

**UNIVERSITE BLIDA 1**  
**Faculté de Technologie**  
Département de Génie Civil

**THESE DE DOCTORAT**  
En Génie Civil

**COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES BÉTONS**  
**PRÉDICTION ET OPTIMISATION**

Par  
**Fatima AOUISSI**

Devant le jury composé de :

N. BOURAHLA	Professeur, Université Saad Dahleb Blida	Président
D.AMAR BOUZID	Professeur, Université Saad Dahleb Blida	Examineur
M. OUDJIT	Professeur, USTHB Alger	Examineur
R. CHAID	Professeur, Université M'hamed Bougara Boumerdes	Examineur
Z.MAKHLOUFI	Maitre de conférences, Université Amar Tilidji Laghouat	Examineur
A. BRAHMA	Professeur, Université de Saad Dahleb Blida	Directeur de thèse

Blida, 2016

## ملخص

كل خاصية فزيائية، كيميائية او ميكانيكية للمواد المركبة ترتبط ارتباطا وثيقا بتركيبها نوعية و كمية مكوناتها. كما ترتبط بالتوافق المروني الموجود بين مكونات هاته الاخيرة. العيوب المبكرة الملازمة للمواد والتي قد تكون ناتجة عن طريقة التصنيع او عن التفاعلات الفزيائية والكيميائية التي تحدث اثناء التصلب قد تؤثر كذلك على سلوك الخرسانة.

الخرسانة كونها مادة بناء معقدة يدخلها رزنامة المواد المركبة اين كل مقارنة واقعية تهدف الى التنبؤ بخصائصها او الى وصف سلوكها تعترض الى صعوبات كثيرة ناتجة عن تعقيد تمثيل التركيبة الحقيقية للخرسانة. لكن يوجد انه تلك المقاربة ضرورية للفهم الصحيح لمختلف الميكانيزمات التي تحكم وتسير سلوك المواد المركبة. في هذا السياق هذه الاطروحة تهدف الى تحديد الآلية التي تتحكم في خصائص المرونة ومقاومة الضغط للخرسانة وذلك من اجل تحسين خصائص هاته الاخيرة.

في هذا السياق عملنا ينقسم الى قسمين

الجزء الاول هو وضع نموذج تحليلي يسمح بتنبؤ سلوك الميكانيكي للخرسانة وذلك بادخال نسب كل المكونات . هذا النموذج المسمى نموذج التوقع، يسمح بتقييم الاجهادات الناتجة عن وجود الركام في الخرسانة المضغوطة وذلك باستخدام بعض مفاهيم ميكانيك المواد المركبة ذات إدراج الكوري .

الجزء الثاني مخصص لبرنامج يهدف الى التحقق من صحة نموذج التنبؤ المحلل في الجزء السابق. في هذا السياق تتم دراسة تأثير المكون الثالث للخرسانة والذي ليس سوى المنطقة الأنتقالية على خصائص الخرسانة. ادخال هاته المنطقة والتي تعرف بخصائصها الضعيفة يعتبر ضروري في تمثيل الواقعي للخرسانة كونها ذات دور فعال واهمية قصوى في التحكم في خصائص هاته الاخيرة.

النتائج تسمح بملاحظة تأثير خصائص المنطقة الأنتقالية على سلوك العام للخرسانة .

لوحظ ان مقاومة الضغط للخرسانة تتأثر بطبيعة و حجم الحصى. من ناحية اخرى لحظنا ان معامل مرونة الخرسانة يختلف بطريقة نسبية مع معامل مرونة الحصى.

اخيرا برنامج التنبؤ المصمم باستخدام النموذج ثلاثي طور برهن على انه اداة فعالة في صياغة الخرسانة.

## RÉSUMÉ

Toutes les propriétés des matériaux composites sont intimement liées à leur structure, à la qualité de ses constituants, ainsi qu'à la compatibilité élastique qui existe entre ces derniers.

Le béton étant un matériau composite complexe, dont toute approche réaliste visant à prédire ses propriétés ou à décrire son comportement se heurte à des difficultés, par la complexité de la représentation, de sa structure. Il se trouve qu'une telle approche est indispensable pour la bonne appréhension des différents mécanismes qui gouvernent le comportement du matériau. Dans ce contexte, la présente thèse porte sur un objectif visant à définir un mécanisme qui contrôle les propriétés élastiques ainsi que la résistance à la compression de béton afin d'en optimiser ces performances. Pour acquies à cet objectif, notre travail est divisé en deux parties :

La première partie consiste à l'élaboration d'un modèle analytique qui permet de prédire le comportement mécanique du béton. Ce modèle, appelé modèle de prédiction, permet d'évaluer les contraintes résultantes induites par la présence des inclusions au sein du béton sous charge et ceci en faisant appel à quelques concepts de la mécanique des matériaux composites à inclusion sphérique.

La 2<sup>ème</sup> partie est consacrée à un programme qui a pour objectif, de valider le modèle analytique élaboré, ensuite de voir l'influence de la ZTI sur les propriétés du béton. L'introduction de cette 3<sup>ème</sup> phase caractérisée par des faibles propriétés mécaniques est nécessaire pour la description réaliste du béton, car elle joue un rôle de prime importance. Les résultats obtenus permettent de constater l'influence des propriétés des phases constituantes du béton sur son comportement global. On observe que la résistance à la compression ainsi que le module d'élasticité du béton sont influencés par la nature et la taille des gros granulats, du module d'élasticité de la ZTI.

Enfin, la méthode de prédiction établie à l'aide de modèle de perturbation triphasique s'avère un outil efficace pour la formulation des bétons.

## ABSTRACT

Any property for mechanical composite materials are intimately related to its structure, the quality of these components, as well as the elastic compatibility between these

Concrete is a complex composite that any realistic approach to predict where these properties to describe its behavior difficulties encountered by the complexity of the representation, its structure, it is found that such an approach is essential for the proper understanding of the different mechanisms that govern the behavior of the material in this context, This thesis focuses on a target to define a mechanism that controls the elastic properties and the compressive strength of concrete in order to optimize the performance, to acquire this objective our work is unscrewed into two parts: The first part is to develop an analytical model to predict the mechanical behavior of concrete by introducing the volume fractions of all the constituent phases, this model called prediction model is used to evaluate the resulting stresses induced by the presence aggregates in the concrete under load by calls for some concepts of the mechanics of composite materials with spherical inclusion.

The second part is devoted to a program that aims to first validate the analytical model developed in the previous section then see the influence of the third phase, constituting concrete and is nothing Interface contact between matrix - aggregates on concrete properties. The introduction of this phase transition called halo or ZTI interfacial transition zone characterized by low mechanical properties necessary for a realistic description of the concrete as it plays a role of prime importance. The results are used to find the influence of properties of constituent phases of concrete on its overall behavior. It is observed that the compressive strength of concrete is influenced by the nature and size of the coarse aggregates; it is also directly related to the modulus of elasticity of the interfacial transition zone. On the other hand, we note that the elastic modulus of concrete varies in proportion to the aggregate. Overall deformation of concrete remains as influenced by the stiffness of the aggregates where the aggregates lighter give concrete ductile. Finally, the prediction method based on perturbation ugly triphasic model is an effective tool for the formulation of concrete.

## REMERCIEMENTS

Je remercie profondément ALLAH, le Très Haut, de m'avoir donné la vie, la santé, la sérénité et les capacités pour faire ce travail de thèse.

J'exprime tout particulièrement ma reconnaissance à Monsieur le Professeur A. BRAHMA, qui par ses conseils, sa confiance et son soutien m'a permis de bien mener mon travail de thèse.

Je tiens, tout d'abord, à remercier chaleureusement les membres jury. Je remercie Monsieur N. BOURAHLA, Professeur à l'université de Blida pour l'intérêt qu'il a bien voulu porter à ce travail en acceptant de présider le jury.

Monsieur le Professeur. D. AMAR BOUZID, Professeur à l'université de Blida. Monsieur M. OUDJIT, Professeur à USTHB Alger, Monsieur R. CHAID, Professeur à l'université de Boumerdès, Monsieur Z. MAKHLOUFI, Maître de conférence à l'université de Laghouat, qui ont accepté la lourde tâche d'effectuer un rapport sur ce travail, et je leurs exprimes ici toute ma gratitude.

Un grand merci à Monsieur M. TAMOUD, le directeur du laboratoire EURL TAB à Blida, Monsieur C. C. YANG, Professeur à Ocean University, Taiwan, Monsieur M. BEDRINA Professeur à l'université de Laghouat, Monsieur Z. SUN, Professeur à l'université de Louisville, USA, Monsieur F. BENBOUDJEMA Professeur à l'université de Cachan France, et Monsieur H. SADOUKI Professeur à l'université de Lausanne Suisse pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce sujet et de m'avoir fait le plaisir de participer aux travaux de mes recherches. Je tiens à remercier Monsieur. O. ZOUKANE, Professeur à USTHB, Alger pour son aide, ses conseils scientifiques ainsi que son soutien moral.

Ce travail a été réalisé au laboratoire de CETIME ainsi que le laboratoire EURL TAB que tous ses membres trouvent ici l'expression de ma gratitude.

Pour terminer, je tiens à remercier du fond du cœur ma mère, mes frères et sœurs Naima et Aicha pour m'avoir soutenu et encouragé dans mes études.

Mes vifs remerciements à mon mari, mes enfants Salam-Eddine et Raithaâ pour leurs patiences, pour leurs sacrifices qu'ils m'ont accordés tout au long de la préparation de cette thèse et pour m'avoir supporté jusqu'à ce jour

Mes pensées se tournent vers mon père, pour son soutien, ses conseils et sa confiance à mon égard. Paix à son âme

## TABLE DES MATIERES

ملخص	1
RÉSUMÉ	2
ABSTRAC	3
REMERCIEMENTS	4
TABLE DES MATIERES	6
LISTE DES TABLEAUX	9
LISTE DES FIGURES	10
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	15
INTRODUCTION	17
CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES BETONS	19
1.1. Les bétons	19
1.1.1. Introduction	19
1.1.2. Présentation du matériau béton	19
1.1.3. Propriétés du béton	21
1.1.4 La durabilité	27
1.2 La zone de transition interfaciale	28
1.2.1 Introduction	28
1.2.2 Définition de la zone de transition interfaciale	28
1.2.3 Facteurs influençant les propriétés de la zone de transition interfaciale	31
1.2.4 Propriétés de la zone de transition interfaciale	42
1.2.5 Influence de la ZTI sur les propriétés de béton	47
1.3 Micromécanique du matériau béton	52
1.3.1 Introduction	52
1.3.2 Contraintes dans l'auréole de transition	52
CHAPITRE 2 PROJET DE RECHERCHE	59
2.1 Partie analytique	59
2.2 Partie expérimentale	59
2.3 Choix des matériaux	60

2.3.1 Matrice de pâte de ciment	60
2.3.2 Matrice de mortier	60
2.3.3 Granulat	61
2.4 Procédures d'essais	62
CHAPITRE 3    MODELES D'HOMOGENEISATION	64
3.1 Introduction	64
3.2 Etude biobibliographique sur les modèles des prédictions	64
3.2.1 Modèle d'homogénéisation	66
3.2.2 Application des Modèles d'homogénéisations aux Bétons	75
3.3 Conclusion	92
CHAPITRE 4    MODELE DE PREDICTION DES PERFORMANCE DU BETON	93
4.1 Introduction	93
4.2 Définition d un modèle de prédiction	93
4.2.1 Corps d'étude	94
4.2.2 Définition du solide homogène équivalent	95
4.2.3 Cas de plusieurs inclusions	97
4.2.4 Calcul des champs de contraintes résultants	99
4.2.5 Prédiction de la résistance à la compression	100
4.3 Détermination des paramètres de calcul	101
4.3.1 Détermination de volume de la zone de transition	101
4.3.2 Détermination de module d'élasticité de la zone transition <i>EZTI</i>	103
4.4 Analyse de la sensibilité du modèle aux constituants de béton	106
4.4.1 Etude de module d'élasticité	106
4.4.2 Etude de la résistance à la compression	112
4.5 Conclusion	113
CHAPITRE 5    VALIDATION DU MODELE DE PREDICTION	114
5.1 Introduction	114
5.2 Etude du Module d'élasticité	114
5.2.1 Confrontation du modèle de prédiction aux résultats expérimentaux	114
5.2.2 Confrontation des prédictions du modèle aux résultats issus de notre programme expérimental	128
5.2.3 Conclusion	134
5.3 Etude de la résistance à la compression	135
5.3.1 Principe d'identification	135

5.3.2 Comparaison à d'autres Méthodes Prédicatives	135
5.3.3 Confrontation des résultats au modèle de prédiction	141
5.3.4 Confrontation à nos résultats expérimentaux	146
5.3.5 Conclusion	153
5.4 Conclusion	154
CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES	155
APPENDICES	159
MATERIAUX	159
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	164

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Composition des matrices de mortier	61
Tableau 2-2 Les propriétés physiques des agrégats	62
Tableau 2-3 Module d'élasticité des différents graviers utilisés	62
Tableau 3-1 Caractéristiques expérimentales des bétons testés par TEDDY et HIRSCH	76
Tableau 3-2 Caractéristiques expérimentales des bétons testés ANSON et NEWMAN	77
Tableau 3-3 Caractéristique expérimentales des bétons testés Z. SUN et al.	78
Tableau 3-4 Caractéristiques expérimentales des bétons testés YANG et HUANG	79
Tableau 3-5 Caractéristique expérimentales des bétons testés K. YANG	80
Tableau 4-1 Etape de Calcul de nombre d'inclusion	102
Tableau 4-2 Les valeurs des paramètres a et b en fonction d'âge	105
Tableau 4-3 Caractéristiques mécanique des trois phases	109
Tableau 4-4 Contraintes résultantes dans les trois phases	111
Tableau 5-1 Comparaison du modèle avec les résultats expérimentaux	116
Tableau 5-2 Caractéristiques expérimentales et les résultats prédits par le modèle des bétons testés	122
Tableau 5-3 Les compositions ainsi que les propriétés des différents mélanges	126
Tableau 5-4 Les proportions des mélanges Kg/m <sup>3</sup>	129
Tableau 5-5 Les proportions des mélanges Kg/m <sup>3</sup>	132
Tableau 5-6 caractéristiques mécaniques des matrices et granulats artificiels issus des travaux expérimentaux de YANG et HUANG	137
Tableau 5-7 Propriétés des mortiers et des agrégats	142
Tableau 5-8 Résistances des granulats identifiées par approche inverse	147

