le phénomène sont réalisés sur des spécimens avec des rapports surface/volume très hauts qui amplifient ce phénomène, tant en termes de pénétration de solutions sulfatées qu'en perte de résistance.

Indépendamment que nous voyons ou non fréquemment des structures de béton désintégrées par l'action des sulfates, il est nécessaire de comprendre quelles sont les principales variables de composition qui contribuent (ou pas) à augmenter la gravité du phénomène.

5.6 Résultats de l'analyse bibliographique

La section suivante se propose de faire un résumé et une analyse des études où il est possible de déterminer l'influence des propriétés volumétriques de pâte/granulat dans le transport des gaz et liquides, même si dans certains cas l'intention initiale de ces recherches n'était pas celle d'évaluer ce paramètre.

Des études desquelles on pourrait déduire l'influence des ratios volumétriques de pâte/granulats sur le transport des gaz (oxygène, azote, CO₂), perméabilité à l'eau, transport de l'ion chlorure et attaque des sulfates ont été cherchées.

5.6.1 Diffusion de gaz inertes (oxygène et azote)

La figure 5.6 illustre les résultats qui ont pu être trouvés pour des coefficients de diffusivité à l'oxygène face au contenu de pâte pour une qualité de pâte constante.

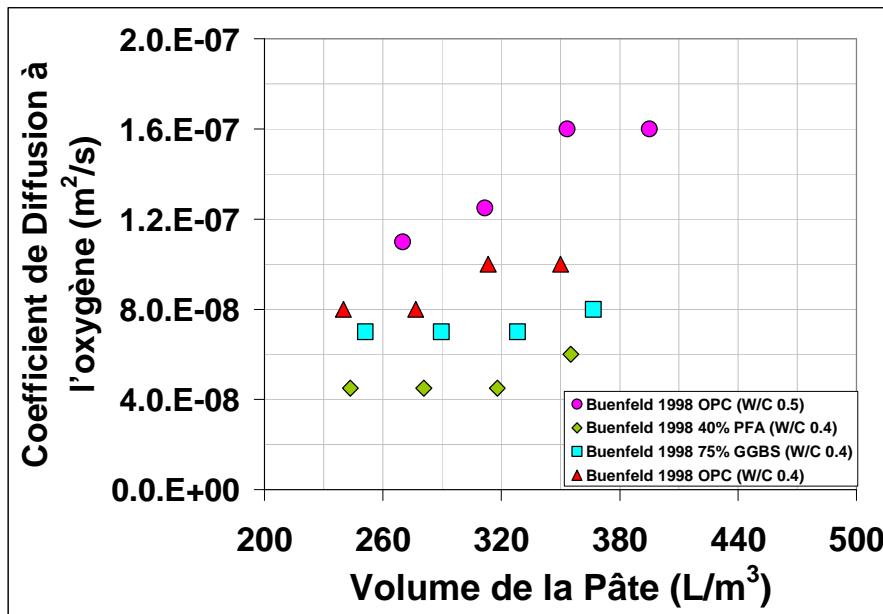


Figura 5.6 - Relation entre le coefficient de diffusion de l oxygène et le volume de pâte d'après les résultats de Buenfeld et al.[8]

Ces résultats montrent une légère croissance d'un coefficient de diffusion de l'oxygène dans le béton à mesure que le contenu volumétrique de pâte augmente (ou que le contenu volumétrique de granulats diminue). En réalité, la plupart des séries montre le peu d'influence du volume de pâte sur le coefficient de diffusion de l'oxygène.

Les résultats de Papadakis et al. [84] montrent un accroissement dans le coefficient de diffusion de l'azote à travers des mortiers à mesure que l'humidité relative diminue (Tableau 5.22). Dans ces mêmes expériences a été comparée l'influence de la présence de sable face à la pâte pure, démontrant une légère influence de la présence de sable sur le coefficient de diffusion de ce gaz à travers le matériau, mais seulement lorsque l'humidité est inférieure à 65%.

Tabla 5.22. Sensibilité de l'humidité relative et du volume de pâte sur le coefficient de diffusion de l'azote à travers le béton.[84]

Humidité relative	E/C	Ciment kg/m³	Eau dm³/m³	Vc+ Vw dm³/m³	Coefficient Diffusion N₂ (m²/s)
70%	0.50	1195	597	976	1.2.E+08
70%	0.50	488	244	399	1.3.E+08
65%	0.50	1195	597	976	1.3.E+08
65%	0.50	488	244	399	1.4.E+08
60%	0.50	1195	597	976	1.9.E+08
60%	0.50	488	244	399	1.3.E+08
45%	0.50	1195	597	976	5.6.E+08
45%	0.50	488	244	399	5.0.E+08

Une fois de plus, on constate le peu d'influence de la présence ou non des granulats sur la facilité avec laquelle les gaz pénètrent le réseau poreux du matériau.

5.6.2 Carbonatation

La présente section se concentre à déterminer l'influence du contenu de pâte (pour une relation eau/ciment constante) sur la vitesse de carbonatation.

Mis à part l'effet du rapport eau/ciment sur l'avancement de la carbonatation, la présente recherche examine l'influence du contenu de ciment dans le mélange.

Avant cela, il est toutefois nécessaire d'examiner l'impact des variables de plus grande influence dans la vitesse de carbonatation.

Effet du Rapport Eau/Ciment

La figure 5.7 montre les résultats obtenus par trois différents auteurs (Dhir 1987, Loo 1994 y Buenfeld 1998) [8,133,134] qui ont comparé, dans des années et lieux différents, le rapport eau/ciment face à la profondeur de carbonatation dans des essais sur béton et dans des conditions très similaires

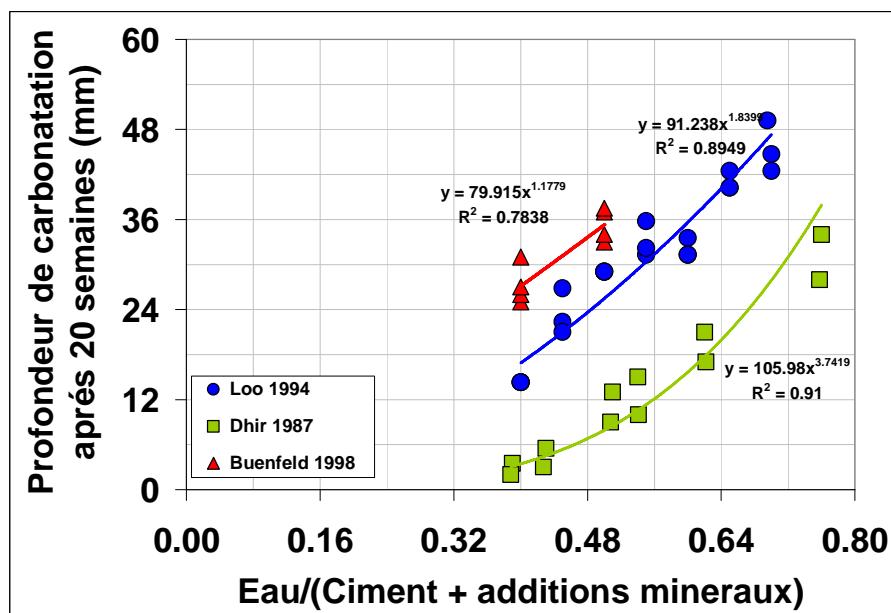


Figura 5.7- Rapport eau/ciment vs profondeur de carbonatation accélérée pour différents auteurs, obtenue sous des conditions similaires.

Un intervalle fréquent de variation du rapport E/C dans la construction actuelle se trouve est entre 0.64 et 0.44, c'est à dire une diminution de 30% de ce paramètre.

Ainsi la profondeur de carbonatation pour un béton à E/C de 0.64, en employant la tendance identifiée sur la figure 5.7, se situe entre 2 et 4 fois la profondeur de carbonatation d'un béton à E/C de 0.44 au même âge.

L'importante sensibilité du paramètre E/C vis-à-vis de l'avancement du front de carbonatation dans le béton est donc évidente.

Une synthèse de données plus nombreuses en provenance de différents auteurs [78,135,136,137] apparaît sur la figure 5.8. Les valeurs proviennent de carbonatations accélérées et naturelles exprimées en termes relatifs à la valeur de carbonatation obtenue avec le rapport eau/ciment de 0,50 dans chaque série.

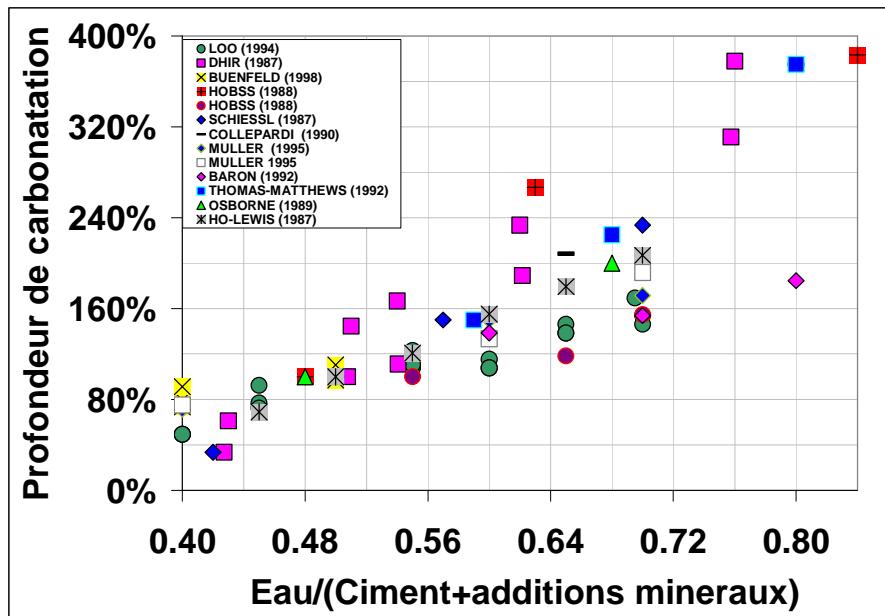


Figura 5.8- Relation entre le rapport eau/ciment et la profondeur de carbonatation accélérée et naturelle pour différents auteurs, dans des conditions similaires.

La dispersion est probablement plus grande dans ce cas, étant donné les différences de conditions sous lesquelles les bétons ont été évalués (accélérés et naturels). Toutefois, il est possible d'observer que l'impact du facteur eau/ciment sur la profondeur de carbonatation est maintenu. La deuxième série de Hobbs et la série de Loo furent celles qui ont présenté des pentes plus faibles, surtout à partir de la relation E/C de 0,55. L'évaluation de Hobbs, Shiessel, Thomas-Matthews [138] et Osborne [139] a été développée sous des conditions naturelles de carbonatation. La série de Hobbs a spécifiquement comparé des résultats à trois ans de bétons placés dans des conditions d'environnement intérieures et extérieures.

Effet du temps de cure

Une autre variable dont l'influence est très significative sur l'avancement de la carbonatation est le temps de cure. Un plus grand temps de cure permet une hydratation plus complète du matériau, surtout en surface, où le volume total de pores

diminue. La figure 5.9 expose en pourcentage les résultats extraits de différentes recherches [91,134,140,141,142] qui ont comparé des bétons identiques différenciés seulement par le fait d'avoir été soumis à des périodes différentes de cure. Dans le traitement des résultats, la profondeur de carbonatation des bétons à 7 jours de cure a été prise comme la profondeur de référence correspondant à 100%.

Dans le meilleur des cas la différence entre réaliser la cure d'un béton et ne pas le faire pendant une semaine, se traduit par une augmentation de 1.7 fois de la profondeur de carbonatation pour un âge donné.

Les valeurs de Vaysburg correspondent à 16 années d'exposition et démontrent que le béton ayant subi une cure de seulement 24 heures a augmenté sa profondeur de carbonatation d'un facteur 2.4 par rapport à une cure de 7 jours.

La figure 5.9 nous permet d'apprécier qu'après 7 jours de cure, des augmentations supplémentaires dans le temps de cure ne se traduisent pas par une plus grande résistance contre à l'avancement du phénomène.

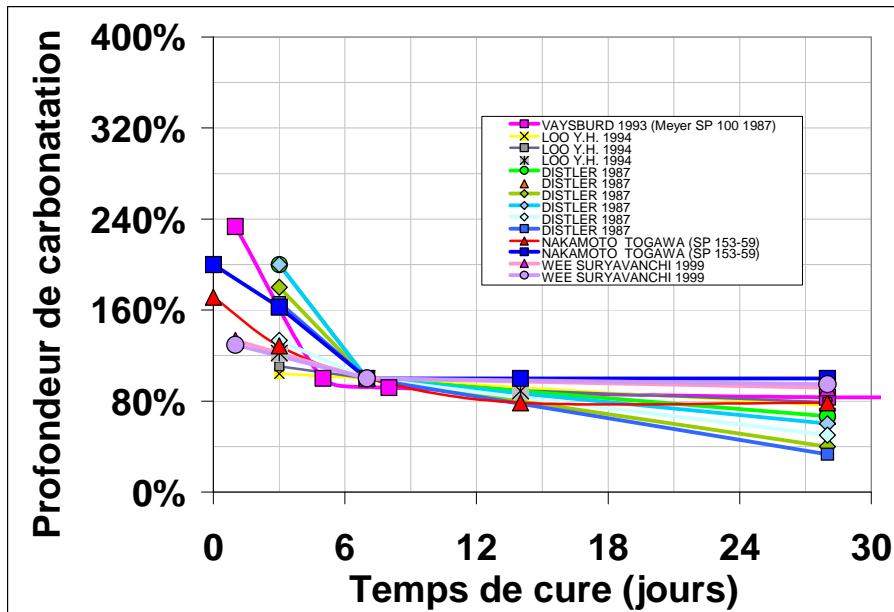


Figure 5.9- Relation entre le temps de cure et la profondeur de carbonatation accélérée et naturelle par différents auteurs.

Effet de la concentration de CO₂

Dans les facteurs externes qui influencent la carbonatation, la concentration de CO₂ dans l'environnement proche de la surface du béton, a été très peu examinée. Toutefois, l'étude de Loo [134] (1994) a démontré que des bétons avec des résistances à la compression supérieures à 40 MPa ont présenté des profondeurs de carbonatation très semblables pour des concentrations de CO₂ dans l'environnement de 7%, 12% et 18%,

concentrations qui sont deux ordres de grandeur supérieures au contenu normal de CO₂ dans l'atmosphère.

De même, les essais accélérés de Loo [134] ont démontré que pour un béton de 25 MPa (un des plus courants dans les structures actuelles), les profondeurs de carbonatation dans un environnement avec 7% du volume de CO₂, 12% et 18% sont de 100%, à 127% et 155% respectivement.

Tous les modèles examinés qui prédisent la carbonatation prennent en compte ce paramètre.

Effet de la température ambiante

Papadakis [84] et Loo [134] concluent que l'effet de la température d'exposition ou ambiante n'est pas significative quant à l'avancement de la carbonatation dans le béton.

Toutefois, Loo inclut ce paramètre dans son modèle, ainsi que Jiang [100] : à mesure que la température augmente, la carbonatation augmente. D'autres auteurs signalent exactement le contraire, disant qu'à des températures inférieures, la dilution du CO₂ dans l'eau est plus rapide.

Effet du volume de la pâte ou la teneur en ciment

S'il existe une bibliographie abondante sur l'effet de la qualité de la pâte, en incluant l'utilisation d'adjuvants, additions minéraux, sur la vitesse de carbonatation dans le béton, il existe aussi un manque véritable de recherches concentrées à déterminer l'effet du volume de pâte ou granulat sur l'avancement de la carbonatation.

Le volume de pâte est associé à la concentration de ciment ou la teneur en ciment par mètre cube. Différents résumés [133,134,143] signalent qu'il n'existe pas un effet du contenu de ciment sur l'avancement de la carbonatation. D'autres publications indiquent exactement le contraire [144,145,137]. Parmi elles, celle de Baron [144] par exemple sur la figure (Fig. 5.10) où l'on illustre de quelle façon augmente la profondeur de carbonatation à mesure que la teneur en ciment diminue, l'auteur signale: "*...tous les bétons ici comparés ont le même affaissement dans le cône d' Abrams et leurs teneurs en eau sont du même ordre. Ils se différencient essentiellement par la teneur en ciment.*" Ceci signifie que, si l'on suppose que ces bétons contiennent exactement la même quantité d'eau, une augmentation du volume de ciment se traduit par une diminution du rapport eau/ciment. Le graphique compare alors des bétons avec différents E/C, et on pourrait conclure de façon erronée qu'un béton de 420 kg/m³ se carbonate moins qu'un béton de 250 kg/m³. En réalité, on est en train de comparer deux rapports E/C différents

de 60%. Pour séparer l'effet du contenu de ciment de l'effet provoqué par la variation du rapport E/C, il faut comparer des bétons avec le même E/C mais à différents contenus de pâte. C'est seulement de cette manière qu'il est possible d'isoler l'effet du contenu de ciment ou volume de pâte sans changer la qualité de la pâte.

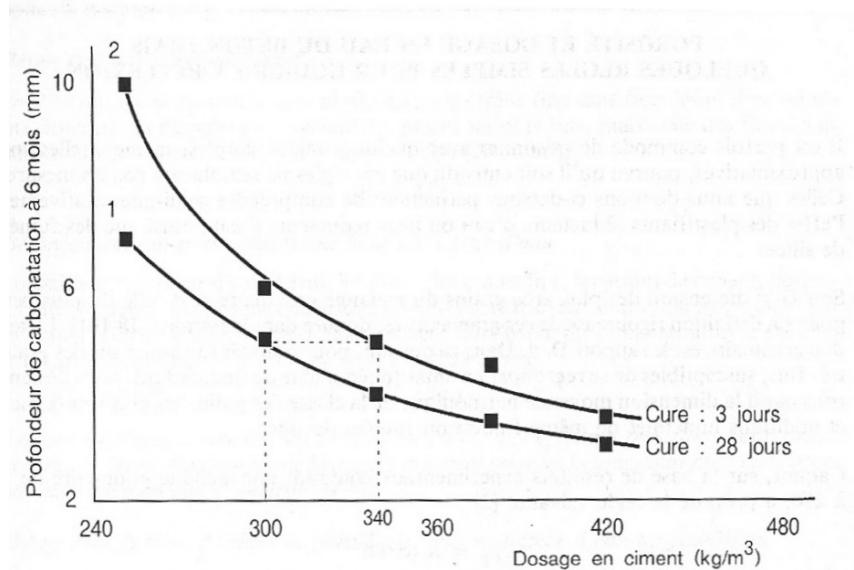


Figure 5.10- Comparaison entre bétons avec différents contenus de ciment vs profondeur de carbonatation. Cette comparaison est affectée par le rapport eau/ciment étant donné que ces bétons ont un E/C différents pour préserver la maniabilité dans le cône d' Abrams (plus de ciment, moins de E/C) [144]

Les études qui montrent que le contenu de ciment influence la profondeur de carbonatation, comparent en général des bétons avec différents E/C qui masquent l'effet possible du contenu de ciment sur la vitesse de carbonatation. D'autres études qui concluent que le contenu de ciment influence la vitesse de carbonatation, comparent des mortiers ou des bétons avec les mêmes E/C mais avec des différences de maniabilité très fortes [146]. De cette façon les mortiers ou bétons avec peu de pâte ont des maniabilités faibles, ou très faibles, raison pour laquelle ils se montrent très pauvrement consolidés ou avec des porosités élevées, ce qui influence également la carbonatation.

Dans la littérature existante, les recherches où l'on compare la carbonatation des bétons avec des volumes variables de la même pâte sont peu nombreuses, mais elles existent. La figure 5.11 expose des résultats extraits de ces études [8,56,133,134,147] identifiés après une large recherche bibliographique. Dans ces données, il est possible d'observer la relation entre le volume de pâte (volume de ciment + volume d'eau) et la profondeur de carbonatation.

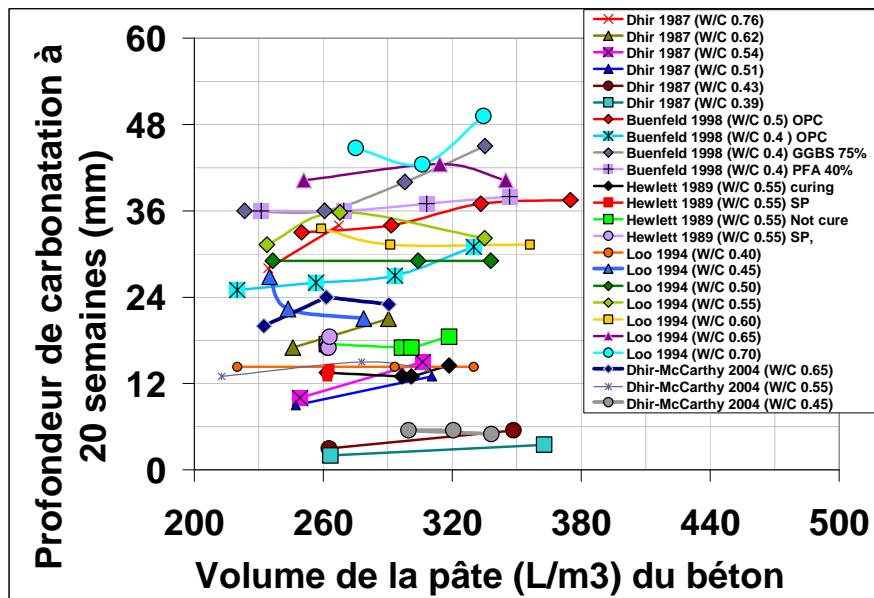


Figure 5.11- Relation entre le Volume de pâte (Volume de ciment+ Volume d'eau libre) et la profondeur de carbonatation accélérée et naturelle par différents auteurs.

Il est évident, à partir de ces données, que le contenu volumétrique de pâte n'a pas d'effet sur la profondeur de carbonatation dans les volumes examinés dans les recherches antérieures. Pour mettre cela encore plus en évidence, nous normalisons dans la figure 5.12 chaque série de données par la profondeur de carbonatation du béton à 300 L/m³ de pâte (le plus fréquent de la construction).

De cette façon, si dans une étude un béton avec 300 L/m³ de pâte avait une profondeur de carbonatation de 20 mm (100%) au bout de 10 ans d'exposition, et pour cette même série un autre béton avec le même E/C mais avec un volume de pâte de 400 L/m³ avait une profondeur de carbonatation au même âge de 22 mm, cette profondeur s'est exprimée à 110%. Tous les résultats de la figure 5.12 sont indiqués de cette façon et confirment le faible effet du volume de pâte.

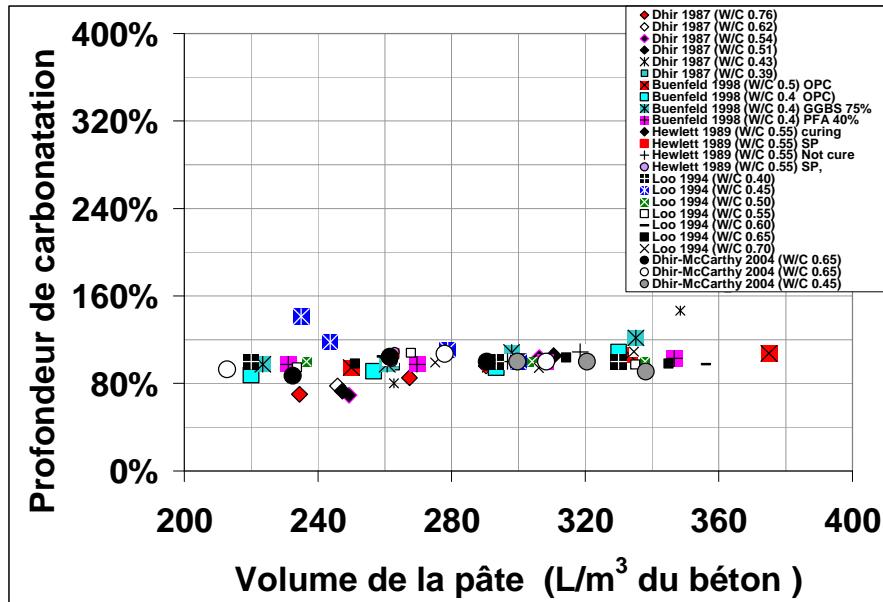


Figure 5.12- Relation entre le volume de pâte (*Volume de ciment + Volume d'eau libre*) et la profondeur de carbonatation accélérée et naturelle par différents auteurs où 300 L de pâte correspondent à une profondeur du 100%.

L'échelle de la figure 5.12 est la même que celle dans les figures 5.8 et 5.9 à fin de faciliter la comparaison avec les effets du rapport E/C et du temps de cure ou respectivement avec le volume de la pâte de ciment. Très clairement l'effet du volume de pâte sur la profondeur de carbonatation est tout-à-fait négligeable par rapport à ces deux autres paramètres.

D'après l'analyse comparative de toutes les études examinées (Fig. 5.12), le changement de volume des granulats ou volume de pâte n'a pas d'influence sur la vitesse de carbonatation. Certaines études [72,84] ont toutefois démontré que, pour une même qualité de pâte, un accroissement du volume des granulats diminue la porosité du béton. Dans la plupart des cas, les granulats sont moins perméables que la pâte et agissent comme un obstacle face à la pénétration des liquides et des gaz, entre autres parce qu'ils diminuent la surface transversale effective de pénétration [8]. Cependant, il est aussi vrai qu'un accroissement du volume des granulats se traduit aussi par une plus grande surface des zones de transition granulat/pâte qui compte sans doute avec une plus grande porosité que la pâte elle-même et le granulat.

Il est donc important d'établir si ces zones, d'épaisseur variable entre 15 µm et 20 µm, sont connectées ou non entre elles. La figure 5.6 basé sur le travail de Buenfeld [8], qui évalue la diffusion de l'oxygène dans le béton, a démontré que le résultat net de l'augmentation du volume des granulats se traduit par une légère diminution du transport d'oxygène à travers le béton. C'est-à-dire que l'impact de la présence des obstacles (granulats) était plus important, du fait de l'augmentation de la tortuosité des lignes de

fluage. Dans le cas du CO₂, un autre phénomène additionnel semble être impliqué, ce qui ne permet pas exactement une diminution de la carbonatation à mesure que le contenu des granulats augmente. Dans les intervalles du contenu de pâte et de ciment plus habituels, le volume des granulats n'a donc pas influencé la profondeur de carbonatation, comme le montre la figure 5.12.

Papadakis [84] a démontré dans des études de pâte de ciment pure que le coefficient de diffusion de l'azote, duquel est déduit le coefficient de diffusion du CO₂, est légèrement diminué grâce à l'addition de sable dans une proportion de 1:3 en masse (ciment:sable), mais seulement à des humidités relatives inférieures à 65%.

De cette façon, il est possible d'affirmer avec les résultats disponibles que la présence des granulats ne contribue pas, dans le pire des cas, à une plus grande carbonatation du béton.

En termes de contenu de ciment, les valeurs de la figure 5.12 peuvent s'exprimer avec le même E/C dans chaque série en fonction du contenu de ciment (Figure 5.13).

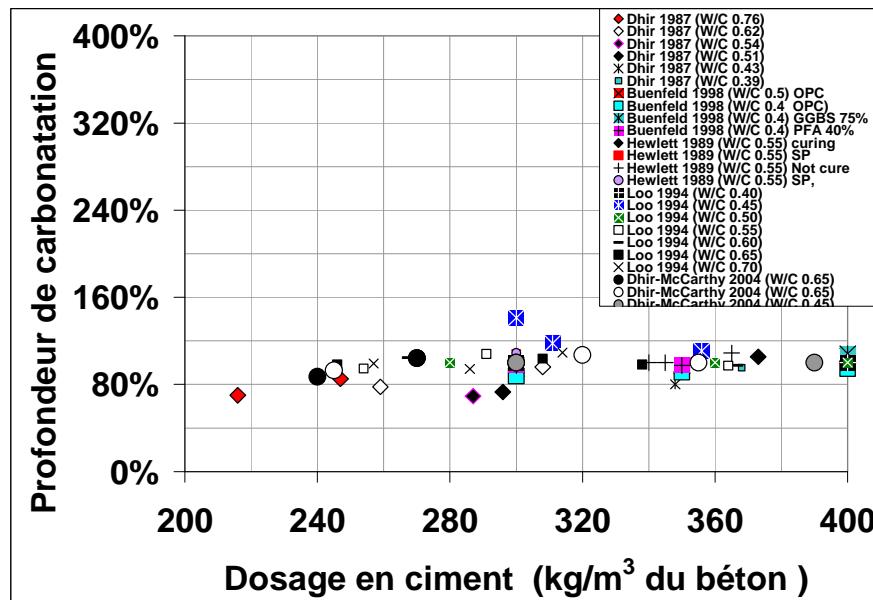


Figure 5.13 - Relation entre le contenu de ciment (kg/m^3) et la profondeur de carbonatation accélérée et naturelle par différents auteurs.

Ce qui a été décrit en ce qui concerne le contenu de pâte est également valable pour la concentration de ciment : pour une concentration de ciment variant de 100% dans un intervalle de quantités de ciment usuelles, il n'y a pas d'effet sur la carbonatation du béton, pour autant qu'on ne change pas le rapport E/C. En effet, sur la figure 5.13, on voit qu'un béton avec 216 kg de ciment par m³ a la même profondeur de carbonatation qu'un autre béton avec 400 kg/m³ quand tous les deux ont le même rapport eau/ciment.

Cette étude constitue un apport complémentaire pour déterminer s'il est nécessaire ou pas d'établir un contenu minimum de ciment dans les recommandations de compositions faites pour le béton armé exposé à une atmosphère riche en CO₂.

En vertu des résultats recueillis sur l'effet de concentration de pâte (ou concentration de ciment) dans le béton sur l'avancement de la carbonatation, ainsi que sur la participation du facteur ciment dans les modèles identifiés, on peut déduire qu'il n'existe pas un effet important ou qu'il n'existe définitivement pas une relation entre la vitesse de carbonatation et le contenu de ciment ou le volume de pâte.

En accord avec les résultats identifiés dans la littérature qui comparent le volume de pâte avec la diffusivité dans le béton des gaz différents du CO₂, on a pu observer qu'il n'existe pas un effet important du volume de pâte sur la diffusion d'un gaz à l'intérieur du béton. En diminuant le volume de pâte a lieu une décroissance de la section effective pour la diffusion du CO₂, ainsi qu'une augmentation de la tortuosité des pores, phénomènes dont on pourrait attendre une diminution de l'avancement de la carbonatation. Toutefois, ce ne fut pas le cas. En réalité, la qualité de la pâte gouverne largement le transport du gaz en laissant de côté la section effective et la tortuosité-même du réseau poreux. La qualité de la pâte est liée au rapport eau/ciment et par conséquent au diamètre moyen du réseau poreux. L'effet du diamètre des pores de la pâte de ciment en surface est ainsi plus important que celui de la surface totale de la pâte exposée à la pénétration du gaz. Ceci serait confirmé par l'importante sensibilité du phénomène au temps de cure. Ceci est vrai dans la mesure où la cure a, avant tout, un effet superficiel sur le béton vu qu'elle développe une plus grande hydratation de la pâte en surface et par conséquent, une plus grande obstruction des pores (ce qui réduit le diamètre effectif de la pâte).

En augmentant le volume des granulats ou en réduisant la pâte, la surface du béton en contact avec l'atmosphère augmente la surface des zones de transition granulat/pâte, qui restent toutefois isolées entre elles. C'est ainsi que la croissance des zones de transition a peu d'effet sur la diffusion du gaz à l'intérieur du béton, ainsi que le montre la carbonatation ou la pénétration d'oxygène ou d'azote qui ne varie pas en fonction du volume de pâte.

Il est aussi possible de penser qu'une diminution de la concentration de Portlandite dans le béton, en réduisant le volume de pâte, rend le matériau plus sensible à la

carbonatation, mais ceci n'est pas vrai, selon les résultats recueillis (Fig. 5.11-5.13) pour un volume de pâte variable.

Le fait que la profondeur de carbonatation n'augmente pas lorsqu'on réduit le volume de pâte est donc une très bonne nouvelle pour l'utilisation potentielle des bétons qui sont examinés dans cette thèse.

5.6.2 Perméabilité intrinsèque et à l'eau

Ici encore, comme dans le cas de la diffusion des gaz à l'intérieur du béton, les études réalisées sur l'influence de la qualité de pâte (E/C, qualité du béton, additions d'un adjuvant, inclusion d'air) sur ces phénomènes font l'objet d'une large littérature.

D'un autre côté, l'effet du volume de pâte ou des granulats pour une qualité de pâte constante est peu traité et les références très peu nombreuses sont parfois contradictoires.

Dans les années soixante-dix [148] ont eu lieu des études comparatives entre pâtes et bétons avec le même rapport E/C et différentes tailles maximales de gros granulat. Il en résulte que la présence de granulat peut multiplier par 100 le coefficient de perméabilité par rapport à celui de la pâte pure.

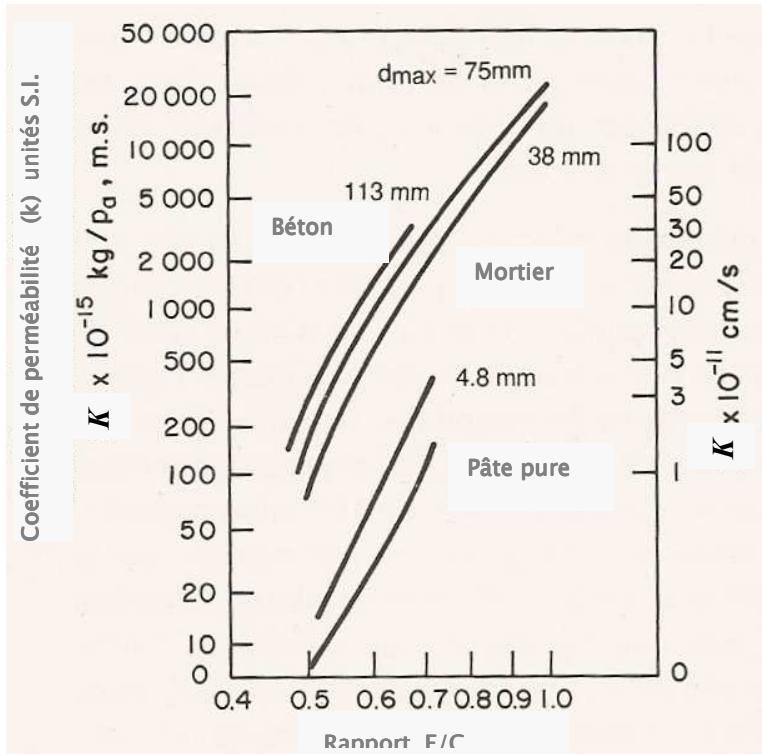


Figure 5.14-Influence du rapport E/C et de la taille maximale du granulat sur le coefficient de perméabilité à l'eau des bétons.[148]

La figure 5.14 nous montre que l'inclusion d'un granulat de 38 mm de taille maximale équivaut, pour une pâte de ciment de rapport E/C = 0.5, à augmenter le rapport E/C à 0.68. De même, dans la mesure où la taille maximale du granulat augmente pour un même type de pâte, la perméabilité augmente.

Ce résultat contredit les données, résultats et hypothèses de Larbi [107]. Le résultat global reste incertain, étant donné que les autres auteurs obtiennent des résultats différents [148] comme le montre la compilation bibliographique ci-dessous en fonction du volume de pâte dont la qualité est constante.

Il est donc possible que ces divergences soient liées au fait de comparer des affaissements différents, car en ajoutant du granulat à la pâte celle-ci perd la maniabilité et l'air entraîne (non inclus) augmente, contribuant ainsi à une plus grande perméabilité. De même, l'étude qui est à l'origine de la figure 5.14 ne précise pas le sens de la mesure de perméabilité, car si elle mesure la perméabilité en direction du ressuage, de la pâte, la perméabilité sera plus grande que dans la direction perpendiculaire aux lignes de ressuage. Quand les granulats sont ajoutés les directions avec la plus grande perméabilité s'inversent car l'eau de ressuage s'accumule sous les granulats. La

différence de maniabilité peut aussi conduire à une compaction nettement plus mauvaise du béton que de la pâte de ciment pure. D'autre part, il est possible que la pâte de ciment pure dans la gamme des valeurs de E/C testé ait subi une sédimentation importante. Ceci aurait diminué la valeur réelle de son E/C et expliquerait les différences dans la Figure 5.14.

Il est difficile de comparer de façon simultanée les différentes études de perméabilité, étant donné que celles-ci utilisent des pressions d'eau qui vont de 0.2 MPa jusqu'à 1.4 MPa [152]. La plupart des études impliquent aussi des pressions de confinement qui, lorsqu'elles augmentent, réduisent les coefficients de perméabilité des liquides et des gaz, d'après l'étude de Mills.

Toutefois, on peut remarquer que le coefficient de perméabilité aux liquides pour des situations exposées à des cycles d'humidité et de séchage recommandées par la "Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages" (AFGC) [17] est de $k_{liqu} = 0.01 \times 10^{-18}$. Cette valeur recoupe les valeurs obtenues par Mills (Fig. 5.15), pour des bétons avec un rapport E/C constant de 0.42, avec un volume de pâte inférieur à 320 L.

Les résultats de Mills mettent en évidence que, dans les bétons, l'augmentation du volume des granulats diminue la perméabilité, d'un facteur 100 quand le volume de pâte augmente de 100%.

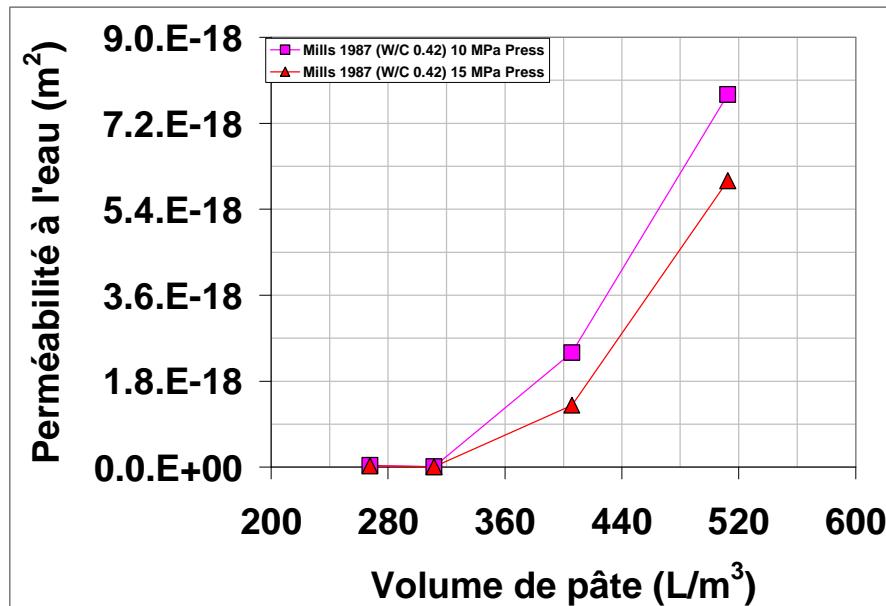


Figure 5.15- Perméabilité intrinsèque de bétons pour une qualité constante de pâte ($E/C = 0.42$) et un volume de granulats variable. La pression d'eau est de 1.38 MPa pour deux pressions latérales de 10 MPa et 15 MPa.

Devant la contradiction de ces résultats, il est important de remarquer que Tanahashi et al [149] ont identifié un comportement similaire à celui trouvé par Mills pour des bétons avec un rapport eau/ciment identique à celui de Mills ($E/C = 0.42$) en utilisant une pression d'eau de 2.5 MPa (Fig. 5.16) soit environ le double de celle de Mills. Même si la perméabilité a augmenté dans les bétons à mesure que le volume de pâte augmentait, les valeurs absolues ont été supérieures à celles déterminées par Mills.

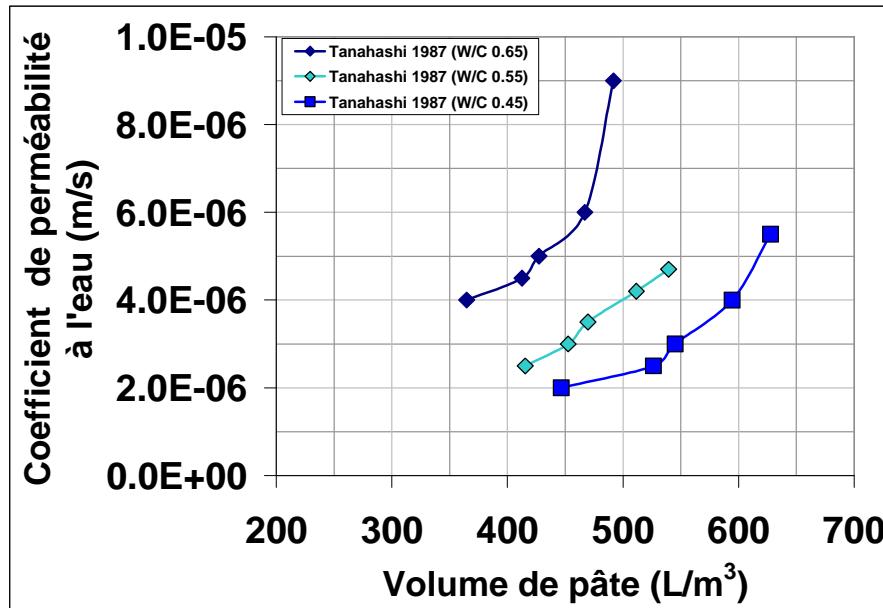


Figure 5.16- Perméabilité intrinsèque de bétons avec une qualité constante de pâte et un volume de granulats variable. La pression d'eau est de 2.5 MPa. [149]

Sur la base de ces résultats, et malgré la question relative aux résultats de la de la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia., il apparaît néanmoins que nous pouvons conclure qu'il se produit une diminution de la perméabilité à mesure que le volume de pâte diminue. Ceci confirme le rôle d'obstacles des granulats face au flux, du fait qu'ils réduisent la surface effective perpendiculaire à celui-ci.

La présence du granulat peut être ainsi perçue comme un obstacle qui diminue la surface effective de la perméabilité au gaz et liquides et qui augmente la longueur et la tortuosité des lignes de fluage [115].

Toutefois, d'autres auteurs signalent que l'apparition des zones de transition granulat/pâte dont la microstructure est différente, moins dense que celle de la pâte pure, favorise la pénétration des liquides. Ceci serait vrai si les zones de transition étaient interconnectées, mais pour les volumes de pâte utilisés actuellement, les auréoles de transition sont isolées car la distance entre granulats peut varier entre 100-

2000 µm, tandis que l'épaisseur de l'auréole de transition granulat/pâte est de 15-20 µm. Ainsi, il apparaîtrait que la présence de nouvelles auréoles de transition autour des granulats ne contribue pas à une augmentation des phénomènes de transport à travers le matériau composite, car elles ne sont pas interconnectées. La figure 5.17 met en évidence que la porosité totale cumulée subit très peu de changements du fait de la présence de sable, mais une nouvelle famille de porosité capillaire entre 3000 et 30 nm apparaît, à qualité de pâte constante ($E/C = 0.6$).

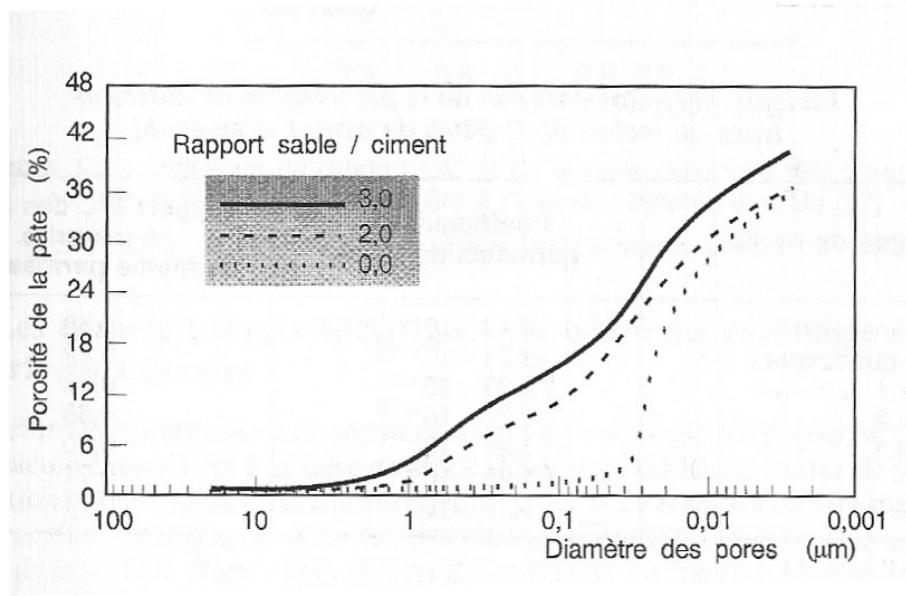


Figura 5.17-Porosité de la pâte avec et sans sable d'après Feldman [150].

La figure 5.17 représente la porosité ouverte du matériau, pas nécessairement interconnectée, qui ne peut donc pas être liée directement à la perméabilité. Les pores nouveaux peuvent être en surface de grains de sable mais il est possible qu'une bonne partie de ces pores soit aveugle c'est-à-dire non connectés.

D'autres effets produits par la présence du granulat ont été mentionnés, comme:

- L'effet de mur introduit par les granulats au niveau des grains de ciment provoque une densification de la région de la pâte extérieure aux auréoles de transition, ce qui produirait une diminution des phénomènes de transport dans cette région.
- Les granulats, indépendamment du fait qu'ils soient plus ou moins perméables que la pâte, deviennent un obstacle pour les lignes de flux. Dans le cas des granulats plus perméables que la pâte, (15 % d'absorption) on a trouvé que, contrairement à ce que l'on attendait, les bétons étaient moins perméables que celle-ci [8]. Pour justifier ce

mécanisme, l'argument présenté est celui de l'eau dans le granulat (saturé au préalable) qui a contribué à l'hydratation du ciment environnant [151].

- c) Le module d'élasticité des granulats est en général plus grand que la plupart de celui des pâtes de ciment. Donc quand la pâte de ciment se déforme ou rétrécit, une microfissure est générée. Elle peut être interconnectée et orientée là où se termine la cristallisation des hydrates [108].

Une recherche plus approfondie est nécessaire quant à l'effet de la présence du granulat face à la pâte pour caractériser l'interaction des effets mentionnés auparavant. Néanmoins les résultats des Figures 5.15 et 5.16 montrent que la présence croissante des granulats diminue la perméabilité. De cette façon, ces inclusions agissent comme des obstacles rendant l'avancement du flux difficile.

5.6.3 Absorption capillaire_en fonction du volume de pâte_

Le premier paramètre relatif à une pénétration de liquide dans le béton est l'absorption capillaire. La montée de l'eau à travers la porosité ouverte du béton produite par la tension superficielle du liquide, peut mettre en évidence non seulement la quantité de pores ouverts mais aussi la vitesse à laquelle l'eau les pénètre.

La figure 5.18 montre l'existence d'une tendance similaire et cohérente entre l'augmentation du contenu de pâte et la croissance de la quantité d'eau qui pénètre le béton.

Les tendances identifiées (Figure 5.18) ne contredisent pas nécessairement les résultats de la figure 5.14, où les bétons avaient non seulement des volumes de pâte différents mais aussi des granulométries différentes. Les résultats de Mills [152], Buenfeld [8] et nos résultats [153] montrent dans ce cas (Fig. 5.18) que les granulats agissent, encore une fois, comme un obstacle face à la montée de liquides, ils réduisent la pénétration de l'eau dans les volumes de pâte examinés. Ce rang de variation en volume pâte coïncide avec les concentrations de pâte plus habituelles dans la construction actuelle.

Les conditions menant à une pénétration d'eau par absorption capillaire sont beaucoup plus fréquentes dans les éléments de béton que celles soumettant ceux-ci à un gradient de pression.

Les résultats de la figure 5.18 peuvent être analysés conjointement en termes relatifs. Comme précédemment, pour chaque série, la valeur correspondant au volume de pâte de 300 L a été choisie comme référence. Les valeurs d'absorption capillaire ont été calculées en pourcentage pour le reste des concentrations de pâte. La valeur d'absorption capillaire correspondant à 300 L, quand ce point ne faisait pas partie exactement de la série, a été calculée par interpolation. Les résultats de ces calculs apparaissent en figure 5.19.

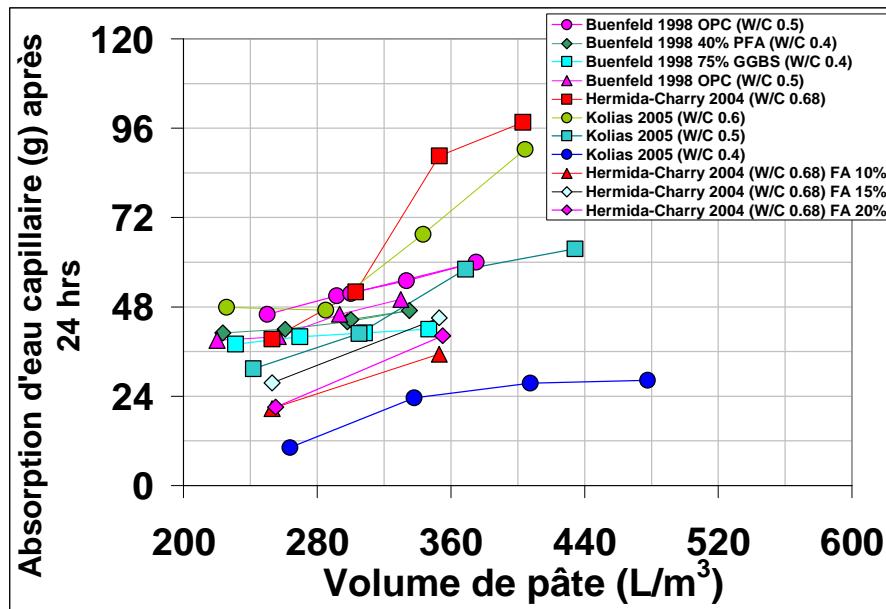


Figure 5.18-Relation entre la concentration de pâte ($V_c + V_w$) et l'absorption capillaire d'eau après 24 heures d'immersion de spécimens de béton cylindriques de diamètre 100 mm.

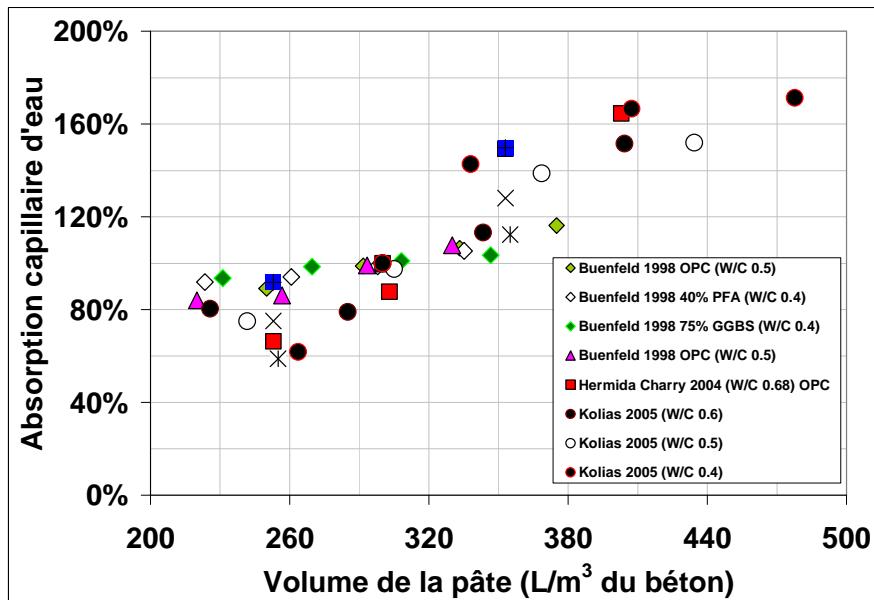


Figura 5.19- Concentration de pâte ($V_c + V_w$) fonction de l'absorption capillaire d'eau après 24 heures d'immersion de spécimens de béton cylindriques de diamètre 100 mm), où la valeur d'absorption capillaire pour 300 L a été prise comme un 100% d'absorption.

La figure 5.19 nous permet de vérifier qu'une augmentation de la concentration de pâte de 100% (de 250 L à 500 L) peut se traduire par une augmentation dans la pénétration d'eau par absorption capillaire de 240%.

Les mêmes résultats en termes de concentration en ciment apparaissent dans la figure 5.20.

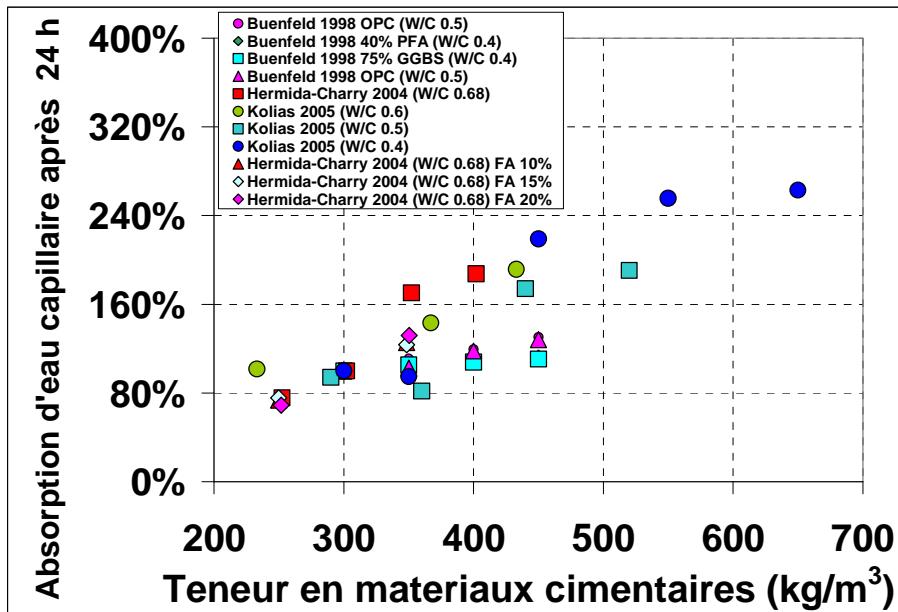


Figure 5.20- Dosage de matériau cimentaire en fonction de l'absorption capillaire d'eau après 24 heures d'immersion de spécimens de béton cylindriques de diamètre 100 mm (%), où la valeur d'absorption capillaire pour 300 kg/m³ de ciment a été assumée à 100% de l'absorption.

Ainsi qu'on pouvait s'y attendre, la tendance de la concentration de pâte en fonction de l'absorption capillaire, est la même que celle de la concentration de ciment.

En supposant que le front de sorption est homogène, on peut calculer la profondeur de pénétration en divisant la masse adsorbée par le produit de la densité de l'eau et la fraction volumique de la porosité ouverte. Comme celle-ci n'est pas connue et si on s'intéresse à une série d'échantillons préparée à même rapport E/C, on peut remplacer la porosité par la fraction volumique de pâte. Le résultat final sera proportionnel à la profondeur atteinte par le front capillaire mais non égal à celui-ci. Nous proposons donc d'introduire ce paramètre et de le noter $h_{w,rel}$:

$$h_{w,rel}^l = \frac{m_w}{\phi_p \rho_w} \quad (5-18)$$

Où m_w est la masse d'eau absorbée par unité de surface, ϕ_p est la fraction volumique de pâte et ρ_p est la densité de l'eau.

Cette expression est utilisée pour calculer les valeurs de la Figure 5.21.

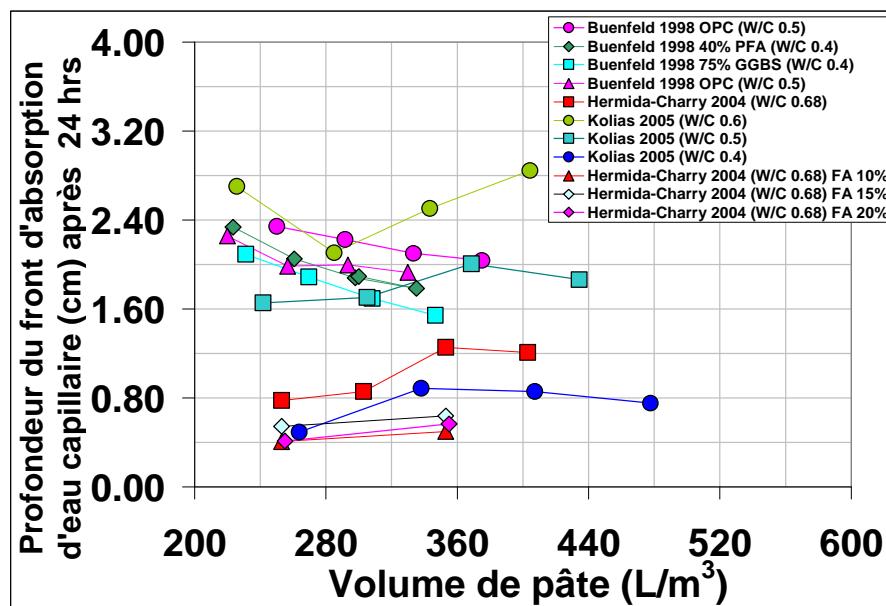


Figure 5.21- Valeurs de la profondeur du front de l'absorption capillaire d'eau après 24 heures d'immersion de spécimens de béton cylindriques de diamètre 100 mm..

Quand on réduit le volume de pâte et on le remplace par des granulats, on voit que le volume d'eau total qui pénètre le matériau par absorption capillaire est inférieur à celui qui pénètre pour un plus grand volume de pâte (Fig. 5.20). Cependant, ce volume réduit d'eau pourrait pénétrer plus profondément le matériau, vu que le béton contenant peu de pâte a aussi une aire de pâte réduite en surface, que le liquide (eau) compenserait en pénétrant plus.

Les valeurs calculées de la Figure 5.21 montrent que la diminution du volume d'eau et la réduction de l'aire à pénétrer se compensent en général, en ce qui concerne la profondeur de la pénétration. La Figure 5.22 montre ces résultats en termes relatifs à la profondeur obtenue pour 300 L de pâte.

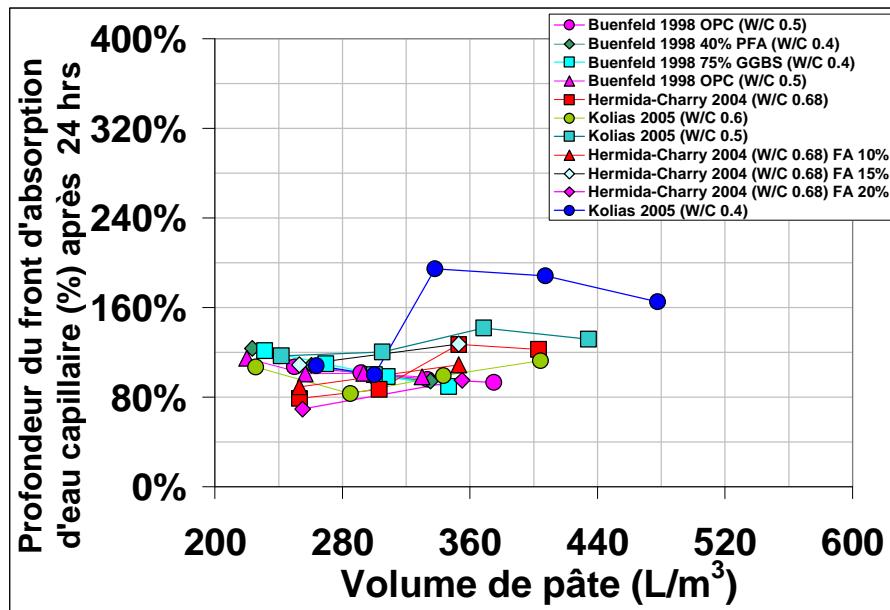


Figure 5.22- Volume de pâte vs Profondeur du front de l'absorption capillaire d'eau après 24 heures d'immersion de spécimens de béton cylindriques de diamètre 100 mm..où l'on prend pour 100% la profondeur obtenue pour un volume de pâte de 300 L.

A la différence du transport d'eau par diffusion, l'absorption capillaire entraînera avec elle des ions comme les chlorures et sulfates. Selon les réactions chimiques de ces ions leur concentration sera plus ou moins réduite en avant du front capillaire.

Absorption superficielle (ISAT-10)

Ce paramètre a été utilisé pour comparer l'effet du volume de pâte (et de la quantité de ciment dans le mélange) face à la facilité d'absorption d'eau en surface.

La figure 5.23 montre un résumé de résultats extraits de différentes études comparant ces deux variables.

De même, la figure 5.24 illustre les mêmes résultats normalisés, pour la valeur d'ISAT correspondant à 300 L de pâte qui est prise pour 100%.

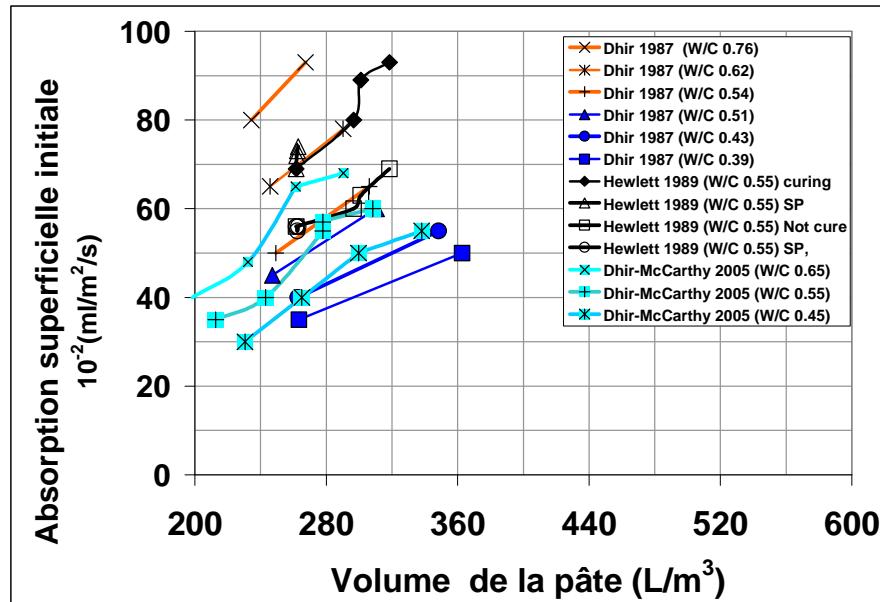


Figure 5.23-Volume de pâte vs Absorption Initiale de surface (ISAT-10) après 10 minutes d'absorption.

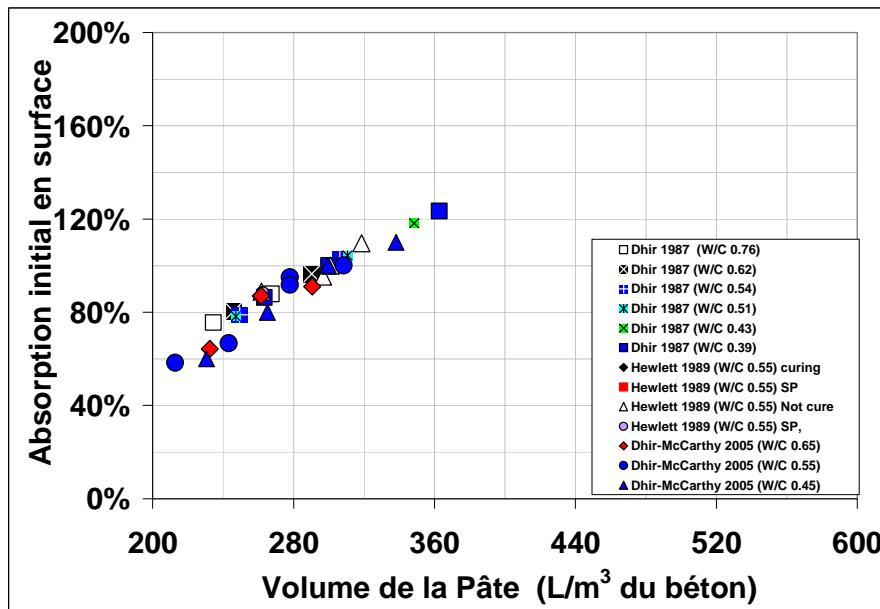


Figura 5.24- Volume de pâte vs Absorption Initiale de surface (ISAT-10), où l'on prend pour 100% la valeur ISAT-10 obtenue pour un volume de pâte de 300L.

Une fois encore, comme dans le cas de l'absorption capillaire dans cet intervalle de variation de volumes de pâte, à une plus grande concentration de pâte (de qualité égale) se produit une plus grande absorption superficielle, c'est-à-dire une plus grande possibilité d'attaque.

D'après la classification proposée par Dhir-Jones et al [113] (Tableau 5.10), un même rapport eau/ciment pourrait mener à différents niveaux de durabilité. Ainsi, dans la série

Dhir 2005 (E/C 0.65), une valeur de ISAT-10 inférieure à 50 est atteinte (Fig. 5.23), si la concentration de pâte du béton est inférieure à 240 L/m³. Cette même qualité de pâte (E/C 0.65) passe à un niveau 2 de durabilité (moindre performance), pour une concentration de pâte supérieure à 290 L/m³.

La figure 5.24 montre une excellente répétitivité de l'essai et l'importante corrélation entre la concentration de pâte et l'absorption superficielle. Des recherches séparées entre elles de plus de 10 ans prouvent un comportement très similaire à ISAT-10 en fonction de la concentration volumétrique de pâte et granulats.

En comparant les figures 5.19 (Absorption à 24 hrs) et 5.24 (Absorption capillaire et ISAT-10 minutes), on peut déduire qu'elles présentent des pentes très similaires. Ainsi, une augmentation de 100% du volume de pâte peut se traduire par une augmentation de 230% d'ISAT-10, valeur très proche à celle obtenue avec les mesures d'absorption capillaire à 24 heures.

La figure 5.25 illustre les mêmes résultats de l'ISAT-10 en fonction de la concentration de ciment.

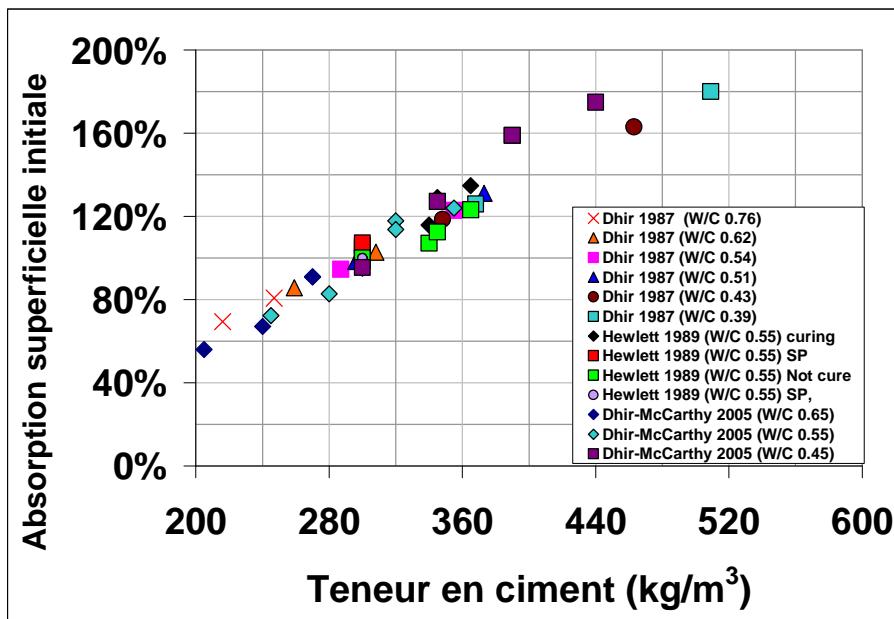


Figure 5.25- Concentration de ciment vs Absorption Initiale de surface (ISAT-10) % pour des séries à relation E/C constante. La valeur ISAT-10 correspondant à 300 kg/m³ a été prise à 100%.

Il est également important d'évaluer la profondeur de pénétration du flux, et pas seulement le volume total d'eau ayant pénétré. De cette façon, en utilisant la concentration volumétrique de pâte dans le béton, il est possible de calculer la profondeur moyenne de pénétration du volume d'eau dans le matériau (Equation 5-24).

La Figure 5.26 montre, une fois encore, qu'au bout de 10 minutes d'absorption, le bilan entre un plus faible volume d'eau ayant pénétré et une aire plus faible de pénétration fait que la profondeur de pénétration du flux n'augmente pas pour une diminution du volume de pâte, dans les domaines étudiés.

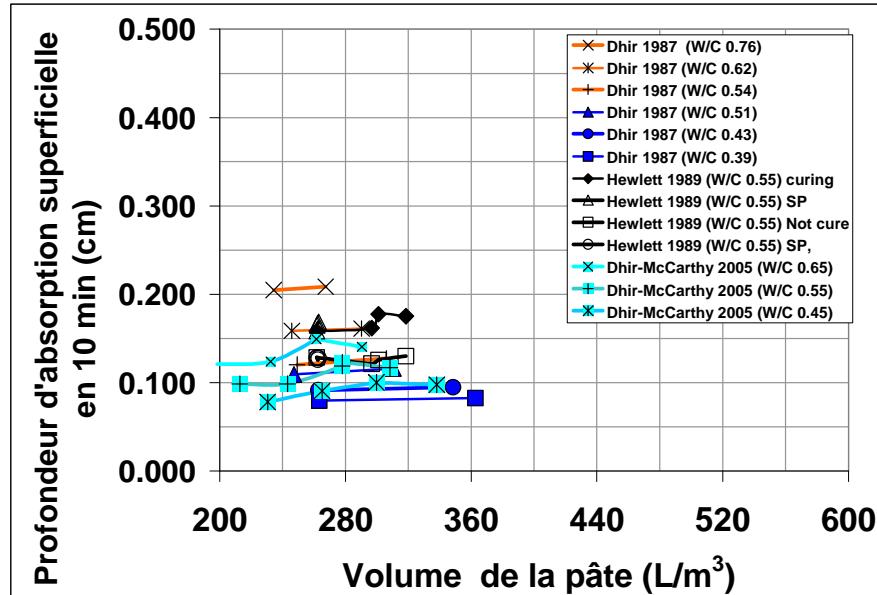


Figure 5.26- Profondeur de pénétration (ISAT-10) vs. Volume de la pâte pour des séries à relation E/C constante.

La mesure d'absorption superficielle d'eau ISAT-10 fournit une mesure de l'état de surface du béton, qui est la partie la plus vulnérable, et en même temps la plus importante du matériau pour éviter l'entrée des agents agressifs.

Pour prendre la mesure de l'effet de la concentration de granulats et de pâte sur l'absorption superficielle, il devient utile d'examiner d'abord l'impact du rapport eau/ciment idéalement pour des bétons à volume constant de pâte. Toutefois, cette information n'est pas disponible dans la littérature analysée. Les résultats que nous avons trouvés sont présentés dans la Figure 5.27. Ils montrent l'incidence sur l'ISAT du rapport E/C, laquelle se cumule avec un changement de volume de pâte, car les bétons ont été préparés avec une quantité fixe de ciment par unité de volume. Ainsi, la baisse du rapport E/C implique aussi une baisse du volume de pâte.

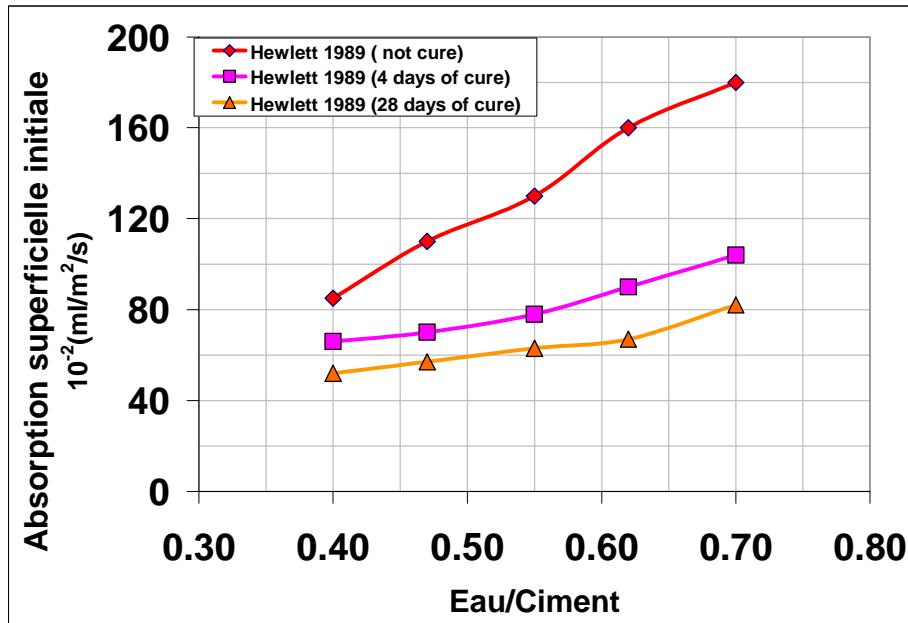


Figure 5.27-Influence du rapport eau ciment sur l'ISAT pour des volumes variables de pâte.

Sans prendre en compte le paramètre de pâte variable dans la figure 5.28, on pourrait affirmer que l'effet du rapport eau/ciment sur l'ISAT est du même ordre, que l'effet provoqué par le changement du volume de pâte. De ce point de vue, au moment de spécifier un rapport eau/ciment maximal, il faudrait également indiquer une concentration de pâte maximale.

La figure 5.27 nous permet en même temps d'apprécier l'effet de la cure sur l'absorption superficielle de l'eau. Comme dans le cas de la diffusion du CO₂ à travers la surface de béton, une cure de 7 jours réduit les valeurs de l'ISAT-10 à près de la moitié. De même, une augmentation de 7 à 28 jours du temps de cure ne se traduit pas par une diminution significative de l'absorption superficielle.

Le résumé des données d'absorption capillaire qui apparaissent dans les figures 5.18-5.27 illustre la relation entre le volume de pâte et l'absorption capillaire d'eau. Il démontre que pour une qualité de pâte constante, à mesure que la quantité de pâte (quantité de ciment) diminue, la quantité du liquide qui pénètre à l'intérieur du béton se réduit. Par contre, il apparaît en général que la profondeur atteinte par le liquide ne change que peu avec le volume de pâte. Il est maintenant important de déterminer si dans des solutions chargées en chlorures le comportement reste le même.

5.6.4 Attaque des chlorures et volume de pâte

Dans le chapitre précédent ont été énumérés les paramètres principaux de composition (facteurs internes) qui gouvernent la pénétration de l'eau dans le béton. Dans le cas des chlorures il existe une condition additionnelle à la pénétration même de l'eau: c'est celle de la réaction avec la pâte de ciment quand ils forment des composés stables comme le chloroaluminate ou sel de Friedel où ils restent physiquement liés. Il est évident que pour une qualité de pâte constante, un accroissement du volume de pâte dans le béton se traduit par une plus grande pénétration d'eau. On pourrait alors penser que dans le cas d'une solution chargée en chlorures la même tendance pourrait se répéter. Toutefois, même si cette situation se répétait, les limites de la concentration en chlorure en relation avec les limites du début de la corrosion se sont toujours exprimées face à la concentration volumétrique de ciment. Il est donc possible que dans les bétons à faible contenus de pâte, des quantités inférieures d'ions chlorure puissent pénétrer.

Toutefois reste la question pour ces bétons faibles en pâte (faible concentration volumétrique de ciment), de savoir si la faible concentration des chlorures pénétrés, face à la quantité de ciment environnant, est encore inférieure à la « forte » concentration de chlorures dans des bétons avec des plus grands contenus de pâte et des plus grandes concentrations volumétriques de ciment.

Dans les sections suivantes seront abordés les mécanismes de pénétration des ions chlorures et l'influence du volume de pâte dans le transport de ceux-ci. De même, dans les bétons à égales qualités de pâte mais avec des quantités différentes, seront comparés les contenus de chlorure par rapport au contenu volumétrique du ciment à proximité de l'armature.

Absorption Capillaire

Les valeurs de taux d'absorption extraits de différentes études où les bétons à égale qualité mais différente quantité de pâte ont été exposés à des solutions salines, en laboratoire ou exposés directement à l'eau de mer, apparaissent dans les Tableaux 5.23 et 5.24.

Tableau 5.23. Contenus de chlorures totaux et valeurs de taux d'absorption de bétons exposés à la marée pendant 16 semaines après Dias W.P¹⁴.

OPC	Cubes 28 jours					15 jours
	E/C	Ciment kg/m ³	Eau L/m ³	Vc+ Ve dm ³ /m ³	f _c MPa	Chlorures % mass 25 mm
0.40	400	160	287	31.0	0.35	0.08
0.40	600	240	430	41.0	0.75	0.15

Tableau 5.24. Volume de solution saline pénétrée après 25 heures d'absorption capillaire et valeurs de taux d'absorption après Mc Carter et al [112].

OPC	Cubes 28 jours					15 jours
	E/C	Ciment kg/m ³	Eau L/m ³	Vc+ Ve dm ³ /m ³	f _c MPa	Volume accumulé mm ³ (25 h)
0.40	340	136	244	54.0	0.30	0.057
0.40	547	219	392	53.0	0.40	0.070
0.60	318	191	292	38.0	0.50	0.105
0.60	387	232	355	36.0	0.60	0.107

Dans les données antérieures il est possible d'observer une tendance à obtenir des concentrations inférieures de chlorures et des valeurs de taux d'absorption inférieures dans les bétons avec des volumes inférieurs de pâte. Par contre, les valeurs dans le tableau 5.23 montrent un changement de résistance en compression qui est nettement supérieur à ce que notre compilation bibliographique nous a montré. Il y a donc lieu d'émettre des réserves quant à cette étude. D'autre part, nous pouvons noter que dans le tableau 5.24, la différence n'est grande que dans le béton à E/C 0.4.

Diffusion d'ion chlorure

La figure 5.28 résume des valeurs en provenance de différentes études où les coefficients de diffusion (apparente) ont été calculés, pour des bétons en contact permanent avec une solution riche en chlorures complètement saturés.

Comme on peut l'apprécier dans la gamme habituelle de variation de volumes de pâte des bétons conventionnels, pour une égale qualité de pâte (égale E/C et C de qualité constante) le changement du volume de pâte n'a pas un effet significatif sur la valeur du coefficient de diffusion de Cl⁻ pour un béton déterminé (Fig. 5.28).

En prenant dans chaque série la valeur de 100% pour le coefficient diffusion correspondant à 300 L/m³, on peut construire la figure 5.29 qui illustre ainsi les variations relatives des coefficients de diffusion en facilitant la comparaison entre différentes séries avec des valeurs de diffusion distincts. Dans le cas des séries où il n'existe pas la valeur exacte de coefficient de diffusion pour un volume de 300 L/m³ celui-ci a été interpolé (ou extrapolé) linéairement.

Sur la figure 5.29 il est possible de constater qu'il existe un faible effet de volume de pâte (contenu de ciment) sur le coefficient de diffusion qui s'identifie dans la plupart des séries collectées. Il est possible de constater une tendance qui montre qu'avec un contenu inférieur de pâte on obtient en général un coefficient inférieur de diffusion de l'ion chlorure légèrement inférieur. Cette tendance va dans le sens de celle qui a été déterminée dans le cas des bétons avec le réseau de pores non saturés, où a lieu un

retard dans la pénétration des chlorures générée par la présence d'un granulat gros (McCarter [112]).

Il faut souligner que la solution saline employée pour chaque série a été la même pour tous les bétons exposés à celle-ci. Dans chaque série on a employé une solution de NaCl dont les concentrations ont varié entre 2.2% et 3.5%.

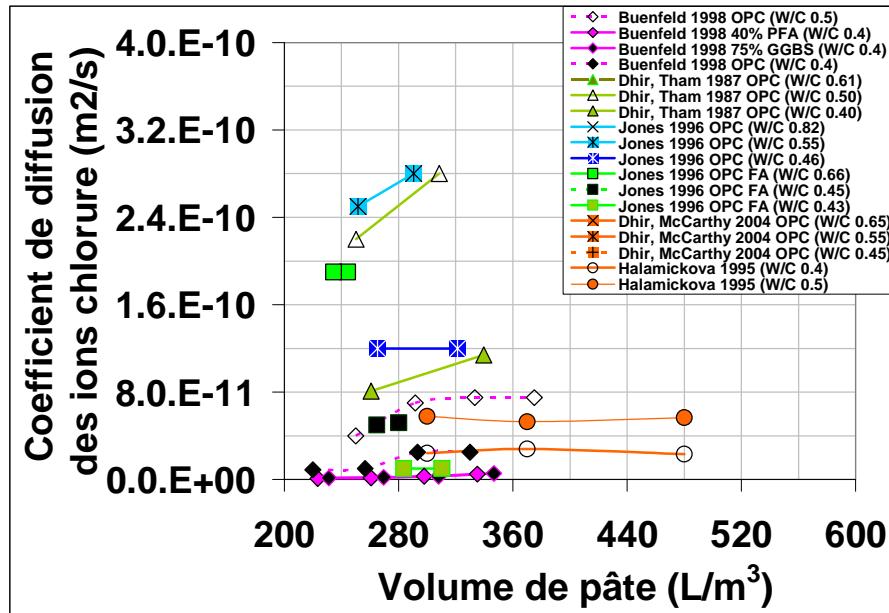


Figure 5.28-Coefficients de diffusion NaCl (m^2/s) à partir de différents auteurs pour des séries de béton à égale qualité de pâte et différents contenus volumétriques de celle-ci.