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Retrait chimique et retrait endogène d'une pâte de ciment	24
Figure 1-2 Dimension des pores et phases solides présentes dans la pâte de ciment	24
Figure 1-3 Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de sa porosité	25
Figure 1-4 Comportement du béton en compression simple	26
Figure 1-5 Comportement du béton en traction directe	27
Figure 1-6 Arrangement des grains de ciment contre le grain de sable dans un mortier frais.	29
Figure 1-7 Rapport eau / ciment en fonction de la distance de la surface d'agrégats	30
Figure 1-8 Morphologie de la pâte de ciment	31
Figure 1-9 Porosité dans ZTI près de la surface d'agrégat pour deux dimensions à 7 et 180 jours	32
Figure 1-10 La calcite (C) et la pâte de ciment (P. C) apparaissent jointives	34
Figure 1-11 Contact entre la calcite (C) et la pâte de ciment hydraté (P. C), un compose de texture très fine se développe au contact du granulat	34
Figure 1-12 Contacte entre la calcite et la pâte de ciment hydraté, des aiguilles d'ettringite sont parfois observées au contact des granulats	35
Figure 1-13 Contacte entre le quartz (Q) et la pâte de ciment (P. C)	35
Figure 1-14 Zone de transition entre un granulat d'agrile expansée et la pâte de ciment	36
Figure 1-15 Contacte entre bille hydrophobe et la pâte de ciment Mortier âgé de 4 semaines $\gamma = 0.40$ .	37
Figure 1-16 Porosité près de l'agrégat, pour deux types des ciments	38
Figure 1-17 Porosité en fonction de la distance d'agrégat pour des différentes teneurs en fumée de silice F. S	39
Figure 1-18 Evolution de la porosité dans la ZTI (courbe A) et dans la matrice de mortier (courbe Ma) en fonction d'âge de mortier	41
Figure 1-19 Volume moyen des pores dans ZTI, en fonction de la distance de l'agrégat.	42

Figure 1-20 Variation de la micro dureté à travers interface	44
Figure 1-21 Résistance de lien entre la pâte de ciment et le granite (courbe 1), le calcaire (courbe 2)	45
Figure 1-22 Variation de la vitesse d'usure par abrasion de la pâte de ciment en fonction de distance au granulat	45
Figure 1-23 Module de compressibilité de ZTI en fonction de la distance d'agrégat	46
Figure 1-24 Densité des fissures dans la ZTI en fonction de rapport $E/C$ pour trois niveaux de chargement	48
Figure 1-25 Effet de la dimension des agrégats sur la résistance à la traction pour trois types de matrice	49
Figure 1-26 Coefficient de migration de chlorure en fonction de volume des agrégats	51
Figure 1-27 Domaine élastique du béton en fonction de la rigidité $E$ des deux phases (b, m et g : béton, matrice, granulats; r et l : granulats rigides ou légers)	53
Figure 1-28 Retrait endogène en fonction du temps : déformations libres (a) et contraintes induites par le retrait empêché (b) ; bétons légers avec granulats saturés, BL-8,9 %, et partiellement saturés, BL-5,8 %, béton de granulats rigides, BO, d'après BENTUR & COLL	54
Figure 1-29 Granulat sphérique noyé dans une matrice infinie soumise à un champ de contraintes uniaxial (a) et concentrations de contraintes à l'interface matrice-granulat (b)	55
Figure 1-30 Contraintes radiales $\sigma_{rr}$ autour d'un granulat sphérique : (a) $E_g/E_m = 5$ , (b) $E_g/E_m = 1/5$	56
Figure 1-31 Contraintes tangentielles $\sigma_{\theta\theta}$ autour d'un granulat sphérique : (a) $E_g/E_m = 5$ , (b) $E_g/E_m = 1/5$	56
Figure 1-32 Contraintes principales (min et max) à l'interface d'un granulat sphérique en fonction du rapport $E_g/E_m$ et pour $\nu_g = \nu_m = 0; 20$ ; d'après BREMNER	57
Figure 1-33 Zone d'influence d'un vide ( $E_g = 0$ ) dans les directions $\theta = 0^\circ$ et $\theta = 90^\circ$ pour un champ de contraintes uniaxial et unitaire	58

Figure 2-1 Propriétés mécaniques en fonction de l'échelle d'observation : résistance en compression $f_c$ , module élastique $E$	60
Figure 2-2 Courbe contrainte- déformation	63
Figure 3-1 Modèle de REUSS	67
Figure 3-2 Modèle de VOIGT	68
Figure 3-3 Modèle combiné VR	69
Figure 3-4 Modèle combiné de REUSS / VOIGT (RV)	70
Figure 3-5 Evolution de module d'Young en fonction des volumes des granulats par les différents modèles	71
Figure 3-6 Evolution de module d'Young en fonction de volume des granulats par le modèle de H&S	73
Figure 3-7 Ecarts sur les modules entre les encadrements fournis par les différents modèles en fonction de $V_g$	74
Figure 3-8 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux de TEDDY et HIRSCH, ANSON et NEWMAN et les prédictions des différents modèles	82
Figure 3-9 Ecarts sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentaux	83
Figure 3-10 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux de Z. SUN et les prédictions des différents modèles	84
Figure 3-11 Ecarts sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentaux de Z. SUN et al.	85
Figure 3-12 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux de YANG et HUANG et les prédictions des différents modèles	86
Figure 3-13 Ecarts sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentaux de YANG et HUANG	87
Figure 3-14 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux de K. YANG et les prédictions des différents modèles	88
Figure 3-15 Ecarts sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentaux de K. YANG	89
Figure 3-16 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux issus de notre programme et les prédictions des différents modèles	90
Figure 3-17 Ecarts sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentes aux issus de notre programme	91

Figure 4-1 Solide hétérogène composé d'une matrice $m$ et d'un granulat $G$ est une zone de transition interfaciale $ZTI$ sollicité par un champ de contraintes uniaxial constant $\sigma = \sigma^o$	94
Figure 4-2 Solide homogène équivalent	96
Figure 4-3 Solide homogène équivalent composé d'une matrice $m$ et de $N$ granulats et $N$ , $ZTI$ sollicité par un champ de contraintes constant $\sigma = \sigma^o$	97
Figure 4-4 Effet de volume de la $ZTI$ sur le module d'élasticité du mortier	106
Figure 4-5 Effet de volume de la $ZTI$ sur le module élastique du mortier en fonction de $Eg/Em$ variable	107
Figure 4-6 Contraintes totales sur les 3 phases en fonction du rapport $Eg/Em$	108
Figure 4-7 Effet de la rigidité de la $ZTI$ sur le module d'élasticité du composé	110
Figure 4-8 Limite de la résistance à la compression du composé en fonction $Eg/Em$	112
Figure 5-1 Module d'Young en fonction d'âge (compositions 2m,8met 11m)	116
Figure 5-2 Coefficient $\alpha$ en fonction du rapport $E/C$	117
Figure 5-3 Module d'Young en fonction du coefficient $\alpha$	118
Figure 5-4 Contraintes totales résultantes dans les trois phases en fonction de module d'élasticité de la $ZTI$ à 7 et 28 jours.	119
Figure 5-5 Comparaison entre les modules d'élasticité théoriques et expérimentaux des bétons pour des différents pourcentages de granulats	120
Figure 5-6 Contraintes résultantes dans les trois phases en fonction de pourcentage de granulats	121
Figure 5-7 Comparaison entre les modules d'élasticités expérimentaux et théoriques des mortiers en fonction de ceux des granulats.	123
Figure 5-8 Contraintes résultantes dans les trois phases en fonction du rapport $Eg/Em$	124
Figure 5-9 Modules d'élasticités des mortiers en fonction des volumes des granulats pour différents rapports $Eg/Em$	125
Figure 5-10 Comparaison entre les modules d'élasticités expérimentaux et théoriques pour des bétons stabilisés à la FS	127

Figure 5-11 Comparaison entre les modules d'élasticités expérimentaux et théoriques	128
Figure 5-12 Confrontation des modules d'Young entre nos résultats et les prédictions du modèle de prédiction.	130
Figure 5-13 Module d'élasticité de béton en fonction de ceux des agrégats	131
Figure 5-14 Confrontation des modules d'Young entre nos résultats et les prédictions du modèle.	133
Figure 5-15 Module d'élasticité en fonction d'âge pour les trois bétons.	134
Figure 5-16 Confrontation des résistances calculées par la méthode de "DE LARRARD" et les résultats expérimentaux de YANG et HUANG	138
Figure 5-17 Confrontation des Résistances calculées par la méthode de "DE LARRARD" et les résultats expérimentaux de K. YANG	139
Figure 5-18 Confrontation des Résistances calculées par la méthode de K.YANG et les expérimentaux de YANG et HUANG	140
Figure 5-19 Confrontation des résistances calculées par la méthode de K. YANG et ses résultats expérimentaux	141
Figure 5-20 Comparaison entre les résistances à la compressions obtenues expérimentalement et celles prévues par le modèle.	144
Figure 5-21 Résistance à la compression des bétons en fonction des modules d'élasticité des zones de transitions	145
Figure 5-22 Confrontation des résistances calculées par le modèle de prédiction et les résultats expérimentaux de YANG, HUANG et K. YANG	146
Figure 5-23 Confrontation des résistances calculées par le modèle de prédiction avec nos résultats expérimentaux	148
Figure 5-24 Résistance à la compression en fonction d'âge pour les différents bétons utilisés dans notre étude	149
Figure 5-25 Résistance à la compression en fonction d'âge pour le mortier et les bétons	151
Figure 5-26 Confrontation des résistances calculées par le modèle de prédiction et nos résultats expérimentaux	152

## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

$C_3S$	Silicate tricalcique
$C_2S$	Silicate bicalcique
$C_3A$	Aluminate tricalcique
$C_4AF$	Alumine-ferrite tétracalcique
$C-S-H$	Silicates de calcium hydratés
$Ca(OH)_2$	Portlandite
$E/C$	Rapport eau sur ciment
$E/L$	Rapport eau sur liant
$\sigma_{rr}$ ,	Contraintes radiale
$\sigma_{\theta\theta}$	Contraintes tangentielle
$\sigma_{\psi\psi}$	Contraintes tangentielle
$\tau_{r\theta}$	Contraintes de cisaillement
$\sigma$	Contrainte
$\varepsilon$	Déformation
$f_c$	Résistance à la compression de béton
$f_m$	Résistance à la compression de la matrice
$f_g$	Résistance à la compression des granulats
$f_t$	Résistance à la traction
$FS$	Fumée de Silice
$V_m$	Volume de la matrice
$V_t$	Volume du composite
$V_g$	Volume de granulats
$V_{ZTI}$	Volume de la zone de transition interfaciale

$E_c$	Module d'élasticité de composite
$E_g$	Module d'élasticité des granulats
$E_m$	Module d'élasticité de la matrice
$E_{ZTI}$	Module d'élasticité de zone de transition interfaciale
$\varepsilon_g^*$	Déformation propre de granulat (eigenstrain))
$\varepsilon_{ZTI}^*$	Déformation propre de la zone de transition
$\sigma^\circ$	Contrainte appliquée
$\langle \sigma^p \rangle_m$	La perturbation moyenne du champ de contrainte sur la matrice
$\langle \sigma^p \rangle_g'$	La perturbation moyenne du champ de contrainte sur le granulat
$\langle \sigma^p \rangle_{ZTI}$	La perturbation moyenne du champ sur la zone de transition
$\sigma_m$	La contrainte totale résultante dans la matrice
$\sigma_g$	La contrainte totale résultante dans les granulats
$\sigma_{ZTI}$	La contrainte totale résultante dans les zones de transition
$\rho_{bs}$	La masse volumique de béton

## INTRODUCTION

Le matériau de construction béton s'est imposé depuis le début du 20<sup>ème</sup> siècle comme matériaux de construction de base. La meilleure connaissance de ce matériau a été acquise grâce aux travaux de recherche menés depuis plusieurs années à l'échelle mondiale. Ces travaux de recherche ont été faits pour expliquer les différents phénomènes mal appréhendés. Car malgré ses performances dans des conditions d'utilisation normale, le béton peut présenter des comportements critiques dans certaines conditions. L'analyse des effets de la microstructure ainsi que la nature et la qualité de ses composants est nécessaire pour la compréhension des phénomènes macroscopiques.

L'objet de la présente recherche est d'élaborer un modèle de prédiction de performance de béton en tenant compte de la zone de transition interfaciale *ZTI*. Cette zone demeure une phase de grande importance contrôlant le comportement du béton. En effet en plus de la faiblesse de cette zone la grande rigidité des granulats gêne les déformations de la pâte cimentaire, conduisant ainsi au développement de contrainte à l'interface granulat - pâte de ciment. Lorsque ces contraintes dépassent la limite de traction de cette zone elles conduisent à la formation de microfissure réduisant ainsi davantage les propriétés de cette phase, qui influencent, à leur tour, les propriétés globales du béton. Pour ceci, nous voyons nécessaire l'optimisation de béton et ceci en améliorant les propriétés mécanique en favorisant la bonne transmission de charge à travers la zone de transition interfaciale en jouant sur la compatibilité élastique entre les granulats et la matrice cimentaire, toute en gardant un béton de comportement pas très fragile. Car il a été constaté par expérience que toute augmentation de la rigidité du béton entraîne une diminution dans sa déformabilité le rendant par la suite un matériau de comportement fragile incapable d'absorber de déformation plastique.

Après une introduction générale, une revue bibliographique est présentée, en trois parties dans le premier chapitre. La première partie présente, le béton de manière générale. La deuxième porte sur la zone de transition interfaciale, sur sa

formation, ses caractéristiques et son influence sur le béton. La troisième partie est consacrée à la présentation de quelques notions de micromécanique

Le 2<sup>ème</sup> chapitre décrit la description de projet de recherche qui est divisé en deux parties, une partie analytique et une partie expérimentale.

Le 3<sup>ème</sup> chapitre rappelle le principe général des techniques d'homogénéisations. De la littérature, différents modèles classiques sont présentés, implantés et comparés entre eux. L'application de ces modèles à la prédiction du comportement des bétons est effectuée et met une évidence une large disparité entre les différentes approches. Ces méthodes d'homogénéisations apparaissent limitées pour prédire le comportement des bétons

Le 4<sup>ème</sup> chapitre décrit le projet de recherche qui est consacré à l'étude analytique qui présente le développement de la méthode analytique basée sur quelques concepts de la mécanique des matériaux composites à inclusion sphérique. Cette méthode permet de prédire le module élastique ainsi que la résistance à la compression du béton.

Au 5<sup>ème</sup> chapitre, la validation de la modélisation vis-à-vis d'essais expérimentaux est réalisée. L'interaction entre les facteurs influant, les propriétés de la *ZTI* et le comportement global du béton a été mise en évidence et ceci en visant à l'optimiser.

Dans ce même chapitre lors de l'étude de la résistance à la compression, quelques méthodes prédictives de cette propriété sont présentées. Plusieurs confrontations entre ces méthodes sont menées par comparaison à des résultats expérimentaux.

L'outil de modélisation étant mis en place, ce même modèle est utilisé dans l'identification des paramètres matériaux difficilement mesurable expérimentalement tel que la résistance à la compression des granulats

Enfin une conclusion générale propose la synthèse des résultats obtenus, ainsi que quelques recommandations pour les futures recherches.

## CHAPITRE 1

### GENERALITES SUR LES BETONS

#### 1.1. Les bétons

##### 1.1.1. Introduction

Sachant que les matériaux de construction se divisent en deux catégories à savoir ; les matériaux traditionnels d'origine naturelle tel que la pierre, terre, bois, etc. Les matériaux modernes ; composites, parmi lesquels on cite le matériau le plus employé qui est le béton, qui sera présenter avec plus au moins de détail dans ce qui suit.

##### 1.1.2. Présentation du matériau béton

Deux mille ans avant J. C les romains construisaient leur, ouvrages à base de chaux vive qui fournissait une pâte dure très résistante et durable. Sur cette découverte, les recherches plus approfondies sur les propriétés de chaux se sont multipliés aboutissant au résultat que le clinker issu de la calcination du mélange calcaire – argile à lequel en ajoute une faible quantité de gypse donne un liant d'excellente qualité appelé " le ciment" [1].