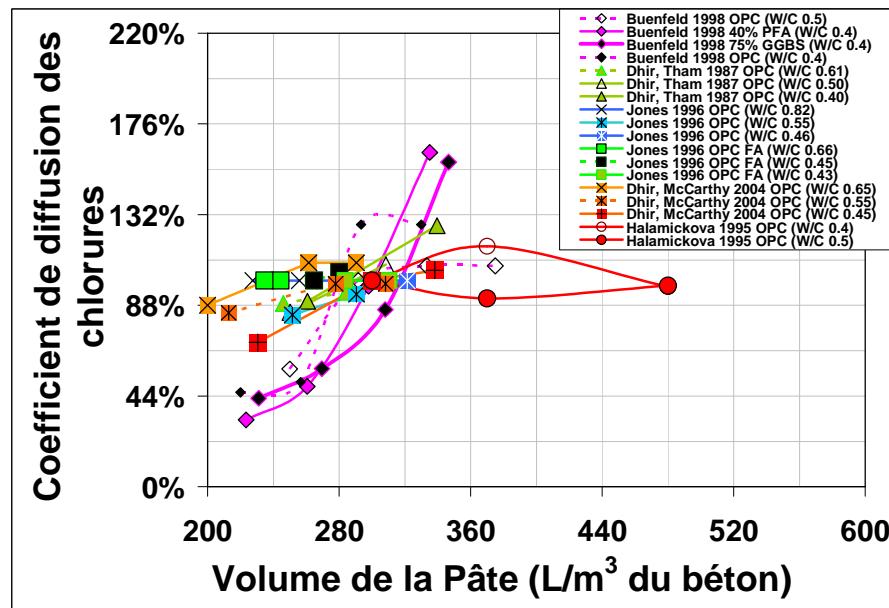


Figure 5.29-Coefficients de diffusion obtenus par différents auteurs pour des bétons à égale qualité de pâte mais différents contenus volumétriques de celle-ci, en termes pourcentages par rapport au Dff du béton avec $300 \text{ L}/\text{m}^3$.

Les chlorures peuvent donc arriver à proximité de l'armature dans le cas le moins favorable à même concentration (dans la pâte) dans un béton à volume de pâte réduit que dans un béton avec un grand volume de pâte (haut contenu de ciment). Si bien le volume de pâte n'est pas le facteur le plus important qui gouverne l'avancement d'un front de chlorures à l'intérieur du béton. Le résumé des données identifie dans certaines séries un retard dans la pénétration des chlorures grâce à la présence des granulats, ce qui probablement est dû à un accroissement de la tortuosité des capillaires. On peut aussi remarquer que les séries montrant cet effet ont les coefficients de diffusion les plus bas. Ce sont donc les bétons qui sont déjà de bonne qualité qui bénéficient le plus de la réduction du volume de pâte. Pour ce qui concerne les autres, on peut quant même insister sur le fait que les coefficients de diffusions n'augmentent pas.

Il faut cependant être conscient du fait qu'un dégât structural de corrosion ne nécessite que peu de points de corrosion active. On se trouve donc face à un problème où les effets locaux sont particulièrement importants et où par conséquence des raisonnements en termes de teneur moyenne par unités de volumes sont très limités. Ceci est probablement une des raisons pour lesquelles il n'y a pas de consensus quant aux conditions d'initiation de la corrosion dans le béton. Un autre aspect de ce problème est qu'il convient surtout de connaître la profondeur atteinte par les chlorures dans la pâte plutôt que la quantité moyenne par unité de surface du béton.

Tableau 5.25. Contenus relatifs de chlorures totaux (solubles en acide nitrique) après 84 jours de contact avec une solution de NaCl après Buenfeld et Okundi [8].

E/C	Ciment kg/m ³	Eau L/m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	Masse des chlorure totaux (% ciment) à 15 mm après 3 mois
0.50	300	150	250	100%
0.50	350	175	292	125%
0.50	400	200	333	123%
0.50	450	225	375	109%

0.40	300	120	220	100%
0.40	350	140	257	129%
0.40	400	160	293	150%
0.40	450	180	330	150%

Afin d'examiner le problème également de ce point de vue, on peut s'intéresser à l'effet de diminution du volume d'une pâte déterminée dans le béton sur la concentration de Cl⁻ par rapport au poids du ciment, qu'il est possible de mesurer expérimentalement à

différentes profondeurs. C'est le cas qui est illustré dans le Tableau 5.25 où le contenu de chlorures par rapport au poids du ciment diminue quand le volume de pâte diminue. Ces mesures ont été réalisées avec des éprouvettes saturées exposées à la diffusion naturelle après 84 jours.

L'étude de McCarthy et al [154] a démontré qu'à différentes profondeurs, les contenus de Cl^- par rapport au poids du ciment sont équivalents dans les bétons à égale qualité de pâte mais avec des volumes de pâte différente, de plus de 20%. Ceci démontre que les effets d'augmentation de la tortuosité de l'avancement de la solution et la concentration inférieure de ciment s'auto-annulent et s'équilibrivent. Ceci veut dire qu'un contenu inférieur de ciment ne se traduit pas par une plus grande corrosion, comme il avait été déjà signalé par d'autres auteurs [155]. Pour une qualité de pâte constante, il pourrait même résulter exactement le contraire.

Les chlorures, dans ce cas, comme dans les études collectées, correspondent aux chlorures libres ou solubles dans l'eau, présents dans la solution des pores, qui sont les seuls à avoir la possibilité de commencer la corrosion de l'acier. En réalité comme il a été énoncé avant, une partie du total de l'ion chlorure ou chlorures totaux (solubles dans l'acide) se fixe physiquement à la pâte et au granulat [156]. Il n'existe pas une relation fixe entre les chlorures totaux et les chlorures libres, car ils dépendent de la nature du ciment. Toutefois pour des valeurs inférieures à 0.4% de chlorures totaux il n'y a pas de chlorures libres [157]. Pour des valeurs supérieures à 0.4% de chlorures totaux par rapport au poids du ciment, le contenu de chlorures libres peut varier de 20 % à 60% du contenu total des ions chlorure. Dans l'étude de Mangat et al. les chlorures libres se rapprochent de 50% des chlorures totaux.

Durant les dernières années différents chercheurs [135,157,158,159,160] ont étudié le mécanisme de corrosion induit par les chlorures et la concentration limite à laquelle commence la corrosion de l'acier. Les codes et guides de différents pays ont adopté certaines de ces limites recommandées. La plupart se sont exprimées par rapport au poids du ciment mais il existe aussi ceux qui sont exprimés en concentrations de l'ion chlorure par rapport au volume de béton. Il y a donc des choix très différents qui ont un impact sur les gammes de bétons qui peuvent s'utiliser dans différents pays comme on l'a expliqué dans la section 5.4.

5.6.5 Attaque des sulfates et volume de pâte

Si l'attaque des sulfates se concentre sur l'expansion et la microfissuration postérieure de la pâte de ciment à l'intérieur du béton, on pourrait penser qu'un béton avec un contenu de pâte inférieur aura une moindre possibilité de former des produits expansifs. Les bétons à faibles teneurs en pâte sont plus difficiles à pénétrer par les liquides et ils ont aussi un volume inférieur à celui qui subit l'expansion. Il est donc possible d'en déduire que ces bétons sont plus résistants aux ambiances agressives par des sulfates.

L'étude d'une attaque par les sulfates peut être réalisée expérimentalement en mesurant l'expansion de poutrelles ou cylindres (ASTM C 1012). L'étude de Dhir et McCarthy [56] a comparé la sensibilité du volume de pâte à l'attaque des sulfates. Ils ont employé des prismes de 75 x 75 x 300 mm dans une solution de 5% Na_2SO_4 , qui est une condition d'exposition 5.6 fois plus critique que l'ambiance la plus sévère spécifiée par BRE 363.

La figure 5.30 illustre les résultats de cette étude réalisée sur des bétons de qualité de pâte égale ($E/C=0.45$) mais avec des volumes différents de celle-ci. Les séries se différencient entre elles étant donné que dans l'une on a employé seulement du ciment Portland tandis que dans les autres on a inclus des additions minérales telles que des cendres volantes et du laitier de haut fourneau.

La figure 5.31 montre les mêmes valeurs relatives à l'expansion du béton avec 300 L/m³ de pâte qui est assumée à 100%.

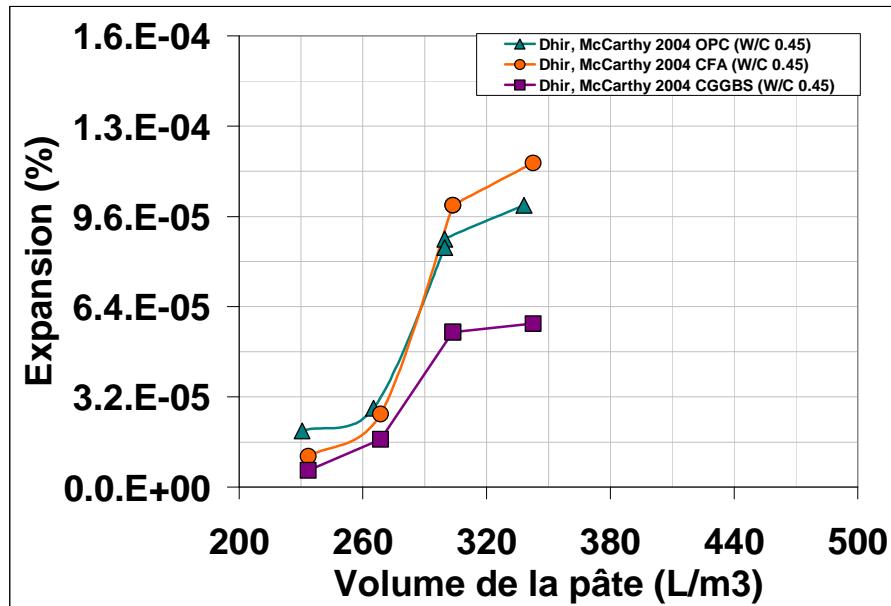


Figure 5.30-Expansion de poutrelles après une année d'exposition à une solution de 5% de Na_2SO_4 en fonction du volume de pâte [56].

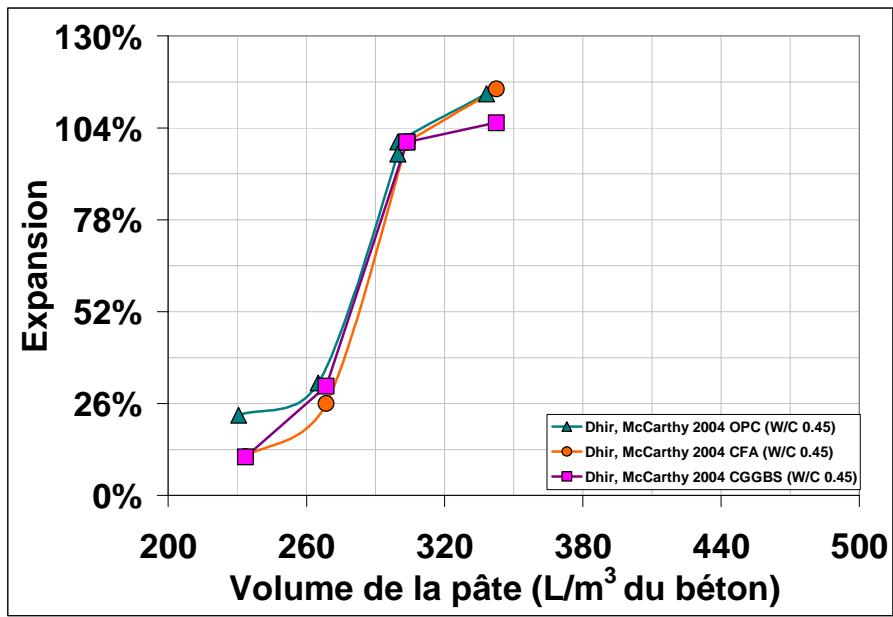


Figure 5.31- Expansion de poutrelles après une année d'exposition à une solution de 5% de Na_2SO_4 en fonction du volume de pâte et en termes relatifs quand la valeur de 300 L/m^3 de pâte correspond à une valeur de 100% [56].

La sévérité de l'attaque par les sulfates a été mesurée aussi à travers la perte de résistance à la compression. Kumar Sunil [161] et al. et Keene [162], ont évalué des séries de bétons dans lesquels seulement les volumes de pâte avaient été modifiés. Dans ces séries exposées à des ambiances agressives en sulfates, ces chercheurs ont mesuré la perte relative de résistance face à un béton étalon curé en eau.

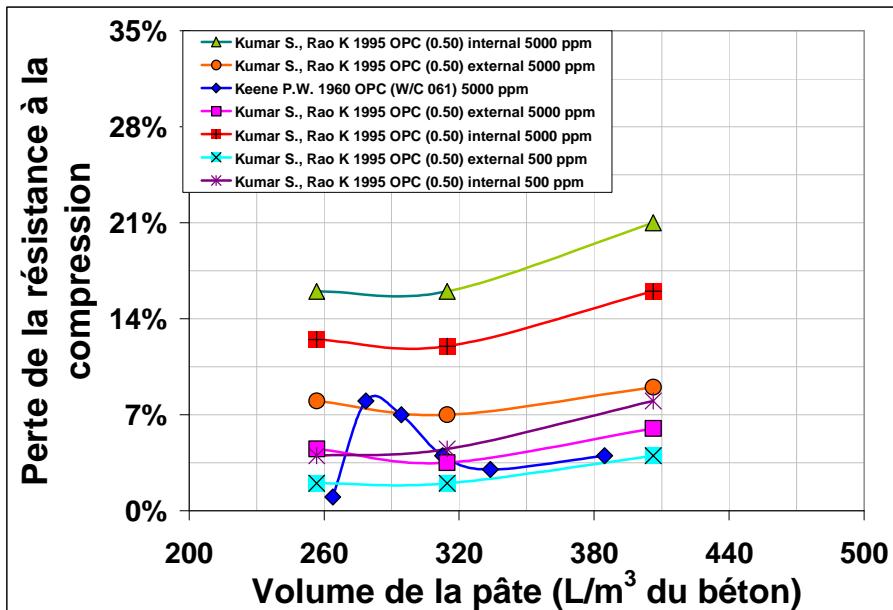


Figure 5.32- Perte de résistance à la compression après l'attaque de sulfates en fonction du volume de pâte. Les sulfates proviennent de la composition initiale (interne) ou de contact permanent avec le béton durci (externe). [159-160]

Les résultats de Kumar et Keene montrent qu'en termes de perte de résistance, le volume de pâte n'a pas un effet significatif. Toutefois, pour les cas les plus forts de perte de résistance, à un moindre contenu de pâte correspond une tendance à une moindre diminution des résistances.

Les résultats généraux collectés dans la littérature démontrent que dans les bétons à égale qualité de pâte à mesure que le volume de pâte diminue (teneur en ciment) la susceptibilité à l'attaque des sulfates diminue fortement au dessous d'une teneur critique en pâte qui semble se situer autour 300 L/m^3 . Il apparaît donc que pour les situations d'expositions au sulfate, il serait particulièrement opportun de pouvoir formuler des bétons à bas volume de pâte.

5.6.6 Implication de l'étude bibliographique

En vertu des résultats recueillis sur l'effet de la concentration de pâte (ou concentration de ciment) dans le béton sur l'avancement de la carbonatation ainsi que sur la participation du facteur ciment dans les modèles identifiés, on peut déduire qu'il n'existe pas de relation entre la vitesse de carbonatation et le contenu de ciment ou le volume de pâte. Cette conclusion est particulièrement importante dans le contexte des discussions actuelles autour des normes dont l'aspect prescriptif peut, selon leur formulation, limiter ou non le volume de pâte dans les bétons.

Le fait que la profondeur de carbonatation ne soit pas influencée par le volume de pâte peut paraître surprenant. En effet, en diminuant le volume de pâte a lieu une décroissance de la section effective pour la diffusion du CO_2 , ainsi qu'une augmentation de la tortuosité des pores, phénomènes dont on pourrait attendre une diminution de l'avancement de la carbonatation.

Cependant, on a constaté également que la pénétration des gaz comme l'oxygène ou l'azote dans le béton est peu influencée par le volume de pâte.

Dans le contexte de cette thèse, l'un des résultats plus importants de cette section est que les données compilées dans Figure 5.12 et Figure 5.23 constituent un apport complémentaire dans le débat sur les recommandations de compositions faites pour le béton armé exposé à une atmosphère riche en CO_2 .

Quant à la pénétration des liquides (perméabilité), il existe des résultats contradictoires en ce qui concerne l'effet du volume de pâte sur la pénétration d'un liquide soumis à un gradient de pression à l'intérieur du matériau. Cependant, les résultats les plus récents et complets indiquent qu'une diminution du volume de pâte se traduit par une perméabilité du matériau plus faible.

Dans le cas de la pénétration d'eau par absorption capillaire, les résultats obtenus à 10 minutes (ISAT-10) comme à 24 h d'absorption, montrent qu'une diminution du volume de pâte se traduit par une importante diminution de la quantité d'eau absorbée.

Les granulats se comportent comme des obstacles, ce qui implique que la pénétration a lieu dans la pâte. Cela fait que, pour un plus faible volume de pâte la masse de liquide absorbée diminue. Les valeurs de profondeur du front d'absorption montrent que de plus faibles volumes de pâte (dans le domaine de variation étudié) ne se traduisent pas par de plus grandes profondeurs de pénétration.

Cette analyse va plus loin que la norme BS 1881 Part 122 qui se limite à qualifier la durabilité d'un béton avec le volume total d'eau absorbée (Tableau 5.10).

De toutes façons, si l'absorption capillaire est le mécanisme le plus fréquent et critique dans les phénomènes de corrosion des armatures (cycles d'humidification-séchage), il devient fondamental de comprendre qu'un plus faible volume de pâte (plus grand volume de granulats) empêche la pénétration de l'eau, augmentant ainsi la durabilité du matériau.

Le même comportement ne pourrait pas se transposer directement au cas des chlorures dissous dans l'eau, du fait de l'interaction de ces ions avec la pâte elle-même. La synthèse des valeurs des coefficients de diffusion et des mesures de contenu en ion chlorure à différentes profondeurs ont permis de conclure cependant que, pour un moindre volume de pâte, on obtient de moindres concentrations en ion chlorure (rapportée à la quantité de ciment) à l'intérieur du matériau, améliorant ainsi sa performance.

Dans le cas des sulfates dissous dans l'eau, un plus faible volume de pâte se traduit non seulement par une moindre concentration en agent nocif dans le matériau, mais aussi par une plus faible quantité de matériau susceptible d'expansion. Ces deux situations mènent ainsi à une moindre expansion du béton quand on diminue le volume de pâte.

En accord avec les résultats expérimentaux rencontrés, la spécification d'un volume minimal de pâte (teneur minimale en ciment) n'a pas de pertinence dans le

comportement du béton en rapport avec sa durabilité. Il suffirait de préciser une qualité de pâte établie par un rapport E/C et par une résistance qui pourrait garantir la même qualité de ciment.

Dans le chapitre suivant nous abordons la phase expérimentale visant à évaluer, entre autres, l'effet du volume de pâte sur certaines des propriétés du matériau faisant l'objet de peu de références dans la bibliographie.

Ainsi, cette étude a évalué la performance de bétons avec des contenus de pâte inférieurs à ceux recommandés par les normes, dont les problèmes de maniabilité ont été résolus par une grande optimisation granulaire et l'emploi de superplastifiants de dernière génération.

VI . PHASE EXPERIMENTALE

Dans les chapitres précédents nous avons présenté les résultats d'une analyse bibliographique poussée destinée à mettre en évidence le rôle du volume de pâte sur les principales propriétés d'ingénieries et facteurs de durabilité. Il a été répété plusieurs fois que le nombre de données sur ce sujet est très limité et le plus souvent pas présenté comme le but principal de l'étude. Il est donc très difficile sans le travail effectué dans ces deux précédents chapitres de juger la qualité potentielle des bétons à bas volume de pâte.

Ce manque de données peut se comprendre par le fait que d'autres facteurs, en particulier le rapport E/C, ont des effets beaucoup plus marqués. Dans un certain sens, cela pourrait donner l'impression qu'une question du passé a été : « Quelle quantité du composant le moins cher (l'eau) peut-on utiliser tout en atteignant la qualité de béton requise ? ».

Néanmoins, à l'heure où l'une des questions principales dans la construction devient celle de l'impact environnemental qui passe par une réduction du contenu de clinker dans le liant et une augmentation de la durabilité du béton, la question ci-dessus devient plutôt : « Quelle quantité de pâte peut-on remplacer par des granulats tout en atteignant la qualité de béton requise ? ».

Ce chapitre contribue à répondre à cette question par un travail expérimental qui revêt deux aspects principaux. D'abord il s'agit de fournir des données supplémentaires sur le rôle du volume de pâte en particulier sur certaines propriétés pour lesquelles la littérature manquait singulièrement de résultats. Cette partie du travail s'est effectué sur des bétons non-adjuvantés.

Dans la deuxième partie du chapitre nous examinons l'optimisation des bétons standard sous l'aspect de l'adjuvantation et de l'optimisation granulaire. Dans ce sens nous cherchons donc à voir jusqu'où on peut pousser la réduction du volume de pâte en utilisant des technologies développées pour les bétons haute performance. On peut donc voir cela comme un transfert technologique des volumes de niche vers les volumes de masse. Du point de vue environnemental cela peut donc avoir un gros impact.

6.1 Caractéristiques des matériaux et optimisation granulaire traditionnelle:

Le but de l'optimisation de la formulation d'un béton passe par la diminution de son composant le plus cher. Dans la plupart des bétons le ciment devient justement ce composant. Cette situation a fait que la plupart des procédures de formulation de béton se concentrent dans la diminution de la quantité de ciment.

L'optimisation du dosage en ciment commence dans les différentes méthodes de formulation de béton (ACI 211, Dreux-Gorisso) avec l'optimisation d'une distribution granulaire qui entraîne sa plus grande compacité.

Les méthodes de détermination de la plus grande compacité vont depuis les procédures expérimentales jusqu'aux modélisations les plus élaborées. Dans le milieu de la construction on considère généralement deux fractions connues comme le gravillon et le sable.

Afin d'obtenir la plus faible quantité possible de ciment en employant la dernière technologie en adjuvants réducteurs de pâte, on doit partir d'un arrangement granulaire optimisé, c'est-à-dire d'un squelette granulaire avec le plus bas volume de vides. Dans la première partie de ce chapitre nous utilisons une approche traditionnelle afin de fournir des données que les praticiens examineront avec plus de facilités. Dans la deuxième nous utiliserons un modèle plus performant, mais moins utilisé, afin d'examiner des compositions extrêmes. Ces différentes approches sont brièvement présentées ci-dessous.

En suivant l'approche traditionnelle de formulation de béton on a employé un granulat siliceux d'origine sédimentaire, fréquent dans la ville de Bogotá (Fig. 6.1 et Tableau 6.1). On a effectué une optimisation avec la formule de Bolomey [163] qui est une modification de la méthode Fuller-Thompson [164], en partant de l'approche classique de deux fractions (sable/gravillon) à fournir.

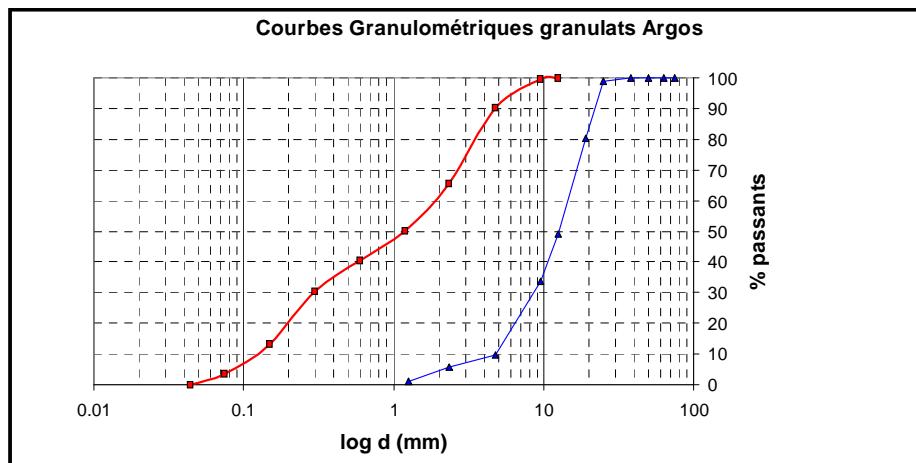


Figure 6.1- Distribution granulométrique des granulats Argos (Bogota) d'origine Tabio Tenjo.

Tableau 6.1. Caractéristiques du granulat Argos Tabio-Tenjo.

	Sable	Gravillon	Norme
Masse volumique apparente	g/cm ³	2.47	2.35
Masse volumique nominal	g/cm ³	2.61	2.63
Absorption	%	2.25	4.57
Contenu < 75 µm	%	1.50%	1.20%
Compacité propre		0.612	0.644
		LCPC IPC- No.61	

Le modèle de Bolomey est employé fréquemment dans le milieu de la construction et en général a comme résultat des granulométries plus fines que le modèle Fuller-Thompson. L'idée initiale est de partir des mélanges courants du milieu, avec un arrangement granulaire traditionnel, pour explorer après de grandes réductions en volumes de pâte.

Pour les granulats utilisés, la compacité maximale atteinte par le modèle Bolomey est de 52% de gravillon et 48% de sable.

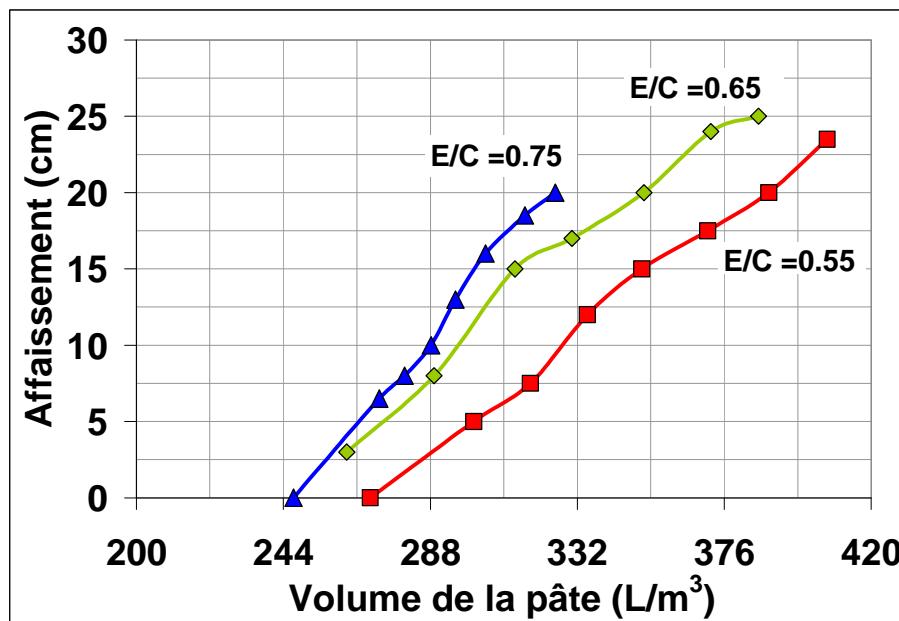
Le ciment utilisé est du type I (ASTM C 150)- CEM I (NF EN 197-1). Ses principales caractéristiques physiques apparaissent sur le Tableau 6.2.

Tableau 6.2. Caractérisation du Ciment Paz del Río (CPR)- Sogamoso.

Nom	Cemento Paz del río Concretera	
Masse Volumique	3.15 g/cm³	ASTM C 188-03
Temps de prise	E/C 0.25	ASTM C 191-04
Initial	2 h 37 min	
Final	3 h 23 min	
Surface Spécifique (Blaine)	3897 cm²/g	ASTM C 204-05
Résistance à la compression		ASTM C 109-05
1 jour	10.4 MPa	
3 jours	21.3 MPa	
7 jours	33.5 MPa	
28 jours	43.6 MPa	
ASTM	Type I	ASTM C 150-07

6.2 Consommation de pâte par rapport à l'affaissement du béton :

Partant de cette première distribution granulaire, la sensibilité de la consommation de pâte face à la maniabilité, quand le rapport eau/ciment varie, a été déterminée en augmentant progressivement la quantité de pâte pour un squelette granulaire optimisé. Dans des pâtes de viscosités différentes, la consommation de pâte varie pour atteindre un affaissement donné (Figura 6.2- Série I).



*Figure 6.2- Consommation de pâte face à l'affaissement pour différentes qualités de pâte (E/C),
Série I. Sensibilité du volume de la pâte vs. Affaissement (ciment CPR) T 20 ° C± 2 ° C, HR
65%±5%*

Dans ce cas nous voyons que pour atteindre un affaissement de 10 cm, la pâte de viscosité la plus faible ($E/C = 0.75$) requiert 288 L/m^3 , tandis que la pâte de plus haute

viscosité ($E/C = 0.55$) a besoin de 330 L/m^3 . De la même manière pour arriver à 20 cm d'affaissement, la pâte de $E/C=0.75$ consomme 325 L/m^3 tandis que la pâte de 0.55 a besoin de 390 L/m^3 c'est à dire 20% de plus.

En termes de masse de ciment, les résultats apparaissent sur la Figure 6.3.

Comme nous le voyons la consommation de pâte pour arriver à une maniabilité donnée est inférieure quand on emploie des pâtes plus « fluides » telles que la pâte de $E/C=0.75$. La plus faible concentration de particules de ciment dans la pâte ou la plus grande présence d'eau dans celle-ci, rend la pâte moins visqueuse. Ceci contribue à atteindre plus rapidement une maniabilité donnée du béton.

De cette façon 320 L/m^3 de la pâte de 0.55 et approximativement 680 L/m^3 de granulat¹¹ présentent un affaissement de 7.5 cm , tandis que dans le même volume et type de granulat et avec 320 L/m^3 de pâte de 0.75 de E/C , l'affaissement est de 19 cm .

Un indicatif de la viscosité, ou facilité à couler, de différentes pâtes employées, peut s'obtenir en employant la méthode du Mini-Slump décrit par Kantro [11] ou une méthode de mesure de la vitesse du fluide comme le cône de Marsh ou le cône ASTM C 939 [9].

Ainsi le tableau 6.3 montre les valeurs du cône de mini-slump et aussi celles obtenues avec le cône ASTM C 939, pour les pâtes employées dans la Figure 6.2.

Tableau 6.3. Mesures de maniabilité (indicatifs de viscosité) sur les pâtes évaluées et les bétons obtenus. Série I

Pâte			Béton					Résistance à la compression (MPa)		
Qualité de la pâte	Mini slump (mm)	Temps cône ASTM C 939 (s)	Nom	Affaissement (mm)	Volume de la pâte (L/m ³)	Ciment (kg/m ³)	Résistance à la compression (MPa)			
							3 jours	7 jours	28 jours	
0.75	142	9.0	SI-1	200	325	303	11.6	16.1	21.5	
0.65	81	9.3	SI-2	235	386	396	15.2	22.2	30.0	
0.55	65	10.6	SI-3	250	406	466	15.7	19.7	34.6	

¹¹ En prenant en compte l'air qui a varié peu ($\pm 1\%$) dans les bétons évalués.

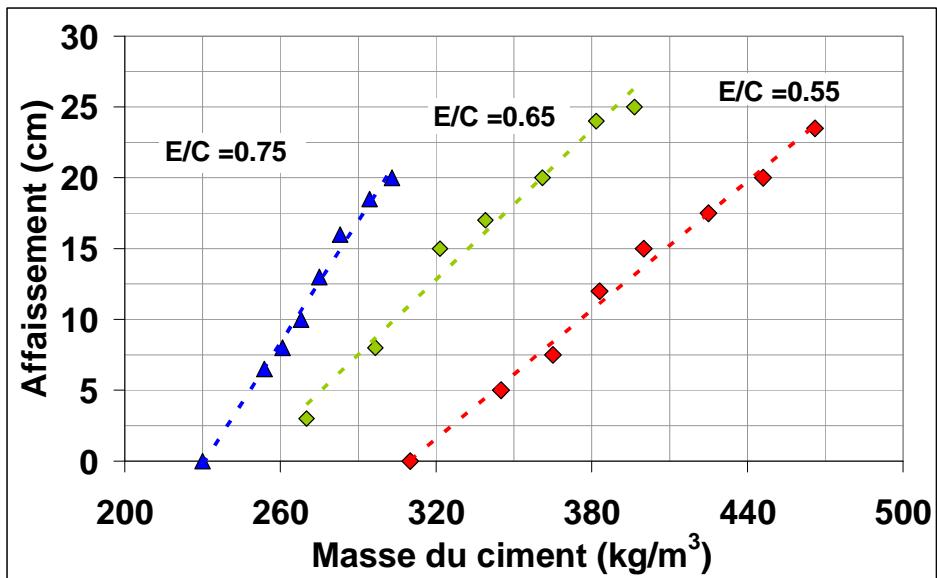


Figure 6.3-Consommation de ciment face à l'affaissement pour différentes qualités de pâte (E/C), Série I. Sensibilité de la concentration en ciment vs. Affaissement (ciment CPR) T 20 ° C± 2 ° C, HR 65%±5%

La figure 6.3 nous permet d'évaluer la consommation de ciment pour atteindre une maniabilité donnée avec une pâte de rapport eau/ciment constant. Ces consommations ont été linéarisées avec un coefficient de corrélation $R^2 \geq 0.98$.

Moins visqueuse est la pâte, plus grande est la valeur de la pente de la masse de ciment (ou volume de pâte) face à l'affaissement. Les résultats de cette série montrent donc apparemment qu'à viscosité plus faible de la pâte correspondra une plus faible consommation de celle-ci nécessaire à l'augmentation de l'affaissement d'un béton (le taux de consommation est de 0.15 cm/kg de ciment pour E/C de 0.55 face à un taux de consommation de 0.28 cm/kg de ciment pour un E/C de 0.75).

De cette façon des mélanges avec des pâtes très peu visqueuses seraient plus faciles à étaler pour atteindre des affaissements hauts (>15 cm) puisqu'en termes de consommation de ciment (ou pâte) la différence serait très basse, entre 10 cm et 20 cm. D'un autre côté, des mélanges plus épais (plus visqueux) requièrent des augmentations importantes des quantités de pâte pour augmenter les affaissements.

En d'autres mots, pour des bétons de hautes résistances à la compression (pâtes visqueuses de bas E/C, sans prendre en compte l'action des adjuvants) il est beaucoup plus cher d'augmenter la maniabilité que pour des bétons de moindre résistance.

Toutefois, ce qui précède veut dire que les bétons qui contiennent des pâtes peu visqueuses sont plus sensibles à des changements en affaissement dus aux petits changements dans la composition de la pâte ou volume de celle-ci.

La Figure 6.4 nous montre, pour un affaissement donné (20 cm), les consommations de pâte pour différentes valeurs de Mini-Slump ou viscosité des pâtes évaluées.

Comme on peut le voir la consommation pour des pâtes plus épaisses augmente de façon exponentielle par rapport à d'autres pâtes moins visqueuses.

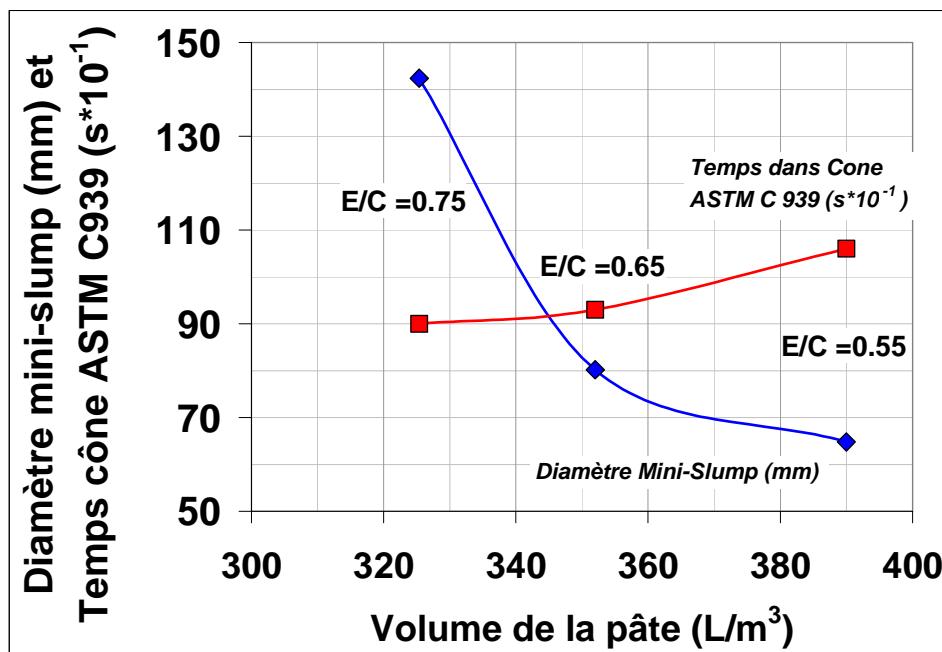


Figure 6.4- Consommation de pâte face à la valeur de mini-slump et temps d'écoulement dans le cône ASTM C 939 (indicateur de viscosité) pour les pâtes évaluées (0.75, 0.65 y 0.55 de E/C)

6. 3 Effet de la concentration de pâte sur les principales propriétés du béton

La collection, traitement et analyse des données en provenance de la bibliographie, a permis d'identifier l'effet de la concentration de pâte sur certaines des propriétés du béton. Toutefois on n'a pas trouvé des données ou très peu, sur certaines de ces propriétés face à la concentration de pâte. Pour cette raison, on a procédé à la réalisation de la série II qui contient 3 répétitions. Dans cette série ont été évaluées entre autres, les propriétés sur lesquelles il n'existe pas des données, ou très peu, face à la concentration de pâte.

Les valeurs qui apparaissent sur les tableaux et figures sont la moyenne calculée pour trois répétitions de la Série II. On a mis l'intervalle de variation entre les répétitions dans les figures ou sa lisibilité n'était pas affectée.

Propriétés à l'état frais

On compare ici des bétons avec une qualité de pâte constante, avec un rapport E/C de 0.65 mais avec des volumes variables. Ceci a fait que les bétons comparés ont compté avec des maniabilités différentes. Le résumé de la composition des bétons de cette série se trouve dans le Tableau 6.4.

Tableau 6.4. Composition des bétons avec une qualité de pâte identique Série II.

Nom	Ciment (kg/m ³)	Eau (L/m ³)	E/C	Volume de la pâte (L/m ³)	Sable (kg/m ³)	Gravillon (kg/m ³)	Air (%)
SII-1	241	157	0.65	235	809	989	1.7
SII-2	264	172	0.65	257	786	961	1.6
SII-3	276	180	0.65	269	778	951	1.2
SII-4	288	187	0.65	280	767	937	1.1
SII-5	315	205	0.65	307	739	904	1.0
SII-6	357	233	0.65	348	695	848	1.1

Les matériaux employés dans cette série, comme dans les autres, correspondent à la même origine. La proportion de sable/gravillon est la même (Optimum Bolomey), ainsi que la qualité de pâte. Pour cet intervalle de variation nous voyons qu'à mesure que le volume de pâte augmente, le contenu d'air, de façon inattendue, diminue.

Les propriétés mesurées à l'état frais apparaissent dans le Tableau 6.5.

Tableau 6.5. Propriétés à l'état frais mesurées. Série II.

Volume de la pâte (L/m ³)	Affaissement (cm)		Temp de prise Final (hh:min)	Ressuage (g/cm ² *10 ⁻³)						Ressuage cm/s (100 min)	Normalisé à 307 L (100 min)
	0'	60'		10 min	20 min	30 min	40 min	70 min	100 min		
235	3.5	1.5	10:15	0.0	0.0	8.4	15.0	41.6	59.5	9.92E-06	0.87
257	8.0	6.0	10:15	1.0	5.1	12.0	15.6	37.2	67.1	1.12E-05	0.98
269	12.5	9.8	10:10	0.5	2.2	9.7	13.0	30.4	53.3	8.88E-06	0.78
280	18.0	14.5	10:20	2.5	5.7	12.7	17.8	38.0	76.6	1.28E-05	1.12
307	22.5	18.0	10:15	0.6	2.5	4.7	11.6	47.4	68.5	1.14E-05	1.00
348	26.0	22.5	10:20	3.0	6.0	10.2	21.4	52.0	85.0	1.28E-05	1.12

Norme	ASTM C 143-03	Registrement T°C	ASTM C 232-04-A

Dans ce cas les bétons n'ont pas la même maniabilité ou affaissement initial. Malgré ceci nous voyons qu'il n'y a pas de changements significatifs dans le maintien de la maniabilité, ni dans les temps de prise.

Un plus grand volume d'eau dans le béton ne s'est pas traduit par une plus grande perte de maniabilité dans le temps. Il faut signaler que le mélange n'a pas été recouvert pendant son repos dans le mélangeur, ce qui peut avoir eu un impact sur ce résultat. Dans les séries IV et V, on a vérifié une fois de plus cette propriété en prenant les précautions nécessaires pour éviter une évaporation sur l'échantillon, ce qui peut déformer le résultat par rapport à la réalité industrielle.

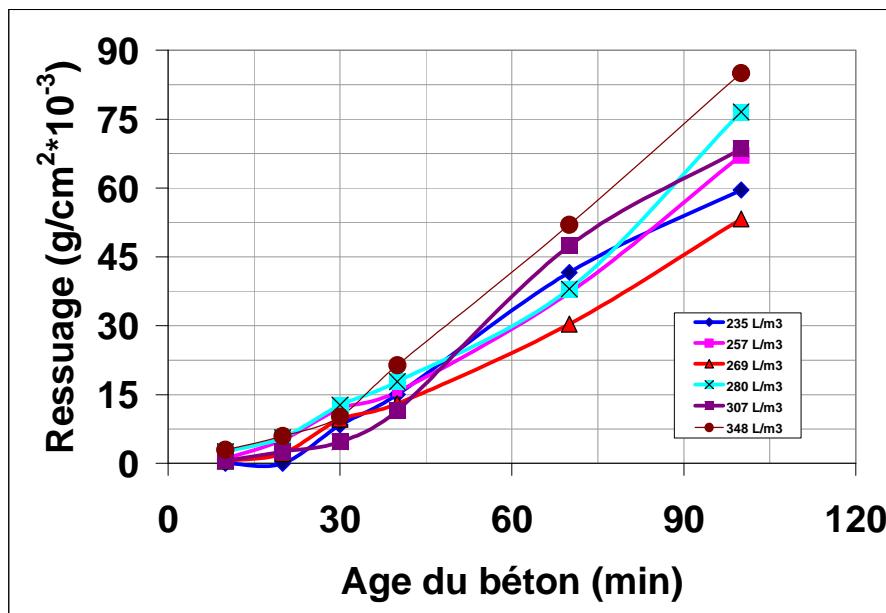


Figure 6.5- Relation entre le ressusage dans le temps et le volume de la pâte. Série II.

Ainsi, les valeurs de taux de ressusage ont été similaires en termes absolus à ceux calculés par le modèle de Powers. En termes relatifs, la tendance a été également bien prévue par ce modèle. De cette manière, le mélange SII-3 ressuerait, d'après le modèle, moins que le SII-2 et le SII-4, ce qui a été effectivement le cas expérimentalement. La Figure 6.6 montre les valeurs expérimentales de Dhir et celles trouvées dans la série II, avec leurs modélisations respectives.

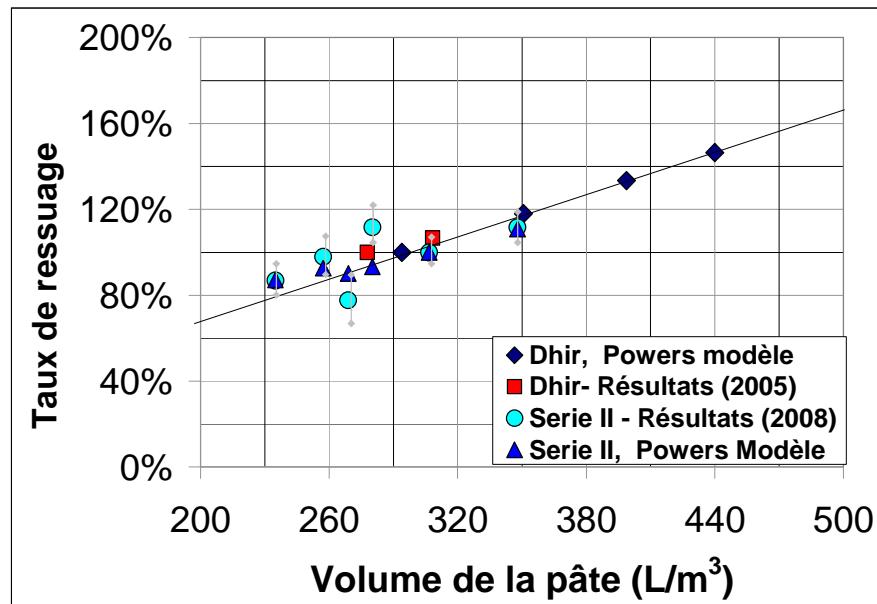


Figure 6.6- Relation entre le ressuage dans le temps et le volume de la pâte. Série II.

De cette façon, on voit que le taux de ressuage diminue quand le contenu en pâte diminue, avec une tendance quasi-linéaire. La pente de cette droite fait qu'une diminution de 20% du volume de pâte se traduit par une réduction équivalente du taux de ressuage.

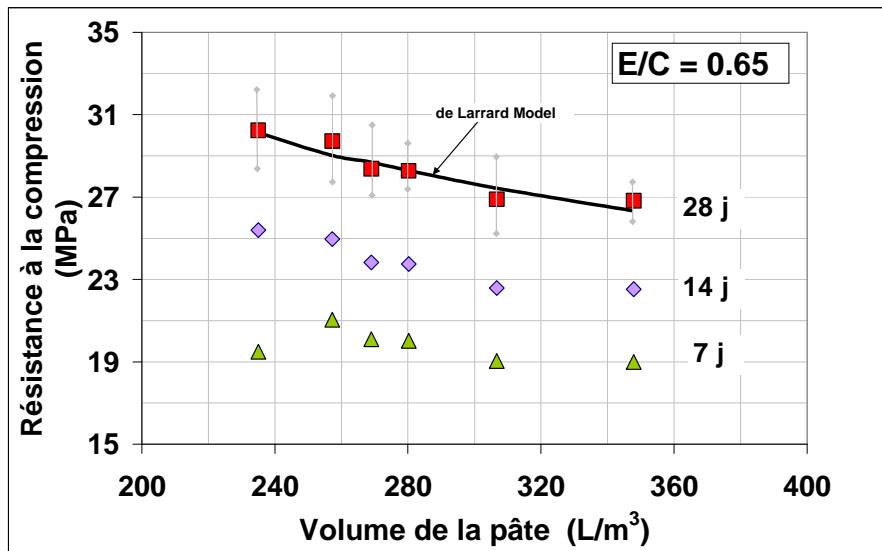
Les bétons de faible contenu de pâte devront faire l'objet d'une cure plus minutieuse que les bétons usuels, vu qu'ils peuvent être plus sensibles à la fissuration précoce.

Propriétés à l'état durci

Les propriétés mécaniques mesurées à l'état durci apparaissent dans le Tableau 6.6

Tableau 6.6. Propriétés mécaniques à l'état durci, mesurées. Série II

Nom	Volume de la pâte (L/m³)	Résistance à la compression (MPa)			Résistance à l'abrasion (mm)	Résistance à la traction (MPa)	Résistance à la flexion (MPa)	Module d'élasticité (MPa)
		7 j	14 j	28 j				
SII-1	235	19.5	25.4	30.2	1.6	2.8	3.2	20976
SII-2	257	21.1	25.0	29.7	2.0	2.7	3.7	18344
SII-3	269	20.1	23.8	28.4	2.3	2.7	3.2	20164
SII-4	280	20.0	23.7	28.3	2.4	2.7	3.4	19189
SII-5	307	19.1	22.6	26.9	3.0	2.6	3.2	18671
SII-6	348	19.0	22.5	26.8	4.1	2.5	3.2	18107
Norme		ASTM C 39-03			ASTM C 1138-97	N.A.	ASTM C 78-07	ASTM C 496-02



*Figure 6.7- Volume de la pâte et résistance à la compression, avec le Modèle de Larrard.
Série II.*

La résistance à la compression à ce niveau de variation a augmenté au taux attendu consistant avec les modèles et les données extraites de la bibliographie. On a également constaté que l'influence du contenu de pâte sur la résistance s'est en général maintenue pour le reste des âges du béton.

En ce qui concerne la résistance à l'abrasion, dans la figure 6.8 nous voyons que celle-ci a augmenté de façon très significative à mesure que la concentration en pâte diminuait. Sans doute la plus grande concentration de granulats contribue à diminuer l'attaque abrasive qui dans ce cas précis se réalise sous l'eau. Ces données complètent donc avantageusement la figure 4.21 où le nombre limité de résultats ne permettait pas de conclure de manière sûre sur la variation de la résistance à l'abrasion.

Ainsi, un ressuage plus important dans les bétons à plus grand contenu de pâte se traduit par une surface plus poreuse et donc plus fragile. Cependant, il faut préciser que les pentes de l'augmentation du ressuage et de l'augmentation de la profondeur de l'attaque par abrasion, en fonction du volume de pâte, n'ont pas été égales.

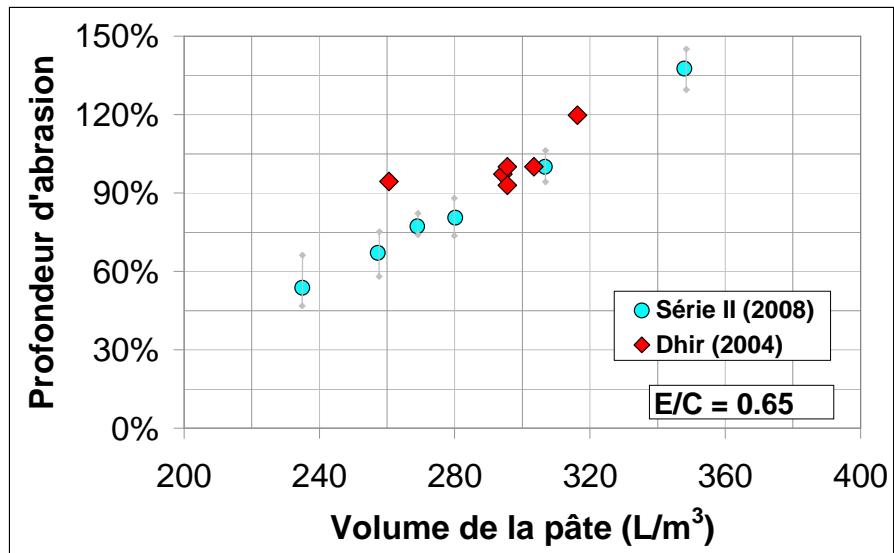


Figure 6.8- Volume de la pâte et résistance à l'abrasion Série II avec les résultats de Dhir et al.

Les résultats trouvés dans la littérature sur la relation entre résistance à la traction directe et le volume de pâte ont été parfois contradictoires (Fig. 4.13). La série II a permis d'apporter de nouvelles valeurs à la peu nombreuse population des résultats disponibles.

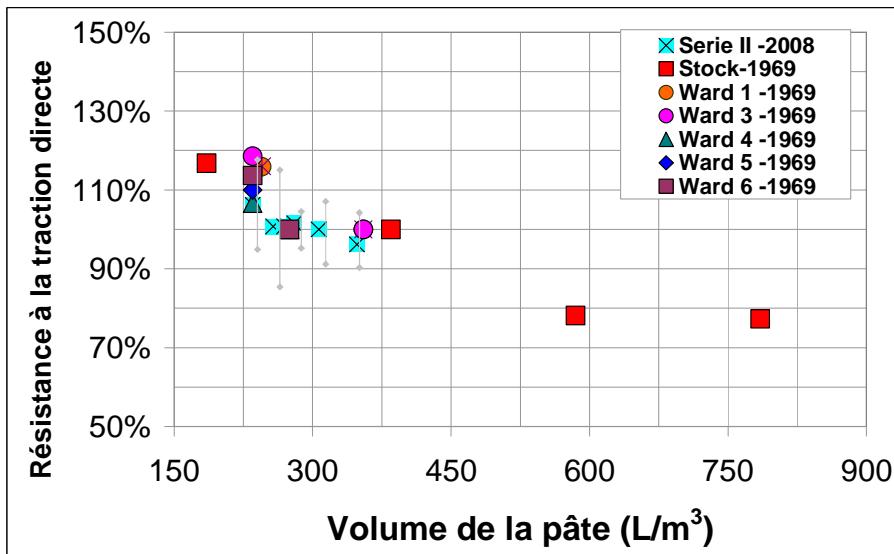


Figure 6.9- Volume de la pâte et résistance à la traction Série II..

La résistance à la traction directe fut mesurée en utilisant des dispositifs en métal avec des rotules dans les extrémités des cylindres qui ont été fixés au béton par une résine époxydique. Le taux de charge a été de 0.22 MPa/s. Trois spécimens ont été mesurés par âge (neuf mesures par point) et la plupart des ruptures ont été localisées loin des extrémités. Les valeurs montrent que la tendance est la même que celle déterminée par

Ward et Stock, vu que, sur le la figure 6.9, les résultats de Johnson ont été éliminés pour plus de lisibilité. Dans l'intervalle mesuré par la série II, on montre que, pour un plus faible volume de pâte, il existe une légère augmentation de la résistance à la traction directe pour une relation E/C constante, ce qui peut ainsi améliorer la performance du béton en supportant mieux la fissuration. Néanmoins cette variation est faible. On voit dans le tableau 6.6 que la différence n'est que de 0.3 Pa, ce qui est dans la gamme de marge d'erreur pour ce type de mesure. Ayant dit cela, il est quand même notable que l'évolution des résistances suive bien celle du volume de pâte.

En ce qui concerne la résistance à la flexion des poutres de 150 mm x150 mm x 600 mm ont été fabriquées et une charge au tiers de l'élément a été appliquée à un taux de 0.017 MPa/s. Les imperfections de la surface du béton ont été corrigées avec des bandes en cuir, comme la norme ASTM C 78 le suggère. La totalité des ruptures a été localisée dans le tiers et au milieu de la poutre. Les valeurs obtenues montrent, dans l'intervalle de mesure, que le volume de pâte n'influe pas de manière significative sur la résistance à la flexion (tableau 6.6).

En ce qui concerne le module d'élasticité la mesure à suivi la méthode décrite par la norme ASTM C 469-02 et le résultat de la moyenne obtenue montre également un accroissement du module quand la fraction volumique des granulats augmente (Fig. 6.10).

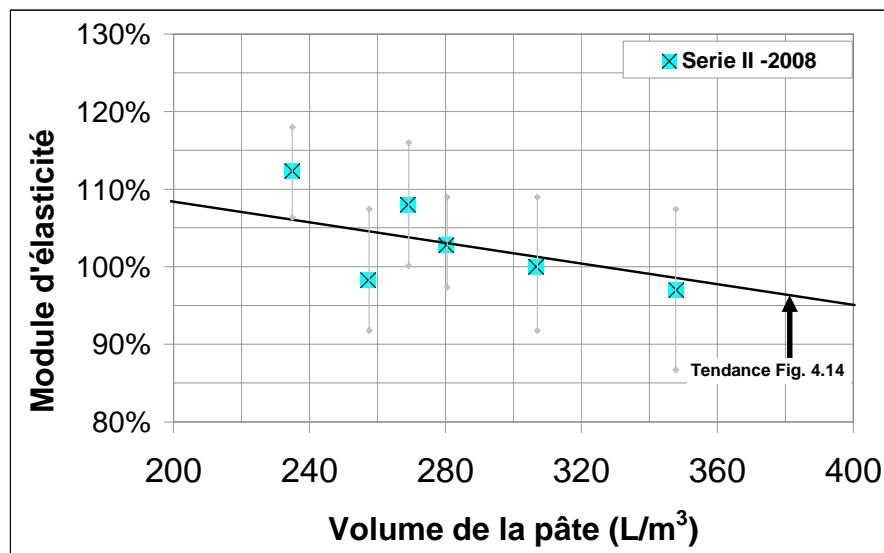


Figure 6.10- Volume de la pâte et le module d'élasticité. Série II..

La dispersion des résultats a été grande, néanmoins la superposition du model de Pauw calculé dans la figure 4.14 a été très bonne avec la tendance identifiée en termes relatifs.

Quant aux propriétés liées à la durabilité, elles sont résumées dans les tableaux 6.7 et 6.8. On peut y remarquer que la profondeur de carbonatation ne change pas, ce qui est tout à fait en accord avec la figure 5.12. On voit aussi que l'absorption capillaire ainsi que l'absorption superficielle (ISAT) diminue fortement avec le volume de pâte en accord avec les figures 5.19 et 5.24.

Finalement en ce qui concerne les mesures de conductivité électrique (ASTM C1202) on voit une diminution sensible avec la variation du volume de pâte (Fig. 6.11). Ceci indiquerait qu'il est plus facile par les chlorures pénétrer les bétons avec plus de pâte sous cette conditions accélérées.

Tableau 6.7. Propriétés en rapport avec la durabilité. Série II

Nom	Volume de la pâte	Porosité	Absorption Capillaire	Absorption superficielle initiale a 10 min (ISAT-10)	Absorption d'après inmersion	Absorption d'après ebullition
	(L/m ³)	(%)	(%)	(mL/m ² /s)	(%)	(%)
SII-1	235	13.1	36	73	6.35	6.97
SII-2	257	13.6	41	94	6.66	7.23
SII-3	269	13.9	47	103	6.89	7.45
SII-4	280	14.2	50	111	7.15	8.35
SII-5	307	14.5	66	136	7.85	8.82
SII-6	348	N.A	82	169	N.A	N.A
Norme	ASTM C 642-97			ASTM C 78-07	ASTM C 642-97	ASTM C 642-97

Tableau 6.8. Propriétés en rapport avec la durabilité. Série II

Nom	Volume de la pâte	Profondeur Carbonatée	Charge Electrique	Retrait	
				7 j	28 j
	(L/m ³)	(mm)	(Coulombs)	(%)	
SII-1	235	4.5	4589	0.032	0.047
SII-2	257	3.9	5051	0.034	0.051
SII-3	269	5.3	5698	0.036	0.051
SII-4	280	5.9	5483	0.037	0.058
SII-5	307	4.2	6389	0.040	0.081
SII-6	348	5.5	6598	0.052	0.122
Norme	Chambre acceleré T 21±3 °C HR 65% ±5%		ASTM C 1202-05	ASTM C 157-03	

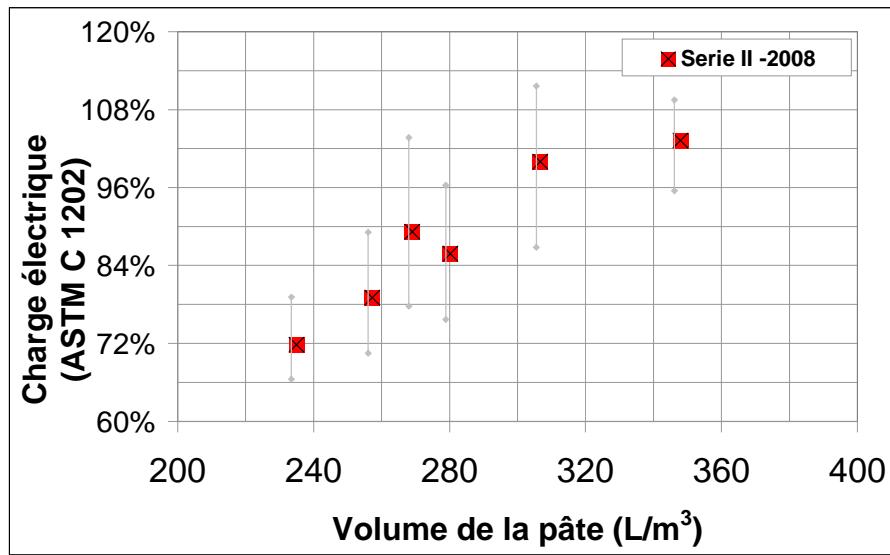


Figure 6.11- Volume de la pâte et Charge électrique avec la méthode ASTM C 1202 (60 mV) et 3 heures sur des échantillons saturées au vide. Série II.

Les autres propriétés en rapport avec la durabilité ont montré que quand le volume de pâte diminue il y aura des caractéristiques moindres à savoir le retrait, la porosité et l'absorption après immersion et l'ébullition.

En ayant pour objet l'étude de la performance de bétons avec des volumes de pâte inférieurs à ceux recommandés par les normes, la présente étude est arrivée à la diminution maximale qu'il a été possible d'atteindre (surtout en termes de maniabilité), en employant un adjuvant superplastifiant de dernière génération et une optimisation granulaire soignée.

Les chapitres suivants se concentrent donc sur cette optimisation progressive du matériau.

6.4 Consommation de pâte avec l'addition d'un adjuvant superplastifiant d'ultra haut pouvoir (Polycarboxylate).

Dans le même genre d'analyse que celle de la section 6.2, ont été déterminées les différentes consommations de pâte pour un arrangement granulaire donné et une pâte de E/C constant, en modifiant seulement la dose d'adjuvant dans sa composition.

L'adjuvant employé était un polycarboxylate (Viscocrete 2100) [165] avec une concentration en solides de 40%. La pâte choisie correspondait à celle qui a été utilisée dans la série antérieure (E/C= 0.65) qui correspondait à une des plus utilisées dans le milieu de la construction.

De cette façon, pour une pâte de E/C =0.65 sans adjuvant, le volume de celle-ci a été augmenté progressivement dans le béton en répétant la tendance identifiée dans les séries antérieures. Pour un arrangement granulaire constant (Bolomey) on a introduit la même pâte mais avec une dose d'adjuvant de 0.3%. La viscosité de la pâte est diminuée et sa consommation pour un affaissement donné l'est aussi.

La figure 6.12 illustre l'effet de l'adjuvant sur la consommation de pâte pour un rapport E/C constant.

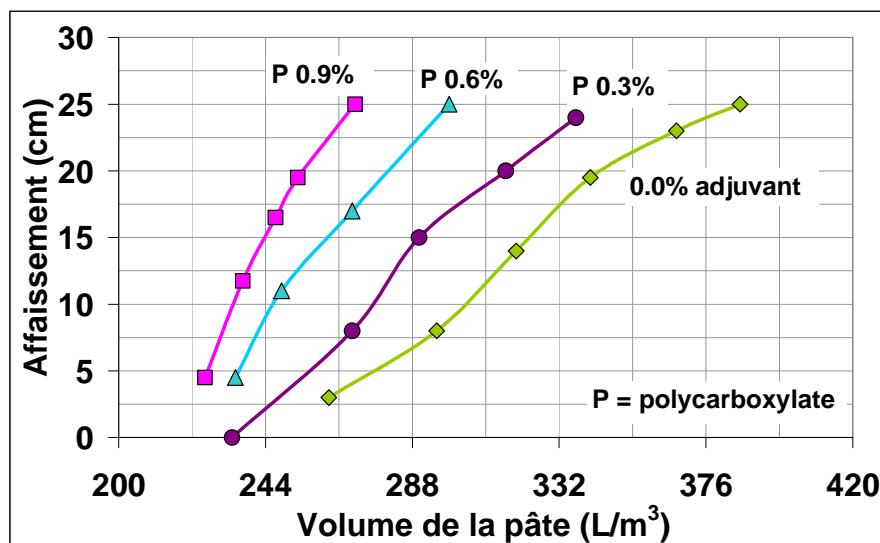


Figure 6.12-Consommation de pâte face à l'affaissement au cône d'Abams pour des bétons qui contiennent des doses différentes de polycarboxylate avec un rapport Eau/Ciment constant (0.65). (Série III)

De cette façon pour un affaissement de 20 cm, le béton sans adjuvant requiert s'approximativement 345 L/m³ de pâte (354 kg/m³ de ciment) tandis que pour obtenir le même affaissement avec la dose de 0.9% du poids de ciment en adjuvant, on a besoin seulement de 255 L/m³ de pâte (262 kg/m³ de ciment).

La pâte avec 0.9% d'adjuvant présente une viscosité plus faible que la pâte sans adjuvant. Le tableau 6.9 expose la fluidité de ces pâtes dans le cône ASTM C 939 comme dans le mini-slump, et dans le Tableau 6.10 apparaissent les caractéristiques des bétons obtenus avec les plus grands affaissements.

Tableau 6.9. Résultats des pâtes évaluées pour un rapport eau/ciment constant et des pourcentages d'adjuvants variables.

Pâte E/C 0.65

Dosage d'adjuvant (%)	Mini-Slump (mm)	Temp Cone ASTM 939 (s)
0.00%	72	9.8
0.30%	96	9.3
0.60%	106	9.2
0.90%	107	9.0

Tableau 6.10. Résultats de bétons avec un rapport eau/ciment constant ($E/C=0.65$) et différentes dosages en adjuant. Série III

Béton

Dosage d'adjuvant (%)	Volume de Pâte (L/m^3)	Ciment (kg/m^3)	Masse Vol. (g/cm^3)	Air (%)	Affaisse. (mm)	T. Prise (hh:mm)	Résistance à la compression (MPa)			
							1 jour	3 jours	7 jours	28 jours
0.00%	386	396	2.26	1.20	250	9:45	5.2	17.2	22.1	28.7
0.30%	338	347	2.26	1.30	245	10:00	4.7	17.8	22.3	29.7
0.60%	299	307	2.24	2.40	245	10:30	5.6	21.1	26.3	33.2
0.90%	271	278	2.25	2.40	250	11:00	5.2	21.6	26.8	33.9

Comme le montre le tableau 6.9 les pâtes avec adjuant ont augmenté leur fluidité ce qui a permis, en béton, la diminution du volume requis pour atteindre un affaissement donné. Le comportement de pâtes moins visqueuses face à la demande de consommation de pâte (ou ciment) a été similaire à celle des pâtes à plus grande quantité d'eau (Figure 6.2). La figure 6.13 superpose les résultats de volume de pâte de la Série I sans adjuant et cette série III avec E/C constant et quantité d'adjuant variable.

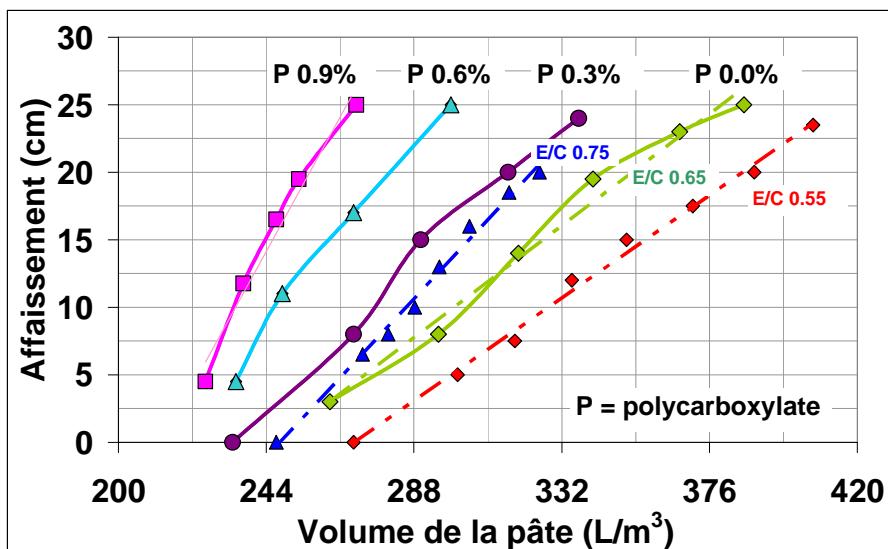


Figure 6.13- Consommation de pâtes avec différentes doses d'adjuant et E/C constant de 0.65 avec la consommation de pâtes E/C = 0.55 et E/C = 0.75. (Superposition des Séries I et III)

Les résultats mettent en évidence une fois de plus, la diminution du taux de consommation de pâte pour atteindre des affaissements plus grands, dans le cas des doses plus fortes d'adjuvant (0.6% et 0.9%). C'est à dire qu'en bétons avec des pâtes de faible viscosité une fois de plus il devient difficile d'augmenter l'affaissement, face aux pâtes de grande viscosité.

Il est de plus intéressant de constater que la pâte de E/C =0.65 avec un dosage en adjuvant d'à peine 0.3% est déjà moins visqueuse qu'une pâte de E/C de 0.75.

La comparaison des bétons qui apparaissent dans le Tableau 6.10 ne peut se faire en comparant simplement les propriétés en fonction des volumes de pâte, du fait que la présence d'un adjuvant est une variable qui influence aussi les propriétés du matériau.

De cette façon, la présence de l'adjuvant se traduit par une légère croissance du volume d'air, une croissance du temps de prise (1 heure 15 min) et une croissance des résistances finales jusqu'à 18% pour la dose plus élevée en adjuvant. Ceci est dû probablement à une conséquence du retard inhérent à l'adjuvant qui a permis une plus grande hydratation du ciment et aussi une plus grande concentration en granulats (MPT-Figure 4.4).

D'après les résultats antérieurs il est possible de choisir entre un béton avec 255 litres de pâte par mètre cube et 0.9% d'adjuvant et un autre de 345 L/m³ sans adjuvant, pour une même maniabilité (20 cm) et des résistances similaires (30 MPa). C'est justement l'utilisation qui a été donnée aux adjuvants chimiques connus tels que les réducteurs d'eau malgré leur utilisation comme réducteurs de pâte (pour un affaissement et résistance constants).

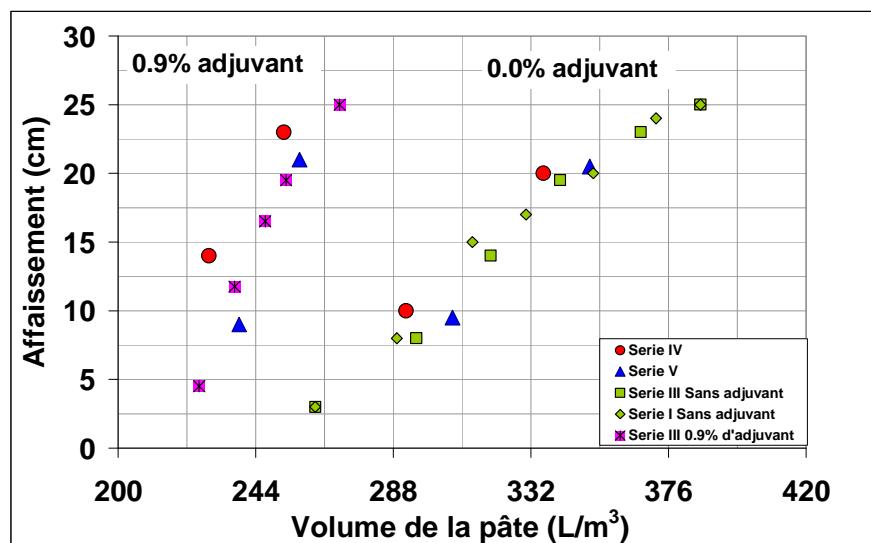
Il s'agit maintenant de comparer la performance de bétons de volumes de pâte réduits à l'extrême avec de fortes doses d'adjuvant, à celle de bétons sans adjuvant ou avec un plastifiant usuel, et avec de fortes concentrations en pâte. Cette comparaison sera réalisée jusqu'aux limites minimales de teneur de pâte qui permettent de satisfaire les exigences de maniabilité des bétons usuels.

Afin de pouvoir réaliser une comparaison plus approfondie de ces différentes propriétés on a effectué des mélanges avec un rapport E/C constant en comparant des bétons sans adjuvant et avec la dose maximale de celui-ci (avant saturation) pour des affaissements initiaux similaires (Séries IV et V).

6.5 Evaluation de grandes réductions de pâte pour des affaissements constants :

Pour comparer les propriétés d'un mélange de béton à faible concentration en pâte et à fort dosage en adjuvant face à un mélange de même affaissement avec un fort dosage en pâte et sans adjuvant- Deux séries équivalentes, mais différentes de bétons ont été fabriquées qui répètent la composition des séries antérieures (Fig. 6.12). Les bétons ont été mélangés en utilisant comme base l'arrangement granulaire optimisé par Bolomey et en ajoutant peu à peu la pâte (mélangée à part), jusqu'à obtenir la maniabilité requise.

Ces mélanges appelés Série IV et Série V ont évalué deux niveaux d'affaissement soient 10 cm et 20 cm approximativement (points circulaires et triangulaires de la Fig.6.14.



Figue 6.14-Affaissements et volumes de pâte obtenus pour des bétons avec et sans adjuvant (0.9%). Séries IV et V. Résultats superposés aux résultats des séries antérieures.

Le degré de répétitivité par rapport aux séries antérieures a été bon, comme le montre la figure 6.14, où les 4 mélanges qui constituent la série IV et les 4 autres qui constituent la série V (Tableaux 6.11 et 6.12), se superposent aux évolutions de maniabilité obtenues dans les séries précédentes.

Deux types de comparaisons ont pu être réalisés sur cette série: une première méthode peut consister à comparer pour chaque série deux bétons de même pâte mais de différents volumes et affaissements (SIV-1 vs SIV-2 ó SIV-3 vs SI-V4- Tableaux 6.11, 6.12). Ce type d'analyse est identique à celui utilisé pour la série III, où l'on compare

des bétons de différentes maniabilités, dont la seule différence de formulation réside dans le rapport volumétrique pâte/granulats.

Une deuxième méthode de comparaison, nouvelle et plus proche des applications de l'ingénierie, consiste à comparer des bétons de même affaissement. De cette façon, pour un affaissement de 20 cm, on peut comparer des bétons à forte teneur en pâte sans adjuvant à un béton de basse teneur en pâte (de même E/C) mais avec une forte dose d'adjuvant. Nous suivrons donc cette seconde méthode d'analyse, qui utilise une nouvelle variable (présence d'adjuvant) mais fige une autre variable qui changeait précédemment (affaissement).

L'évolution de la maniabilité dans le temps a été évaluée, dans ces deux séries, dans des conditions de laboratoire en comparant des bétons avec des affaissements initiaux similaires mais avec des dosages en pâte très différents et avec et sans adjuvant. La figure 6.15 illustre cette évolution de la maniabilité dans le temps pour les deux séries de bétons.

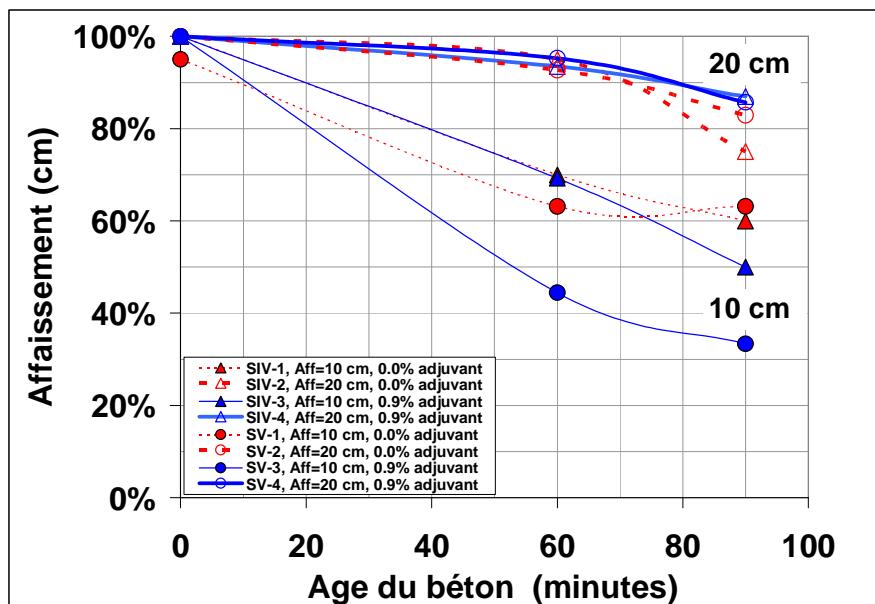


Figure 6.15-Evolution dans le temps de la maniabilité pour des bétons à égal rapport E/C mais avec des différents contenus de pâte et d'adjuvant.

D'après les deux séries de bétons effectuées aucune différence importante n'a été détectée entre le comportement des bétons à volume de pâte réduit et adjuvant, face aux bétons sans adjuvant et hauts volumes de pâte.

Toutefois comme le montre la figure 6.15 les bétons de plus grand affaissement initial (20 cm) ont mieux soutenu la maniabilité initiale, que les bétons à faible affaissement

initial (10 cm). Les bétons à 20 cm d'affaissement sont justement ceux à plus grands volumes de pâte (avec ou sans adjuvant). De cette façon ils ont mieux conservé la maniabilité que les bétons de composition identique, exception faite d'un volume de pâte plus réduit. Ces mesures effectuées en laboratoire ont été réalisées, en couvrant le malaxeur pour minimiser l'influence de l'évaporation de l'eau dans l'échantillon.

A la différence de la série II, on a observé ici une perte de maniabilité importante pour deux bétons de même composition (avec ou sans adjuvant), mise à part la quantité de pâte (première méthode de comparaison). Il faut noter, de même que pour la série II, que les bétons comparés ont des maniabilités différentes (première méthode de comparaison).

Pour ces séries à l'état frais on a évalué également le ressuage pour chaque cas en accord avec la norme ASTM C 232 (comme dans la série II), dont le résultat s'exprime comme une quantité d'eau/aire dans la Figure 6.16.

Dans ce cas, on a présenté l'évolution du ressuage avec le temps. Les résultats ont été très similaires pour ces séries.

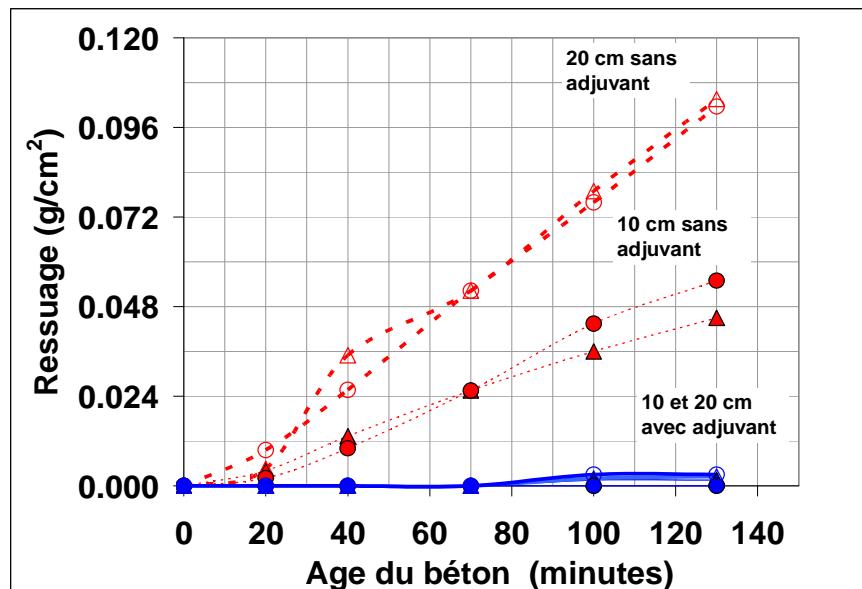


Figure 6.16-Ressuage cumulé (g/cm^2) pour deux niveaux de maniabilité sans adjuvant - hauts contenus de pâte et deux niveaux de maniabilité pour bétons à faible volume de pâte et fort dosage en adjuvant. ASTM C 232 Procédé A

La comparaison entre les lignes rouges (pointillés) (Fig. 6.16) nous permettent d'apprécier le ressuage cumulé de bétons avec une même qualité de pâte mais avec différents volumes de celle-ci c'est-à-dire avec différentes maniabilités.

Les lignes rouges (pointillés) illustrent le comportement de bétons sans adjuvant dans lesquels les bétons à moindre maniabilité (10 cm), c'est à dire à dosage de pâte inférieur, ont présenté approximativement la moitié du ressuage cumulée de celui obtenu par les bétons à plus grand dosage de pâte et un affaissement de 20 cm. Cette réduction du ressuage est cohérente avec la tendance identifiée sur la Figure 6.6.

De même les résultats nous montrent que les bétons à volume de pâte réduit (Première méthode de comparaison) et avec adjuvant ont eu un ressuage en quantités très faibles et pratiquement nulles durant les premières minutes de repos.

Maintenant, si l'on compare les bétons de mêmes maniabilités (seconde méthode de comparaison), c'est à dire pour de mêmes applications d'ingénierie, on voit que les bétons à faible volume de pâte avec de fortes doses d'adjuvant, représentés par des lignes pleines, ont ressué nettement moins. La Figure 6.17 montre la pente identifiée sur la Fig.6.6, où le volume de pâte gouverne le taux de ressuage pour des pâtes de composition identique.

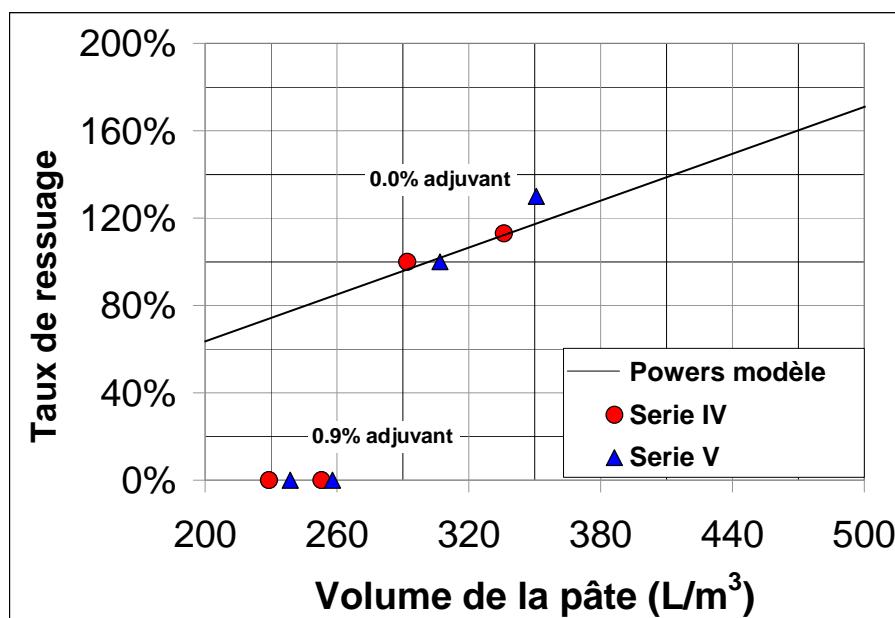


Figure 6.17-Ressuage cumulé (g/cm^2) face au volume de pâte pour des bétons d'égal E/C et dosage d'adjuvant, en utilisant la méthode ASTM C 232 (Procédure A)

Il est ainsi évident que les pâtes à même rapport E/C, présentent un taux de ressuage de la pâte modifié complètement par la présence de l'adjuvant, menant à une forte réduction du dit taux. En d'autres termes, pour deux bétons de même composition (même E/C, même volume de pâte, soit 260 L), ajouter l'adjuvant testé à l'un d'eux augmente évidemment la maniabilité, mais diminue aussi fortement le taux de ressuage.