##### 1.1.2.1. Composition du béton

Le béton est décrit généralement comme un matériau poreux multiphasique hétérogène, cette hétérogénéité ne résulte pas seulement de la large étendue granulométrique des granulats [2] mais aussi de la diversité des produits d'hydratation très sensible, aux conditions d'hydratation et de conservation [3]. De manière plus simple, on peut dire que le béton est un mélange de ciment et d'inclusion (sable, gravier, cailloux), d'eau. Parfois, cette formulation peut être agrémentée par ajouts d'adjuvants qui permettent d'obtenir des propriétés particulières telles que la plasticité, la prise plus au moins rapide ou par d'autres constituants tels que les fibres, d'acier ceci afin d'augmenter ses performances

mécaniques. A cette hétérogénéité de composition vient s'ajouter une hétérogénéité dite structurelle, elle consiste à l'existence d'une zone appelée zone de transition interfaciale *ZTI* entre les granulats et la pâte de ciment dont la porosité est plus grande que celle du reste du matériau. Ajouter à cette porosité, il se trouve que la plupart des défauts se situent au niveau de cette zone. Des microfissures peuvent également être générées dans la pâte de ciment par des différents facteurs tel que le retrait ou une consolidation incomplète de ciment entraînant la formation de microcavité [4-5].

#### A. La pâte du ciment

Cette phase représente 20 à 40% du volume total du béton [6] ; elle résulte du mélange d'eau et de ciment qui se présente sous forme d'une poudre très fine composée principalement de 60-65% de silicate tricalcique ( $C_3S$ ), 20-25% de silicate-bicalcique ( $C_2S$ ), 8 à 12% de l'aluminate tricalcique ( $C_3A$ ) et finalement 8 à 10% d'alumine-ferrite tétracalcique ( $C_4AF$ ) [3]. Lorsqu'on ajoute de l'eau à ces composants une réaction d'hydratation se déclenche entre eux entraînant ainsi la formation de différents hydrates autour des granulats dont les principaux composés obtenus pour une pâte de ciment ordinaire sont les silicates de calcium hydrates C-S-H (50 à 70%), la portlandite  $Ca(OH)_2$  (25 à 27%) et finalement les aluminates de calcium et sulfo-aluminates de calcium [7]. Il faut signaler que ces hydrates se forment à travers le temps, tout en diminuant la porosité de la pâte de ciment initial. En effet quelques heures après le gâchage le matériau passe d'un état de suspension à un état solide, l'hydratation se poursuit lentement à travers le temps entraînant ainsi une évolution dans les caractéristiques physique et mécanique. Il se trouve que le 2<sup>ème</sup> constituant de la pâte à savoir l'eau est le composant le plus essentiel du béton, où il intervient à toutes les étapes du durcissement de ce dernier. L'eau remplit deux fonctions dont la 1<sup>ère</sup> est d'ordre physique où elle confère au béton frais les propriétés rhéologiques d'un liquide, la 2<sup>ème</sup> est une fonction chimique où elle contribue aux réactions d'hydratation.

#### B. Les granulats

Les granulats occupent 60 à 70% du volume total du béton ils constituent en principe, le squelette inerte à température ambiante (sauf quelque cas comme celui d'une réaction alcali-granat). Ils proviennent dans la plupart des cas des

roches naturelles. Leur utilisation dans le béton est motivée par le faible coût économique, par une meilleure stabilité et durabilité, par rapport la pâte de ciment [8] ainsi que des bonnes performances mécaniques car en générale les agrégats présentent des caractéristiques mécaniques meilleures que celle de la pâte de ciment. Le choix des agrégats s'avère important, toutefois il ne suffit pas dans la majorité des cas de choisir des agrégats de bonne qualité pour obtenir un béton résistant mais il faut aussi une granulométrie approprié i. e. la distribution de la taille des agrégats doit conduire à une bonne compacité du béton et ceci en réduisant au maximum le volume des vides [9].

### C. Les ajouts et adjuvants

#### i) Les ajouts

Divers minéraux naturels ou artificiels peuvent être ajoutés au ciment portland afin d'améliorer certaines caractéristiques telles que l'ouvrabilité, la résistance et la durabilité, ou simplement pour des raisons économiques où il se trouve que certains ajouts sont plus économiques que le C. P. A. Parmi ces ajouts on peut citer la cendre volante, le laitier des hauts fourneaux, les pouzzolanes naturelles, la fumée de silice, les fillers calcaires et les schistes calcinés [1,10].

#### ii) Les adjuvants

En plus des ajouts, il existe des produits chimiques qui peuvent être ajoutés au béton en faible dosage afin d'améliorer certaines de ses qualités [9]. L'ajout est fait soit à l'état frais, pendant la prise et le durcissement ou à l'état durci [10]. On peut citer quelques adjuvants tel que les plastifiants, les entraîneurs d'air, les accélérateurs de prise, les retardateurs de prise, les hydrofuges etc.

### 1.1.3. Propriétés du béton

#### 1.1.3.1. Propriétés physiques

##### A. L'ouvrabilité

Un béton est ouvrable lorsqu'il est d'autant plus aisé de le mettre en place dans le coffrage. Cette propriété est influencée par plusieurs paramètres à savoir : le rapport eau-ciment  $E/C$ , la forme des granulats la granulométrie et les adjuvants.

## B. Le retrait

La maturation des matériaux cimentaires s'accompagne d'une diminution dimensionnelle en absence de tout chargement extérieur. Cette réduction enregistrée dans les dimensions est appelée retrait, Ce dernier est divisé en deux composantes une composante exogène due au gradient hydrique ou thermique régnant entre le béton et le milieu extérieur et une composante endogènes crée sans échange avec le milieu extérieur [8].

### i) Retrait exogène

Ce retrait est fortement influencé par les conditions environnantes, telles que la température, l'humidité relative, ainsi que l'épaisseur de l'ouvrage. On distingue le retrait plastique et le retrait de séchage

#### i.1) Retrait plastique

Ce type de retrait considéré comme 1<sup>er</sup> retrait de dessiccation est influencé par la température, l'humidité relative et la vitesse du vent. Il se développe à la surface du béton à très jeune âge (avant la prise, lorsque la pâte est encore déformable), suite à l'évaporation très rapide de l'eau de gâchage qui n'est retenue que physiquement et mécaniquement (pas encore liée aux constituants du ciment). Le départ d'eau entraîne une fissuration peu profonde limitée à la surface supérieure du béton [8,11].

#### i.2) Retrait de séchage

C'est la forme la plus visible de retrait, il est provoqué par l'évaporation d'eau du béton conservé dans l'air non saturé ; son intensité dépend de la réserve d'eau disponible dans le matériau après les réactions d'hydratations [11-12].

### ii) Retrait endogène

Ce retrait est appelé endogène parce qu'il est propre aux matériaux avec absence de tout échange d'humidité avec l'extérieur. La cinétique d'hydratation de grain de ciment est responsable de l'évolution de ce retrait qui peut avoir deux origines.

- Une origine chimique : il se trouve que suite à la réaction d'hydratation une diminution du volume absolu est constatée ceci vient du fait que le volume

absolu des hydrates formés est inférieur à la somme des volumes absolus des composants initiaux (phénomène le Chatelier) [11,13].

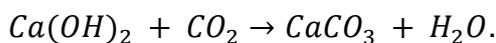
- Une origine physique : appelée retrait hydrique endogène (retrait d'auto-dessiccation ou retrait d'hydratation), il résulte de raccourcissement progressif du matériau provoqué par la dessiccation des capillaires. Il se trouve que les pores fins créent par la réaction d'hydratation de ciment draine de l'eau des capillaires les plus grossiers ce qui assèche le réseau des pores capillaires entraînant ainsi un raccourcissement du matériau [12].

### iii) Retrait thermique

Les réactions d'hydratation s'accompagnent d'un dégagement de chaleur (réaction exothermique) qui entraîne une élévation de température dans le béton. Cette dernière provoque la dilatation du béton dès le début de prise pendant que le béton est encore déformable. Le passage à la température d'équilibre produit le retrait thermique [10,14]. Plusieurs facteurs peuvent influencer ce dernier à savoir la forme et la dimension d'élément, le coefficient d'échange et de transfert thermique, la composition, la finesse de mouture et la température ambiante.

### iv) Retrait de carbonatation

Ce retrait résulte de l'évaporation d'eau libérée suite à la réaction du gaz carbonique de l'atmosphère avec la portlandite en  $Ca(OH)_2$ . Le  $CO_2$  réagi presque avec tous les composants de l'hydrate sauf le sulfate de calcium qui donne naissance au carbonate de calcium.



Ce retrait se traduit par des fissures peu profondes principalement dans les premiers centimètres du béton. Il est limité aux surfaces exposées du béton [10,11].

Avant de passer à l'autre propriété physique on va présenter une figure donnant le retrait endogène et le retrait chimique [15].

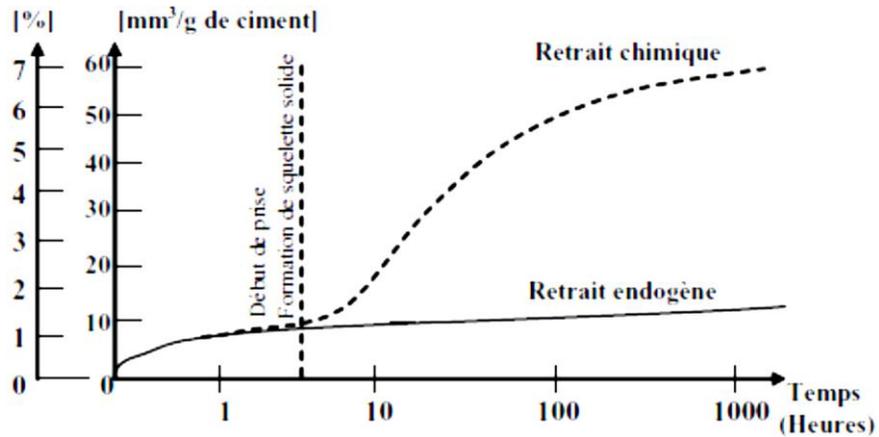


Figure 1-1 : Retrait chimique et retrait endogène d'une pâte de ciment [15]

C. La porosité

Au cours de la réaction d'hydratation, la structuration de la pâte de ciment crée au sein du béton un espace poreux dont le volume dépend principalement du rapport *E/C*. Dans cet espace poreux on distingue deux types de pores : les pores contenus et les pores fermés [6,16,17]. La figure 1.2 présente le schéma de répartition des dimensions de différentes phases solides et poreuses présentes au sein d'une matrice cimentaire.

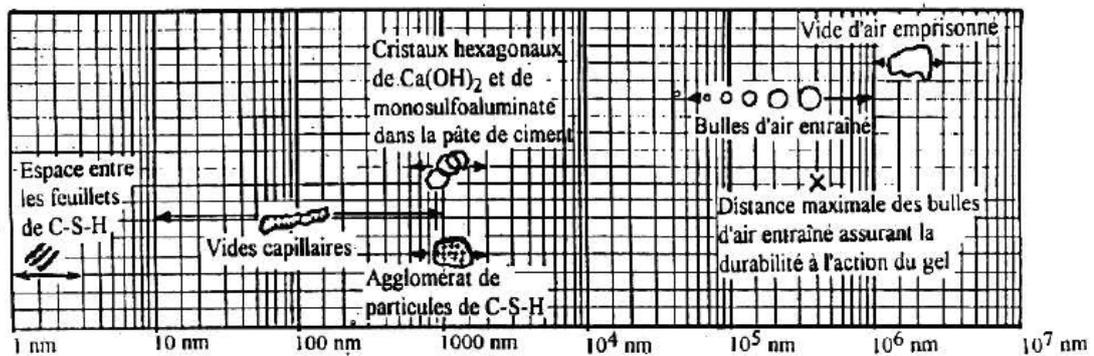


Figure 1-2 Dimension des pores et phases solides présentes dans la pâte de ciment [6]

La porosité est une caractéristique essentielle du béton car elle conditionne la majorité de ces propriétés notamment sa résistance à la compression, qui diminue lorsque la porosité augmente. La porosité a une influence notable sur la perméabilité du béton et par la suite sa durabilité ...etc.

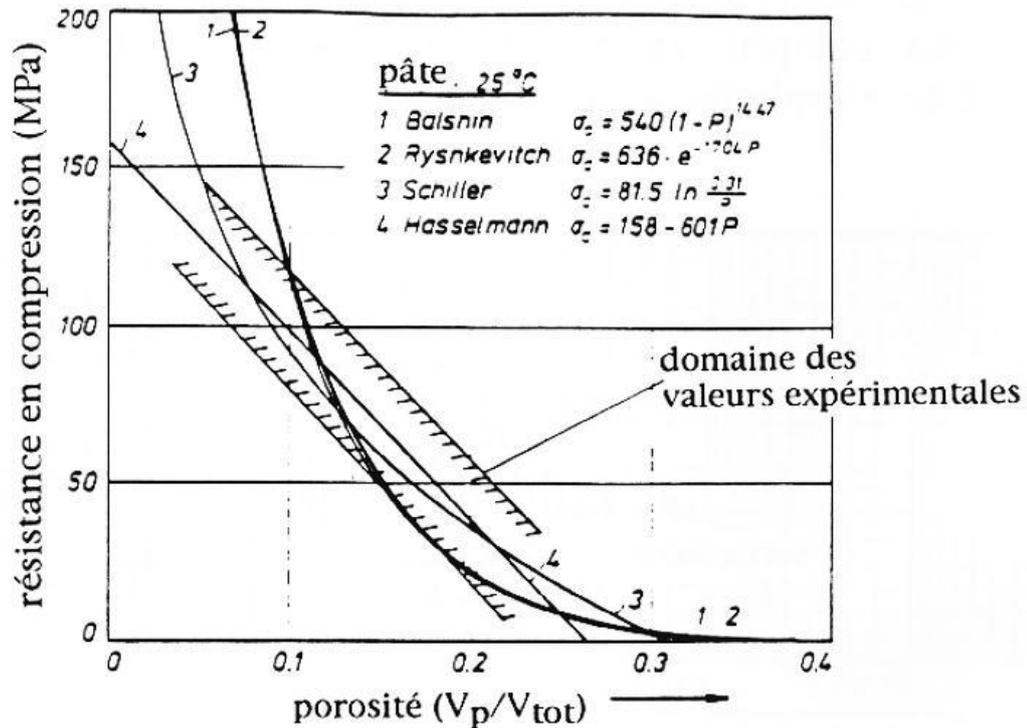


Figure 1-3 Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de sa porosité [6]

### 1.1.3.2 Propriétés mécaniques

#### A. La résistance à la compression

Le béton est conçu essentiellement pour résister à la compression d'où cette propriété, est la plus utilisée dans le dimensionnement et la conception des ouvrages en béton. Le comportement en compression simple est habituellement caractérisé par un essai de compression uni axial dont la réponse des spécimens sous chargement est non linéaire. La courbe contrainte - déformation  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenue par cet essai représente la non linéarité de la réponse à la compression. Ceci est dû à la microfissuration présente dans la matrice cimentaire ainsi qu'à la zone de transition interfaciale avant même la mise en charge de spécimens [2]. A partir du comportement du béton on peut identifier la limite en compression, on peut aussi deviner le comportement du béton en trois phases :

1- phase élastique : l'apparition de microfissures est quasiment nulle jusqu'à 30% de la charge de rupture  $f_c$  et le comportement est quasi-linéaire.

2- phase non linéaire : dans cette phase on enregistre deux sous phases [2,18] :

- La première sous phase se situe entre 30 et 50%  $f_c$ . Elle correspond à l'initiation d'un réseau de microfissures dans la zone de transition. La déformation cesse d'être linéaire.
- La seconde sous phase est 50 et 85% de  $f_c$ . Les microfissures se rejoignent et se généralisent en se propageant en fissures dans le mortier

3- phase post-pic : elle se situe entre 80 et 100% $f_c$ . Où une nette augmentation des fissures est constatée dans la matrice pour des valeurs voisine de  $f_c$ . Au-delà de  $f_c$ , la capacité de matériau s'épuise entraînant la rupture complète du matériau. La réponse du béton obtenue par un essai de compression est conditionnée par plusieurs facteurs allant des proportions, qualités et propriétés des matériaux constitutifs. Ces derniers sont les agrégats, la pâte du ciment et la zone de transition. La méthode d'essai, le taux de chargement, ainsi que la géométrie des spécimens influencent aussi l'essai de compression [19].

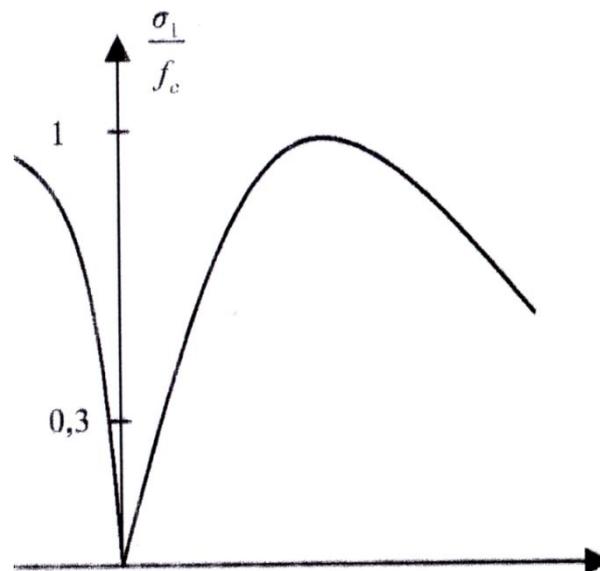


Figure 1-4 Comportement du béton en compression simple [18]

### B. La résistance à la traction

Sachant que le béton est conçu principalement pour résister à la compression. La résistance à la traction est moins étudiée surtout que la réalisation de l'essai de traction directe s'avère difficile du fait que le comportement est quasi fragile [10,16] d'un côté et de la localisation rapide des fissures d'un autre côté. Pour cette raison on utilise généralement des essais de

traction indirectes tel que l'essai de flexion trois points pour obtenir les caractéristiques de matériaux en traction. Les fissures initiées dans la zone de traction se trouvent stabilisées en partie, par la zone mise en compression [2]. Les courbes  $\sigma$ - $\varepsilon$  expérimentales obtenues suite à des essais de traction directes (figure 1.5) [6] montrent un comportement élastique linéaire jusqu'à une valeur voisinant  $0.6f_c$ . Au-delà de cette valeur la non linéarité est peu prononcée, après le pic un comportement adoucissant est enregistré où l'on enregistre une chute presque brutale de la contrainte. Car les microfissures bifurquent dans la pâte du ciment se propagent pour former une fissure continue [20]. Il est à noter que la traction au sein d'un matériau sollicite en 1<sup>er</sup> lieu la zone de transition.

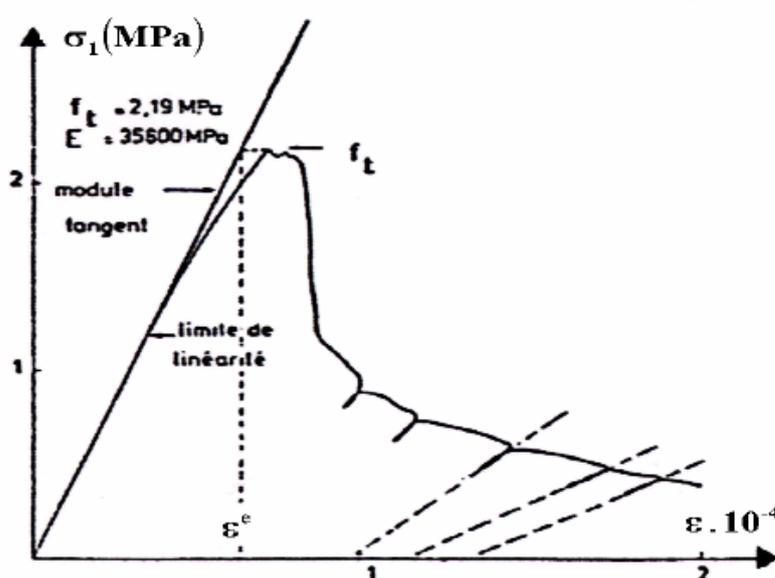


Figure 1-5 Comportement du béton en traction directe [6]

#### 1.1.4 La durabilité

Une fois correctement conçu et soigneusement produit avec contrôle de qualité, le béton est généralement un matériau durable. Cette durabilité se traduit par la bonne résistance aux agents agressifs physiques ou chimiques.

En réalité la durabilité du béton dépend de plusieurs facteurs : conditions de mise en œuvre, âge de béton, conditions climatiques, milieu dans lequel le béton est exploité et les compositions de différent constituant [10,19].

Les facteurs influençant la durabilité peuvent être externe tel que les ambiances chimiques aggressive notant le dioxyde de carbone, les eaux souterraines, les bases, les acides, l'eau de mer ainsi que toutes les solutions résultant de la

dissolution de sels ou de gaz. Pour les facteurs internes on peut citer la porosité, la fissuration, la diffusivité et la perméabilité, les ions sulfates, les ions chlore et la réaction alcali- granulat. Chacun de ces processus comporte en réalité le mouvement de l'eau ou d'autres fluides, transportant des agents agressifs par la structure des pores de béton, par conséquent la porosité et la perméabilité sont des propriétés importantes qui affectent la durabilité du béton [21].

## 1.2 La zone de transition interfaciale

### 1.2.1 Introduction

La pâte de ciment et les granulats sont deux composants, majeurs du béton. La pâte de ciment constituée d'eau et de ciment joue le rôle de liant hydraulique qui relie les granulats. Son comportement est fortement évolutif. Par contre le deuxième constituant qui sont les granulats, jouent un rôle de remplissage atténuateur de variations volumiques, ainsi qu'un rôle de phase résistante [22-24]. Toutefois, il a été trouvé que la liaison qui s'établit entre les deux précédents composants, se traduit par une zone de pâte particulière. La structure et la morphologie de cette zone est différente de celle de la pâte de ciment qui se trouve en pleine masse. Cette phase appelée auréole de transitions ou zone de transition interfaciale *ZTI* [2], sera considérée comme le troisième constituant de béton dont le rôle est fondamental dans les propriétés de ce dernier [25].

### 1.2.2 Définition de la zone de transition interfaciale

Dans la pâte de ciment la présence d'un matériau solide a en général une influence sur l'hydratation de celle-ci. Elle se traduit par un changement dans la nature des constituants qui se forment pendant l'hydratation entraînant ainsi des différences de texture ou de concentration des hydrates qui se trouvent en contacts des granulats [26]. Ceci permet de constater que la pâte de ciment qui se trouve en voisinage de ce dernier dévie subtilement de celle de la pâte de ciment formant l'ensemble de la matrice [27]. FARRAN a été le 1<sup>er</sup> à étudié le mécanisme de liaison entre la pâte de ciment et le granulat à l'aide de microscope optique [28, 29]. Il a proposé l'existence de la *ZTI* [30], son hypothèse vient se confirmer par l'étude faite à l'aide du le microscope à transmission par PERRIN [31]. Ce dernier a mis en évidence l'existence d'une fine couche de pâte de ciment, dont la cristallisation et la morphologie des hydrates se trouvent

différentes de celle qui se trouve au cœur de la pâte. Afin qu'une connaissance plus approfondie de la zone de transition puisse être apportée, depuis les travaux de FARRAN, les progrès technologiques se sont diversifiés. Notamment avec l'apparition de microscope électronique couplée avec d'autres techniques [32], ainsi que l'utilisation du microscope électronique à balayage (MEB), la diffraction au rayon X. Toutes les recherches effectuées attribuent l'apparition de la ZTI aux deux mécanismes suivants : le premier est l'effet parois, où il se trouve qu'au voisinage de l'interface de pâte de ciment-granulats, les conditions locales d'hydratation sont modifiées par l'arrangement de grain de ciment sur la surface des agrégats (figure 1.6) lequel est inférieur à celui qui se trouve au cœur de la pâte [33]

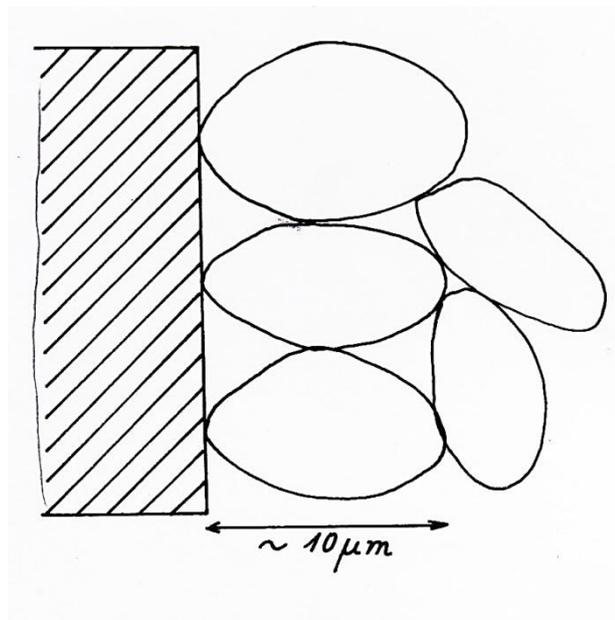


Figure 1-6 Arrangement des grains de ciment contre le grain de sable dans un mortier frais.

Cet effet est appelé effet de parois [34-35]. Ce genre de placement restreint de grain de ciment autour d'agrégat conduit à un gradient dans le rapport  $E/C$  dans son état initial. Ce rapport est élevé au contact des granulats et tend vers une limite inférieure en s'éloignant de la surface de ce dernier (figure 1.7) [36]. Il y a donc un accroissement local de teneur en eau et par conséquent un accroissement de porosité locale. Vu que le ciment a plus d'eau à sa disposition il peut s'hydrater complètement et plus rapidement et en plus grand nombre. Les

cristaux ont plus de place pour se développés, ce qui entraîne une hydratation différente du ciment caractérisé par la formation des cristaux mieux cristallisés et de plus grande dimension [27].

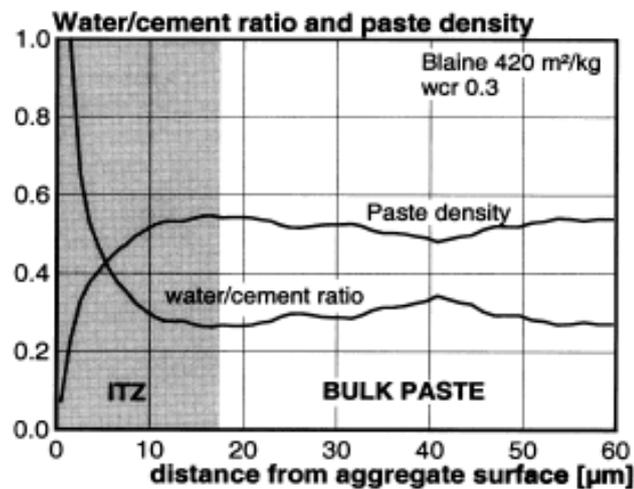
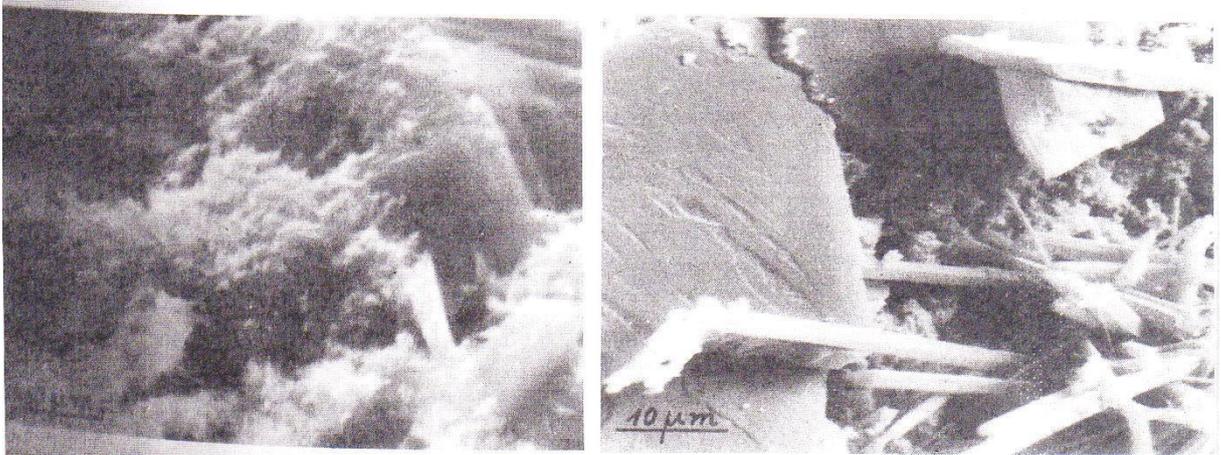


Figure 1-7 Rapport eau / ciment en fonction de la distance de la surface d'agrégats

Le second mécanisme est appelé l'effet de la croissance unilatérale. Dans les régions éloignées de la surface d'agrégat l'hydratation conduit au remplissage des pores par les hydrates dans toutes les directions. Pour un point situé près de la surface d'agrégat, la croissance des hydrates se produit uniquement du côté pâte. Les deux mécanismes précités donnent naissance à une zone de transition qui est caractérisée au niveau de microstructure par deux couches [23,30-38]. La première couche est le film duplex, en contact, directe avec la surface de granulat. Il comprend des cristaux d'hydroxyde de calcium C-H qui s'orientent préférentiellement de façon perpendiculaire à la surface de granulat. La partie externe de ce film est constitué de gel de C-S-H. Ce film à environ une épaisseur de 1µm. La seconde couche est d'environ (20÷100) µm c'est la partie la mieux cristallisée. Ses cristaux sont gros et mieux formés, elle contient plus des cristaux de C-H et peu de gel C-S-H et des petits aiguille d'ettringite. Il se trouve aussi que cette couche est la plus poreuse, la dimension des pores varie de 1,5 à 3µm [22,39].