De même, en appliquant la première méthode de comparaison, pour des pâtes identiques de maniabilités différentes, uniquement pour les bétons avec adjuvants (du fait de l'échelle, on ne voit pas la pente pour les bétons avec 0.9% d'adjuvant), le modèle de Powers n'est pas applicable quand on fait varier le volume de pâte.

D'autres propriétés comme le temps de prise, la masse volumique, le pourcentage d'air occlus des bétons appartenant aux séries IV et V apparaissent dans les tableaux 6.11 et 6.12. On peut noter en particulier que lorsque le volume de pâte est réduit mais que l'affaissement est maintenu constant grâce à un adjvant superplastifiant, alors le temps de prise augmente d'environ 2-4 heures selon les mélanges. Ces variations pourraient certainement être réduites en optimisant l'adjvant, mais ceci dépassait le cadre fixé dans cette étude.

Tableau 6.11. Résultats Série IV pour des bétons à volumes de pâte (E/C 0.65) différents et des niveaux d'affaissement similaires.

Nom	Ciment (kg/m ³)	V. Pâte (L/m ³)	Dosage Adjuvant	Affaissement (cm)			R. à la compression (MPa)				T. Prise (hh:mm)	M. Volumic (g/cm ³)	Air (%)
				5'	60'	90'	1 j	3 j	7 j	28 j			
SIV-1	300	292	0.0%	10.0	7.0	6.0	5.6	19.1	26.0	31.8	9:20	2.28	1.3%
SIV-2	345	336	0.0%	20.0	19.0	15.0	5.3	17.7	23.9	29.6	9:20	2.26	1.0%
SIV-3	235	229	0.9%	13.0	9.0	6.5	5.4	17.5	27.8	32.2	12:15	2.30	2.2%
SIV-4	260	253	0.9%	23.0	21.5	20.0	4.9	19.1	25.7	34.2	13:00	2.27	2.3%

Tableau 6.12. Résultats Série V pour des bétons à volumes de pâte (E/C 0.65) différents et des niveaux d'affaissement similaires.

Nom	Ciment (kg/m ³)	V. Pâte (L/m ³)	Dosage Adjuvant	Affaissement (cm)			R. à la compression (MPa)				T. Prise (hh:mm)	M. Volumic (g/cm ³)	Air (%)
				5'	60'	90'	1 j	3 j	7 j	28 j			
SV-1	315	307	0.0%	9.5	6.0	6.0	6.7	21.9	27.9	35.7	10:00	2.30	1.30
SV-2	360	351	0.0%	20.5	19.0	17.0	5.9	18.4	27.1	33.1	10:00	2.27	0.70
SV-3	245	239	0.9%	9.0	4.0	3.0	6.1	24.7	32.6	39.0	13:00	2.30	2.30
SV-4	265	258	0.9%	21.0	20.0	18.0	5.5	21.5	29.8	36.2	14:15	2.27	2.20

D'après les résultats antérieurs nous pouvons affirmer que pour des maniabilités équivalentes à 10 et 20 cm d'affaissement les bétons dont le volume de pâte a été réduit avec la présence de l'adjvant, ont maintenu leur maniabilité. Même si, dans la série I, on n'a pas mis en évidence la sensibilité de cette propriété aux variations de volume de pâte, dans cette série, pour des bétons de mêmes pâtes, il y a eu des différences importantes en termes de perte de maniabilité (Fig. 6.13). Cependant, en comparant des mêmes affaissements, l'adjvant a compensé la perte de maniabilité avec le temps.

De la même façon les bétons avec un faible contenu de pâte et avec un dosage important d'adjvant, ont eu un ressuage plus faible, ont augmenté légèrement l'air, ainsi que le temps de prise mais ont augmenté la résistance finale.

Effet de l'adjuvant polycarboxylate

Dans la série précédente, on a vu que, pour des raisons d'ingénierie, on a comparé des bétons de même maniabilité, les uns avec de faibles contenus en pâte et de hautes doses d'adjuvant, les autres avec de forts contenus en pâte et sans adjuvant.

Cependant, pour mieux comprendre l'effet de l'adjuvant sur les propriétés du béton, on pourrait comparer des bétons de mêmes volumes de pâte (toujours avec le même E/C), avec et sans adjuvant.

La série VI s'est concentrée sur la comparaison de bétons de même qualité et même quantité de pâte mais avec et sans adjuvant afin de comprendre l'effet de l'adjuvant [166]. Dans ces conditions (égal E/C, égal volume de pâte avec et sans adjuvant), apparaît une nouvelle variable qui correspond à la maniabilité (affaissement). En supposant une faible influence de l'affaissement sur les propriétés examinées on pourra identifier l'effet de l'adjuvant sur les propriétés du béton. Le Tableau 6.13 illustre cet essai d'élucidation de l'effet de l'adjuvant sur les propriétés évaluées.

Tableau 6.13. Série VI Résultats pour des bétons à volumes de pâte (E/C 0.65) égaux, à dosages en adjuvant différents et des niveaux d'affaissement différents.

Nom	Ciment (kg/m ³)	V. Pâte (L/m ³)	Dosage Adjuvant	Affaissement (cm)			R. à la compression (MPa)				T. Prise (hh:mm)	M. Volumi (g/cm ³)	Air (%)
				5'	60'	90'	1 j	3 j	7 j	28 j			
SV-1	315	307	0.0%	9.5	6.0	6.0	6.7	21.9	27.9	35.7	10:00	2.30	1.30
SVI-1	315	307	0.9%	diamètre >70			4.0	N.A.	29.9	34.0	15:23	2.25	1.50
SV-4	265	258	0.9%	21.0	20.0	18.0	5.5	21.5	29.8	36.2	14:15	2.27	2.20
SVI-2	265	258	0.0%	6.0	N.A.	N.A.	5.4	N.A.	29.0	33.5	9:30	2.29	1.50
SV-2	360	351	0.0%	20.5	19.0	17.0	5.9	18.4	27.1	33.1	10:00	2.27	0.70
SVI-3	360	351	0.0%	24.5	N.A.	N.A.	4.9	N.A.	26.0	32.3	9:30	2.24	1.20

Comme nous pouvons l'apprécier le tableau compare des mélanges effectués en des jours différents (Série V et Série VI) avec et sans adjuvant. Le mélange avec 315 kg/m³ de ciment sans adjuvant a atteint à l'origine 9.5 cm, l'addition d'adjuvant a prolongé la prise de plus de 5 heures.

Le mélange de la Série V avec adjuvant présente un affaissement de 21 cm. Sans adjuvant l'affaissement a atteint 6 cm et une différence de plus de 5 heures dans la prise. Toutefois la nouvelle série a mis en évidence que l'air incorporé par l'adjuvant était faible (inférieure à 1%).

Le dernier couple a répété de façon identique un mélange de la série V et la série VI justement pour déterminer la répétitivité jour après jour.

La présence de l'adjuvant introduit un retard important pour la dose maximale recommandée par le fabricant (0.9%).

En guise de résumé, on peut dire que la présence du polycarboxylate utilisé (dosage 0.9%) dans des bétons de même composition augmente la maniabilité à la manière d'un superplastifiant, augmente les temps de prise de plus de 5 heures, affecte légèrement ($\pm 5\%$) les résistances finales et augmente de moins d'un point le contenu d'air.

6.6 Deuxième niveau d'optimisation des granulats en utilisant deux fractions:

Afin d'aller encore plus loin dans la diminution du volume de pâte pour deux niveaux de maniabilité (10 et 20 cm) deux fractions de granulat ont été prises (Gravillon et Sable), séparées telles qu'elles sont utilisées d'habitude dans une bétonnière de la ville. Après le sable et le gravillon ont été mélangés en différentes proportions et ces mélanges de granulats se sont compactés en suivant la procédure de la table de secousses LCPC-Ipc. No. 61.

Une fois compactées les différentes proportions, les compacités et masses unitaires ont été calculées en cherchant la valeur maximale de compacité. Ces valeurs apparaissent en Figure 6.18.

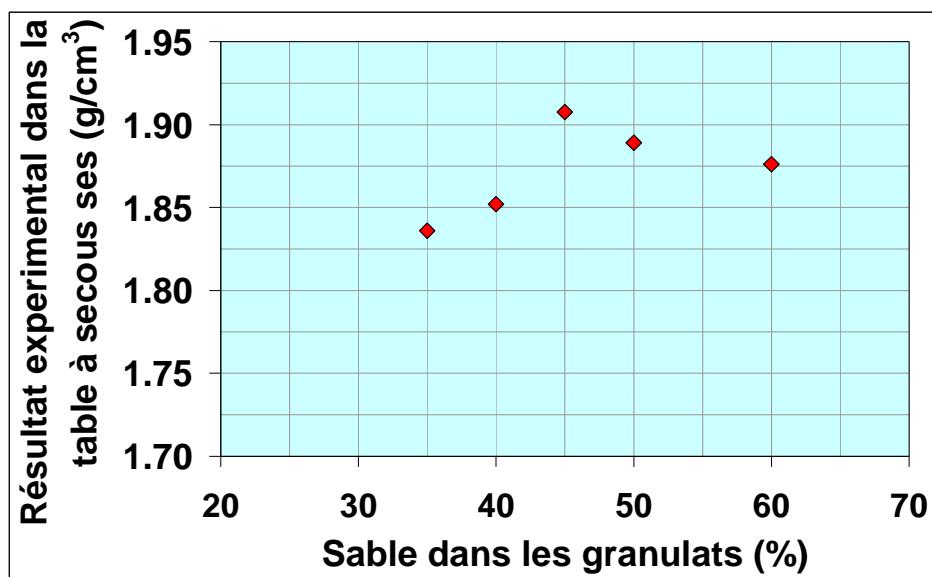


Figure 6.18-Variation de la compacité expérimentale pour différentes combinaisons de sable/gravillon, granulats « Argos la Estancia ». Résultats expérimentaux à la table à secousses (LCPC IPC No. 61)

Pour les granulats divisés comme le sable/gravillon les différentes compacités déterminées ont montré une valeur maximale pour 55% de gravillon et 45% de sable. En utilisant ce nouvel arrangement granulaire la consommation de pâte pour les différents

niveaux de maniabilité a été évaluée. La figure 6.19 illustre le résultat de cette évaluation.

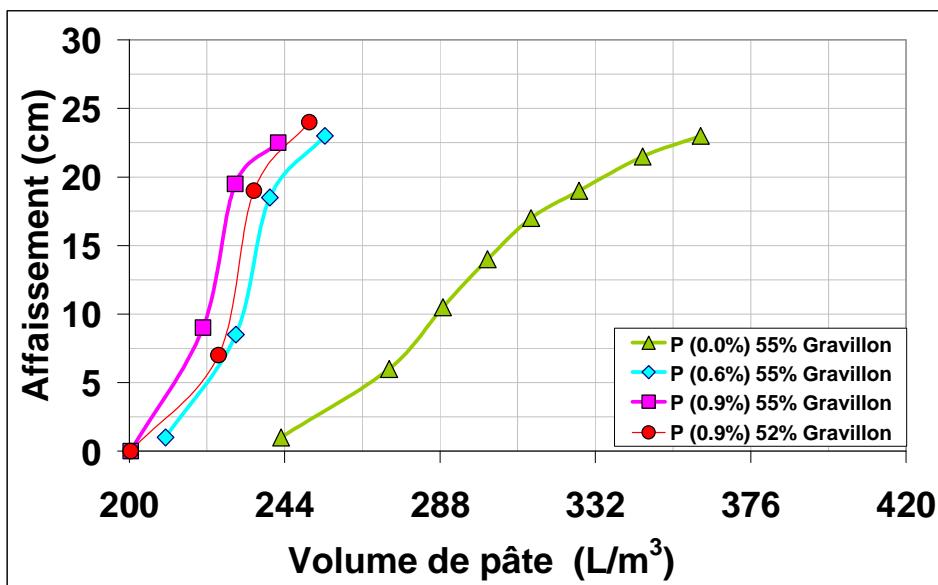


Figure 6.19- Consommation de pâte $E/C = 0.65$ pour différentes doses d'adjuvant et différents niveaux de maniabilité. Série VII. (Ciment CPR) T 20 °C- 65% HR avec l'optimum expérimental.
P= Polycarboxylate

Durant cette série, où on a combiné les granulats sans utiliser des modèles sinon une approche expérimentale de compaction maximale, on a comparé aussi le squelette granulaire qui incluait 52% de gravillon et 0.9% d'adjuvant (courbe avec points circulaires-Fig. 6.19). Il a été possible alors de quantifier que la nouvelle optimisation granulaire avait permis pour les différents niveaux de maniabilité, une épargne de près de 7 litres de pâte, c'est-à-dire pour le même affaissement le nouvel arrangement granulaire a permis une épargne de 7 kilogrammes de ciment (dans la pâte de 0.65, la concentration de ciment est de 1.026 kg de ciment/litre de pâte).

En termes de consommation de ciment, les mêmes résultats apparaissent dans la Figure 6.20.

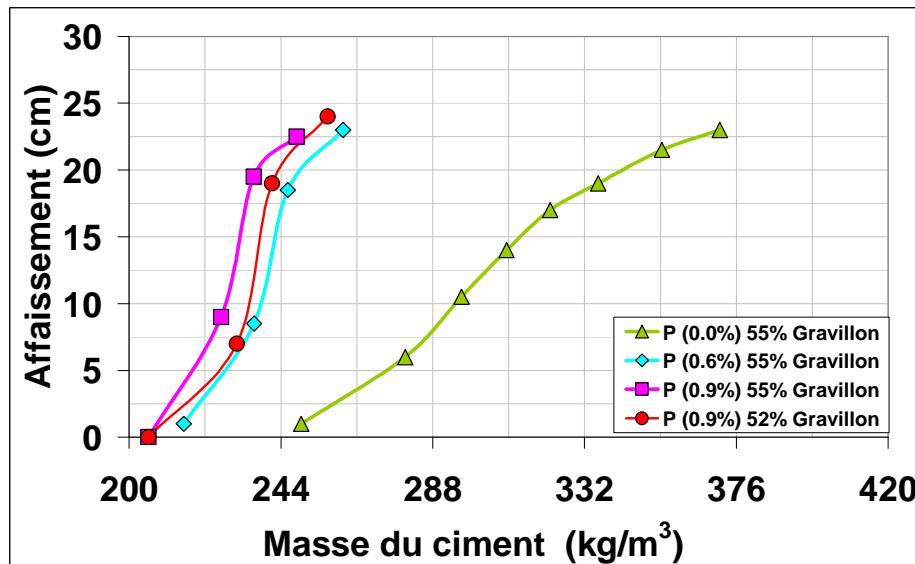


Figure 6.20-Consommation de ciment ($Pâte de E/C = 0.65$) pour différentes doses d'adjuvant et différents niveaux de maniabilité. Série VII. P= Polycarboxylate

En accord avec la nouvelle optimisation granulaire il est possible d'atteindre avec 228 kg de ciment par mètre cube et 0.9% d'adjuvant ($E/C = 0.65$) un affaissement de 10 cm tandis que la résistance finale de ce béton se trouve au dessus des 30 MPa (Tableau 6.14). Ce même béton avec 7 litres de plus de pâte (c'est à dire une variation de 3% de volume de pâte) ou avec 8 kilogrammes de plus de ciment (+3%), atteint un affaissement de 20 cm.

Ce type de bétons avec de fortes doses d'adjuvant et de faibles contenus de pâte peuvent avoir dans la partie la plus sensible (de la courbe Affaissement vs. Volume de pâte) un changement d'affaissement en raison de 1.05 cm/L de pâte, ou 1.02 cm/kilogramme de ciment. Dans un béton sans adjuvant cette sensibilité est de 5 fois moindre tandis que pour le niveau de fluidité de pâtes avec adjuvants conventionnels (plastifiants) la différence est de 4 fois.

Quand on compare les pentes obtenues sur les figures 6.19 et 6.20, il devient évident qu'il est plus facile de monter sur la courbe d'affaissement avec des pâtes très fluides ou de faible viscosité, ainsi qu'on l'avait déjà observé sur la série I.

Tableau 6.14. Résultats Série VII pour bétons avec volumes de pâte ($E/C = 0.65$) différents et niveaux d'affaissement similaires.

Ciment (kg/m³)	Vol. Pâte (L/m³)	Dosage Adjuvant	Gravillon %	Affai. cm	T. Prise (hh:mm)	M. Volum. (g/cm³)	Air (%)	R. à la compression (MPa)		
								1 j	7 j	28 j
371	362	0.0%	55	23.0	9:30	2.25	1.50	5.8	28.1	30.7
262	255	0.6%	55	23.0	11:00	2.29	2.10	5.3	29.8	32.0
249	242	0.9%	55	22.5	13:30	2.30	2.00	4.9	32.6	34.9
258	251	0.9%	52	24.0	13:30	2.28	1.80	3.7	27.0	30.2

L'optimisation des granulats disponibles en partant de deux fractions paraît avoir atteint ainsi sa limite. Dans la section suivante nous examinons une optimisation de l'arrangement granulaire partant sur cinq fractions obtenues en divisant les granulats utilisés jusqu'ici.

6.7 Optimisation granulaire en partant de 5 fractions (classes granulaires):

La recherche d'un optimum granulaire sur deux composants peut se faire simplement sur un plan expérimental comme dans la section précédente. Par contre pour un nombre plus élevé de classes, l'utilisation d'un modèle devient essentielle. Ici nous avons utilisé le modèle MEC proposé par De Lillard et al. [167], ainsi les granulats ont été divisés en cinq classes granulaires de telle façon que la taille maximale d'une classe ne soit pas supérieure à 4 fois le diamètre de sa taille minimale. En accord avec la solution appelée "apollonienne" et contenue dans le programme BetonLab Pro 2, ont été caractérisées d'abord les différentes classes granulaires en accord avec leurs caractéristiques physiques et leur compacité expérimentale dans la table à secousses.

La caractérisation des différentes classes granulaires apparaît dans le Tableau 6.15.

Tableau 6.15. Compacité des différentes classes granulaires calculée par la méthode de la table de secousses LCPC Ipc-61.

Classes granulaires	Résultat experimental (g/cm ³)	Masse volumique (g/cm ³)	Compacité
25 mm > Gravillon > 9.5 mm	1.47	2.35	0.62590
1.25 <Gravillon < 9.5 mm	1.60	2.35	0.67988
9.5 mm >Sable > 1.25	1.51	2.47	0.60997
0.3 mm >Sable< 1.25 mm	1.47	2.47	0.59691
0.044 <Sable < 0.3 mm	1.54	2.47	0.62517

De même les granulométries ont été définies pour chaque classe granulaire ainsi:

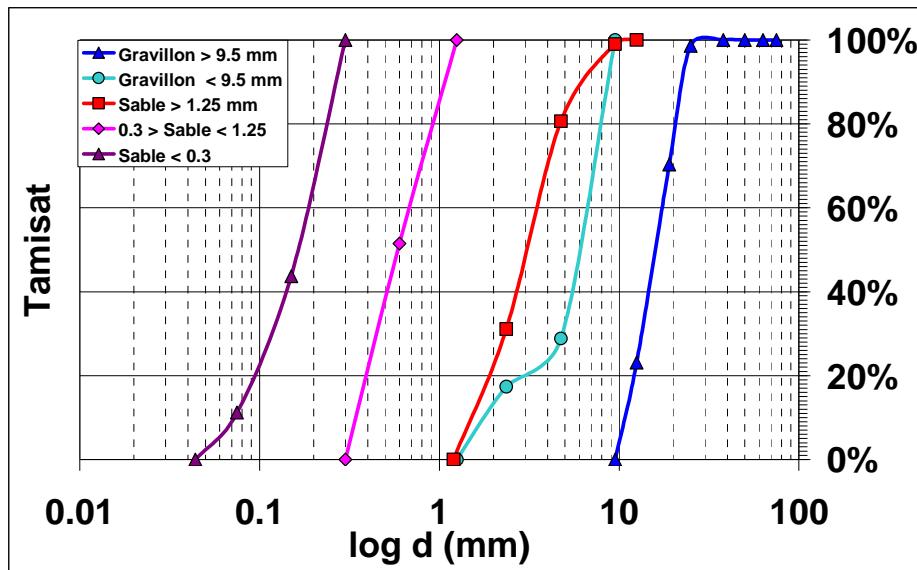


Figure 6.21-Distribution granulaire des cinq fractions de granulats analysées

La fraction plus grosse de sable et plus fine de gravillon coïncide dans ses limites mais non dans sa distribution granulaire.

En utilisant le modèle, ces fractions ont été optimisées et on est arrivé à la compacité maximale avec la distribution qui apparaît sur le tableau 6.16.

Tableau 6.16. Proportions pour compacité maximale en accord avec le modèle MEC (BétonLab Pro 2).

Compacité maximal modèle MEC avec différentes classes granulaires	Compacité maximal (2 fractions)	Compacité maximal (5 fractions)
25 mm>Gravillon > 9.5 mm	36	42
1.25 mm>Gravillon < 9.5 mm	20	17
9.5 mm>Sable I > 1.25 mm	22	10
1.25 mm>Sable II > 0.3 mm	9	14
0.044 mm < Sable III < 0.3 mm	13	17

Il faut signaler que le même logiciel BetonLab Pro 2 a déterminé qu'en combinant le granulat en deux fractions le pourcentage de compacité maximale était de 56% de gravillon (36+20) et 44% (22+9+13) de sable, très proches des valeurs déterminées expérimentalement dans la table à secousses (55% gravillon, 45% de sable).

L'optimisation granulaire a été obtenue en minimisant l'indice d'accommodation (indice de serrage) comme l'illustre la figure 6.22 qui superpose aussi bien les résultats expérimentaux que théoriques pour deux fractions (Gravillon et Sable).

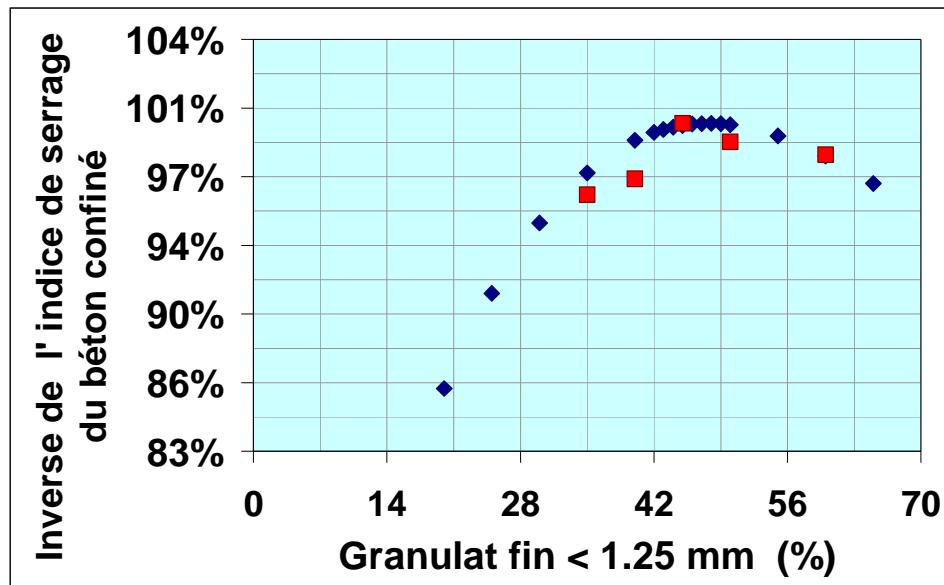


Figure 6.22-Optimisation granulaire modélisée en accord avec le MEC- BétonLab Pro 2 et résultats expérimentaux pour deux fractions de granulats. (Contraire de l'indice de serrage (%) vs. Résultats expérimentaux)

Le gros granulat a été tamisé en deux fractions et le granulat fin en trois fractions. Ces tailles ont été mélangées en accord avec les proportions pour la compacité maximale. La consommation de pâte pour ces conditions, a été évaluée. Cette série avec l'arrangement granulaire optimisé avec 5 fractions et un dosage maximal en adjuvant, a été appelée Série VIII. Les résultats de consommation de pâte pour les différents affaissements de cette série apparaissent dans la Figure 6.23.

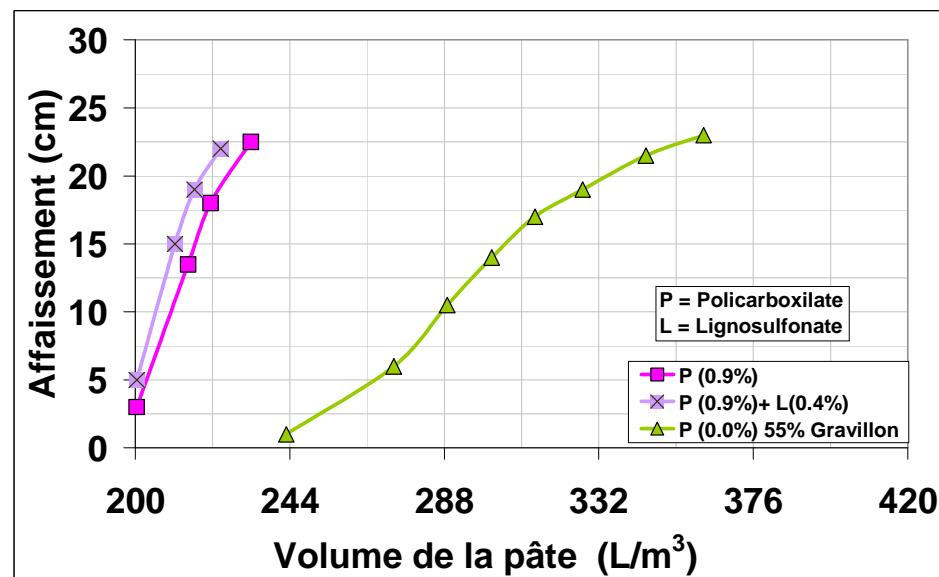


Figure 6.23- Consommation de pâte (E/C 0.65) pour un arrangement granulaire de 5 granulats optimisés en accord avec le modèle MEC et une dose d'adjuvant de 0.9% de polycarboxylate et 0.9% de polycarboxylate plus un plastifiant (Plastiment TM 5) à base de lignosulfonate. Série VIII

En termes de consommation de ciment cette série apparaît en Figure 6.24.

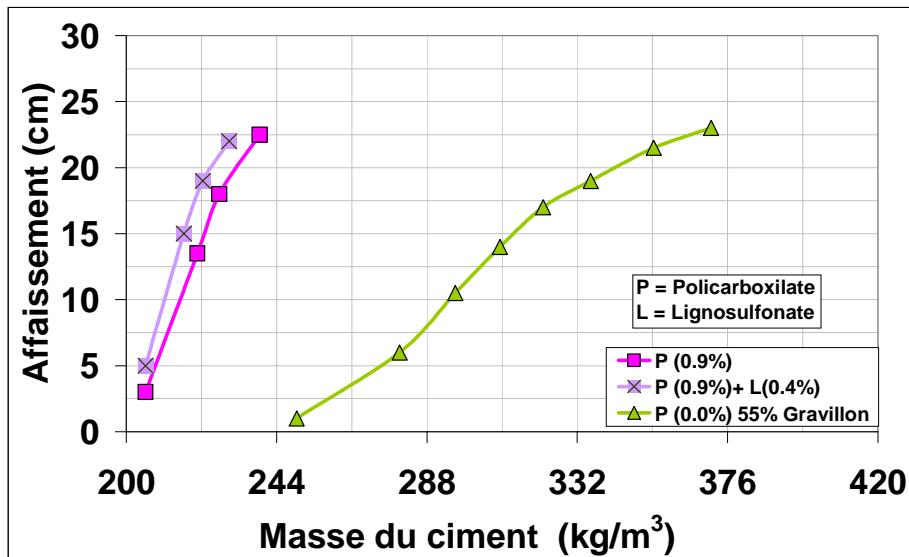


Figure 6.24-Consommation de ciment ($E/C = 0.65$) pour un arrangement granulaire de 5 granulats optimisés en accord avec le modèle MEC et une dose d'adjuvant de 0.9% de polycarboxylate et 0.9% de polycarboxylate plus un plastifiant à base de lignosulfonate.

L'utilisation de 5 fractions et le modèle MEC ainsi que la forte dose d'adjuvant d'ultra haut pouvoir ont permis d'atteindre un béton de 10 cm avec 215 kg/m^3 pour un E/C de 0.65 dont la résistance finale est au dessus des 30 MPa. C'est à dire l'efficacité du ciment, avec 10 cm d'affaissement, est supérieure à 1.4 kg/cm^2 de résistance à la compression à 28 jours par kg de ciment par m^3 de béton.

Le taux de consommation de pâte de ce type de béton est de 0.60 cm d'affaissement par 1 L de pâte. En d'autres mots 5 kilogrammes de ciment en plus se traduiront par 3 cm de plus d'affaissement.

Les résultats de cette série apparaissent dans le tableau 6.17.

Tableau 6.17. Résultats des bétons avec optimisation MEC de 5 classes granulaires Série VIII.

Nom	Ciment (kg/m ³)	V. Pâte (L/m ³)	Polycarboxylate	Plastifiant	Affai. (cm)	T. Prise (hh:mm)	M. Volum. (g/cm ³)	Air (%)	R. à la compression (MPa)		
									1 j	7 j	28 j
SVIII-1	239	232	0.9%	0.0%	22.5	12:20	2.32	2.10	4.5	23.2	30.4
SVIII-2	230	224	0.9%	0.4%	23.0	23:00	2.23	1.80	1.6	22.9	30.3

Dans cette série est inclus un béton qui en plus du polycarboxylate contient un plastifiant-retardateur conventionnel à base de lignosulfonate. Cet adjuvant additionnel a démontré que la demande de pâte et de ciment pour atteindre un affaissement donné, pouvait diminuer encore plus.

Il est possible que le plus grand volume de granulats contribue à une plus grande absorption ou fixation d'adjuvant de la part de ceux-ci et on peut perdre l'efficacité de la substance.

Ce béton, qui en plus du polycarboxylate a aussi inclus un plastifiant-retardateur, a atteint un affaissement de 10 cm avec 210 kg de ciment tandis que la résistance dépassait les 30 MPa.

La formulation du béton employé en série VIII avec le polycarboxylate exclusivement apparaît dans le tableau 6.18.

Tableau 6.18. Formulation de mélange pour 23 cm d'affaissement et une résistance supérieure à 30 MPa.

Matériaux	Masse sèche (kg)	Volume (L)
Ciment	239	77
Eau	156	156
Sable < 0.3 mm (#50)	306	124
1.25 > Sable < 0.3 (#16-#50)	252	102
Sable > 1.25 mm (#16)	180	73
Gravillon < 9.5 mm	306	130
Gravillon > 9.5 mm	756	320
Air	1.5%	15
Polycarboxylate	2.15	1.99

La contribution de l'optimisation granulaire, dans ce processus de diminution du contenu de pâte pour un E/C constant et la dose maximale, était importante. La Figure 6.25 expose l'évolution de la consommation de pâte à mesure que le squelette granulaire était optimisé. On voit de manière très claire que l'optimisation du squelette granulaire contribue grandement à améliorer le comportement à l'affaissement, permettant de réduire le volume de pâte et d'augmenter la robustesse du système.

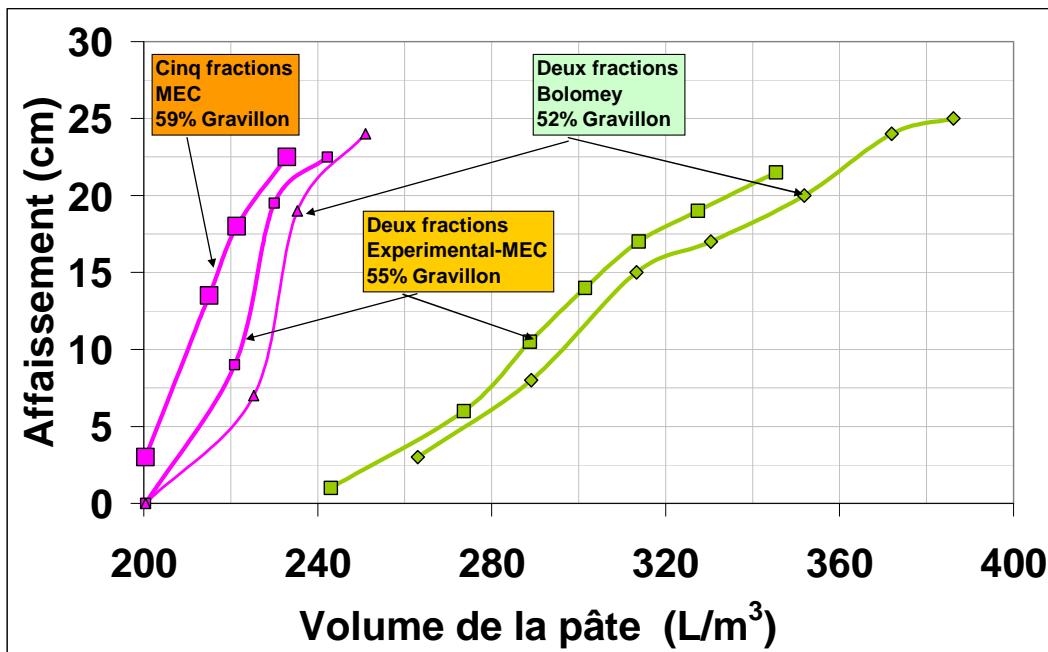


Figure 6.25-Effet du squelette granulaire sur la consommation de pâte.

Les modèles granulaires totalisent en général des distributions de tailles qui tendent à être plus “grosses” que celles qui sont plus habituelles dans l’ingénierie et la construction. Toutefois pour la série VIII qui a atteint les consommations mineures de pâte, le mélange a toujours été maniable et peu rugueux.

La finition des cylindres, c'est à dire l'aspect de la surface, fut celle d'un béton bien terminé de surface lisse comparée aux cylindres à 85 kilogrammes de ciment additionnels et au même affaissement.

6.8 Discussion autour de la sensibilité de pâtes très fluides sur la maniabilité.

Pour ceux qui considèrent que l'utilisation de mélanges plus sensibles au contenu de pâte, ciment ou eau face à l'affaissement, peut être un problème on peut conclure que : des mélanges à faibles contenus de pâte et fortes dosages en adjuvant peuvent s'utiliser, avec des grands affaissements (i.e. 20 cm) à coût bas, dû justement au fait qu'il n'est pas nécessaire d'augmenter seulement un peu le contenu de pâte, pour obtenir de grands affaissements.

Les mélanges hautement optimisés quant au volume de pâte devraient s'employer avec des affaissements proches de 20 cm pour des applications similaires à celles du béton actuel avec 10 cm d'affaissement et forts contenus de pâte.

Dans la figure 6.20 on peut apprécier facilement l'importante variation de l'affaissement face à des petites variations du volume de pâte. De cette façon on pourrait employer à des fins similaires deux bétons différents tels qu'il apparaît dans le Tableau 6.19.

Tableau 6.19. Bétons pouvant être employés à des fins similaires.

Ciment (kg/m ³)	Vol. Pâte (L/m ³)	Polycarbr	Gravillon %	Affai. (cm)	T. Prise (hh:mm)	M. Volum. (g/cm ³)	Air (%)	R. à la compression (MPa)		
								1 j	7 j	28 j
295	288	0.0%	55	10.0	9:30	2.25	1.50	5.8	28.1	30.7
235	229	0.9%	55	19.5	13:30	2.30	2.00	4.9	32.6	34.9
<i>Difference</i>										
-60	-58	0.9%		9.5	4:00	0.05	0.50	-15%	16%	14%

Le béton avec une pâte optimisée et 10 cm d'affaissement (Fig.6.20) a une consommation de ciment de près de 8 kilogrammes en moins (3.5% moins) que le béton avec 19.5 cm d'affaissement. De cette façon si la différence est aussi faible pourquoi ne pas utiliser le béton optimisé avec un plus grand affaissement ? Dans un béton sans adjuvant pour augmenter l'affaissement de 10 cm à 20 cm il est nécessaire d'augmenter la masse de ciment de 62 kilogrammes.

Le futur des bétons hautement optimisés pourrait être donné pour des bétons de forts affaissements et très faibles volumes de pâte.

Les bétons avec des quantités réduites de clinker et de fortes doses d'adjuvant peuvent satisfaire les exigences de l'ingénierie, avec un matériau moins onéreux et un meilleur impact environnemental de fabrication. En accord avec la synthèse bibliographique des chapitres précédents, diminuer le contenu en pâte du béton rend plus difficile la pénétration des liquides et n'a pas d'effet notable sur la pénétration des gaz.

Le chapitre suivant évalue donc des bétons avec des volumes de pâte très réduits et de hautes doses d'adjuvant, qui compte, qui plus est, sur des maniabilités importantes.

En d'autres termes, ce sont des bétons optimisés à l'extrême, dont la performance pourra éclairer sur la pertinence ou non des teneurs minimales en ciment qui apparaissent actuellement dans certaines normes.

6.9 Evaluation des bétons hautement optimisés :

Dans la section précédente, nous avons vu comment l'optimisation du squelette granulaire en utilisant cinq classes de granulats permettait de très bonnes performances à l'affaissement pour des très faibles volumes de pâte. De plus, nous avons également vu combien l'utilisation des superplastifiants permet également d'obtenir des comportements très intéressants dans ce registre et d'augmenter le bénéfice d'une optimisation granulaire (figure 6.25).

Dans cette section, nous allons examiner les principales propriétés de bétons optimisés tant par l'ajustement de la distribution granulaire, que par l'adjuvantation. Nous examinons donc ici des bétons à faibles contenus de pâte et fortes doses d'adjuvant face à des bétons traditionnels avec et sans adjuvant qui incluaient des moyens et des hauts contenus de pâte. Dans cette série on a évalué des paramètres qui concernent la durabilité du matériau.

De même que dans les séries antérieures, dans la Série IX on a augmenté peu à peu le contenu de pâte en mesurant systématiquement l'affaissement, dans un squelette granulaire optimisé avec le modèle MEC.

L'effet de l'augmentation du volume de pâte (avec un rapport E/C constant et identique aux séries antérieures) sur l'affaissement se trouve dans la Figure 6.26. Il faut noter qu'ici nous avons également adapté non seulement la quantité mais aussi le type d'adjuvant, parce qu'on a trouvé que l'effet de la somme du polycarboxylate avec le lignosulfonate nous amenée à volumes plus faibles en pâte pour une maniabilité donnée.

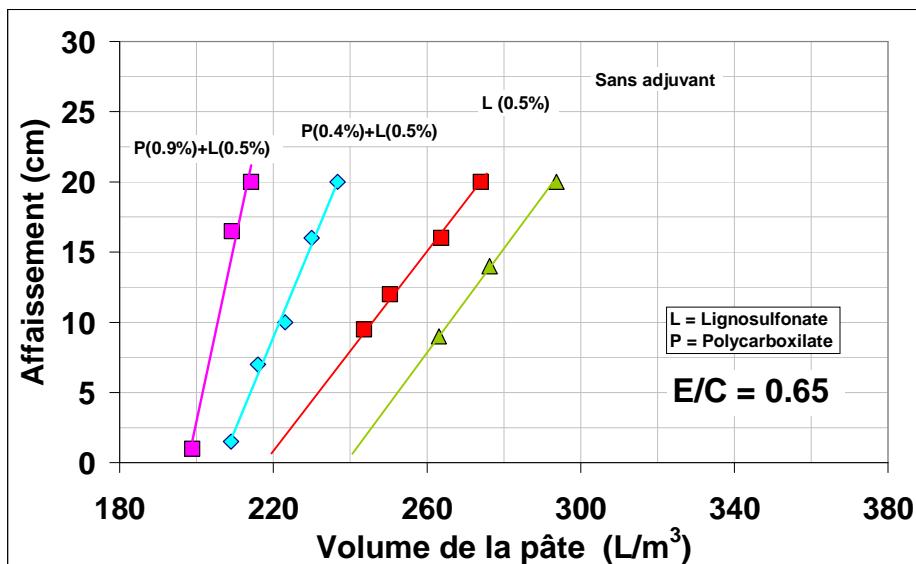


Figure 6.26-Volume de pâte ($E/C = 0.65$) face à l'affaissement avec différentes doses de polycarboxylate et lignosulfonate. Série IX.

Dans cette série on a utilisé le même polycarboxylate des séries antérieures, ainsi que le lignosulfonate conventionnel inclus dans la Série VIII pour diminuer la demande de pâte face à la maniabilité.

Avec la dose plus haute d'adjuvants on a obtenu une consommation de pâte de 205 L/m³ (210 kg de ciment/m³) de pâte pour 10 cm d'affaissement en répétant le résultat de la série VIII. Pour 20 cm d'affaissement la consommation de pâte pour le béton plus optimisé a été de 214 L/m³ et 220 kg de ciment/m³ (Fig.6.27).