Il est conclu que la ZTI devrait inclure deux couches, une couche de contact avec le gros granulat et une autre couche de transition poreuse en contact avec la matrice. Ces deux couches sont appelées collectivement Auréole de transition

dont le constituant majeur est la portlandite qui est 2,5 fois plus élevée que celle du cœur de la pâte (voir figure 1.8) [25, 27, 28,30,37,38]



A- cœur de la pâte

b- auréole de transition

Figure 1-8 Morphologie de la pâte de ciment [30]

### 1.2.3 Facteurs influençant les propriétés de la zone de transition interfaciale

Chaque phase constituante, de béton possède ses propres propriétés physico-chimiques et mécaniques. C'est ainsi que les propriétés de granulat dépendent de la nature et des compositions minéralogiques de la roche mère dont ils sont issus et aussi de leur structure (dimension, forme, grosseur de grain, porosité). Les principaux paramètres relatifs à la pâte de ciment durcie prennent en compte le type de ciment, le rapport  $E/C$  et les conditions de conservation. Pour la 3<sup>ème</sup> phase constituante qui est la liaison entre les deux précédents composants à savoir la  $ZTI$ , il se trouve que la description de mécanisme d'influence des différents facteurs sur sa formation est sur sa qualité est fort complexe. Car ce mécanisme dépend de nombreux paramètres. De façon générale on peut les résumer dans les points suivant [23 ,40] :

#### 1.2.3.1 Influence des granulats

Il a été prouvé que toutes caractéristiques liées aux granulats peuvent influencer d'une manière ou d'une autre la  $ZTI$ . Tel que la dimension, teneur en humidité ainsi que la forme. La surface des granulats a aussi une influence sur la

*ZTI* où généralement une surface plus rugueuse peut avoir une meilleure liaison avec la pâte de ciment qu'une surface lisse [25,41]

#### A. Influence de la taille des granulats

Concernant l'influence de dimension d'agrégat sur la *ZTI*, dans la littérature il existe deux résultats contradictoires. Le premier propose que la dimension n'ait pas d'influence sur cette zone [2]. Alors que d'autres chercheurs ont discutés que l'épaisseur de la *ZTI* est dépendante de la dimension d'agrégat. Où un granulat relativement gros conduira à une *ZTI* plus épaisse [42]

L'étude effectuée par T. AKÇAOĞLU [43] a permis de conclure que plus la dimension de granulat est grande plus l'épaisseur de la *ZTI* augmente. BENTUR a trouvé [38] un résultat analogue à T. AKÇAOĞLU où pour des granulats grossiers l'épaisseur de l'auréole de transition peut arriver à 100 $\mu$ m. ELSHARIEF et al [44] ont aussi trouvé qu'une porosité plus élevée est observée autour des granulats de 2,36 - 4,75 mm par rapport aux granulats de taille inférieure 150 - 300 $\mu$ m figure 1.9.

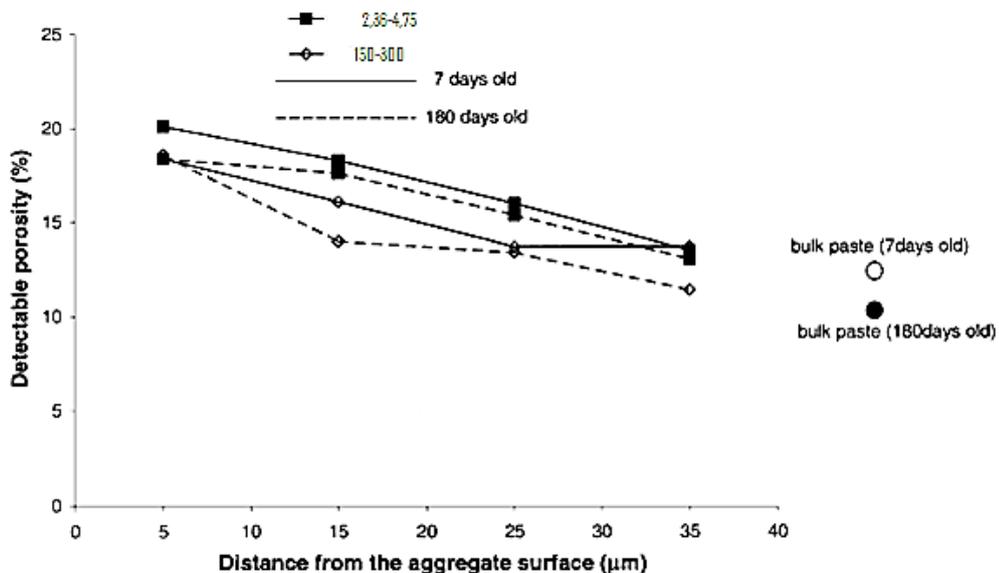


Figure 1-9 Porosité dans ZTI près de la surface d'agrégat pour deux dimensions à 7 et 180 jours [44]

L'effet la dimension sur la microstructure de la *ZTI* peut être expliqué comme suit : un diamètre plus grand de granulats a tendance à accumulée plus d'eau a son pourtour qu'un granulat de diamètre plus petit. Donc une quantité des grains de

ciment anhydre plus faible se trouve au voisinage de ce dernier. Ce résultat a été observé par ELSHARIEF et al. [44].

La forme et la texture de granulat a aussi une influence sur la microstructure de la *ZTI* surtout lorsque la qualité de la matrice est améliorée [42]. Relativement un granulat lisse entraîne une auréole de transition faible fournissant un faible obstacle pour l'initiation et la propagation de fissures.

### B. Influence de la nature des granulats

Il se trouve que la nature de l'auréole de transition varie avec la nature de l'agrégat. Il a été prouvé qu'elle est toujours plus étendue autour d'un granulat de quartz qu'un granulat de calcite [27,33]. Ceci vient de la réactivité du granulat de calcaire (poreux) avec la pâte du ciment qui donne une *ZTI* de meilleure qualité par rapport à celle de quartz. La liaison se trouve dans ce cas très intime, il n'apparaît pas d'intervalle entre la pâte de ciment et la calcite pour un pouvoir séparateur de 20° A. Les deux constituants paraissent très jointifs Figure 2.5. L'analyse effectuée par J. P. OLLVIER [2, 25] sur les composés hydratés de textures plus fines que celle des hydrates qui se trouvent dans la masse de liant sur une épaisseur de quelque dixième de micro. La figure 2.6 confirme bien qu'il s'agit de silicate de calcium hydraté. Au-delà de cette zone où les silicates de calcium hydraté tapissent les granulats la pâte de ciment à une porosité plus grande et la texture est moins dense. Parfois on observe d'autre CSH mais très fréquemment on constate la présence de portlandite. Dans de très rare cas il a été observé au contact de calcite une phase se développant sous forme d'aiguille Figure 1.12, où il s'agit d'ettringite.

Pour des granulats moins poreux tels que le quartz, de point de vue morphologie le contacte entre le quartz et la pâte de ciment se présente de façon analogue à celui observés avec la calcite. La couche de liaison qui se développe au contact du granulat est ici très hétérogène. Elle est constituée d'un grand nombre de composés de forme diverse. L'aspect de ces composés est comparable à celui des hydrates au cœur de la pâte mais de taille inférieure. Toutefois, cette couche est toujours supérieure à celle de CSH qui se forme au contact de la calcite Figure 1.13 [25].

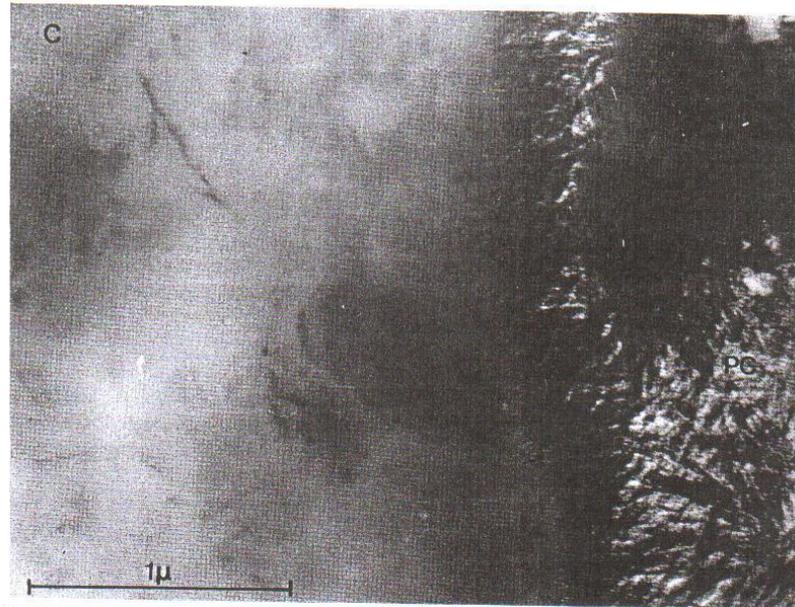


Figure 1-10 La calcite (C) et la pâte de ciment (P. C) apparaissent jointives [25]

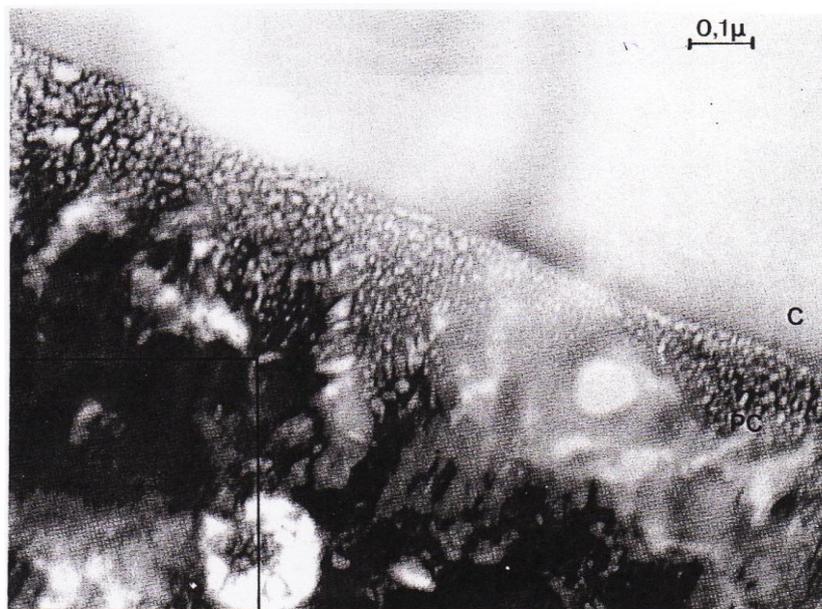


Figure 1-11 Contact entre la calcite (C) et la pâte de ciment hydraté (P. C), un composé de texture très fine se développe au contact du granulat [25]

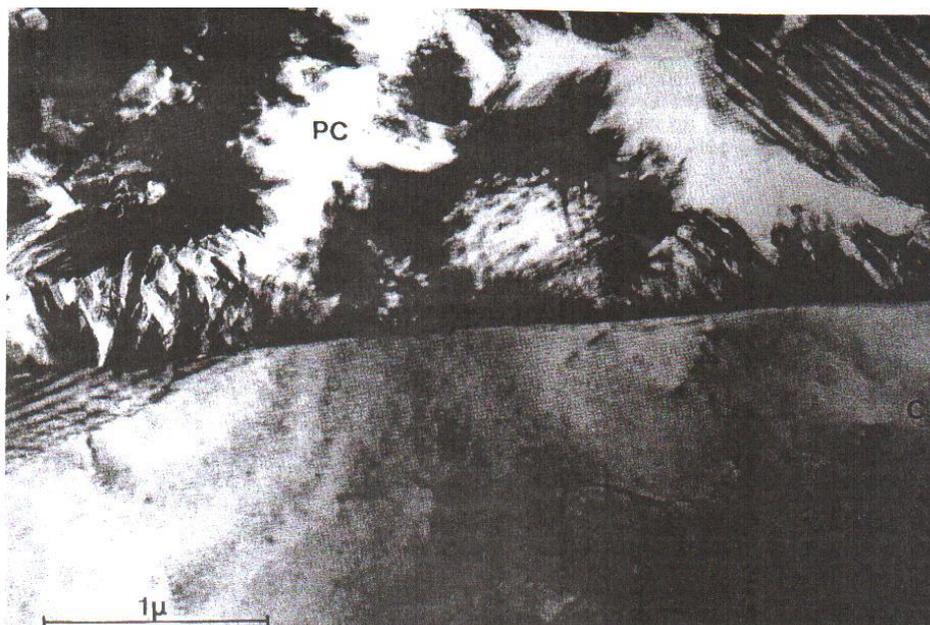


Figure 1-12 Contacte entre la calcite et la pâte de ciment hydraté, des aiguilles d'ettringite sont parfois observées au contact des granulats [25]



Figure 1-13 Contacte entre le quartz (Q) et la pâte de ciment (P. C) [25]

Dans le cas des granulats légers, l'effet de paroi est réduit par leur grande porosité et la *ZTI* diffère des granulats normaux [23]. LO et GUI [45] ont observé pour des granulats d'argile expansée une *ZTI* plus étroite de 5 à 10  $\mu\text{m}$

d'épaisseur. Où ils distinguent un réseau composé d'ettringite (figure 1.14). En réalité la porosité de surface externe des granulats légers permet à la *ZTI* d'être plus dense et une meilleure liaison est obtenue avec la pâte de ciment.

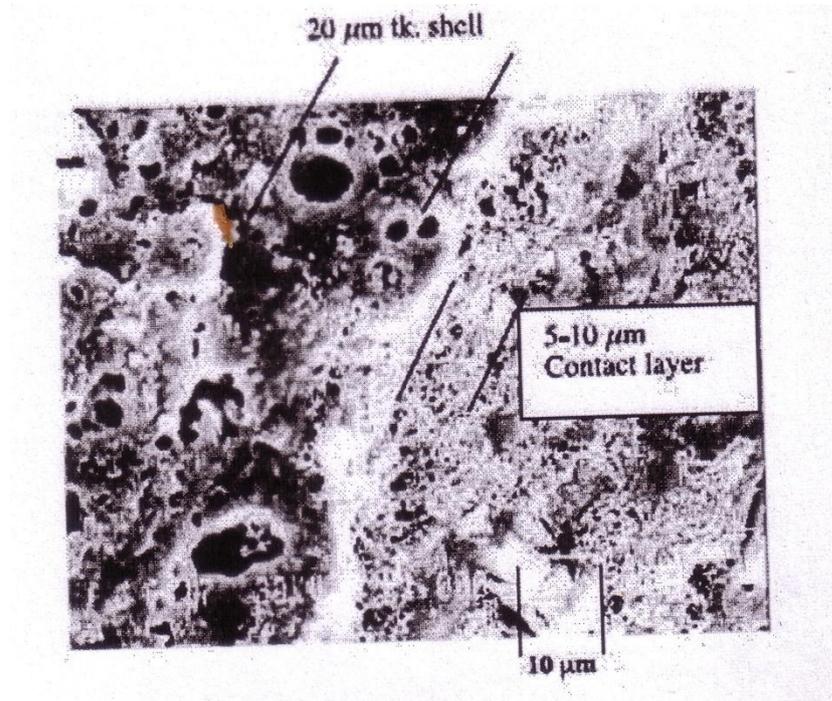


Figure 1-14 Zone de transition entre un granulat d'agrite expansée et la pâte de ciment [45]

Les granulats minéraux sont généralement susceptibles de réagir avec la pâte de ciment. Afin d'apporter des informations supplémentaires concernant la *ZTI*, B. PERRIN [27] a utilisé des billes de polystyrène hydrophobe et inerte en milieu acide et basique dans la confection des mortiers. En effet dans ces mortiers il n'y a plus d'auréole de transition. Le caractère morphologique de la pâte est inchangé jusqu'à la surface de granulats, mais un espacement apparaît entre la pâte et le granulat (figure 1.15)

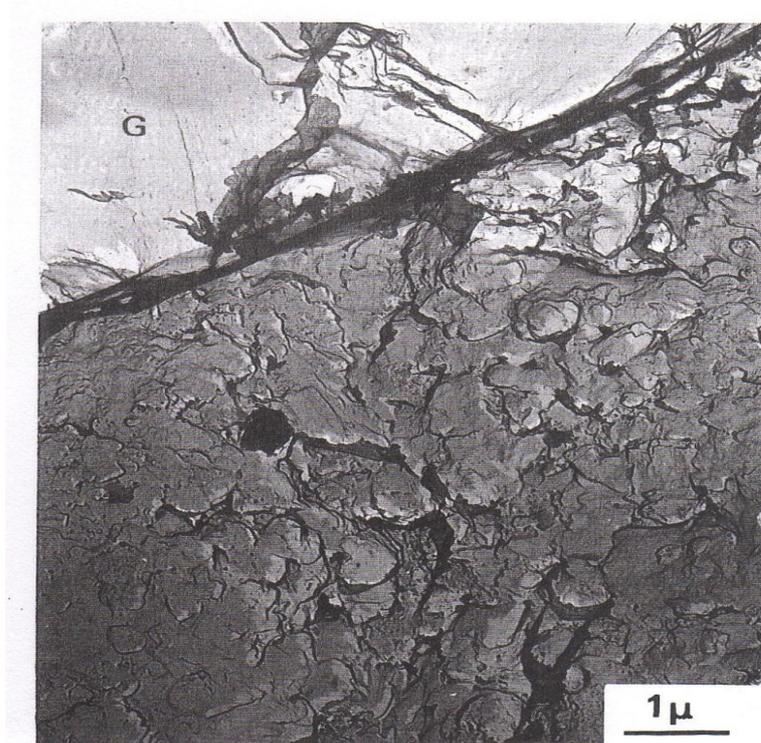


Figure 1-15 Contacte entre bille hydrophobe et la pâte de ciment Mortier âgé de 4 semaines  $\gamma = 0.40$ . [27]

#### 1.2.3.2 Influence de type de ciment

Il a été constaté que l'épaisseur de la *ZTI* est fortement influencée par la distribution et la dimension de grain de ciment [33,46,47]. Les résultats d'essais effectués par VANBEURGEL [35] sur deux dimensions différentes de ciment à savoir A1 dont la dimension est de 28 $\mu\text{m}$  et A7 dont la dimension est de 11 $\mu\text{m}$  confirme ceci (Figure 1.16), où l'épaisseur de la *ZTI* se trouve correspondante à ces diamètres de particule.

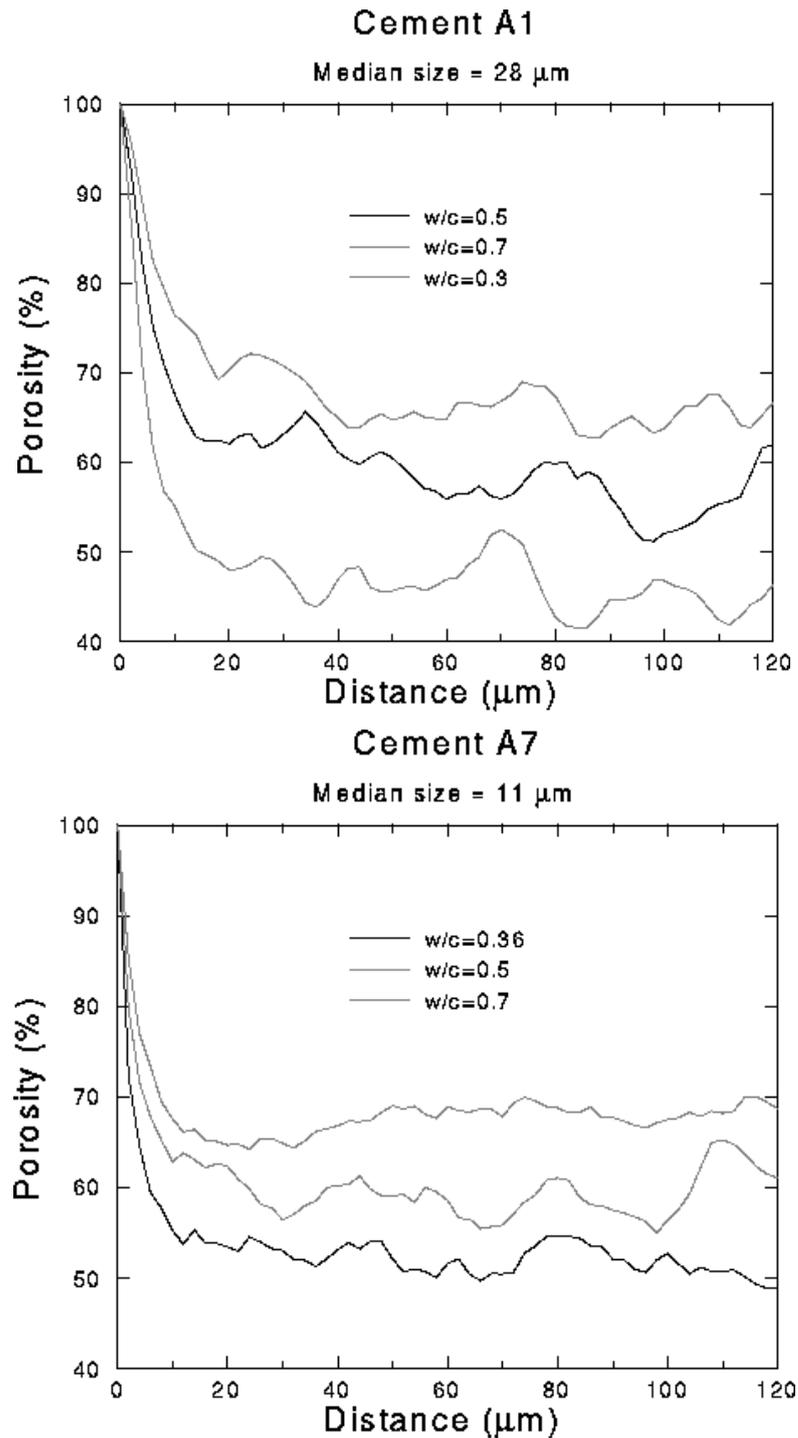


Figure 1-16 Porosité près de l'agrégat, pour deux types des ciments [35]

### 1.2.3.3 Influence d'additions minérales

Il se trouve que les additions minérales peuvent avoir quelque influence sur le développement de la microstructure dans la *ZTI* [23]. Cette influence est causée par deux principaux facteurs, le premiers et la densification dans l'arrangement de particules si la dimension des additions et beaucoup plus fine que la dimension de

grain de ciment. Le second facteur est une modification de processus d'hydratation. En effet sachant que ces deux facteurs agissent simultanément ; il est donc difficile d'analyser leur effet séparément [33,48]. Nous présentons par la suite l'influence de l'addition des fines dont les dimensions sont semblables au grain de ciment ainsi que l'influence d'ultrafine.

#### A. Influence d'addition ultra fine

L'effet des ultrafines tel que la fumée de silice F. S [49-51] dans l'auréole de transition se résume dans la réduction de la porosité et de gradient de rapport  $E/C$  du fait de leur dimension relativement plus petite que celle de ciment. Ceci a pour conséquence une densification de cette zone où la porosité se trouve réduite (figure 1.17)

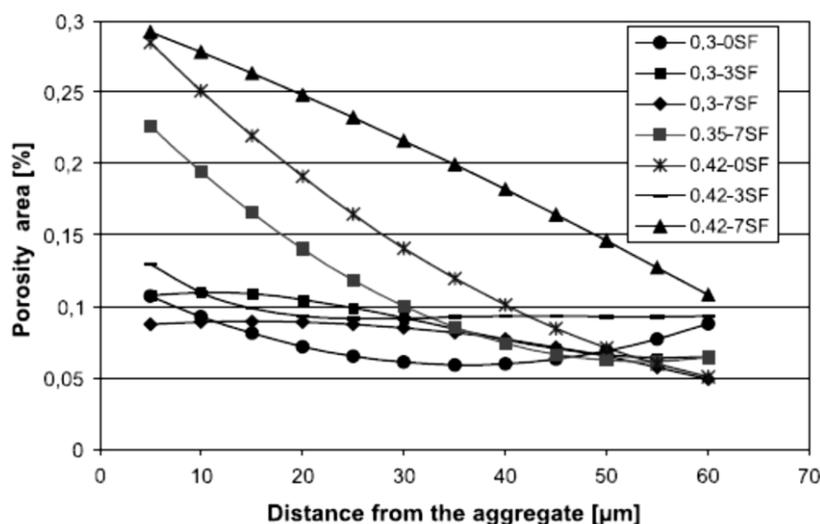


Figure 1-17 Porosité en fonction de la distance d'agrégat pour des différentes teneurs en fumée de silice F. S [49]

De plus une réaction pouzzolanique aura lieu avec la F. S et l'hydroxyde de calcium est consommé dans la pâte du cœur aussi bien que dans la ZTI. Cette modification de la microstructure dans la ZTI a été proposée pour expliquer l'amélioration de la résistance à la compression du béton [40,49,51].

## B. Influence d'addition des fines

Parmi les fines qui peuvent être ajoutées, il y a la cendre volante ou le laitier. Leurs effets n'apparaissent pas pendant les premiers jours d'hydratation [33] car l'effet de paroi n'est pas affecté du moment que ces fines ont les mêmes dimensions que les grains de ciment. Ces additions peuvent agir comme sites de germination par conséquent la cristallisation de la portlandite est plus désorientée.

L'influence de fillers de calcaire sur l'auréole de transition a été étudiée par G. ESCADEILLAS [52]. Pour des tailles différentes de fillers, il a constaté que l'épaisseur ainsi que l'indice d'orientation de portlandite dans la zone de transition diminue avec la taille de fillers de calcaire. Toutefois il faut signaler que l'utilisation de ce type de fillers a une conséquence positive. À la suite de la réaction des fillers il y a formation de carboaluminate de calcium qui remplit les pores dans la zone de transition interfaciale [49].

### 1.2.3.4 Influence du rapport E/C

Le rapport  $E/C$  localement élevé par rapport à la pâte de ciment qui se trouve loin de la surface d'agrégat, conditionne la microstructure de cette zone. En réalité cet accroissement local a pour conséquence une augmentation de la porosité locale. Le ciment ayant plus d'eau à sa disposition peut s'hydrater complètement plus rapidement que dans le reste de la pâte. Les pores étant de plus grande dimension et en plus grand nombre. Les cristaux ont plus de place pour se développer, ce qui entraîne une hydratation différente du ciment de la pâte du cœur. Donc ce paramètre conditionne la microstructure de cette zone d'où toute réduction dans ce rapport a pour effet d'influencer sa qualité. D'où elle se trouve plus densifiée et de taille réduite [44,53,54]. Ceci a été confirmé par le remplacement d'une partie d'eau par le latex qui a fortifié la liaison entre le granulats et la pâte de ciment. Un résultat similaire a été obtenu par VANBEURGEL [35] où l'augmentation de rapport  $E/C$  a eu pour effet d'augmenter la porosité dans la *ZTI* (figure 1.16)

### 1.2.3.5 Effet de l'âge de cure

L'âge de cure, a une influence sur la microstructure de la zone de transition. L'épaisseur et la porosité de cette dernière diminuent avec l'âge de cure [33]

(figure1.18). Ceci vient du fait que la réaction d'hydratation se poursuit et les hydrates se développent occupant plus d'espace tout en réduisant la porosité. Un résultat similaire a été obtenu par B. PERRAIN [27] où il a constaté suite à son étude effectuée sur des mortiers confectionnés avec des granulats de quartz et de calcaire que l'épaisseur de la *ZTI* décroît avec l'âge de cure et la cohésion de la pâte qui la constitue augmente. Donc il y a renforcement de liaison avec le temps [30,38].

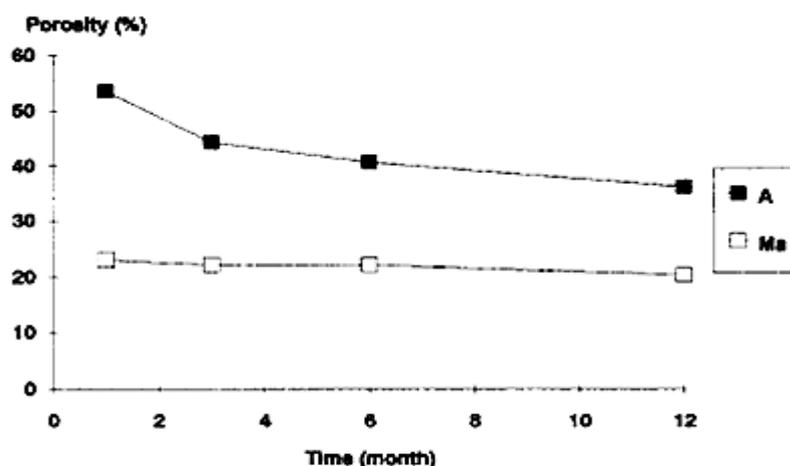


Figure 1-18 Evolution de la porosité dans la *ZTI* (courbe A) et dans la matrice de mortier (courbe Ma) en fonction d'âge de mortier [33]

#### 1.2.3.6 Influence de la différence de rigidité entre la matrice et le granulat

La faiblesse de la zone de transition ne résulte pas seulement de la porosité relativement élevée. Elle est aussi due aux microfissures initiales et haute concentration de contrainte qui est causée par la différence de rigidité entre la matrice et le granulat et le rétrécissement différentiel des deux matières [55-58]. L'augmentation de concentration des microfissures dans la *ZTI*, pendant que le béton est chargé peut être considérée comme défaut qui entraîne les microfissures. Ce processus de microfissures à microfissures est caractérisé par les fissures interfaciales qui grandissent à travers la matrice et se combinent avec les fissures de la matrice pour former des macro-fissures [43].

### 1.2.3.7 Autres effets influençant la microstructure de l'auréole de transition

Il existe autre effet influençant la microstructure de zone dont le détail reste à être clarifier. Parmi ces facteurs on cite la durée de malaxage. A. LEEMENN et al [50] ont observé lord de leur étude de l'effet de compactage sur la *ZTI* que pour de temps de malaxage court la *ZTI* est peu prononcé comparer à un béton bien malaxé. Le type de compactage peut avoir aussi une influence qualitative sur la *ZTI*. Les observations au microscope ont montré que l'augmentation de la porosité et de l'épaisseur (50  $\mu\text{m}$ ) dans cette zone dans un béton auto-compacté (SCC) paraissent être moins prononcées comparer au béton conventionnel vibrée (70 $\mu\text{m}$ ) (CVC) (Figure 1.19). Le compactage a donc une influence considérable sur la porosité et l'épaisseur de la *ZTI*.