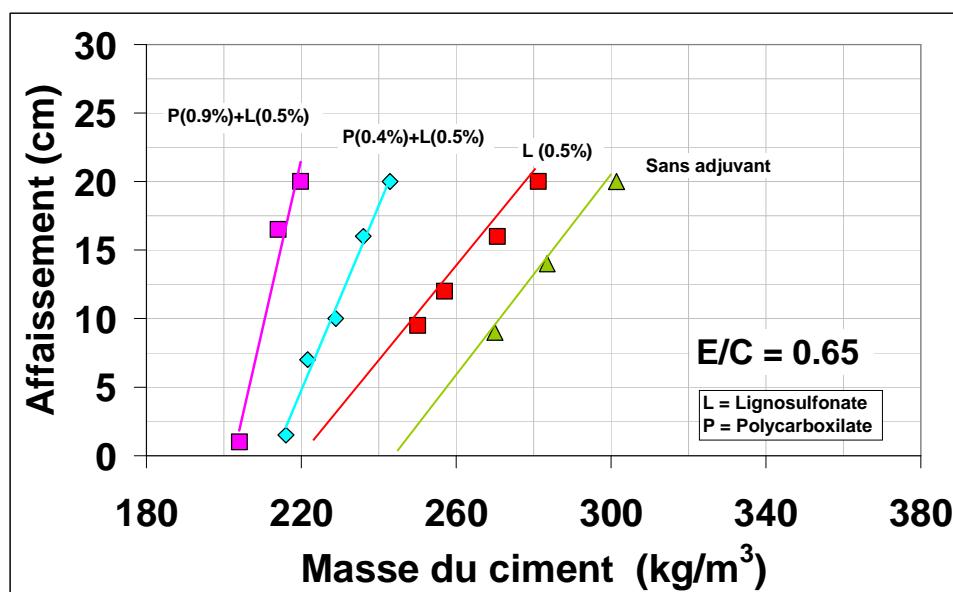


Figure 6.27- Masse de ciment ($E/C = 0.65$) face à l'affaissement avec différentes doses de polycarboxylate et lignosulfonate. Série IX.

La série IX concentrée sur l'évaluation des propriétés de transport des gaz et des liquides à l'intérieur du matériau quand le volume de pâte change, a examiné aussi d'autres propriétés déjà évaluées dans les séries antérieures.

Les Tableaux 6.20 et 6.21 résument la composition des bétons examinés dans cette série ainsi que les propriétés évaluées.

Tableau 6.20. Composition des bétons examinés et des propriétés initiales avec les méthodes d'essai par lesquelles ils ont été évalués. Série IX

	Unités	SIX-1	SIX-2	SIX-3	SIX-4
Ciment	kg/m ³	301	281	243	220
Eau	kg/m ³	196	183	158	143
Sable	kg/m ³	748	765	800	821
Gravillon (TM 25 mm)	kg/m ³	914	935	978	1004
Air	%	1.50	1.8	2.2	2.4
Volume de la Pâte	L/m ³	294	274	237	214
Dosage Polycarboxilate	kg/m ³	0.0%	0.0%	0.4%	0.9%
Dosage Lignosulfonate	kg/m ³	0.0%	0.5%	0.5%	0.5%
Contenu fines sable	%	1.5%	1.5%	1.5%	1.5%
Contenu fines gravillon	%	1.2%	1.2%	1.2%	1.2%
Eau/Ciment		0.652	0.652	0.652	0.652
Gravillon/Sable		1.22	1.22	1.22	1.22

Propriété	Unités	RESULTATS				Méthode	Condition des essais	Description
Affaissement (5 min)	mm	200	200	205	200	ASTM C143-03	T20± 2 °C, HR 60±5%	Perte en hauteur du béton quand le moule métallique d'une section du cône est retiré. Le cône a 100 mm et 200 mm comme diamètres supérieur et inférieur et 300 mm de hauteur.
Affaissement (90 min)	mm	150	165	170	170	ASTM C143-03	T20± 2 °C, HR 60±5%	
Ressuage	g/cm ² *10 ⁻³	130	110	5	4	ASTM C232-04-A	T20± 2 °C, HR 60±5%	Pendant deux heures de repos dans un récipient couvert, on extrait avec une pipette l'eau qui remonte en surface toutes les 10 minutes
Temps de prise	hh:mm	10:00	15:30	17:00	22:00		Semi-adiabatique	Enregistrement de la température de 900 g du mortier extrait du béton. La prise finale correspond à la température maximale.
Masse spécifique	g/cm ²	2.25	2.26	2.26	2.25	ASTM C642-97	T20± 2 °C, HR 60±5%	Après 24 heures d'immersion correspond au rapport entre la masse sèche et le volume d'eau déplacé.
Résistance à la compression	MPa	28.1	34.5	34.2	33.4	ASTM C 39-03	T20± 2 °C, HR 60±5%	Cylindres avec un diamètre de 100 mm et une hauteur de 200 mm, charge à un taux de 0.22 MPa/s

Dans cette série les bétons avec des quantités inférieures de pâte et de fortes quantités d'adjuvant (SIX-3 et SIX4) ont eu des concentrations de ciment inférieures à celles qui sont recommandées comme limites minimales par la norme EN206-1:2000.

6.9.1. Maniabilité

Les bétons avec un contenu minimal de pâte et des fortes doses d'adjuvant, ont perdu plus lentement la maniabilité que les bétons avec un plus grand contenu de pâte. Toutefois il faut signaler que, dans les séries IV et V, on a montré qu'un plus faible contenu en pâte se traduisait par une plus grande perte de maniabilité dans le temps.

Par conséquent, on peut attribuer à l'adjuvant le fait que la maniabilité se maintienne mieux dans le temps.

Dans le cas du mélange sans adjuvant et un plus grand contenu de pâte, nous voyons que quand on ajoute le lignosulfonate et diminue le contenu de pâte, le béton résultant maintient plus facilement la maniabilité dans le temps par l'effet de retard de cette substance (voir temps de prise, + 5 h 30 min.) L'augmentation progressive de polycarboxylate a aussi un effet sur la prise ce qui contribue à avoir un meilleur maintien de la maniabilité.

6.9.2. Temps de prise

L'effet du volume de pâte sur les temps de prise est marginal comme on a pu l'apprécier dans la série II. Dans cette série la présence des adjuvants a retardé l'hydratation surtout par l'action du lignosulfonate employé, puisque 0.9% du polycarboxylate a retardé de 6.5 heures tandis que seulement 0.5% de lignosulfonate a obtenu un retard équivalent. Il convient donc bien de remarquer qu'un retard de prise est obtenu avec ces adjuvants, mais qu'il dépend fortement du type d'adjuvant. Une adaptation de l'adjuvant pour de tels bétons semble donc être un terrain d'amélioration. Celui-ci se trouve par contre clairement exposé à des questions financières et pratiques qui sont hors du contexte de cette thèse.

6.9.3. Ressuage

Dans le cas des bétons avec des pâtes extrêmement optimisées qui incluent des adjuvants, nous voyons que la tendance identifiée dans les séries antérieures se répète : ces bétons ont un ressuage inférieur.

Un ressuage radicalement inférieur par rapport aux bétons à fort contenu de pâte rend ces bétons plus susceptibles à la fissuration à l'état plastique si l'on ne réalise pas une cure adéquate.

6.9.4. Volume d'air

Le volume d'air dans les bétons avec un plus grand volume de pâte a été inférieur à ceux avec des pâtes en extrême optimisation et avec des adjuvants. Cette tendance va exactement contre celle signalée dans la série II où face à un volume inférieur de pâte il y avait un plus grand volume d'air. L'air croissant dans cette série peut être attribué à la présence des adjuvants employés.

Toutefois le niveau de variation de ce paramètre est faible (1.5% à 2.4%) si on considère en plus que la masse spécifique du matériau à l'état frais a été très semblable pour tous les mélanges essayés. Le plus grand volume d'air dans cette série, en diminuant le contenu de pâte, a pu contribuer à la diminution du ressage.

6.9.5. Résistance à la compression:

Si on examine les mélanges SIX-1 et SIX-2, la diminution de pâte de 294 L/m³ à 274 L/m³ (diminution de 6.8%) d'après les résultats et modèles précédents (sections 4.3 et série II), doit se traduire par une augmentation de résistance d'un 1% à peine. Dans ce cas la différence a été d'approximativement 23%, ce qui peut être attribué sans doute à la présence de l'adjuvant qui a retardé l'hydratation et augmenté probablement le nombre des hydrates formés.

Dans ce cas l'effet du volume de pâte devient marginal si l'on considère que les résistances avec le polycarboxylate ajouté (mélanges SIX-3 et SIX-4) ont été très similaires à celles qui ajoutaient seulement le lignosulfonate, bien que ces deux derniers mélanges aient compté avec un volume inférieur de pâte.

Les autres propriétés évaluées parmi celles qui concernent la durabilité du matériau se trouvent exposées et décrites dans le Tableau 6.21.

Tableau 6.21. Résultats des propriétés évaluées correspondant aux bétons identifiés en Tableau 6.20.

Ciment		290	272	236	204			
Volume de la Pâte (L/m ³)		282	265	230	210			
Propriété	Unités	RESULTATS				Méthode	Condition des essais	Description
Module élastique statique	MPa	21248	19856	20681	20089	ASTM C496-02	T20± 2 °C, HR 60±5%	Cylindres de diamètre 100 mm et hauteur 200 mm Mesure avec des anneaux dans la troisième partie de la hauteur.
Résistance à la Flexion	MPa	3.5	3.9	4.0	3.9	ASTM C78-07	T20± 2 °C, HR 60±5%	Poutre 150x150x550 mm chargée au tiers. Taux charge 0.017-0.020 Mpa/s
Perte par abrasion (Profondeur)	mm	3.5	3.0	1.8	1.2	ASTM C1138-97		Cylindre 300x100 mm sur lequel 7 kg de boules d'acier avec des tailles différents bougent pendant 72 heures
Retrait à 28 jours	(%)	0.075	0.070	0.061	0.047	ASTM C 157-03	T20± 2 °C, HR 50±5%	Poutres 100x100x285 mm avec vis aux extrêmes qui sont comparées en longitude avec une barre de référence
Porosité	(%)	17.0	16.0	15.1	14.4	ASTM C642-97		Après 24 heures d'immersion correspond au rapport entre le volume de vides saturables et le volume d'eau déplacé.
Profondeur carbonatée	mm	4.2	4.3	4.0	4.4		Chambre accélérée (5% CO ₂) 20 °C± 3 °C, (HR 65±5%)	Après 2 semaines dans une chambre avec une concentration de 5% de CO ₂ les sections de cylindres sont testées en traction indirecte. Sur la surface rompue phénoltalcéine est répandue et la profondeur non colorée est mesurée.
Absorption après immersion	(%)	7.62	7.26	6.91	6.48	ASTM C642-97	T20± 2 °C, HR 60±5%	Sur cylindres le rapport entre l'eau absorbée après 48 h d'immersion et la masse sèche du béton.
Absorption après ébullition	(%)	8.07	7.53	7.18	6.70	ASTM C642-97	T20± 2 °C, HR 60±5%	Sur cylindres le rapport entre l'eau absorbée après 48 h d'immersion, ébullition 5 heures et la masse sèche du béton.
Masse spécifique sèche	(g/cm ³)	2.12	2.11	2.10	2.15	ASTM C642-97	T20± 2 °C, HR 60±5%	Sur cylindres le rapport entre la masse sèche et le volume des bétons plus la porosité saturable après 48 h d'immersion et 5 h de bouillir
Masse spécifique après immersion	(g/cm ³)	2.27	2.28	2.25	2.29	ASTM C642-97	T20± 2 °C, HR 60±5%	Sur cylindres le rapport entre la masse du béton et la porosité saturable après 48 h d'immersion et le volume des béton plus la porosité saturable après 48 h d'immersion
Masse spécifique après ébullition	(g/cm ³)	2.28	2.28	2.25	2.29	ASTM C642-97	T20± 2 °C, HR 60±5%	Sur cylindres le rapport entre la masse du béton et la porosité saturable après 48 h d'immersion plus 5 h de bouillir et le volume des béton plus la porosité saturable après 48 h d'immersion et 5 h d'ébullition
Masse spécifique nominal	(g/cm ³)	2.54	2.53	2.48	2.51	ASTM C642-97	T20± 2 °C, HR 60±5%	Sur cylindres le rapport entre la masse sèche et le volume de la masse sèche
Charge électrique	Coulombs	6011	6149	5554	4754	ASTM C 1202-05	T20± 2 °C, HR 60±5%	Cylindres 50 mm d'hauteur et 100 mm de diamètre entre deux solutions de NaOH et NaCl au 3%. La charge électrique entre les deux substances est mesurée après 6 heures.
ISAT-10 (Absorption superficielle initiale à 10 min	mL/m ² /s	0.08	0.05	0.043	0.045	BS 1881 Part 122	T20± 2 °C, HR 60±5%	Un tube en verre calibré et plein d'eau est fixé à la surface du béton. Après 10 minutes l'absorption d'eau en surface dans le tube est mesurée.
Aspect de la surface (/10)		9.0	8.5	8.5	8.5			La moyenne de cinq qualifications faites par différents personnes est calculée.

6.9.6 Module élastique

Les résultats de la série II ont démontré que la diminution du contenu de pâte se traduisait par une légère augmentation du module d'élasticité, ceci dû probablement à l'augmentation de la résistance à la compression par l'effet de diminution du MPT (Section 4.1.3), ainsi que par l'augmentation volumétrique d'une fraction plus rigide (dans ce cas) que la pâte.

Les résultats de cette série en bétons hautement optimisés avec des adjuvants montrent que cette tendance n'a pas été conservée, dû probablement à la nature des hydrates formés.

6.9.7 Résistance à la flexion

Dans ce cas les bétons extrêmement optimisés avec de faibles volumes de pâte et de fortes doses d'adjuvant ont présenté une plus grande résistance à la flexion, qui se doit comme dans le cas de la résistance à la compression, à un plus grand nombre d'hydrates formés dû en partie à la présence des adjuvants. L'effet du volume de pâte ne paraît pas avoir une incidence importante sur ce paramètre (en confirmant ce qui a été identifié dans la section 4.4 et dans la série II si on constate les valeurs similaires obtenues par les mélanges SIX-2, SIX-3 et SIX-4 qui incluent la même dose de lignosulfonate mais des volumes de pâte très différents).

6.9.8. Résistance à l'abrasion

Ce paramètre dans la série II a démontré que dans des bétons avec des pâtes identiques, un plus faible volume de pâte se traduit par une plus grande résistance à l'abrasion. Dans le cas de cette série, cet effet se voit multiplié dû à l'action additionnelle des adjuvants qui ont augmenté la résistance finale de la pâte. En conséquence des bétons hautement optimisés sont apparemment moins susceptibles à l'action de l'abrasion que des bétons conventionnels avec de forts contenus de pâte. La figure 6.28 expose les résultats obtenus où le béton hautement optimisé a une profondeur d'attaque presque 3 fois inférieure à celle du béton conventionnel.

Dans le cas des bétons à faible contenu de pâte (haute teneur en granulats) et de fortes doses d'adjuvant, on peut voir que les pertes par abrasion (ASTM C 1138) permettent d'obtenir un matériau plus résistant aux attaques abrasives.

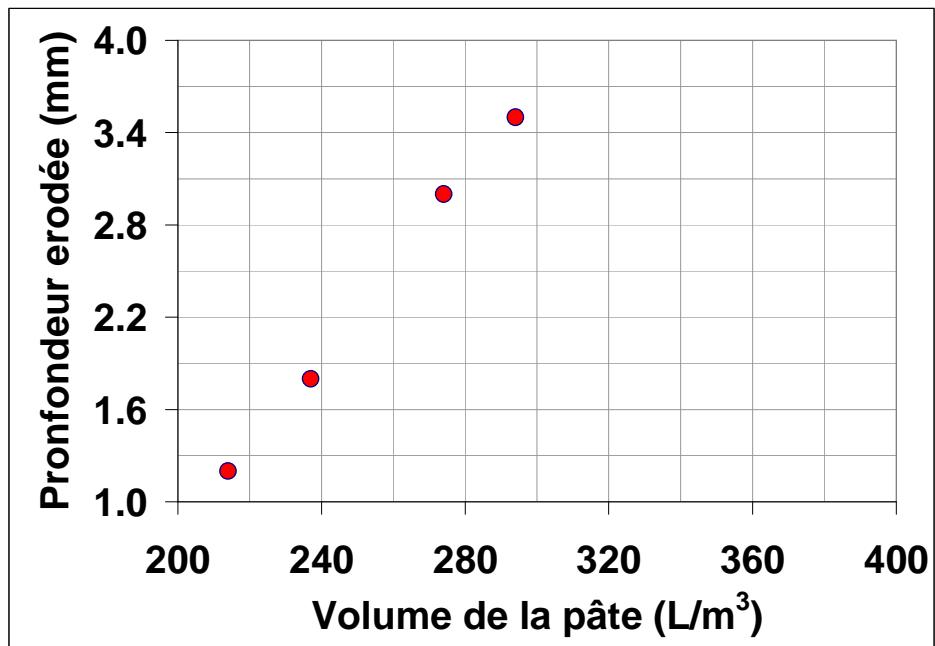


Figure 6.28- Volume de pâte ($E/C = 0.65$) face à la profondeur d'abrasion en bétons hautement optimisés.

6.9.9 Retrait

Cette propriété est étroitement liée à la tendance à la fissuration du matériau et donc à la durabilité de celui-ci. Le retrait à l'état durci dépend du volume de pâte (section 4.2.8) et les bétons extrêmement optimisés avec de très faibles volumes de pâte et de fortes doses d'adjuvants, se contractent visiblement moins que les bétons conventionnels.

Dans ce cas l'effet de la présence des adjuvants est marginal si l'on considère que la tendance ou courbe de réduction du retrait en diminuant le volume de pâte se conserve pour des bétons avec de hautes doses d'adjuvants tels qu'il est démontré dans la figure suivante.

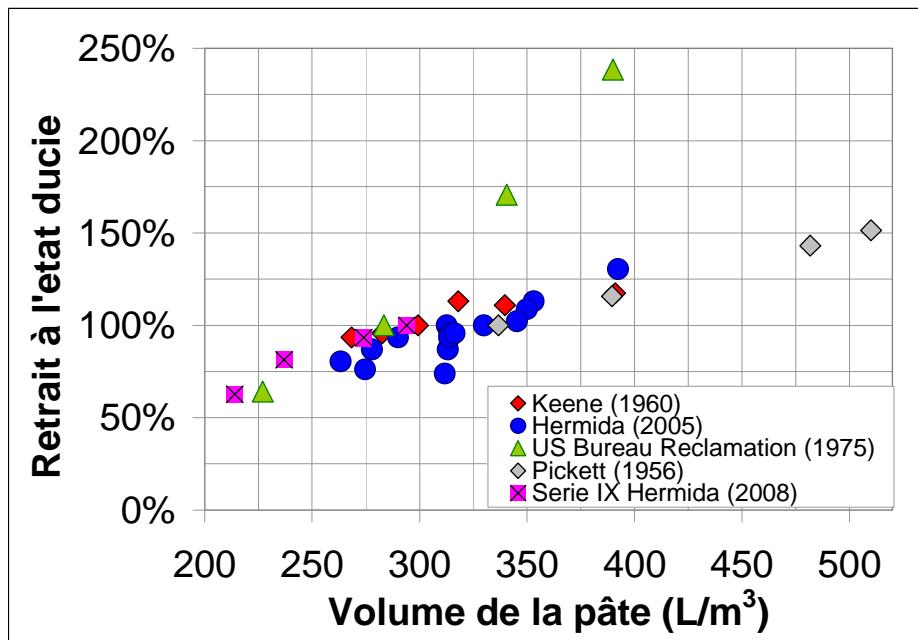


Figure 6.29- Retrait du béton à l'état durci face au volume de pâte, les résultats de la Série IX inclus. Valeurs exprimées en pourcentage du retrait obtenu par un béton avec 300 L/m^3 de pâte.

Il est signalé que la différence dans l'augmentation du retrait entre le béton à plus grand volume de pâte 294 L/m^3 et celui de moindre volume 214 L/m^3 a été la même en passant d'une valeur de 100% à celle de 63%. En diminuant dans ce pourcentage la tendance à la fissuration du matériau, ceci devient un gain important en ce qui concerne la durabilité de celui-ci.

6.9.10 Porosité accessible à l'eau, absorption et masse spécifique:

La porosité accessible à l'eau est un paramètre étroitement lié à la durabilité du matériau qui permet de quantifier le volume relatif des vides mais non sa connectivité. Les spécimens examinés ont été curés pendant 28 jours. Après on a comparé les poids à l'état saturé et sec, à une température de $105^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$. On considère un état saturé ou sec quand après deux mesures consécutives de poids la différence entre elles n'est pas supérieure à 0.05%.

Si la différence entre le volume de pâte entre le mélange SIX-1 et le mélange SIX-4 est de 27% (80 L/m^3) par rapport à la plus grande valeur, la différence en porosité a été de 15% de moins pour le béton avec un volume inférieur de pâte. C'est-à-dire qu'à mesure que le volume de pâte diminue la porosité diminue mais pas au même rythme.

On doit signaler qu'une diminution de porosité de 15% est équivalente malgré le fait de passer d'un rapport eau/ciment de 0.60 à un rapport E/C de 0.53.

Ces mesures ainsi que les antérieures correspondent à la moyenne de trois spécimens.

Bien que l'absorption soit un paramètre en relation avec les vides présents dans le matériau, c'est un résultat moins général et comparable que la porosité. Elle correspond à une relation de masses et la densité des solides composants du béton aura un effet sur la valeur d'absorption. Toutefois dans ce cas et suivant la méthodologie décrite dans ASTMC 642 nous voyons en Figure 6.30 que sa tendance est consistante avec celle identifiée avec la porosité.

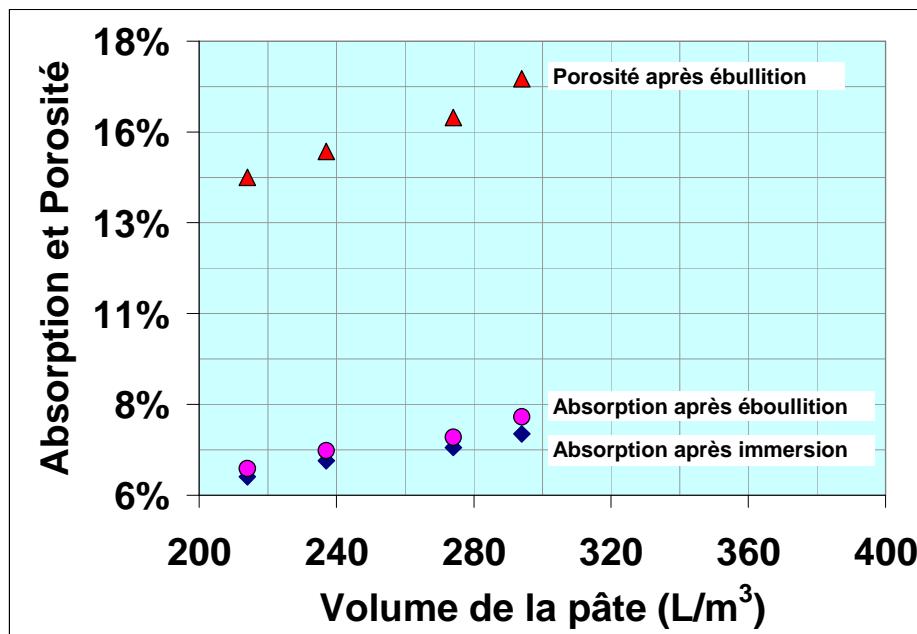


Figure 6.30- Volume de pâte ($E/C = 0.65$) face à la porosité accessible à l'eau et, absorption en accord avec ASTM C642.

Quant à la masse spécifique, l'ASTM définit quatre types. Les valeurs les plus hautes de ces masses spécifiques ont été atteintes avec des volumes minimaux de pâte, à l'exception de la masse spécifique nominale qui ne tient pas compte des vides (Fig.6.31).

La masse spécifique sèche, qui relie le quantité de solides dans un volume donné de béton en incluant les vides, confirme une fois de plus que les bétons hautement optimisés avec des quantités inférieures de ciment à celles recommandées par la norme EN 206-1:2000, peuvent avoir une quantité inférieure de vides (plus de solides) par unité volumétrique de béton. La figure 6.31 illustre les tendances identifiées.

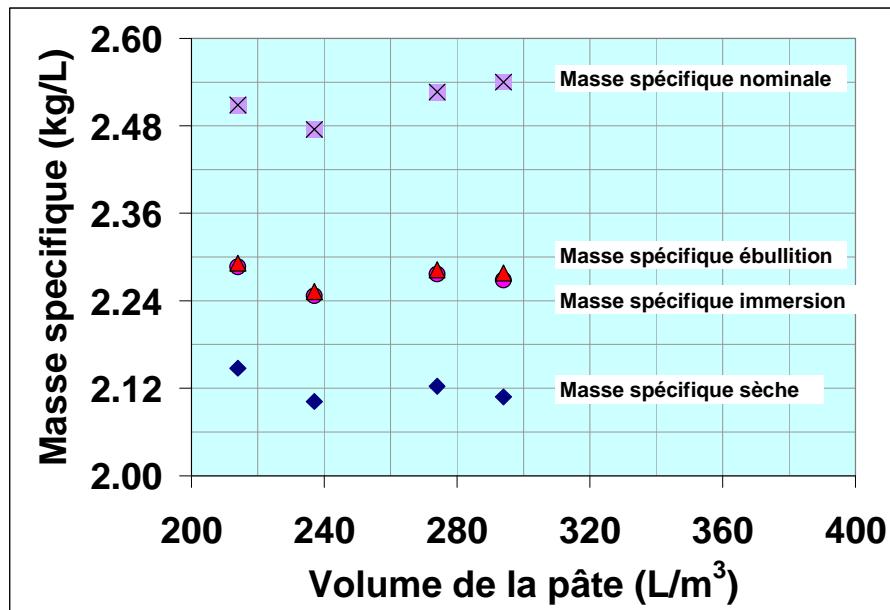


Figure 6.31- Volume de pâte ($E/C = 0.65$) face à la masse spécifique sèche, nominal après immersion et ébullition. Série VIII.

6.9.11 Carbonatation

En accord avec l'analyse des résultats extraits de la bibliographie, le volume de pâte avait une influence très faible ou presque nulle sur l'avancement de la carbonatation à l'intérieur du béton (Section 5.6.2). La série II a confirmé ce fait. Toutefois pour cette série en particulier on a registrado une petite diminution dans la pénétration de la carbonatation pour les bétons hautement optimisés en incluant l'adjuvant, en raison probablement de l'existence d'une porosité inférieure.

Les mesures ont été réalisées dans une chambre accélérée avec $3\% \pm 1\%$ de CO_2 (par rapport au volume total de la chambre) et une humidité relative de $60\% \pm 7\%$. Les mesures de profondeur de carbonatation ont été prises en mesurant la dite profondeur à quatre diamètres perpendiculaires entre eux.

Il faut signaler que cette mesure a été réalisée sur des spécimens cylindriques non fissurés. Les structures réelles de bétons hautement optimisés, qui ont tendance à un retrait inférieur, donc à une fissuration inférieure peuvent avoir une durabilité même supérieure face à la carbonatation.

Le contenu de Portlandite $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ à mesure que diminue le volume de pâte (ici il a diminué de 27% par rapport à la plus grande valeur) diminue aussi. Toutefois dans ce cas l'effet d'une porosité inférieure paraît être plus important que la diminution de cet hydrate.

6.9.12 Pénétration de l'ion chlorure

La méthode décrite par la norme ASTMC 1202-5 permet une obtention rapide de résultats quand, sous un champ électrique on stimule la pénétration des ions chlorure à travers un échantillon de béton de 100 mm de diamètre et 50 mm d'épaisseur. Les résultats obtenus permettent de constater que les bétons hautement optimisés présentent une plus grande résistance à la pénétration des ions chlorure.

Dans le cas particulier des pâtes évaluées, les résultats de charge électrique classent ces bétons comme de haute pénétrabilité (> 4000 Coulombs). Toutefois la tendance observée, dans la figure 6.32, est claire en démontrant que les bétons de faible volume de pâte sont en faveur de la durabilité car ils diminuent la pénétration de l'ion dans d'un facteur 20%.

Cette diminution dans la capacité de pénétration de l'ion chlorure à l'échelle macroscopique est liée probablement à la diminution de la porosité du béton, qui a diminué de 15%.

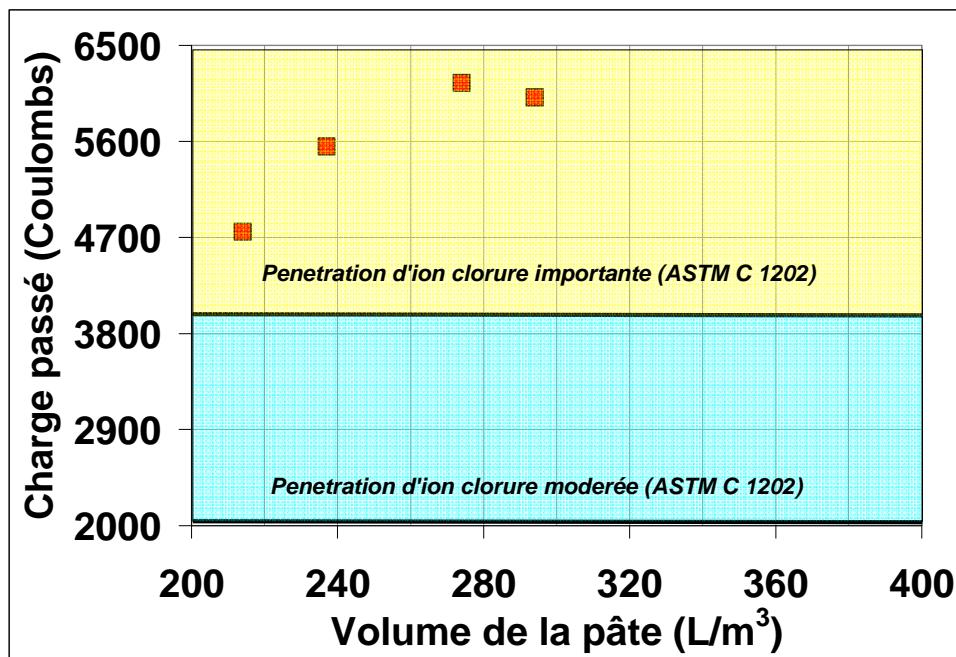


Figure 6.32- Volume de pâte ($E/C = 0.65$) face à la charge électrique dans les bétons hautement optimisés. Série IX

Cette mesure se réalise sur un spécimen en conditions saturées qui ne sont pas les conditions plus critiques pour la durabilité du béton armé. En général ce sont les cycles

'humidification-séchage, ainsi que la pénétration des ions dans le matériau non saturé, qui provoquent les plus grandes vitesses de dégradation de l'acier des armatures.

C'est à cause de ceci que la pénétration d'un liquide par capillarité devient un important paramètre pour déterminer la durabilité du matériau. Malheureusement il n'existe pas de normes ou de procédures réglementaires qui évaluent la pénétration capillaire de l'eau dans le béton et moins encore d'une solution riche en chlorures.

Le paramètre ISAT-10 (Initial Surface Absorption) peut démontrer la capacité de pénétration d'un liquide sur un élément non saturé.

6.9.13 Absorption Capillaire (ISAT-10)

Tant dans l'analyse bibliographique réalisée (Section 5.6.3) que comme dans les résultats obtenus dans la série II, il a été possible de constater qu'à un volume inférieur de pâte, correspond une pénétration inférieure d'un liquide à l'intérieur du béton par capillarité. Dans le cas de bétons hautement optimisés qui incluent en outre des adjuvants, cette tendance s'est maintenue avec un taux de diminution d'absorption très similaire (Figure 6.33).

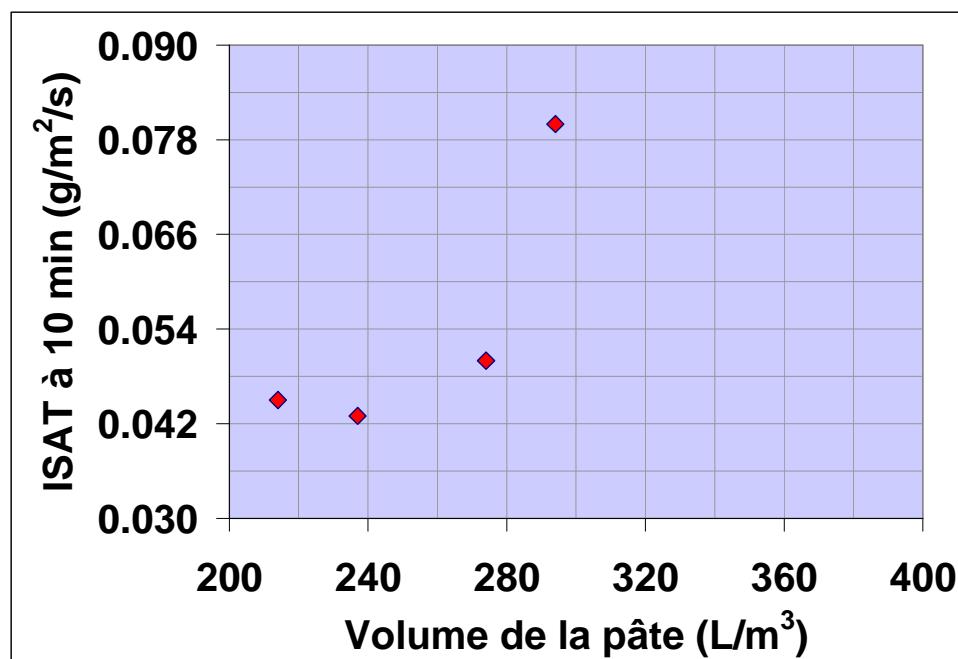


Figure 6.33- Volume de pâte ($E/C = 0.65$) face à l'ISAT-10 en bétons conventionnels et bétons avec des volumes de pâte hautement optimisés. Série IX

Ce paramètre a été une fois de plus favorable en ce qui concerne la durabilité quand on emploie des bétons extrêmement optimisés avec de faibles volumes de pâte et de ciment.

6.9.14 Aspect de la Surface

Une préoccupation habituelle de la construction est l'aspect de la finition superficielle d'une surface de béton. Ce paramètre devient encore plus exigeant pour des bétons de surface (sans aucun recouvrement). Il n'existe pas une méthode de qualification ou de mesure de la qualité de la finition superficielle du matériau. On peut cependant évaluer ce paramètre de façon qualitative. En acceptant comme un bon aspect de la surface, l'absence de bulles piégées, une surface régulière ou lisse et une couleur uniforme, on peut établir une échelle de qualification de 1 à 10.

Pour cette étude cinq personnes familiarisées avec le béton, ont été choisies pour qualifier les surfaces des poutres de flexion et les cylindres des quatre formulations comparées. Les pointages ont été faits sur trois paramètres (bulles, texture et couleur), sur un total de 56 spécimens. Les moyennes et résultats apparaissent dans le Tableau 6.21.

Comme on peut l'observer les bétons hautement optimisés ont obtenu une qualification identique à celle du béton conventionnel avec polycarboxylate et un contenu moyen de pâte. Les photos 1-4 montrent des surfaces comparées.



6.9.15 Examen microscopique (MEB)

La résistance à la compression de bétons à égale quantité de pâte mais avec des volumes différents a démontré qu'elle augmente à mesure que le volume de pâte diminue ou augmente celui des granulats. La raison de cet accroissement n'a pas été totalement comprise actuellement.

Parmi les raisons possibles de cette augmentation se trouve l'orientation des hydrates de la pâte dans les proximités du granulat, c'est-à-dire dans la zone ITZ.

L'examen au microscope électronique de balayage de cette zone a permis d'abord de déterminer qu'il existe une différence dans la morphologie des hydrates formés entre le béton de fort contenu de pâte et le béton avec un volume inférieur de pâte et une haute dose d'adjuvants.

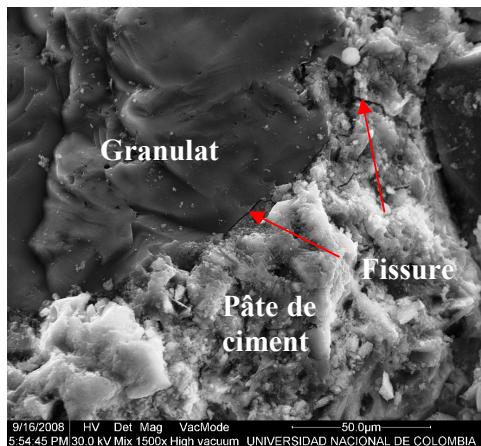


Photo 5. Fissure au contact pâte-granulat
SIX-1 (x1500)

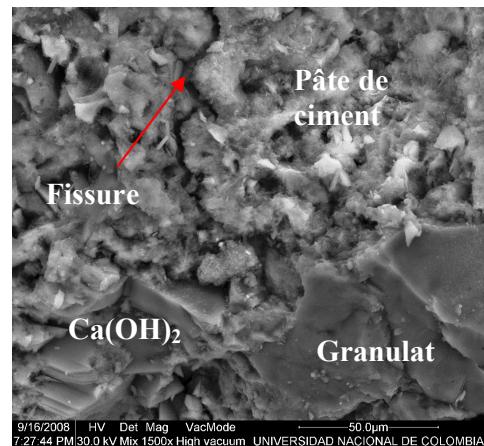


Photo 6. Bonne adherence pâte-granulat
SIX-4 (x1500) fissure dans la matrice de la
pâte

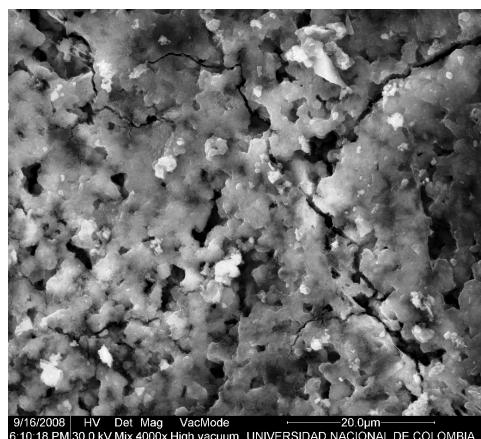


Photo 7. Zone ITZ, SIX-1 (x4000)

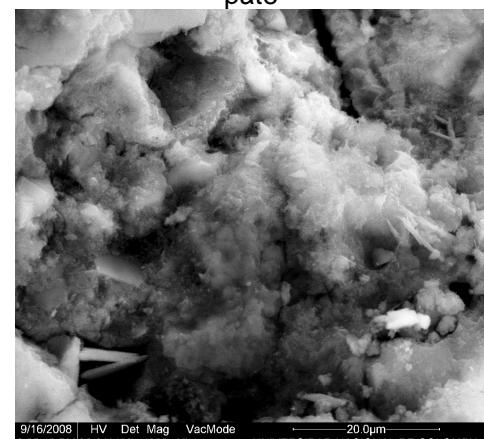
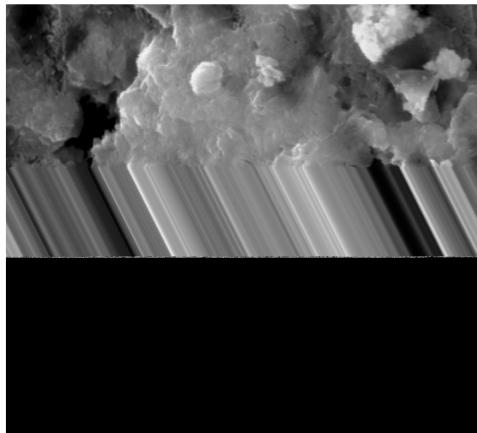
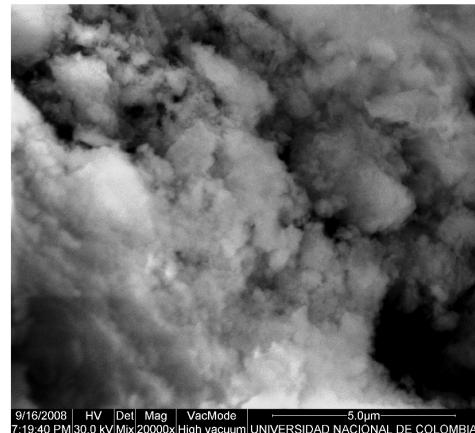


Photo 8. Zone ITZ, SIX-4 (x4000)



Photos 9. Morphologie des hydrates dans la ITZ sans adjuvant et un haut contenu de pâte. (x20000)



Photos 10. Morphologie des hydrates dans la zone ITZ plus basse pâte et adjuvant. (x20000)

D'un autre côté, il existe apparemment une plus grande fissuration dans les bétons avec un haut contenu de pâte que celle observée dans des bétons de bas contenu, surtout présente dans le béton pâte-granulat (Voir photo 5). Il n'a pas été observé une orientation spéciale dans aucun des deux cas mais on a pu signaler une différence dans la forme des hydrates des deux pâtes, différencierées qui peuvent avoir comme origine en même temps par le volume de celles-ci et/ou la présence des adjuvants.

Si bien la morphologie, à une échelle de 50 microns, des hydrates en contact avec le granulat est très semblable parmi les bétons comparés (Photos 9 et 10-Série IX) en s'approchant aux 20 microns et 5 microns on peut constater des différences évidentes dans la forme des hydrates. Les bétons extrêmement optimisés avec des faibles contenus de pâte et de forts dosages en adjuvant montrent une structure des hydrates qui apparaît plus amorphe que lamellaire observée dans des bétons conventionnels.