La ségrégation, ressuage et le tassement ont aussi des influences sur la porosité de la *ZTI* parce que ces derniers processus sont influencés par la gravité et ils peuvent menés à une *ZTI* anisotrope avec porosité supérieur au fond de granulat et porosité inférieur au sommet [50]

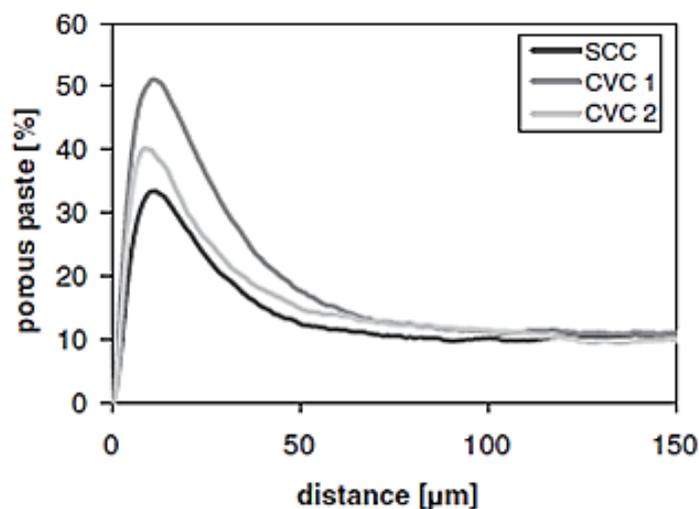


Figure 1-19 Volume moyen des pores dans ZTI, en fonction de la distance de l'agrégat [50].

## 1.2.4 Propriétés de la zone de transition interfaciale

### 1.2.4.1 La porosité

Sachant que *ZTI* est considéré comme le maillon faible des bétons et que toute propriété de cette phase est relative à sa microstructure. On a jugé important de présenté le facteur contrôlant le comportement de cette dernière à savoir la

porosité [33,59]. La quantification de la porosité est souvent mesurée par analyse d'image. Cette technique permet de déterminer la porosité en fonction de la distance d'agrégat. Mais elle ne permet pas d'obtenir la distribution des dimensions des pores. SCINEVER et PRATT étaient les premiers à étudier la microstructure de la *ZTI* sur de vrais spécimens de béton en utilisant cette technique. Leur étude a confirmé que l'effet de parois entraîne une augmentation locale de volume de pores [60]. Une pente dans la porosité observée entre l'agrégat et la pâte du cœur et par la suite confirmé [29]. La 2<sup>ème</sup> technique utilisée dans l'étude de la porosité est la porosimétrie au mercure (mercury intrusion porosimetry (MIP)) c'est une technique qui complète des études SEM sur la porosité d'où elle permet la détermination des dimensions de pores.

L'évolution de la porosité de la *ZTI* avec le temps a été présentée par BOURDETTE et al [61]. Ils ont constaté qu'elle diminue pendant la maturation, alors que la porosité dans le cœur de pâte reste constante. Ces tendances peuvent être expliquées par le phénomène de diffusion.

Plusieurs autres études ont été effectuées sur la porosité de la *ZTI* d'où les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- la porosité dans la *ZTI* est supérieure que celle de la pâte du cœur deux à trois fois plus [62,63]. GORBOCZI et al et BOURDETTE et al [64] proposent une valeur inférieure, 1.5 à 2.5 fois celle de pâte du cœur
- les pores sont plus grossiers dans la *ZTI*
- la dimension des pores est relative à la taille des agrégats
- la porosité relativement élevée au voisinage d'agrégat peut être réduite par l'ajout de Fumée de silice qui améliore la microstructure

#### 1.2.4.2 Les propriétés mécaniques de la zone de transition

Pendant que certains chercheurs étudient la nature des hydrates qui se forment dans la *ZTI* d'autre s'efforcent de caractériser mécaniquement cette liaison. Cette caractérisation a pour but de mieux connaître le comportement sous charge de béton et d'en améliorer les performances. Due à la structure complexe de la *ZTI* et de contrainte de mesure existante, il été difficile de déterminé les propriétés mécaniques de cette zone localement [23]. Par la suite les études effectuées dans ce sens étaient limitées et très peu d'essais effectués pour

caractérisé la *ZTI* sur des mortiers où sur le béton. LYBIMEOVA et PINUS [28], ont étudié la variation de micro-dureté de la *ZTI* (Figure 1.20) dont ils concluent que cette dernière présente des caractéristiques mécaniques faibles.

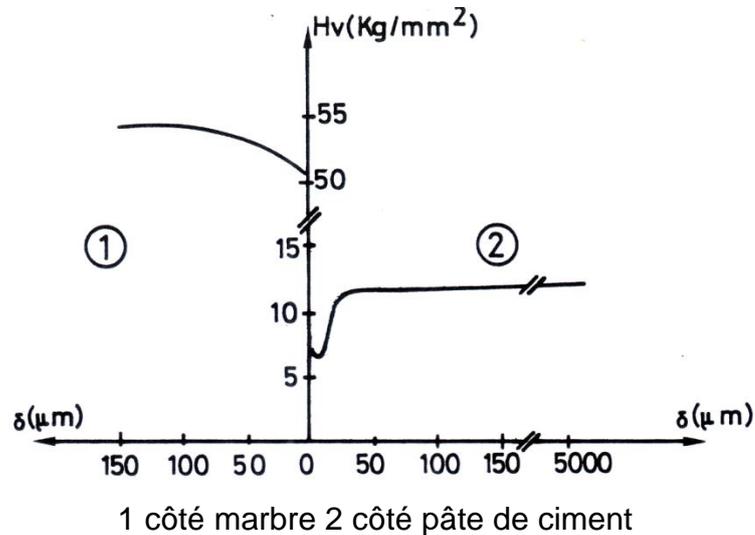


Figure 1-20 Variation de la micro dureté à travers interface [28].

B. PERRIN [27] a observé à l'aide de microscope électronique que la *ZTI* présente un manque de cohésion par rapport au reste de la pâte. La résistance de lien entre granulat et la pâte de ciment a été aussi étudiée par ZIMBELMEN [33], dont le comportement typique est reporté dans la figure 1.21. L'adhésion physique avec les granulats inertes augmente avec le temps (courbe 1). Avec les granulats de calcaire, une adhésion supplémentaire est mesurée due à la réaction chimique où à une épit axial augmentation (courbe 2).

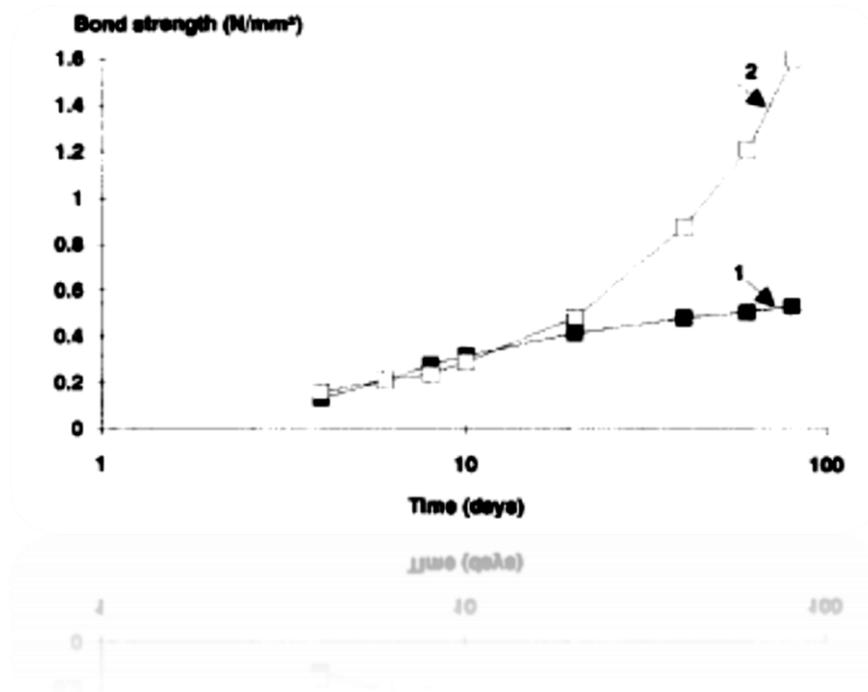


Figure 1-21 Résistance de lien entre la pâte de ciment et le granite (courbe 1), le calcaire (courbe 2) [33].

J. P LUCAS [28], a proposé une méthode expérimentale originale par abrasion. Il a conclu que la résistance à l'abrasion été inférieure dans la *ZTI* que dans la pâte de ciment de cœur (figure 1.22).

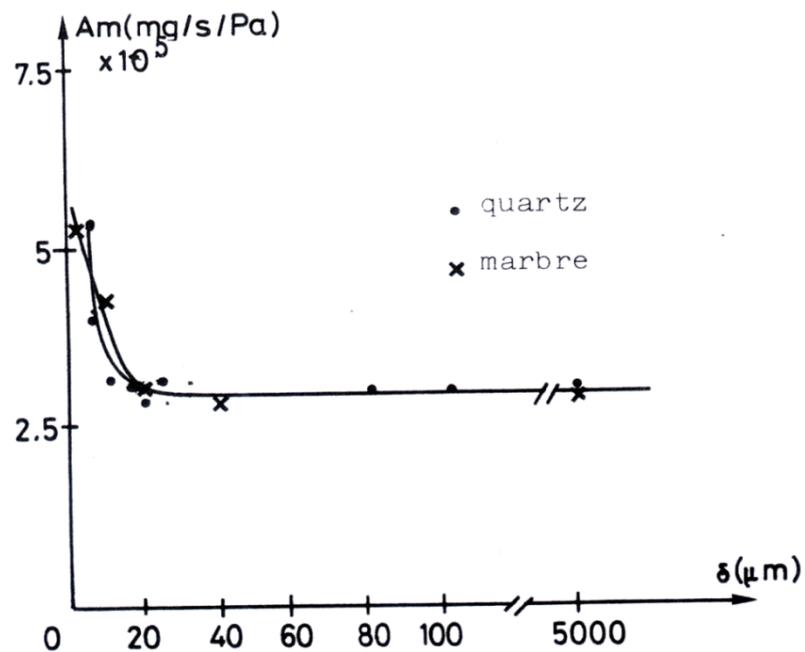


Figure 1-22 Variation de la vitesse d'usure par abrasion de la pâte de ciment en fonction de distance au granulat [28].

Quantifier la force d'adhérence a été source de recherche menée par BERTACHI, HORMAIN, TANIGAWA et ALEXANDRE. Ces derniers ainsi que MINDESS et YANG ont passés en revue une partie de modes expérimentaux mis au point afin de mesurer les résistances à l'interface pâte de ciment -granulat des nombreux paramètres ont été pris en compte et Alexander propose les conclusions suivantes :

- la résistance de liaison diminue quand le rapport  $E/C$  augmente
- la résistance de liaison augmente avec le temps de cure
- elle existe une loi linéaire reliant la résistance de l'interface à celle de la pâte de ciment
- la liaison reste toujours plus faible que le reste de la pâte.

Pour le module d'élasticité de la zone de transition, il a été trouvé fonction de celui de la pâte de ciment mais toujours plus faibles. GARBOCZI et autres [53] supposent le module de compressibilité de cette zone fonction de la distance de l'agrégat dans l'élaboration d'un modèle de prédiction de module de compressibilité de béton. Les résultats de leur modèle se trouvent très proches de ceux trouvés expérimentalement (figure 1.23).

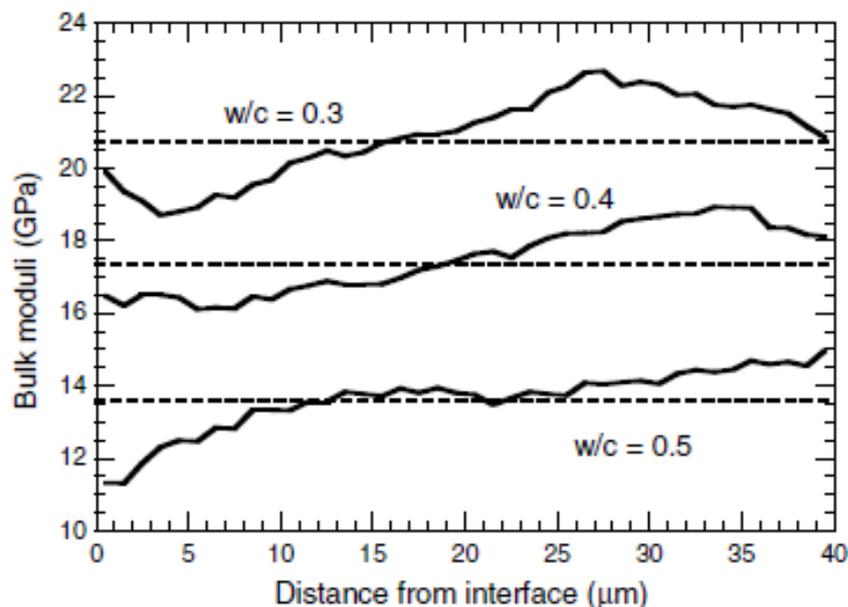


Figure 1-23 Module de compressibilité de ZTI en fonction de la distance d'agrégat

[53]

A part ces essais les recherches actuelles sur la liaison pâte de ciment-granulat ne sont constituées que de méthodes globales et qualitatives.

### 1.2.5 Influence de la ZTI sur les propriétés de béton

#### 1.2.5.1 Influence de la ZTI sur les propriétés mécaniques

Hormis sa microstructure différente de celle de pâte de ciment, la zone de transition interfaciale est considérée comme la phase la plus faible. Elle joue un rôle fondamental et décisif sur le comportement mécanique du béton [25,35,65]. On associe le comportement inélastique de béton à la présence avant tout chargement à des défauts localisés à cette interface. L'intérêt porté sur l'influence de cette phase vient du fait qu'elle constitue une partie assez importante dans le volume de béton [66,67]. Sachant que la fraction de volume d'agrégat dans le béton est autour de 60 à 75% dans ce cas l'espacement entre les granulats adjacents est seulement quelque fois l'épaisseur typique de *ZTI*. Ce fait implique que la pâte de ciment dans la *ZTI* est de fraction de volume considérable et peut par conséquent porter un effet notable sur les propriétés du béton [35]. En particulier sur le module d'élasticité, sur la résistance à la compression et sur la résistance à la traction [28]. Afin de connaître l'influence de cette 3<sup>ème</sup> phase et par la suite essayer d'améliorer les performances de béton, certains chercheurs ont effectué des études dans ce sens. MASO a mené ce type de recherche en rompant des éprouvettes de mortier en compression et en flexion. Afin d'éliminer toute réaction chimique entre la pâte de ciment et le granulat, il les a enrobés d'une fine couche de graisse de silicone. Cette technique a été aussi utilisée par J. P LUCAS, PATTEN et DECALES. Tous ces travaux mènent à la même conclusion : à savoir que les mortiers à granulat non enrobés de graisse ont des résistances mécaniques supérieures à celles dont les granulats sont enduits. Toutefois il a été aussi trouvé que l'épaisseur de cette zone conditionne vraisemblablement en partie la résistance de mortier et de béton. L'étude de l'importance d'accrochage mécanique de la pâte de ciment avec les granulats, sur la résistance des mortiers, a permis à ces chercheurs de conclure que la résistance des mortiers augmente avec le pourcentage des grains cassés. Ceci vient du fait d'une meilleure adhérence. ZIMELER et CEÇER [42] ont essayé d'évaluer la résistance à la traction de béton en fonction de la qualité de la matrice

et de la *ZTI*. Ils ont conclu que la résistance à la compression et la résistance à la traction dépendent de la qualité de la *ZTI*.