VII. AU-DELA DES LIMITES DES NORMES ACTUELLES

Pour garantir la performance adéquate du béton pendant la vie utile pour laquelle il a été conçu, les normes actuelles comme l'ACI 318-08 et l'EN 206-1 établissent différentes conditions de composition et de performance du matériau.

L'ACI 318-2008 actualisée récemment, a adopté le même rapprochement de la norme européenne en définissant différentes ambiances d'agression. Les conditions de cette norme sur le matériau se concentrent sur trois paramètres fondamentaux : rapport E/C, type de ciment et résistance à la compression du béton. Ces trois paramètres sont tous

liés à la qualité de la pâte et non à sa quantité, vu que ce code ne signale aucune quantité minimale de ciment et par conséquent de pâte.

Des conditions supplémentaires sur le pourcentage de l'addition minérale maximale à utiliser (composition des matériaux cimentaires) ainsi que des pourcentages maximaux d'ion chlorure par rapport au ciment (composition du ciment) sont mentionnées dans certains cas. Cette normalisation, ne mentionne pas l'existence des ambiances agressives en termes de carbonatation, ne fait pas de différence entre l'origine des chlorures, ne mentionne pas les attaques chimiques et définit une autre catégorie comme des bétons qui nécessitent une faible perméabilité. Cette norme néanmoins devient en général plus exigeante que la norme européenne quant aux limites maximales du rapport E/C en se concentrant dans la composition et la performance de la pâte et non dans la quantité de celle-ci.

La norme européenne EN 206-1, en plus des paramètres antérieurs, établit des dosages minimaux de ciment. Il faut signaler que cette condition de contenus minimaux de ciment, établit automatiquement, pour un rapport E/C maximal, un contenu minimal de volume de pâte. L'introduction de cette condition dans la norme européenne a été l'objet de discussions à l'époque où elle a été définie et continue à l'être.

Les résultats de cette recherche signalent que pour un rapport E/C donné, diminuer la quantité de pâte peut être en faveur de la durabilité du matériau et non au détriment de celle-ci.

Des bétons de même qualité de pâte mais avec des volumes minimisés (avec des arrangements granulaires très optimisés et des adjuvants réducteurs d'eau ultra puissants) ont fait preuve de moindres retraits (tendance à la fissuration), de porosités inférieures, d'absorptions capillaires plus faibles, de moindres avancements du front de carbonatation et de pénétration de l'ion chlorure. Il devient alors nécessaire de définir un contenu maximum de ciment au lieu d'un minimum.

Toutefois, en cherchant à aller plus loin que l'établissement de paramètres de composition dans un domaine où de nouveaux composants et des innovations apparaissent tous les jours, il s'avère plus adéquat de suivre des conditions de performance du matériau plutôt que de composition.

Une approche performantielle du béton exige de réaliser différents essais et des évaluations qui s'avèrent probablement plus compliqués que de remplir des conditions de composition. Toutefois, si quelqu'un a besoin de saisir une spécification de

résistance à la compression, plutôt que d'obéir à une quantité minimale de ciment ou un E/C spécifique, il est plus convenable de mesurer directement cette propriété sur le matériau, pour la remplir et l'optimiser par la suite. De même, pour arriver à une durabilité donnée dans un matériau exposé à une ambiance agressive, il est plus efficace de quantifier le volume du réseau poreux ou la facilité avec laquelle les gaz et les liquides le pénètrent.

Les normes actuelles présentent une combinaison de conditions de composition et de performance, cherchant probablement la simplicité dans l'élaboration du béton. Mais il est possible que ces conditions ne marchent pas dans la même direction, qui peut éloigner la performance du matériau de l'objectif établi.

VIII. CONCLUSIONS GENERALES

Le volume de pâte (contenu de ciment) dans le béton a été un paramètre très peu étudié et il n'y a pas beaucoup de résultats d'études où il soit possible d'isoler l'effet de cette seule variable sur les propriétés du béton.

Une compilation des résultats disponibles dans la littérature a été faite pour les principales propriétés d'ingénierie et de durabilité. Dans ce travail, il faut signaler que beaucoup des résultats traités provenaient d'études où le volume de pâte n'était pas le paramètre principal d'analyse, mais grâce aux conditions de composition des bétons comparés, il a été possible de réaliser cette analyse. D'autre part pendant toute l'étude, on a identifié comme volume de pâte la somme des volumes de ciment et d'eau en ignorant le volume d'air, du fait que la plus grande partie des résultats collectés ne mesurait pas ce paramètre. Un soin particulier a été porté au fait de ne pas inclure des adjuvants entraîneurs d'air dans la composition des bétons choisis. On aurait aussi pu considérer les fines en provenance des granulats, qui dans les études collectées n'ont pas été mesurées fréquemment, raison pour laquelle il y a deux incertitudes dans l'analyse des valeurs extraites et traitées de la littérature.

Dans le contexte de ces choix méthodologiques, la collecte, le traitement et l'analyse des résultats trouvés dans la littérature ont permis, pour une qualité de pâte constante, de déterminer que, pour un volume faible de pâte, l'affaissement, le ressuage, le retrait et le fluage à l'état durci diminuent.

Quant au comportement mécanique du matériau, cette même analyse des résultats tirés de la littérature a permis d'identifier qu'à un volume de pâte moindre, la résistance à la

compression augmentait, et certaines études ont suggéré des accroissements dans la résistance à la tension directe et à l'abrasion, mais le manque de données ne permettait pas une conclusion claire sur ces sujets.

Un volet du travail expérimental de cette thèse cherche à compléter de telles lacunes dans le travail de compilation bibliographique. Nous sommes ainsi arrivés à conclure que le volume de pâte n'a pas un effet important sur la résistance à la flexion, ni à la traction directe mais une légère influence sur le module d'élasticité et un grand effet sur la résistance à l'abrasion du matériau.

Les mélanges réalisés ont également permis de vérifier qu'en diminuant le volume de pâte, la profondeur de carbonatation ne change pas.

De même, on a pu constater que la pénétration des chlorures diminue de façon importante quand on réduit le volume de pâte et par conséquent la surface effective de pénétration de ces ions dans une éprouvette saturée.

La porosité accessible à l'eau des éprouvettes pour un contenu de pâte faible a été très inférieure à celle avec des volumes de pâte plus grands. Tendance qui s'est maintenue en ce qui concerne le volume d'eau absorbée par capillarité.

En conséquence, pour une même qualité de pâte, la diminution du volume de celle-ci et l'augmentation de la fraction granulaire font que le béton a moins de retrait (plus basse tendance à la fissuration), moins de porosité, et une absorption capillaire inférieure, ce qui diminue d'autant la pénétration des solutions et des ions agressifs, mais pas nécessairement la profondeur atteinte par ceux-ci.

Sur la base de ces résultats, les bétons à faible volume de pâte ne présentent donc pas d'inconvénients majeurs à part une perte d'affaissement. Il a été montré comment ce défaut pouvait s'éliminer tant par l'adjuvantation que par l'optimisation du squelette granulaire.

Dans ce travail, nous sommes partis de la plus courante des pâtes utilisées actuellement (E/C 0.65), dans laquelle ont été ajoutés des adjuvants réducteurs « d'eau » ultra puissants pour maintenir la maniabilité du béton. Ainsi, et à l'aide d'une optimisation granulaire menée progressivement à l'extrême limite (en employant une approche expérimentale et la modélisation MEC), il a été possible de fabriquer des bétons avec des contenus de pâte très bas, qui incluaient des concentrations de ciment très inférieures aux limites recommandées par les normes.

Ces bétons extrêmement optimisés, qui n'ont pas inclus des additions minérales, ont démontré qu'avec 220 kg/m³ de ciment Portland ou moins, ils pouvaient atteindre un

niveau de performance très supérieur à celui des bétons traditionnels (avec un E/C similaire), en ce qui concerne ses propriétés mécaniques et de durabilité.

Les bétons obtenus avec des volumes aussi bas de pâte ont été maniables grâce à l'arrangement granulaire optimisé et à l'action d'adjuvants de dernière génération. Toutefois, ces pâtes extrêmement fluides font que l'on passe d'un affaissement de 10 cm à 20 cm pour une différence d'à peine 10 L/m³ de pâte (10 kg/m³ de ciment), tandis que dans des bétons sans adjuvant on a besoin de 55 L/m³ (56 kg/m³ de ciment) de cette même pâte pour augmenter l'affaissement dans cette même proportion.

C'est la raison pour laquelle, l'usage des bétons extrêmement optimisés est plus logique avec des affaissements élevés (i.e. 20 cm) puisque arriver à ce niveau de maniabilité, devient peu onéreux et augmente la robustesse du système. Avec ce type d'ouvrabilité on peut s'attendre à ce que la mise en place sur chantier dans des structures renforcées puisse s'effectuer correctement sans l'apparition de défauts majeurs de mise en ouvre qui seraient très détriment aux à la durabilité.

Dans cette étude en particulier, le béton extrêmement optimisé qui a utilisé 220 kg/m³ de ciment a montré un affaissement de 20 cm, une résistance à la compression supérieure à 33 MPa, le plus bas retrait, la plus faible profondeur de carbonatation, la plus grande résistance à l'abrasion, la plus faible pénétration de chlorures et la plus basse porosité parmi l'ensemble des mesures.

Il faut surtout signaler que ce béton a été aussi celui qui a généré la plus basse quantité de CO₂ pour sa préparation, du fait qu'il s'agit de celui qui inclut la moindre quantité de clinker. Le coût de ce béton aux prix actuels de marché est équivalent à celui du béton traditionnel qui utilise un plastifiant, mais à mesure que le coût de la technologie des adjuvants de dernière génération va diminuer, le coût de ces bétons optimisés sera bien inférieur à celui des bétons actuels.

La norme EN 206-1 doit revoir, à mon avis, les bases de la spécification de contenus minimaux de ciment, puisqu'on peut voir comment des bétons avec des contenus inférieurs à ces minima obtiennent des performances supérieures aux bétons avec de hauts contenus de ciment et des quantités de pâte identiques. Une telle révision contribuerait à réduire l'impact écologique du secteur de la construction.

Les questions qui restent ouvertes par rapport à ce travail concernent en premier lieu la mise en place de tels bétons dans des structures ferraillées. L'augmentation du volume de granulats peut en effet faire craindre une plus grande difficulté à remplir les coffrages

ferraillés, ce qui aurait un impact très négatif sur la durabilité. Dans ce contexte, la possibilité sans grand coût supplémentaire de travailler avec des bétons à 20 cm d'affaissement plutôt que 10 cm devrait grandement réduire ce risque. Cet aspect doit être examiné et il serait probablement judicieux d'inclure dans toute révision du type de norme indiqué ci-dessous.

IX. REFERENCES

-
- ¹ FERET R. (1892) Compacité des mortiers hydrauliques, *Ann Ponts et chaussées París.*
- ² ABRAMS D. (1918) Design of Concrete Mixtures, *Bulletin 1, Structural Materials Research Laboratory*, Lewis Institute Chicago.
- ³ PANN S., TSONG Y., CHAO-WEI T. and LIN T.D. (2003), "New Strength Model Based on Water-Cement Ratio and Capillary Porosity", *Aci Materials Journal*, Vol.100, No.4, July-August.
- ⁴ MENTHA P.K. (1990), "Durability of High-Strength Concrete", Paul Klieger Symposium on Performance of Concrete, ACI SP 122, pp-19-28.
- ⁵ SINGH, B. (1958), "Specific Surface of Aggregates Related to Compressive and Flexural Strength of Concrete", *ACI Journal Proceedings V.54*, No.10, April, pp.897-907.
- ⁶ HUGHES, B. P. (1968), "The effect of mix proportions and aggregate d_s upon the compressive strength", *Magazine of Concrete Research*: Vol 20, No. 63, June pp. 77-84
- ⁷ JOHNSTON, C.D. (1970), "Strength and deformation of concrete in uniaxial tension and compression". *Magazine of Concrete Research*: Vol 22, No. 70, March, pp. 5-16
- ⁸ BUENFELD N.R., OKUNDI E. (1998), "Effect of cement content on transport in concrete" *Magazine of Concrete Research*, 50, No.4, December, pp 339-351
- ⁹ AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, ASTM-C939. (2000) "Standard Test Method for Cone Time flow in Portland Cement Grouts". En: Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA., (2000)
- ¹⁰ AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, ASTM-C270. (2000) "Specification for Masonry Mortars". En: Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA., (2000)

¹¹ KANTRO D.L. (1980), "Influence of Water-Reducing Admixtures on Properties of Cement Paste- A Miniature Slump Test" Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 2, No.2, Winter, pp. 95-102

¹² CAIRONG L., JICHENG C., WEIBAO L., GUOXING M. (1999) "Study with the precision measurement of the adiabatic temperature rise of RCC" PROCEEDINGS, International Symposium on Roller Compacted Concrete Dam. April 21-25, Chengdú, Sichaun, China. pp. 335

¹³ HERMIDA G, ROMERO A, GONZALEZ J. (2005), "Relación entre la composición del concreto y su retracción en estado fresco y endurecido" ACI Publicaciones Técnicas Seccional Colombiana (En Español), pp. 11-24. www.acicolombia.org.co No. 2

¹⁴ DHIR R.K., HEWLETT P.C., CHAN Y.N. (1991), "Near-surface characteristics of concrete : abrasion resistance" Materials and Structures, 24, pp.122-128.

¹⁵ KUMAR S., KAMESWARA RAO C.V.S. (1995), "Sulfate attack on concrete in simulated cast-in-situ and precast situations" Cement and Concrete Research, Vol. 25, No.1, pp.1-8

¹⁶ DHIR R.K., TITTLE P.A.J., McCARTHY M.J. (2000), "Role of cement content in specifications for durability of concrete – a review" Concrete, November- December, pp. 68-76.

¹⁷ ASSOCIATION FRANÇAISE DE GENIE CIVIL (2004) "Conception de Bétons pour une durée de vie donné des Ouvrages, Documents scientifiques et techniques, Maîtrise de la durabilité vis-avis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction. Etat de l'art et Guide pur la mise en œuvre d'une approche performantielles et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité". Juillet . Véronique Baroghel-Bouny LCPC.

¹⁸ KOEHLER EX., FOWLER D.W. (2001) "Summary of Concrete Workability" Test Methods, ICAR Report 105.1, International Center for Aggregates Research, Austin, TX, August 2003, cited in "Measurement of Workability of Fresh Concrete using a Mixing Truck" Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology". Amziane S., Ferraris.C.F, Koehler E.P. January-February 2005 Vo. 110. Number 1.

¹⁹ POPOVICS S. (1994) "Slump-Test is Useless or is it" Concrete International, September. Vol. 16 No.9.

²⁰ De LARRARD. F. (1999) "Why Rheology Matters" Concrete International. Vol. 21 No.8. August pp.79-81.

²¹ ROUSSEL N., STEFANIE C., LEROY R. (2005) "From mini-cone test to Abrams cone test: measurement of cement-based materials yield stress using slump tests" Cement and Concrete Research Vol. 35 pp.817-822

²² KENNEDY C.T. (1940), "The design of Concrete Mixtures". Proceedings ACI, 36, pp.373-400. Cited by POWERS T.C. (1968) The properties of Fresh Concrete, John Wiley & Sons, Inc. pp. 664

²³ POWERS T.C. (1968), "The properties of Fresh Concrete". John Wiley & Sons, Inc. pp. 664

²⁴ JOSSERAND, L. (2002) "Ressuage des bétons hydrauliques" Thèse pour obtenir le grade de docteur de l'école nationale des ponts et chaussées.

²⁵ RIXON T. (1988), "Admixtures for Concrete" ElSevier Publications pp 128.

²⁶ HOBBS, D. W., (1972) "The compressive strength of concrete: a statistical approach to failure", Magazine of Concrete Research: Vol 24, No. 80 September pp. 127-138

²⁷ STOCK, A.F., HANNANT, D.J. and WILLIAMS, R.I.T. (1979) "The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete". Magazine of Concrete Research: Vol 31, No. 109 December pp. 225-234

²⁸ POPOVICS, S. (1990) "Analysis of the Concrete Strength versus Water-Cement Ratio Relationship". ACI Materials Journal, Vol. 87, No. 5, September-October, pp. 517-529

²⁹ LARRARD, F., BELLOC, A. (1997) "The influence of Aggregate on the Compressive Strength of Normal and High-Strength Concrete", ACI Materials Journal, Vol. 94, No. 5, September-October, pp. 417-426

³⁰ KOLIAS S., GEORGIOU C., (2005). "The effect of paste volume and of water content on the strength and water absorption of concrete". Cement & Concrete Composites 27, pp 211-216.

³¹ WALKER S, BLOEM, D.L. (1960) "Effect of Aggregate Size on Properties of Concrete", ACI Journal Sept

³² KAPLAN M.F. (1959) "Flexural and Compressive Strength of concrete as affected by the properties of aggregates". Journal of the American Concrete Institute, 55, May pp. 1193-208

³³ PAUW, A., (1960) "Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density," ACI JOURNAL, Proceedings V. 57, No. 6, Dec., pp. 679-687.

³⁴ ACI 318-08 (2008) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute ACI Committee 318.

³⁵ LYDON F.D. and BALENDARN R.V. (1986), "Some observations on elastic properties of plain concrete". Cement and Concrete Research, 16, pp. 314-324.

³⁶ DUARTE F., BUSTAMANTE V, (2004) "Evaluación de la Formulación para la predicción de la retracción". Proyecto de Grado Universidad Nacional de Colombia Dirs. FRANCO J.S. y HERMIDA G. (En español).

³⁷ ACI 209R-92. (2001) "Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures". En: Manual of Concrete Practice, Farmington Hills: American Concrete Institute.

³⁸ NEVILLE A.M., DILGER W.H. and BROOKS J.J. (1983), "Creep of Plain and Structural Concrete". Construction Press, Logman Group, 361 pp

³⁹ GILBERT R.I., (1988) "Time effects in Concrete Structures". Elsevier Science Publishers, 322 pp.

⁴⁰ NEVILLE A.M. (1964), "Creep of concrete as a function of its cement paste content". Magazine of concrete Research, Vol 16, No. 46, March, pp 21-30

⁴¹ CONCRETE SOCIETY (1973) "The Creep of Structural Concrete" Technical paper No. 101. Concrete Society London

⁴² NEVILLE A.M. (1960), "The relation between creep of concrete and the stress-strength ratio". Applied Scientific Research. Section A. Vol. 9. 1960. pp.285-292 cited by Neville in Creep of concrete as a function of its cement paste content. Magazine of concrete Research. Vol 16. No. 46 March. pp 21-30

⁴³ GARDNER, N.L. LOCKMAN M.J., (2001) "Design Provisions for Drying Shrinkage and Creep of Normal-Strength Concrete". ACI Materials Journal. V. 98 No. 18 March-April.pp 159-167

⁴⁴ ONTARIO HIGHWAY DRIDGE DESIGN CODE (1991) "Documentation Bridge Code" 3rd edition. Ontario

⁴⁵ AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, LOAD AND RESISTANCE FACTORS DESIGN. AAHSTO LRFD. (1998) Bridge Specifications SI Units. 2nd Edition-

⁴⁶ COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. (1990) CEB-FIB Model code for Concrete Structures 1990. Evaluation of time dependent behavior of concrete. Bulletin d'information No. 1999.1991.

⁴⁷ BAZANT Z.P.; BAWEJA, S (1995). "Justification and refinements of model B3 for concrete creep and shrinkage. 2 Updating and theoretical basis" Materials and Structures, Vol.28, No.8 P.587-593

⁴⁸ HERMIDA, G. (2001) "Hydraulic Concrete Abrasion "Proceedings of the Construction Materials Evaluation, CYTED June, Madrid.

www.minas.upm.es/relext/Red-Cyted-XIII/web-rimin/rimin1/jornadas/01ibermac_pdf/07_hormigon/HermidaG-Colombia.pdf

⁴⁹ HOLLAND, T.C., GUTSCHOW, R.A., (1987) "Erosion Resistance with Silica-Fume Concrete," Concrete International, V. 9, No. 3, American Concrete Institute, Detroit.

⁵⁰ KLEIGER, P., GREENING, N.R., (1968) "Properties of Expansive Cement Concretes," Proceedings, 5th International Symposium on the Chemistry of Cement (Tokyo) Cement Association of Japan, Tokyo, 1969, pp. 439-456.

⁵¹ LIU, T.C., McDONALD, J.E., (1981) "Abrasion-Erosion Resistance of Fiber-Reinforced Concrete," Cement, Concrete, and Aggregates, V. 3, No. 2, pp. 93-100.

⁵² ACI 210 R-93. (2004) "Erosion of Concrete in Hydraulic Structures" Committee ACI 210. pp.24

⁵³ LIU, T. C.,(1980) "Maintenance and Preservation of Concrete Structures: Report 3, Abrasion-Erosion Resistance of Concrete," Technical Report No. C-78-4, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.

⁵⁴ HU C. (1995) "Rhéologie des bétons fluides", Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chausseés.OA. 203 p. cite by DE LARRARD F. (2000) "Structures granulaires et formulation des bétons" Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 414 p.

⁵⁵ HERMIDA G. (2007) "Acción de los aditivos en el concreto" Documento interno de Sika Colombia. En español.

⁵⁶ DHIR R.K., McCARTHY M.J., ZHUO S., TITTLE P.A.J. (2004), "Role of cement content in specifications for concrete durability: cement type influences". Structures & Buildings 157 Issue SB2. pp.113-127.

⁵⁷ HOLT E. (1994), "Where Did These Cracks Come From?". Concrete International, Vol.22, No.9, September, Farmington Hills, Mitch., pp. 57–60

⁵⁸ HERMIDA G., CHARRY J.M. (2004) Proyecto de grado para obtener el título de Ingeniero Químico "Influencia de la cantidad y la calidad de pasta sobre algunas de las características del concreto" . Resultados internos de Cemex

⁵⁹ LECOMTE, A., DE LARRARD (2001) « Résistance à la compression de bétons hydrauliques au squelette granulaire non optimisé ». Bulletin des laboratoires de Ponts et Chaussées Septembre-Octobre 2001 pp 89-105.

⁶⁰ WARD M.A. (1969) "The testing of concrete materials by precisely controlled uniaxial tension", PhD Thesis, University of London, March, pp.77-84 cited by DHIR R.K., TITTLE P.A.J., McCARTHY M.J. (2000), "Role of cement content in specifications for durability of concrete – a review" Concrete, November- December, pp. 68-76

⁶¹ ALTOUBAT, S. A., LANGE, D. A. (2001) "Tensile Basic Creep: Measurements and Behavior at Early Age". En: ACI Materials Journal, V.98, No.5 (Septiembre – Octubre), pp. 386 – 393.

⁶² LERCH, WILLIAM. (1957) "Plastic Shrinkage". En: ACI Journal. Proceedings Vol.53 No.8 (Febrero), pp. 797–802

⁶³ SAMMAN, T. A., MIRZA, W. H., Y WAFA, F. F. (1998) "Plastic Shrinkage Cracking of Normal and High Strength Concrete: A Comparative Study". En: ACI Materials Journal, Vol.93 No.1 (Enero– Febrero, pp. 36 – 40).

⁶⁴ AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, ASTM-C157. (2006) "Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete". En: Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA.

⁶⁵ GARDNER, N. J., ZHAO, J. W. (1998) "Creep and Shrinkage Revisited". En: ACI Materials Journal, Vol.90 No.3 (Mayo – Junio) pp. 236 – 246.

⁶⁶ ALMUDAIHEEM, J. A, HANSEN, W. (1987) "Effect of Specimen and Shape on Drying Shrinkage of Concrete". EN: ACI MATERIALS JOURNAL, VOL.84 NO.2 (MARZO – ABRIL), PP. 130 – 135

⁶⁷ KEENE P.W. (1960) "Some test on the durability of concrete mixes of similar compressive strength". C&CA Technical Report 330.

⁶⁸ PICKET G. (1956), "Effect of aggregate on shrinkage of concrete and a hypothesis concerning shrinkage". Proceedings of the American Concrete Institute. Vol. 52, No.5. January. pp.1379-1381

⁶⁹ NEVILLE A.M. (2005), "Properties of concrete". Fourth and Final Edition, Pearson Education 844 pp.

⁷⁰ RUSBING H.B. (1968), "Concrete wear study, Report PB 183410" (Louisiana Department of Highways) cited by DHIR R.K., HEWLETT P.C., CHAN Y.N. (1991) Near-surface characteristics of concrete :abrasion resistance. Materials and Structures, 24 pp.122-128

⁷¹ HERMIDA G. MORANVILLE, M. FLATT J.R. (2008) "Influencia del volumen de pasta y el contenido de cemento en el comportamiento del concreto, una mirada en perspectiva-Parte I" Boletín técnico ACI Seccional Colombiana No.12. www.acicolombia.org.co

⁷² YING-TU L., QUI-DONG W. (1987) "The mechanism of Carbonation of Mortars and the Dependence of Carbonation on Pore Structure" Concrete Durability – Catherine and Bryant Mather International Conference, SP-100, American Concrete Institute Detroit. pp. 1915-1943.

⁷³ COLLEPARDI M., MONOSI S. (1992), "Effect of the carbonation process on the concrete deterioration by CaCl₂ aggression". 9th international congress on the Chemistry of Cement. New Delhi. pp. 389-395.

⁷⁴ SUTHERLAND J., HUMS D., CHRIMES M. (2001) "Historic Concrete: Background to appraisal" Thomas Telford pp. 384

⁷⁵ WEIMIER S.E. (2002) "L'Invention du béton armé (1890-1914)" Technology and culture. Vol 43. Number 3 July. The Johns Hopkins University Press.

⁷⁶ SAGOE-CRENTSIL K.K, GLASSER F.G. (1990) "Analysis of the steel: concrete interface" Corrosion of Reinforcement in Concrete, EIServier Science Publisher. London. Pp. 74-86. Cited by DUVAL R. (1992) "La durabilité des armatures et du béton d'enrobage" La durabilité des bétons. Presses ENPC. pp. 173-225.

⁷⁷ ERLIN B., VERBECK G.J., (1975) "Corrosion of metals in concrete-needed research" Corrosion of Metals in Concrete, American Concrete Institute, SP-49. pp. 39-46.

⁷⁸ COLLEPARDI M., FRATESI R., MORICONI G., BIAGINI S., (1990) "The use of superplasticizers as steel corrosion reducers in reinforced concrete" Admixtures for concrete. Improvement of properties. Proceedings of Internation Symposium Held by RILEM. Barcelona. pp. 269-278.

⁷⁹ POURBAIX H. (1966) "Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions" Oxford.

⁸⁰ RAHARINAIVO A., ARLIGUIE G., CHAUSSADENT T., GRIMALDI G., POLLET V., TACHE G., (1998) "La Corrosion et la Protection des Aciers dans le Béton" Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 167 pp.

⁸¹ VERBECK G.J. (1975) "Mechanisms of Corrosion in Concrete" Corrosion of Metals in Concrete, SP -49, American Concrete Institute, Farmington Hills. Mich. pp.21-38

⁸² PARROT L.T. (1995) "Carbonation-induced corrosion". Proceedings of a Seminar on Structures in Distress, London, January, Geotechnical Publishing Ltd., Essex, UK. Pp.97-112. cited by HOBBS D.W., MARSH B.K., MATTHEWS J.D., PETIT S., (1998) "Minimum requirements for concrete to resist carbonation-induced corrosion of reinforcement (Chapter 2- Minimum requirements for durable concrete)

-
- ⁸³ HOBBS D.W., MARSH B.K., MATTHEWS J.D., PETIT S., (1998) "Minimum requirements for concrete to resist carbonation-induced corrosion of reinforcement (Chapter 2- Minimum requirements for durable concrete: Carbonation and Chloride induced corrosion, freeze thaw attack and chemical attack). Crowtherne. pp. 11-39.
- ⁸⁴ PAPADAKIS V.G., VAYENAS C.G., FARDIS M.N. (1991), "Physical and Chemical Characteristics Affecting the Durability of Concrete". ACI Materials Journal, Vol. 8, No. 2, March-April, pp. 186-196.
- ⁸⁵ SAETTA A.V., VITALIANI R.V. (2004) "Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures" Part I: Theoretical formulation". Cement and Concrete Research, 34, pp. 571-579.
- ⁸⁶ CHAN S.Y.N., FENG N.Q., TSANG M.K.C. (2000) "Durability of High Strength Concrete Incorporation Carrier Fluidifying Agent" Magazine of Concrete Research, 52, No. 4. August, pp. 235-242.
- ⁸⁷ HOUST Y.F., WITTMANN F.H. (2002) "Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation" Cement and Concrete Research, 32. pp 1923-1930.
- ⁸⁸ THEOPHILUS J.P., BAILEY M., (1984) "The significance of carbonation test and chloride level determination in assessing the durability of reinforced concrete" Proceedings of the 3rd International Conference on the Durability of Building Materials, Finland, pp. 209-239.
- ⁸⁹ VILLAIN G., ROUSSEL P., BAROGHEL V., PLATRET G., MASSIEU E., CHAUSSADENT T., (2000) "Mesure des profondeurs et des profils de carbonatation sur matériaux cimentaires". Actes des journées scientifiques du LCPC. Journées "durabilité" 8 et 9 mars. Bordeaux-CETE du sud-ouest. pp 127-143
- ⁹⁰ HOUST Y. H., WITTMANN F.H., (2002) "Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation" Cement and Concrete Research, 32, pp. 1923-1930.
- ⁹¹ VAYSBURD A.M., SABNIS G.M. AND EMMONS P.H. (1993) "Concrete carbonation- A fresh look" The Indian Concrete Journal, May. pp 215-221
- ⁹² THIERRY M., VILLAIN G., PLATRET G., (2003) "Effect of carbonation on density, microstructure and liquid water saturation of concrete" Proceedings of the 9th

Internacional Engineering Conference on Advances in Cement and Concrete. Lange Denver. pp. 481-490.

⁹³ KAUER J.A., FREEMAN R.L. (1955) "Effect Carbon Dioxide on Fresh Concrete" Journal of the American Concrete Institute, December, Title No. 52-27 pp.447-454.

⁹⁴ LEBER I., BLAKELY F.A. (1956) "Some effects of carbon dioxide on mortars and concrete" Journal of the American Concrete Institute, October, pp.295-308.

⁹⁵ BALEN V. K., VAN GEMERT D., (1994) "Modelling Lime Mortar Carbonation" Materials and Structures, 27, pp. 393-398.

⁹⁶ PARROT L.T., "Carbonation, moisture and empty pores" (1991/92) Advances in Cement Research, 4, No. 15, July. pp 111-118

⁹⁷ CHAUSSADENT T., "Etat des lieux et réflexions sur la carbonatation du béton armé" (1999) Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 80 pp.

⁹⁸ MEYER A., HUSMANN K., "Carbonatisierung von Außenbauteilen. Entwicklung eines tauglichen Prognoserfahrens. Beton 38 (1988), fET 12, pp. 484-487. Cited by SIECKERT G., (1997) "Extended Modeling fo the Advance of Carbonation in Concrete" Concrete Precasting Plant and Technology, 12, pp. 74- 88.

⁹⁹. SCHUBERT P., VON BERG W. (1976). RILEM Int. Sym. Carb. of Concr. Fulmer Grange, 3.4. Cited by HO D.W.S., LEWIS R.K., (1987) "Carbonation of Concrete and its prediction" Cement and Concrete Research. Vol 17, pp. 489-504. HALSTEAD P.E. (1976). Materials and Structures, 9 (51), 187

¹⁰⁰ JIANG L., BAOYU L., YUEBO C., (2000) "A model for predicting carbonation of high-volume fly ash concrete" Cement and Concrete Research, 30. pp. 699-702

¹⁰¹ PAPADAKIS V.G. (2000) "Effect of supplementary cementing material son concrete resistance against carbonation and chloride ingress" Cement and Concrete Research, 30, pp . 291-299.

¹⁰² BAKKER R.K.M. (1993) "Model to calculate the ratio of carbonation in concrete under different climatic conditions". Report of the CEMIJ by Laboratorium, IJmuiden, Pays-bas 16 p.

¹⁰³ MARSH B., (2000) "An introduction to UK durability provisions for use with European Standard EN 206" Concrete, June, pp. 36-37.

¹⁰⁴ HARRISON T. (2003) "Exposure classes" Concrete April. pp. 60-61.

¹⁰⁵ HARRISON T.A, (1996) "The specification of durability by performance- When?" Radical Concrete Technology. Edited by R.K. Dhir and P C. Hewlett. E & FN Spon, pp. 413-425.

¹⁰⁶ BUIL M., OLLIVIER J.P. (1992) "Conception des bétons: la structure poreuse" La durabilité des bétons. Press d'école nationale des ponts et chaussées. Collection de l'association technique de l'industrie des liants hidrauliques. Sous la direction de Jacques Baron et Jean-Pierre Ollivier. pp.57-99

¹⁰⁷ LARBI L.A. (1993) "Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete" Heron, 38. No. 1. pp. 69 cited by NEVILLE A.M. (1999) "Tecnología del concreto" Ed. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. 612 pp.

¹⁰⁸ MIKHAIL R., S (1983) "Microstructure and Thermal Analysis of Solid Surfaces", John Wiley & Sons, New York, pp. 22-72. Cited by Papadakis V.G., Vayenas C.G., Fardis M.N. (1991) "Physical and Chemical Characteristics Affecting the Durability of Concrete" ACI Materials Journal, March-April . pp. 186-196.

¹⁰⁹ POWERS T.C., COPELAND L.E., HAYES C., MANN H.M. (1954) "Permeability of Portland cement paste". Journal of the American Concrete Institute, 51, November, pp. 285-298.

¹¹⁰ HALL C., YAU M.H.R. (1987) "Water movement in porous building materials-IX: the water absorption and sorptivity of concretes". Build. Environ., V. 22, pp. 77-82 cited by McCarter W.J., Erizim H., Emerson M., (1992) "Absorption of water and chloride into concrete" Magazine of Concrete Research, V. 44. No. 158. Mar. pp. 31-37.

¹¹¹ HALL C., HOFF W. D (2002) "Water Transport in brick, stone and Concrete" Taylor & Francis.

¹¹² McCARTER W.J., ERIZIM H., EMERSON M., (1992) "Absorption of water and chloride into concrete" Magazine of Concrete Research, V. 44. No. 158. Mar. pp. 31-37.

¹¹³ DHIR R.K., JONES M.R., BYARS E.A., SHAABAB I.G. (1994) "Predicting Concrete Durability from its Absorption". Durability of Concrete: International Conference. SP 145 pp. 1177-1194.

¹¹⁴ DIAS W.P.S. (1993) "Durability indicators of POC concretes subject to wick action". Magazine of Concrete Research. 45, no.165. Dec. pp 263-274.

¹¹⁵ VERBECK G.J. (1975) "Mechanisms of Corrosion in Concrete" Corrosion of Metals in Concrete, SP -49, American Concrete Institute, Farmington Hills. Mich. pp.21-38

¹¹⁶ BAKKER R.F.M. (1988) "Initiation Period: Corrosion of steel in concrete; State of Art Report". Cap. 3 RILEM TC-60-CSC. Editor Peter Schiessl. Ed. Chapman & Hall. pp. 22-54.

¹¹⁷ ANDRADE C., DIEZ J.M., ALONSO C., SAGRERA J.L. (1996) "Prediction of time to rebar corrosion initiation by chlorides: Non-Fickian behaviour of concrete cover" Radical Concrete Technology. Edited by R.K. Dhir and PC Hewlett. E & FN Spon, London. pp.455-464.

¹¹⁸ SURYAVANSHI A.K., SCANTLEBURY J.D., LYON S.B. (1996) "Mechanism of Friedel's salt formation in cements rich in tri-calcium aluminate" Cement and Concrete Research. Elsevier Science. Vol. 26, No. 5, pp. 717-727

¹¹⁹ PEREIRA C.J., HEGEDUS L.L. (1984) "Diffusion and reaction of chloride ions in porous concrete" Proceedings of the 8th International Congress of Chemical Reaction Engineering .Edinburgh.

¹²⁰ LERCH W., ASHTON w., BOGUE R.H. (1929) "The Sulfo-aluminates of Calcium" Journal Research National Bureau Standards 2, pp. 715-731.

¹²¹ STEINOUR H.H. (1964) "Influence of the cement on the corrosion behavior of steel in concrete" Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association. Research Department, Bulletin 168, pp. 1-14.

¹²² OH B.H., JANG S.Y., SHIN Y.S. (2003) "Experimental investigation of the threshold chloride concentration for corrosion initiation in reinforced concrete structures" Magazine of Concrete Research. Vol. 55, No. 2, April. pp. 117-124.

¹²³ RASHEEDUZZAFAR N. (1990) "Effect of tricalcium aluminate content of cement on corrosion of reinforcing steel in concrete" Cement and Concrete Research. V. 20, No. 5. Sept. pp. 723-738

¹²⁴ ANDRADE C., PAGE C.L. (1986) "Pore solution chemistry and corrosion in hydrated cement systems containing chloride salts; a study of cation specific effects" British Corrosion Journal. Vol. 21, No. 1. pp.49-53 cited by Enio Pazini Figueiredo (2005) "Efeitos da Carbonatação e de Cloretos no Concreto" Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações. Ed. Gerardo Cechella Isaia. Capítulo 27. pp.829-855.

¹²⁵ CEB (1992) "Durability of concrete structures" Bulletin No. 183

¹²⁶ CANDLOT E., (1906) "Ciments et chaux hydrauliques. Fabrication, propriétés, emploi", ·Ed., Librairie Polytechnique Ch. Béranger, Ed., Paris. pp. 408. cited by DUVAL R., HORNAIN H., (1992) "La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives" La Durabilité des Bétons. Ed. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. pp. 351-391

¹²⁷ HAYNES H., (2002) "Sulfate Attack on Concrete: Laboratory versus Field Experience" Concrete International. Vol 24. No. 7, july. pp. 64-70

¹²⁸ COHEN M.D., MATHER B., (1991) "Sulfate Attack on Concrete-Research Needs" ACI Materials Journal. V.88, No. 1, January-February. pp. 62-69.

¹²⁹ MILLER D. G., MANSON P.W. (1951) "Long Time Test of Concretes and Mortars Exposed to Sulphates Waters" Technical Bulletin, Minnesota University No. 194, may. Cited by BICZOK I., (1967) "Concrete Corrosion Concrete Protection" Chemical Publishing Company, Inc. New York., pp. 543

¹³⁰ ADVISORY COMMITTEE, Long-Time Study of Cement Performance in Concrete BLANKS R.F. (1953) "Ten-Year Report on the Long-Time Study of Cement Performance in Concrete". Journal of the American Concrete Institute, V. 24, No. 7. March pp. 601-614. Title No. 49-42.

¹³¹ CORR D.J., MONTEIRO P.J.M., KURTIS K.E., DER KIEUREGHIAN A., (2001) "Sulfate Attack of Concrete: Reliability Analysis". ACI Materials Journal. V.98, No. 2, March-April. pp. 99-104.

¹³² BICZOK I., (1967) "Concrete Corrosion Concrete Protection" Chemical Publishing Company, Inc. New York., pp. 543.

¹³³ DHIR R., THAM K., DRANSFIELD J. (1987) "Durability of Concrete with a Superplasticizing Admixture" Concrete Durability – Catherine and Bryant Mather International Conference, SP-100, American Concrete Institute Detroit. pp. 741-762

¹³⁴ LOO Y.H., CHIN M.S., TAM C.T., ONG K.C.G., (1994) "A carbonation prediction model for accelerated carbontion testing of concrete" Magazine of Concrete Research, 46, No. 168. Sept. pp. 191-200

¹³⁵ SCHIESSL P., (1987) "Influence of the Composition of Concrete on the Corrosion Protection of the Reinforcement" Concrete Durability – Catherine and Bryant Mather International Conference, SP-100, American Concrete Institute Detroit. pp. 1633-1650

¹³⁶ MÜLLER A., GÜNTER S., (1995) "Determination of the Carbonation Resistance of Concrete on the Basis of its Capillarity and Microstructure" Concrete Precasting Plant and Technology. Issue 11. pp. 70-88

¹³⁷ HOBBS D.W., (1988) "Carbonation of Concrete Containing PFA" Magazine of Concrete Research, 40, No. 143. June, pp. 69-78

¹³⁸ THOMAS M. D. A., MATTHEWS J.D. (1992) "Carbonation of fly ash concrete" Magazine of Concrete Research. Vol. 44, No. 160, Sept. pp. 217-228.

¹³⁹ OSBORNE G.J. (1989) "Carbonation and permeability of blast furnace slag cement concretes from field structures". Proceedings of Third International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Trondheim, Norway, (Editor V. M. Malhotra) American Concrete Institute. SP- 114, Vol. 2, pp. 1209-1237.

¹⁴⁰ NOKAMOTO J., TOGAWA K., (1995) "A study of Strength Development and Carbonation of Concrete Incorporating High Volume Blast Furnace Slag" American Concrete Institute SP-153, pp. 1121-1139.

¹⁴¹ WEE T.H., SURYAVANSHI A.K., LOGENDRAN D., (1999) "Pore structure controlling the carbonation of a hardened cement matriz blended with mineral admixture" Advances in Cement Research, 11, No. 2, April. pp. 81-95

-
- ¹⁴² DISTLER P., KROPP J., HILSDORF H.K., (1992) "Pore structure and transport parameters of concretes containing blended cements" 9th International Congress on the Chemistry of Cement. New Delhi. pp. 431-437
- ¹⁴³ NEVILLE A.M. (1999) "Tecnología del concreto" Ed. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. 612 pp.
- ¹⁴⁴ BARON J. (1992) "Introduction à la durabilité des bétons". La durabilité des bétons. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. pp. 23-38.
- ¹⁴⁵ AMERICO P.O., NEPOMUCENO A.A. (2003) "Cement content influence in rebar corrosion in carbonated mortars". Mater construcc. Vol 53. No. 271-272. pp.113-123.
- ¹⁴⁶ ALONSO C., ANDRADE C. (1987) "Effect of cement type and cement proportion in the corrosion rateo of rebars embedded in carbonated mortar" Materiales de Construcción, Vol. 37, No. 205. enero/febrero/,marzo. pp. 5-15
- ¹⁴⁷ DHIR R.K., HEWLETT P.C., CHAN Y.N., (1987) "Near-surface characteristics of concrete: assessment and development of in situ test methods" Magazine of Concrete Research, Vol. 39. No. 141. December. pp. 183-195
- ¹⁴⁸ Beton-Bogen (1979) Aalborg Cement Co, Aalborg, Denmark. Cited by Mehta K., Monteiro P. (1998) Concreto estructura, propiedades y materiales. IMCYC. 381 pp.
- ¹⁴⁹ TANAHASHI S., OHGISHI S., ONO H., MIZUTANI K. (1987) "Evaluation of Durability for Concrete in Terms of Watertightness by "Permeability Coefficient Test Results"" Concrete Durability – Catherine and Bryant Mather International Conference, SP-100, American Concrete Institute Detroit. pp. 187-206.
- ¹⁵⁰ FELDMAN R.F. (1986) "Influence of condensed silica fume and sand/cement ratio on pore structure and frost resistance of Pórtland cement mortars" Fly Ash, silica fume, slag and natural puzzolans in concrete. Proceedings 2nd International Conference, Madrid. VM Malhotra, Ed. ACI SP 91, 2. pp. 973-989.
- ¹⁵¹ BEN-OTHRMAN B. BUENFELD N.R. (1990) "Oxygen permeability of structural Lightweight aggregate concrete. Proceedings of an International Conference on Protection of Concrete. Spon, London. Pp. 725-736. b

¹⁵² MILLS R. (1987) "Mass Transfer of Gas and Water Through Concrete" Concrete Durability – Catherine and Bryant Mather International Conference, SP-100, American Concrete Institute Detroit. pp. 621-644.

¹⁵³ HERMIDA G., CHARRY J.M. (2004) Proyecto de grado para obtener el título de Ingeniero Químico "Influencia de la cantidad y la calidad de pasta sobre algunas de las características del concreto". Resultados internos de Cemex

¹⁵⁴ McCARTHY M.J., DHIR R.K., JONES M.R. (1996) "Experiments on the effect of binder type, content and air-entrainment on chloride ingress in concrete" Concrete for Infrastructure and Utilities. Edited by R.K. Dhir and N.A. Henderson. E&FN Spon. pp. 29-38.

¹⁵⁵ MANGAT P., MOLLOY B.T. (1992) "Factors influencing chloride-induced corrosion of reinforcement in concrete" Materials and Structures, V. 25, pp.404-411.

¹⁵⁶ BARBERON F., BAROGHEL-BOUNY V., ZANNI H., BRESSON B., D'ESPINOSE DE LA CAILLERIE J-B. ; MALOSSE L, ZEHONG G., (2005) " Interactions between chloride and cement-paste materials "Magnetic resonance imaging Vol. 23, no2.

¹⁵⁷ MANGAT P., MOLLOY B.T. (1995) "Chloride binding in concrete containing PFA gbs or silica fume under sea water exposure" Magazine of Concrete Research, V. 47, No. 171. june. pp.129-141.

¹⁵⁸ MORANVILLE, M. (2002) "Durability of monuments and buildings over centuries". 14th ALERT Workshop.

¹⁵⁹ CASTEL A., FRANCOIS R., ARLIGUIE G. (2000) "Factors other than chloride level influencing corrosion ratio of reinforcement" Durability of Concrete, Proceedings of the Fifth CANMET/ACI International Conference, V.II. V.M. Malhotra. SP 192-38, pp. 629-643.

¹⁶⁰ NAGESH M., BHATTACHARJEE B., (1998) "Modeling of Chloride Diffusion in Concrete and Determination of Diffusion Coefficients" ACI Materials Journal, V. 95, No. 2, March-April. pp. 113-120.

¹⁶¹ KUMAR S., RAO K. (1995) "Sulfate attack on concrete in simulated cast-in-situ and precast situations" Cement and Concrete Research. Vol. 25, No.1, Elsevier Science. pp. 1-8

¹⁶² KEENE P.W. (1960) "Some test on the durability of concrete mixes of similar compressive strength". C&CA Technical Report 330.

¹⁶³ BOLOMEY J. (1935) "Granulation et prevision de la résistance probable des béotns », Travaux, Vo. 19 No. 30, pp 228-232

¹⁶⁴ FULLER, W.P.-THOMPSON S-E- (1907) "The Laws of Proportioning Concrete" Transaction of the American Society of Civil Engineers. Vol. LIX New York Dec.

¹⁶⁵ Sika Viscocrete 2100 (www.sika.com) Fiche technique

¹⁶⁶ FLATT, R.J.HOUST Y. F (2001) "A simplified view on Chemicals effects perturbing the action of superplasticizers" Cement and Concrete Research. Vol 31. No. 8.

¹⁶⁷ DE LARRARD F. (2000) "Structures granulaires et formulation des bétons" Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 414 p.

X. ANNEXES

I. COMPRESSIVE STRENGTH DATA

KOLIAS (2005)

This author considers the aggregates water absorption

Cubes 70 mm

W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	< 63 microns				Vc+Vw+Va dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	fc (%)	Fonction without air
						1.50%	14%	< 4 mm	4/8 mm				
0.60	233	148	226	40.6	15	241	208	1489	608	24	449	551	100%
0.60	300	185	285	39.6	15	300	180	1288	592	27	480	520	98%
0.60	367	221	343	42.3	15	358	158	1126	593	32	516	484	105%
0.60	433	260	404	39.0	15	419	138	986	579	52	557	443	96%
			300	40.4									100%
0.50	290	145	242	57.6	15	257	194	1383	621	40	450	550	107%
0.50	360	185	305	51.9	15	320	170	1211	624	20	490	510	96%
0.50	440	222	369	51.2	15	384	145	1038	623	22	529	471	95%
0.50	520	261	434	50.2	15	449	124	889	605	42	574	426	93%
			300	54.0									100%
0.40	350	147	264	71.7	15	279	181	1292	651	52	460	540	104%
0.40	450	188	338	64.6	15	353	152	1087	666	56	505	495	94%
0.40	550	224	407	66.4	15	422	127	910	659	45	550	450	96%
0.40	650	261	478	63.5	15	493	105	750	639	37	598	402	92%
			300	68.9									100%
0.30	467	148	304	91.3	15	319	159	1135	710	62	478	522	102%
0.30	600	184	384	81.1	15	399	128	915	719	20	527	473	91%
0.30	733	231	475	78.9	15	490	100	717	703	29	591	409	88%
0.30	867	265	554	74.5	15	569	76	540	659	25	645	355	83%
			300	89.5									100%

SINGH (1958)

This author didn't consider the aggregates water absorption

Cubes 100 mm

W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	< 150 microns				Vc+Vw+Va dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	fc (%)	
						1.50%	0%	< 4 mm	4/19 mm				
0.45	512	230	401	35.7	15	416	0	N.A.	N.A.	N.A.	416	584	74%
0.45	399	180	312	44.6	15	327	0	N.A.	N.A.	N.A.	327	673	93%
0.45	329	148	257	48.0	15	272	0	N.A.	N.A.	N.A.	272	728	100%
0.37	414	153	291	51.5	15	306	0	N.A.	N.A.	N.A.	306	694	100%
0.37	535	198	376	49.8	15	391	0	N.A.	N.A.	N.A.	391	609	97%
0.37	858	318	603	35.7	15	618	0	N.A.	N.A.	N.A.	618	382	69%

Hobbs D.W. (1972)

W/C	Cement kg/m³	Water dm³/m³	Vc+ Vw dm³/m³	fc MPa	% Air	< 150 microns		Fines sand	Sand kg/m³	Coarse kg/m³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm³/m³	Aggregates Vol.(dm³/m³)	fc (%)
						1.50%	0%							
0.59	1085	640	985	20.2	15	1000	0	0	0	N.A	1000	0	0	58%
0.59	865	510	785	24.1	15	800	0	216	324	N.A	800	200	70%	
0.59	534	315	485	30.1	15	500	0	540	810	N.A	500	500	88%	
0.59	479	283	435	31.1	15	450	0	594	891	N.A	450	550	91%	
0.59	424	250	385	32.1	15	400	0	648	972	N.A	400	600	94%	
0.59	369	218	335	33.1	15	350	0	702	1053	N.A	350	650	97%	
0.59	314	185	285	34.1	15	300	0	756	1134	N.A	300	700	100%	
0.59	204	120	185	36.1	15	200	0	864	1296	N.A	200	800	106%	

Hughes B.P. (1968)

W/C	Cement kg/m³	Water dm³/m³	Vc+ Vw dm³/m³	fc MPa	% Air	< 100 microns		Fines Sand	Sand kg/m³	Coarse kg/m³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm³/m³	Aggregates Vol.(dm³/m³)	fc (%)	Fonction without air
						0.70%	15%								
Limestone+Limestone															
0.40	374	150	270	61.6	7	277	117	784	1168	N.A	394	723	103%		
0.40	469	188	338	57.6	7	345	106	709	1059	N.A	451	655	96%		
0.40	574	230	414	52.8	7	421	93	626	937	N.A	514	579	88%		
0.40	612	245	441	50.0	7	448	89	598	892	N.A	537	552	84%		
			300	59.8										100%	$y = -0.0659x + 79.597$ (all points)
Limestone+Thames Valley															
						1.20%	21%								
0.64	203	130	195	29.4	12	207	193	918	1199	N.A	400	793	115%		
0.64	271	174	261	27.7	12	273	176	837	1103	N.A	449	727	109%		
0.64	343	220	330	24.0	12	342	159	755	1001	N.A	501	658	94%		
			300	25.5										100%	
Basalt + Basalt															
						1.50%	19%								
0.40	343	138	248	52.1	15	263	127	653	1447	N.A	389	738	102%		
0.40	462	185	333	51.3	15	348	155	799	1057	N.A	503	652	100%		
0.40	587	235	423	47.5	15	438	136	699	900	N.A	574	562	93%		
			300	51.2										100%	
Granite + Granite															
						5.00%	24%								
0.40	468	188	338	54.4	5	343	131	545	1231	N.A	473	658	97%		
0.40	549	220	396	49.6	5	401	120	498	1119	N.A	521	599	88%		
0.40	599	240	432	49.1	5	437	112	467	1054	N.A	549	563	87%		
			300	56.2										100%	

Johnston C.D. (1970)

W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	< 150 microns			Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	fc (%)	Fonction without air
						1.50%	0%	< 4 mm					
0.45	397	179	305	47.0	15	320	N.A.	N.A.	N.A.	320	680	101%	y = -0.028x + (all points)
0.45	417	188	320	44.5	15	335	N.A.	N.A.	N.A.	335	665	96%	
0.45	443	199	340	46.0	15	355	N.A.	N.A.	N.A.	355	645	99%	
0.45	469	211	360	45.0	15	375	N.A.	N.A.	N.A.	375	625	97%	
0.45	495	223	380	44.0	15	395	N.A.	N.A.	N.A.	395	605	95%	
			300	46.5							100%		

Grading curve 3, in Road Note 4

Road research Laboratory. Design of concrete mixes.

Second edition. London 1950 pp16

Stock, A.F. Hannant, D. J. (1979)

This author considers the aggregates water absorption

W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	< 150 microns			Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	fc (%)	Fonction without air
						1.50%	0%	< 4 mm					
0.50	1182	591	985	34.5	15	1000	0	N.A.	N.A.	1000	0	145%	y = 7E-05x2 - 0.0'
0.50	942	471	785	20.9	15	800	0	N.A.	N.A.	800	200	88%	
0.50	702	351	585	21.4	15	600	0	N.A.	N.A.	600	400	90%	
0.50	462	231	385	22.0	15	400	0	N.A.	N.A.	400	600	92%	
0.50	282	141	235	26.8	15	250	0	N.A.	N.A.	250	750	113%	
0.50	222	111	185	28.1	15	200	0	N.A.	N.A.	200	800	118%	all points
			300	23.8							100%		

Grading curve 3, in Road Note 4

Road research Laboratory. Design of concrete mixes.

Second edition. London 1950 pp16

Larrard, F. Belloc, A. (1997)

This author considers the aggregates water absorption

W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	< 150 microns			Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	fc (%)	MPT (mm)
						1.50%	0%	< 4 mm					
0.50			985	50.0	15	1000	0	N.A.	N.A.	1000	0	100%	#DIV/0!
0.50			785	36.5	15	800	0	N.A.	N.A.	800	200	73%	11.4
0.50			585	40.4	15	600	0	N.A.	N.A.	600	400	81%	5.1
0.50			385	45.5	15	400	0	N.A.	N.A.	400	600	91%	2.1
0.50			285	49.9	15	300	0	N.A.	N.A.	300	700	100%	1.0
0.50			185	64.7	15	200	0	N.A.	N.A.	200	800	129%	0.1

Dhir, R.K., McCarthy M.J., Zhou, S. Tittle., P.A.

This author considers the aggregates water absorption

Cubes 100 mm h		< 150 microns												
Pilot series		0% < 4 mm 20 mm												
W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Fines Sand	Sand kg/m3	Coarse kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	fc (%)	Fonction without air
0.55	355	195	308	39.0	15	323	5	390	1170	N.A.	328	677	98%	y = -0.046x + 100.0 (3/4 point)
0.55	320	175	277	41.0	15	292	5	410	1225	N.A.	297	708	103%	
0.55	320	175	277	41.0	15	292	5	440	1320	N.A.	297	708	103%	
0.55	280	155	244	42.0	15	259	5	460	1380	N.A.	264	741	106%	
0.55	245	135	213	42.0	15	228	5	480	1435	N.A.	233	772	106%	
		300	39.659										100%	

		1.50% 0% < 4 mm 20 mm													
W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Fines Sand	Sand kg/m3	Coarse kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	fc (%)	Fonction without air	
0.45	420	189	323	51.0	15	338	5	N.A.	N.A.	N.A.	343	662	97%	y = -0.041x + 100.0 (all points)	
0.45	380	171	292	53.0	15	307	5	N.A.	N.A.	N.A.	312	693	101%		
0.45	380	171	292	53.0	15	307	5	N.A.	N.A.	N.A.	312	693	101%		
0.45	340	153	261	54.0	15	276	5	N.A.	N.A.	N.A.	281	724	103%		
0.45	300	135	231	55.0	15	246	5	N.A.	N.A.	N.A.	251	754	105%		
		300	52.36										100%		

Hermida, G., Gonzalez, J., Romero, A. (2001)

Cylinders 100 mm * 200 mm

This author considers the aggregates water absorption

W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Fines sand	Sand kg/m3	Coarse kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	fc (%)	Fonction without air
0.46	500	230	392	38.7	15	407	0	783	695	13	407	593	95%	y = -0.025x + 48.28 (all points)
0.46	450	207	353	39.3	18	371	0	835	740	13	371	629	96%	
0.46	400	184	314	40.1	20	334	0	886	785	13	334	666	98%	
0.46	350	161	275	41.7	25	300	0	937	832	13	300	700	102%	
		300	40.8										100%	

II. TENSILE STRENGTH DATA

Stock, A.F. Hannant, D. J. (1979)

W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	Tensile MPa	< 150 microns				Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	fc (%)
					1.50%	0%	< 4 mm	19 mm					
0.50	1182	591	985	2.30	15	1000	0	N.A.	N.A.	N.A.	1000	0	97%
0.50	942	471	785	1.84	15	800	0	N.A.	N.A.	N.A.	800	200	77%
0.50	702	351	585	1.86	15	600	0	N.A.	N.A.	N.A.	600	400	78%
0.50	462	231	385	2.38	15	400	0	N.A.	N.A.	N.A.	400	600	100%
0.50	222	111	185	2.78	15	200	0	N.A.	N.A.	N.A.	200	800	117%

Grading curve 3, in Road Note 4

Road research Laboratory. Design of concrete mixes.

Second edition. London 1950 pp16

Johnston C.D. (1970)

W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	Tensile MPa	< 150 microns				Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	Tensile (%)
					1.50%	0%	< 4 mm	19 mm					
0.45	397	179	305	2.95	15	320	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	320	680	100%
0.45	417	188	320	3.03	15	335	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	335	665	103%
0.45	443	199	340	3.03	15	355	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	355	645	103%
0.45	469	211	360	3.10	15	375	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	375	625	105%
0.45	495	223	380	3.18	15	395	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	395	605	108%

W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	Tensile MPa	< 150 microns				Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	Tensile (%)
					1.50%	0%	< 4 mm	19 mm					
0.35	569	199	380	3.50	15	395	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	395	605	100%
0.35	592	207	395	3.60	15	410	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	410	590	103%
0.35	614	215	410	3.63	15	425	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	425	575	104%
0.35	644	225	430	3.70	15	445	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	445	555	106%
0.35	674	236	450	3.80	15	465	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	465	535	109%

JONHSTON C.D. (1970) Strength and deformation of concrete in uniaxial tension and compression. Magazine of Concrete Research. Vol. 22

WARD M.A. The testing of concrete materials by precisely controlled uniaxial tension. Thesis submitted to the University of London for the award of the Master of Arts in Civil Engineering													
W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	Tensile MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Fines Sand	Sand kg/m3	Coarse kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	Tensile (%)
	N.A.	N.A.	355	3.15	15	370	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		630	100%
	N.A.	N.A.	245	3.65	15	260	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		740	116%
	N.A.	N.A.	355	3.00	15	370	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		630	100%
	N.A.	N.A.	245	3.48	15	260	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		740	116%
	N.A.	N.A.	355	2.70	15	370	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		630	100%
	N.A.	N.A.	235	3.20	15	250	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		750	119%
	N.A.	N.A.	275	3.00	15	290	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		710	100%
	N.A.	N.A.	235	3.20	15	250	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		750	107%
			275	2.50	15	290	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		710	100%
			235	2.75	15	250	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		750	110%
	N.A.	N.A.	275	2.20	15	290	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		710	100%
	N.A.	N.A.	235	2.50	15	250	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		750	114%

III. FLEXURAL STRENGTH DATA

W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Filler kg/m3	Vc+Vw dm3/m3	Vc+Vw+Vf dm3/m3	Flexural Strength (MPa)	Aggregates Vol.(dm3/m3)	Flexural Strength (%)
0.55	355	195		308	308	4.6	692	96%
0.55	320	176		278	278	4.8	722	100%
0.55	280	154	40	243	258	4.6	742	96%
0.55	245	135	70	213	241	4.6	759	96%

IV. ABRASION RESISTANCE DATA

Dhir, R.K., Hewlett P.C., Chan Y.N. (1991) This author considers the aggregates water absorption

Cubes 100 mm h < 150 microns
Pilot series 1.50% 0% < 4 mm 20 mm

W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Fines Sand	Sand kg/m3	Coarse kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	Abrasion deep (mm)	Abrasion deep (%)
0.55	300	165	261	N.A.	15	276	N.A.	N.A.	N.A.	25	276	724	0.67	94%
0.55	340	186	294	N.A.	15	309	N.A.	N.A.	N.A.	75	309	691	0.69	97%
0.55	350	192	303	N.A.	15	318	N.A.	N.A.	N.A.	125	318	682	0.71	100%
0.55	365	200	316	N.A.	15	331	N.A.	N.A.	N.A.	180	331	669	0.85	120%
0.55	300	200	296	N.A.	16	312	N.A.	N.A.	N.A.	75	312	688	0.66	93%
0.55	300	200	296	N.A.	17	313	N.A.	N.A.	N.A.	125	313	687	0.71	100%

TRANSPORT DES GAZ

PAPADAKIS (March- April 1991)

Relative humidity	W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	% Air	< 63 microns				Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	Difusivity CO ₂ Coeff. (m ² /s)		
							2-4%	0%	< 4 mm	4/8 mm				
70%	0.50	1195	597	976	N.A.	25	1001	0	0	0	N.A.	1001	0	9.9.E+07
70%	0.50	488	244	399	N.A.	40	439	0	1465	0	N.A.	439	586	1.0.E+08
65%	0.50	1195	597	976	N.A.	25	1001	0	0	0	N.A.	1001	0	1.0.E+08
65%	0.50	488	244	399	N.A.	40	439	0	1465	0	N.A.	439	586	1.1.E+08
60%	0.50	1195	597	976	N.A.	25	1001	0	0	0	N.A.	1001	0	1.5.E+08
60%	0.50	488	244	399	N.A.	40	439	0	1465	0	N.A.	439	586	1.0.E+08
45%	0.50	1195	597	976	N.A.	25	1001	0	0	0	N.A.	1001	0	4.5.E+08
45%	0.50	488	244	399	N.A.	40	439	0	1465	0	N.A.	439	586	4.0.E+08

PAPADAKIS (March- April 1991) Model

Relative humidity	W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	% Air	< 63 microns				Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	Difusivity CO ₂ Coeff. (m ² /s)		
							2-4%	0%	< 4 mm	4/8 mm				
70%	0.50	1195	597	976	N.A.	25	1001	0	0	0	N.A.	1001	0	8.2.E-09
70%	0.50	488	244	399	N.A.	40	439	0	1465	0	N.A.	439	586	4.1.E-08
65%	0.50	1195	597	976	N.A.	25	1001	0	0	0	N.A.	1001	0	1.2.E-08
65%	0.50	488	244	399	N.A.	40	439	0	1465	0	N.A.	439	586	5.8.E-08
60%	0.50	1195	597	976	N.A.	25	1001	0	0	0	N.A.	1001	0	1.6.E-08
60%	0.50	488	244	399	N.A.	40	439	0	1465	0	N.A.	439	586	7.7.E-08
45%	0.50	1195	597	976	N.A.	25	1001	0	0	0	N.A.	1001	0	3.1.E-08
45%	0.50	488	244	399	N.A.	40	439	0	1465	0	N.A.	439	586	1.6.E-07

DHIR R (1987)

Superplasticizing Admixture (dm ³)	W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	Air (dm ³ /m ³)	Vc+Vw+Va dm ³ /m ³	Fines sand	< 150 microns less 2%				Aggregates dm ³ /m ³	Difusivity CO ₂ Coeff. (m ² /s)
									Cubes	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)		
2.8	0.76	247	188	267	21.0	16	283			1908	70	283	717	
	0.76	216	162	234	21.0	19	253			1986	65	253	747	
	0.62	308	191	290	31.5	15	305			1851	70	305	695	
3.3	0.62	259	159	246	30.5	21	267			1952	70	267	733	
	0.54	355	192	306	41.5	13	319			1914	75	319	681	
3.7	0.54	287	153	249	42.0	21	270			1945	75	270	730	
	0.51	373	190	311	44.5	14	325			1799	75	325	675	
3.8	0.51	296	148	247	45.0	21	268			1946	75	268	732	
	0.43	463	199	348	58.0	14	362			1698	70	362	638	
4.5	0.43	348	146	263	58.0	21	284			1907	70	284	716	
	0.39	509	199	363	62.5	12	375			1667	75	375	625	
4.7	0.39	368	140	263	66.0	23	286			1900	70	286	714	
	0.32	253	160	245	32.0	20	265			1956	80	265	735	
	0.41	319	154	261	50.0	21	282			1913	70	282	718	

BUENFELD, N.R - OKUNDI, E. (1998)

Without chemical admixtures											< 150 microns				
OPC											Cubes	2.00%	less 1.3%	< 5 mm	5/20 mm
Relative humidity	W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm ³ /m ³	Fines sand	Sand kg/m ³	Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	Difusivity Oxygen Coeff. (m ² /s)	
70%	0.50	300	150	250	39.0	20	270	0			N.A.	270	730	1.1E-07	
70%	0.50	350	175	292	37.0	20	312	0			N.A.	312	688	1.3E-07	
70%	0.50	400	200	333	36.0	20	353	0			N.A.	353	647	1.6E-07	
70%	0.50	450	225	375	34.0	20	395	0			N.A.	395	605	1.6E-07	
				300											
70%	0.40	300	120	220	54.0	20	240	0			N.A.	240	760	8.0E-08	
70%	0.40	350	140	257	51.0	20	277	0			N.A.	277	723	8.0E-08	
70%	0.40	400	160	293	49.0	20	313	0			N.A.	313	687	1.0E-07	
70%	0.40	450	180	330	45.0	20	350	0			N.A.	350	650	1.0E-07	
				300											
FLY ASH 40% GGBS 75%															
Relative humidity	W/C	Ctitious GGBS kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm ³ /m ³	Fines sand	Sand kg/m ³	Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	Difusivity Oxygen Coeff. (m ² /s)	
70%	0.40	300	120	223	46.0	20	243	0			N.A.	243	757	4.5E-08	
70%	0.40	350	140	261	45.0	20	281	0			N.A.	281	719	4.5E-08	
70%	0.40	400	160	298	42.0	20	318	0			N.A.	318	682	4.5E-08	
70%	0.40	450	180	335	39.0	20	355	0			N.A.	355	645	6.0E-08	
				300											
Relative humidity	W/C	Ctitious PFA kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm ³ /m ³	Fines sand	Sand kg/m ³	Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	Difusivity Oxygen Coeff. (m ² /s)	
70%	0.40	300	120	231	39.0	20	251	0			N.A.	251	749	7.0E-08	
70%	0.40	350	140	270	37.0	20	290	0			N.A.	290	710	7.0E-08	
70%	0.40	400	160	308	36.0	20	328	0			N.A.	328	672	7.0E-08	
70%	0.40	450	180	347	34.0	20	367	0			N.A.	367	633	8.0E-08	
				300											

LOO Y.H., CHIN M.S., TAM C.T., ONG K.C.G. (1994)

Without chemical admixtures											< 150 microns			
OPC											2.00%	less 1.3%	< 5 mm	5/20 mm
Relative humidity	W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm ³ /m ³	Fines sand	Sand kg/m ³	Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	K mm/(week) ^{0.5}
65%	0.40	300	120	220		20	240	0	744	744	N.A.	240	760	3.2
65%	0.40	400	160	293		20	313	0	705	705	N.A.	313	687	3.2
65%	0.40	450	180	330		20	350	0	670	670	N.A.	350	650	3.2
				300										
65%	0.45	300	135	235		20	255	0	758	758	N.A.	255	745	6.0
65%	0.45	311	140	244		20	264	0	724	724	N.A.	264	736	5.0
65%	0.45	356	160	279		20	299	0	888	888	N.A.	299	701	4.7
				300										
65%	0.50	280	140	237		20	257	0	770	770	N.A.	257	743	6.5
65%	0.50	360	180	304		20	324	0	705	705	N.A.	324	676	6.5
65%	0.50	400	200	338		20	358	0	910	910	N.A.	358	642	6.5
				300										
65%	0.55	254	140	234		20	254	0	831	831	N.A.	254	746	7.0
65%	0.55	291	160	268		20	288	0	749	749	N.A.	288	712	8.0
65%	0.55	364	200	335		20	355	0	928	928	N.A.	355	645	7.2
				300										
65%	0.60	267	160	259		20	279	0	881	881	N.A.	279	721	7.5
65%	0.60	300	180	291		20	311	0	845	845	N.A.	311	689	7.0
65%	0.60	367	220	356		20	376	0	901	901	N.A.	376	624	7.0
				300										
65%	0.65	246	160	251		20	271	0	890	890	N.A.	271	729	9.0
65%	0.65	308	200	314		20	334	0	956	956	N.A.	334	666	9.5
65%	0.65	338	220	345		20	365	0	913	913	N.A.	365	635	9.0
				300										
65%	0.70	257	180	275		20	295	0	866	1147	N.A.	295	705	10.0
65%	0.70	286	200	306		20	326	0	967	967	N.A.	326	674	9.5
65%	0.70	314	218	335		20	355	0	925	925	N.A.	355	645	11.0

HEWLETT P.C., CHAN Y.N., DHIR R.K. (1989)

Superplasticizing Admixture (dm ³)	W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Cubes			< 150 microns less 2% < 4 mm 4/20 mm				Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	Difusivity CO ₂ Coeff. (m ² /s)	
				Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	Air (dm ³ /m ³)	Vc+Vw+Va dm ³ /m ³	Fines sand	Sand + Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³		
0.55	300	165	262	45.0	20	282	0	1652	25	282	718		
0.55	340	187	297	45.0	20	317	0	1572	75	317	683		
0.55	345	190	301	45.0	20	321	0	1562	125	321	679		
0.55	365	201	318	45.0	20	338	0	1521	Collapse	338	662		
0.2	0.55	300	165	262	45.0	20	282	0	1651	75	282	718	
0.6	0.55	300	165	262	45.0	20	282	0	1651	125	282	718	
1.2	0.55	300	165	263	45.0	20	283	0	1649	Collapse	283	717	
			300										

Natural Carbonation

0.55	340	162	272	45.0	20	292	0	1629	75	292	708	
0.55	340	162	272	45.0	20	292	0	1629	75	292	708	

MILLS, R. (1987)

Superplasticizing Admixture (dm ³)	W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Cubes			< 150 microns less 1.3% < 5 mm 5/20 mm				Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)	Difusivity CO ₂ Coeff. (m ² /s)
				Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm ³ /m ³	Fines sand	Sand + Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	
0.00	0.42	695	292	513		5	517	0.0	1285	N.A.	508	492
2.70	0.42	548	232	406		6	411	0.0	1572	N.A.	400	600
4.10	0.42	419	178	311		5	317	0.0	1818	N.A.	306	694
7.10	0.42	357	154	268		7	274	0.0	1936	N.A.	281	739
2.70	0.56	411	232	362		4	367	0.0	1682	N.A.	358	642
2.70	0.64	359	231	345		3	349	0.0	1724	N.A.	342	658
2.70	0.77	299	232	327		4	331	0.0	1774	N.A.	323	677

508
400
306
261

Dhir, R.K., McCarthy M.J., Zhou. S. Tittle., P.A.

W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Cubes			< 150 microns less 1.5% < 0% < 4 mm 20 mm				55% RH		
			Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm ³ /m ³	Fines Sand	Sand kg/m ³	Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)
			Pilot series Series de finos corregidos			< 150 microns less 1.5% < 0% < 4 mm 20 mm				55% RH		
0.65	300	195	291	29.0	15	306	5	725	1130	N.A.	311	694
0.65	270	176	261	32.0	15	276	5	750	1175	N.A.	281	724
0.65	270	176	261	32.0	15	276	5	635	1290	N.A.	281	24.0
0.65	240	156	232	34.0	15	247	5	635	1340	N.A.	252	753
0.65	205	133	199	40.0	15	214	5	625	1395	N.A.	219	786
m6			291									21.0
m5			261									
m1			261									
m2f	30		262									
m3f	65		264									
filler												

W/C	Cement kg/m ³	Water dm ³ /m ³	Cubes			< 150 microns less 1.5% < 0% < 4 mm 20 mm				Carbonation depth (mm) 20 weeks (4%CO ₂)		
			Vc+ Vw dm ³ /m ³	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm ³ /m ³	Fines Sand	Sand kg/m ³	Coarse kg/m ³	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm ³ /m ³	Aggregates Vol.(dm ³ /m ³)
0.55	355	195	308	39.0	15	323	5	630	1170	N.A.	328	677
0.55	320	176	278	42.0	15	293	5	660	1225	N.A.	298	707
0.55	320	176	278	42.0	15	293	5	565	1320	N.A.	298	15.0

TRANSPORT DES LIQUIDES

DHIR R., THAM K., DRANSFIELD J. (1987)

Superplasticizing Admixture (dm3)	W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air (dm3/m3)	Vc+Vw+Va dm3/m3	Cubes		< 4 mm		4/20 mm		Slump mm		Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3		Aggregates Vol.(dm3/m3)		Chloride ion diffusion m²/s			
										< 4 mm		4/20 mm											
0.61	305	186	284	15	299	1851	90	299	701	5.1.E-10													
3.3	0.61	260	159	246	21	267	1952	100	267	733	4.8.E-10												
				300																		5.4.E-10	
0.50	375	188	308	14	322	1799	90	322	678	2.8.E-10												2.2.E-10	
3.9	0.50	305	148	250	21	271	1946	95	271	729	2.6.E-10												
				300																			
0.40	470	188	340	12	352	1667	70	352	648	1.1.E-10												8.1.E-11	
4.6	0.40	360	140	261	23	284	1900	95	284	716	2.5.E-10												9.0.E-11
				300																			
3.9	0.50	305	160	262	20	282	1956	75	282	718	2.5.E-10												1.1.E-10
4.8	0.40	375	154	280	21	301	1913	95	301	699	2.5.E-10												

BUENFELD, N.R - OKUNDI, E. (1998)

Relative humidity	W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air dm3/m3	Vc+Vw+Va dm3/m3	Cubes		< 5 mm		5/20 mm		Slump mm		Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3		Aggregates Vol.(dm3/m3)		Oxygen permeability coef. m²		
										< 5 mm		5/20 mm										
70%	0.50	300	150	250	39.0	20	270							N.A.	270	730	2.5.E-16					
70%	0.50	350	175	292	37.0	20	312							N.A.	312	688	4.0.E-16					
70%	0.50	400	200	333	36.0	20	353							N.A.	353	647	6.0.E-16					
70%	0.50	450	225	375	34.0	20	395							N.A.	395	605	6.0.E-16					
				250																		
70%	0.40	300	120	220	54.0	20	240							N.A.	240	760	2.0.E-16					
70%	0.40	350	140	257	51.0	20	277							N.A.	277	723	2.0.E-16					
70%	0.40	400	160	293	49.0	20	313							N.A.	313	697	3.0.E-16					
70%	0.40	450	180	330	45.0	20	350							N.A.	350	650	5.5.E-16					
				300																		
FLY ASH 40% GGBS 75%										64%		36%										
Relative humidity	W/C	Ctitious GGBS kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air dm3/m3	Vc+Vw+Va dm3/m3	Sand		Coarse		Slump mm		Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3		Aggregates Vol.(dm3/m3)		Oxygen permeability coef. m²				
								kg/m3		kg/m3		mm		dm3/m3		Vol.(dm3/m3)						
70%	0.40	300	120	223	46.0	20	243						N.A.	243	757	6.5.E-16						
70%	0.40	350	140	261	45.0	20	281						N.A.	281	719	6.5.E-16						
70%	0.40	400	160	298	42.0	20	318						N.A.	318	682	7.0.E-16						
70%	0.40	450	180	335	39.0	20	355						N.A.	355	645	1.5.E-15						
				300																		
Relative humidity	W/C	Ctitious PFA kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air dm3/m3	Vc+Vw+Va dm3/m3	Sand		Coarse		Slump mm		Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3		Aggregates Vol.(dm3/m3)		Oxygen permeability coef. m²				
								kg/m3		kg/m3		mm		dm3/m3		Vol.(dm3/m3)						
70%	0.40	300	120	231	39.0	20	251						N.A.	251	749	1.0.E-16						
70%	0.40	350	140	270	37.0	20	290						N.A.	290	710	3.0.E-16						
70%	0.40	400	160	308	36.0	20	328						N.A.	328	672	3.0.E-16						
70%	0.40	450	180	347	34.0	20	367						N.A.	367	633	3.5.E-16						
				300																		

Dhir, Jones and McCarthy (1996)

OPC	W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air dm3/m3	Vc+Vw+Va dm3/m3	Cubes		< 5 mm		5/20 mm		Slump mm		Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3		Aggregates Vol.(dm3/m3)		Water soluble chlor at 27.5 mm	
										< 5 mm		5/20 mm									
0.00	0.82	225	185	256	15	271	800	1140	75												
0.00	0.82	200	164	227	20		825	1185	75												
				300																	
0.00	0.55	335	184	291	15	306	745	1120	75												3.5
0.00	0.55	290	160	252	20		785	1175	75												3.5
				300																	
0.00	0.43	430	185	321	15	336	625	1140	75												

McCarter W.J., Ezirim H, Emerson M. (1992)

Superplasticizing Admixture (dm3)	W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Cubes 28 d			2.00%		Zone M			
				Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Sand kg/m3	Coarse mm	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)
0.00	0.40	340	136	244	54.0	20	264	1840	75	264	736	0.3
	0.40	547	219	392	53.0	20	412	1469	75	412	588	0.4
0.00	0.60	318	191	292	38.0	20	312	1721	75	312	688	0.5
	0.60	387	232	355	36.0	20	375	1562	75	375	625	0.6

Dias W.P. (1993)

Superplasticizing Admixture (dm3)	W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Cubes 28 d			2.00%		Zone M			
				Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Sand kg/m3	Coarse mm	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)
0.00	0.40	400	160	287	31.0	20	307	1733	0	307	693	0.4
	0.40	600	240	430	41.0	20	450	1374	60	450	550	0.2

Andrade C., Jauregui G., Gonzalez J.A (1981)

Superplasticizing Admixture (dm3)	W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Cubes 28 d			2.00%		< 5 mm			
				Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Sand kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	
0.00	0.80	412	330	467		40	507	1236	fluid	507	494	
0.00	0.80	627	502	711		40	751	627	dry	751	251	
0.00	0.60	450	270	420		40	460	1350	fluid	460	540	
0.00	0.60	720	432	672		40	712	720	dry	712	288	
0.00	0.40	497	199	364		40	404	1491	dry	404	596	
0.00	0.40	850	340	623		40	663	850	dry	663	340	

Halamickova P., Detwiler J. (1995)

Superplasticizing Admixture (dm3)	W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Cubes 28 d			2.00%		< 5 mm			
				Vc+ Vw dm3/m3	fc MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Sand kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vf dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	
0.00	0.40	1336	535	980		20	1000	0		1000	0	
0.00	0.40	655	262	480		70	550	1125		550	450	
0.00	0.40	505	202	370		80	450	1375		450	550	y = -2E-14x + 3E-11
				300								
0.00	0.50	1176	588	980		20	1000	0		1000	0	
0.00	0.50	576	288	480		70	550	1125		550	450	
0.00	0.50	444	222	370		80	450	1375		450	550	y = -4E-14x + 7E-11
				300								

Dhir, R.K., McCarthy M.J., Zhou. S. Tittle., P.A. (2005)																
Cubes 100 mm		h		< 150 microns												
				Pilot series			1.50%			0%			< 4 mm		20 mm	
W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	f _c MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Fines sand	Sand kg/m3	Coarse kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vi dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	Carbonation depth (mm) 20 weeks (4% CO ₂)			
0.45	440	198	338	51.0	15	353	5	575	1155	N.A.	358	647	5.0			
0.45	390	176	300	53.0	15	315	5	600	1220	N.A.	320	685				
0.45	390	176	300	53.0	15	315	5	510	1310	N.A.	320	685	5.5			
0.45	345	155	265	55.0	15	280	5	490	1375	N.A.	285	720				
0.45	300	135	231	60.0	15	246	5	470	1440	N.A.	251	754	5.5			

m6 338
m5 300
m1 300
m2f 45 310
m3f 90 321
filler

e3wq2

Kumar S., Rao K. (1995)															
OPC		Cubes 28 d		2.00%			< 150 microns			Zone M			Sulfates include 5000 ppm at 188 days		
							< 5 mm			5/20 mm					
Superplasticizing Admixture (dm3)	W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	f _c MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Fines sand	Sand kg/m3	Coarse kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vi dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	Loss in f _c (%)	
0.50	0.50	497	249	406	23.0	20	426	N.A.	497	994	N.A.	426	574	21%	
0.50	0.50	385	193	315	27.0	20	335	N.A.	578	1155	N.A.	335	665	16%	
0.50	0.50	314	157	257	28.0	20	277	N.A.	628	1256	N.A.	277	723	16%	

Keene P.W. (1960)															
OPC		Cubes 28 d		2.00%			< 150 microns			Zone M			< 5 mm 5/20 mm		
							< 5 mm			5/20 mm					
Superplasticizing Admixture (dm3)	W/C	Cement kg/m3	Water dm3/m3	Vc+ Vw dm3/m3	f _c MPa	% Air	Vc+Vw+Va dm3/m3	Fines sand	Sand kg/m3	Coarse kg/m3	Slump mm	Vc+Vw+Va+Vi dm3/m3	Aggregates Vol.(dm3/m3)	Loss in f _c in cubes	
0.00	0.61	417	252	385	20	20	405	N.A.	1548	N.A.	405	595	4%		
	0.61	362	219	334	20	20	354	N.A.	1680	N.A.	354	646	3%		
	0.61	339	205	313	20	20	333	N.A.	1735	N.A.	333	667	4%		
	0.61	319	193	294	20	20	314	N.A.	1783	N.A.	314	686	7%		
	0.61	302	183	279	20	20	299	N.A.	1824	N.A.	299	701	8%		
	0.61	286	173	264	20	20	284	N.A.	1862	N.A.	284	716	1%		