L'effet de dimension de très rigide et lisse inclusion sur la formation de *ZTI* et son impact sur les performances de composite béton a été étudié par T. AKÇAOĞLU et autres [68]. Ils concluent que la résistance à la traction chute lorsque la *ZTI* augmente.

Il a été prouvé qu'un mortier de ciment est plus fort que le béton dû à moins de volume de *ZTI* introduit par les granulats grossiers [23]. La réduction dans la résistance à la compression et principalement attribuer à la *ZTI*. Cette phase est alors un facteur qui gouverne de façons importante les propriétés mécaniques du béton [63].

L'augmentation de la porosité dans la *ZTI* a pour effet d'influencer le mode de rupture du béton lorsqu'il est soumis à un effort mécanique. Ceci a été observé par T. AKÇAOĞLU et autre dans leur étude portant sur l'influence de la microstructure de la *ZTI* sur le processus de rupture des éprouvettes en béton sous chargement de compression et de traction indirecte [42,43]. En effet, l'augmentation de porosité a pour effet d'initier et faciliter le développement des fissures dans la *ZTI*. La densité des fissures dans cette zone est fonction du rapport  $E/C$  comme c'est montré dans la figure 1.24. La densité des fissures dans la *ZTI* diminue presque linéairement avec le rapport  $E/C$  pour des chargements de contrainte supérieur à 40% de contrainte critique de compression.

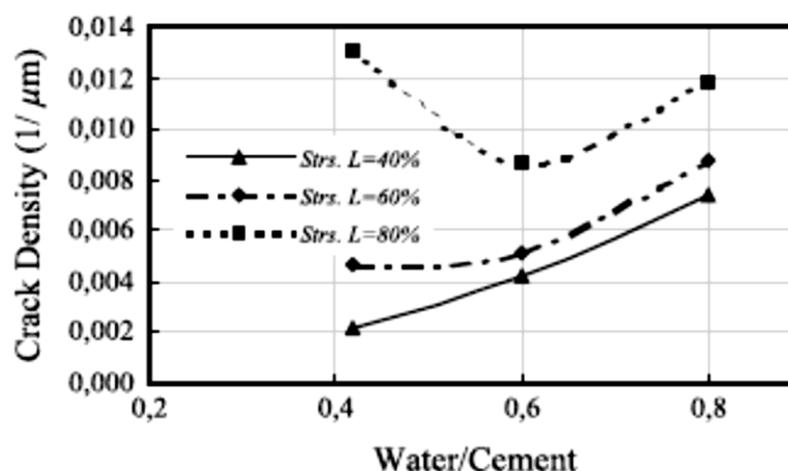


Figure 1-24 Densité des fissures dans la *ZTI* en fonction de rapport  $E/C$  pour trois niveaux de chargement [42]

L'étude de l'influence de diamètre de granulats sur la microstructure de la *ZTI* ne se limite pas à l'épaisseur et à la porosité. Des études plus poussées ont été effectuées tel que l'influence de diamètre sur la résistance à la compression et à la traction. Des résultats dans ce sens étaient obtenus par T. AKÇAOĞLU et autres [43] qui ont montré qu'une relation existe entre la densité des fissures et le diamètre des agrégats. Ils ont utilisé trois types de matrice à savoir une matrice de faible résistance à la compression (LSC), une matrice de résistance moyenne (MSC) et une matrice de résistance élevée (HSC). Sur ces trois composites ils ont appliqué des contraintes. Les résultats montrent que l'ampleur de dégât étant plus grande avec la matrice (LSC) et plus petite avec la matrice (HSC) à tous les niveaux de contrainte de compression. Pour les résistances à la traction, il a été trouvé que lorsque le diamètre de granulats augmente la résistance à la traction chute (figure 1.25).

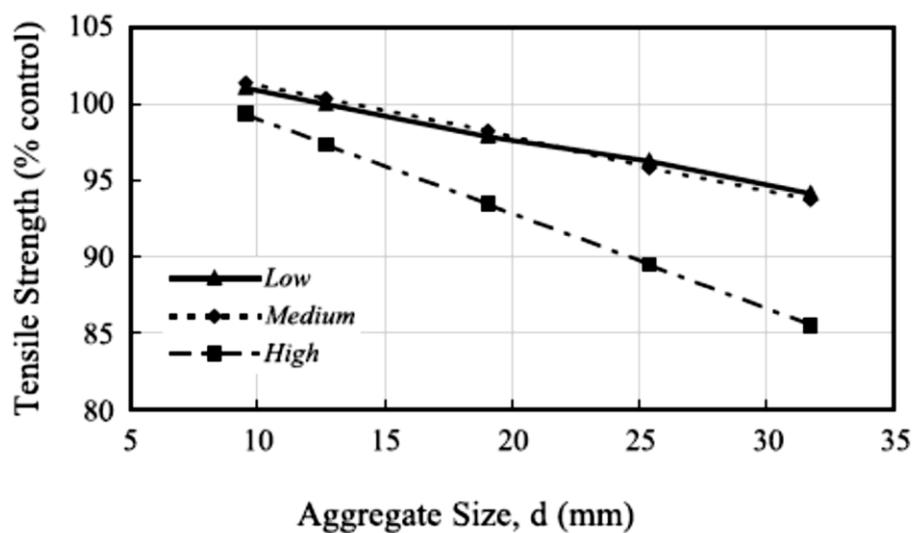


Figure 1-25 Effet de la dimension des agrégats sur la résistance à la traction pour trois types de matrice [43].

Cette chute est due à une concentration de contrainte et de microfissures au voisinage de granulats avec l'augmentation de la surface spécifique.

Parmi les paramètres affectés par la zone de transition il y a aussi le module d'élasticité. COHEN a trouvé que le module d'élasticité du béton peut être réduit par 20% si la région de la surface des granulats est augmentée par 3 fois [69,70]. Aussi il a été constaté que le module d'élasticité de béton est intimement lié au volume et au module d'élasticité de la *ZTI*. GARBOCZI et al [53] ont trouvé que le

module d'élasticité de béton en fonction d'âge d'hydratation chute lorsque le volume de la zone de transition augmente

Donc, on peut tirer de ces différentes études que la structure poreuse de la ZTI influence de manière significative le comportement mécanique de béton.

#### 1.2.5.2 La durabilité

Plusieurs études effectuées mettent en évidence que la durabilité de béton est contrôlé par la qualité des interfaces pâte de ciment-granulat [33]. Les propriétés de transport de ce dernier son affectées par la microstructure de la ZTI et sont facilitées si les ZTI entourant les agrégats sont connectées. Dans le paragraphe suivant nous essayons de résumer les principaux résultats trouvés par certains chercheurs.

Le coefficient de perméabilité à l'eau a été étudié par SKANLY et MINDESS [71] dont les résultats des tests suggérés que la ZTI ne parait pas jouer un rôle considérable quant à la perméabilité. Une semblable conclusion a été obtenue par WAKELY et RAY [72] où la ZTI ne fournissent pas de chemin préféré pour le courant d'eau. Ces résultats ne sont pas en accord avec les résultats de mercury intrusion porosimetry MIP dans lequel l'élargissement des chemins plus grand est expliqué par l'existence de groupe interconnecter de ZTI. En effet fait il parait difficile de mesurer le flux en excès à travers la ZTI dans les essais de perméabilité car son épaisseur est extrêmement petite en comparaison avec les dimensions générales des spécimens.

Sachant que la résistance à la pénétration des ions de chlorure dans le béton est un paramètre Cruciale qui affecte le béton. Plusieurs études ont été faites dans ce sens. Un modèle de prédiction de ce coefficient a été proposé par Q. N. THARI et al [73]. En en tenant compte de la ZTI, ils ont conclu que cette phase constitue le chemin préférentiel pour la pénétration de ces ions. Une conclusion pareille a été obtenue par BRETON et al [74] dont le transport des ions de chlorure a été étudié par deux techniques différentes. Les résultats ont montré une augmentation de diffusivité dans la ZTI dont le coefficient est 12 fois celui de la pâte de ciment du cœur.

J. K. SU et al [62] ont trouvé que le coefficient de migration des ions de chlorure de béton augmente suite à la présence la ZTI. A un volume de granulat  $V_g$  ce coefficient augmente de  $1,19 \cdot 10^{-8}$  à  $1,52 \cdot 10^{-8}$   $\text{cm}^2/\text{s}$  suite à l'effet de la ZTI (figure

1.26). Toutefois il faut signaler que ce coefficient de migration peut être réduit en améliorant les caractéristiques de la *ZTI* soit par ajout de cendre volante soit par ajout de fumé de silice [35,46,75].

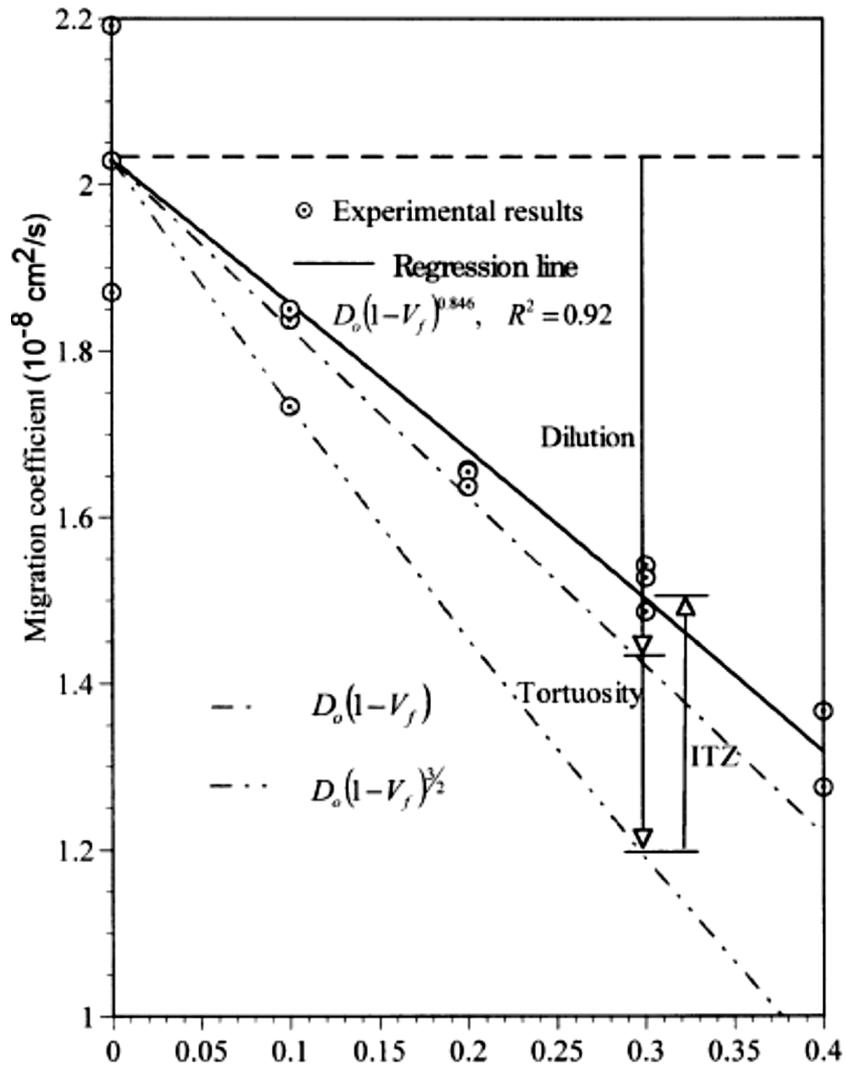


Figure 1-26 Coefficient de migration de chlorure en fonction de volume des agrégats [62]

D. PERRATON et al [69] ont étudié la perméabilité au gaz des mortiers. Ils ont constaté qu'elle est d'autant plus élevée pour les mortiers confectionnés avec les granulats de granite que celle de granulat de marbre. Il se trouve que c'est particulièrement à l'interface pâte-granulat que réside l'explication la plus plausible. La perméabilité à l'air des mortiers résulte de la présence des

microfissures qui facilitent le parcours de l'air à travers le réseau des pores les plus grossier.

Pour la résistance au gel dégel P. VESA et al [49] ont trouvé que cette dernière est directement liée à la microstructure de la *ZTI*. Le béton résistant au gel avait une *ZTI* très mince (<5µm) avec faible pourcentage de portlandite.

### 1.3 Micromécanique du matériau béton

#### 1.3.1 Introduction

Dans la section précédente, on a essayé de donner un aperçu général sur la zone de transition interfaciale et nous nous sommes limités à la présentation de la microstructure de cette dernière ainsi qu'aux facteurs favorisant son apparition et son amélioration. Toutefois on n'a pas signalé que cette zone est en plus le siège de concentration des contraintes avant toute application de charge externe. Dans ce qui vient, on va essayer de donner quelques informations concernant les contraintes induites dans cette zone.

#### 1.3.2 Contraintes dans l'auréole de transition

La zone de transition interfaciale, siège d'une concentration de contrainte dans le béton ordinaire soumis à des actions mécaniques est vraisemblablement le lieu des 1<sup>ère</sup> fissures [42,76]. Ces fissures résultent en réalité de l'extension des microfissures initiales présentes qui ont pour principale cause la différence de rigidité entre les agrégats et la pâte de ciment et de retrait différentiel entre ces deux phases. Ces deux phénomènes réduisent les performances du béton

##### 1.3.2.1 Incompatibilité élastique et retrait différentielle

Bien que le comportement de la pâte de ciment, celui d'agrégat soit sensiblement linéaire le comportement de béton est rarement linéaire jusqu'à la rupture [77,78]. On constate qu'en général, la relation contrainte-déformation de béton est curvilinéaire. Ce changement dans le comportement est lié à la présence de la *ZTI*. En effet, la différence de rigidité entre la pâte de ciment et agrégat génère des concentrations de contraintes aux interfaces matrice-granulat, lorsque le matériau est soumis à un effort quelconque. La figure 1.27 présente l'effet de la rigidité sur le domaine élastique de la relation contrainte déformation

du béton. On remarque que la rigidité du béton est fortement influencée par celle des granulats utilisés.

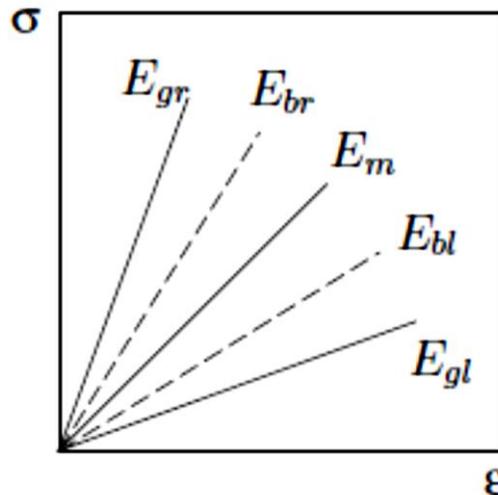


Figure 1-27 Domaine élastique du béton en fonction de la rigidité  $E$  des deux phases (b, m et g : béton, matrice, granulats; r et l : granulats rigides ou légers)

[78]

D'après ce qu'il vient d'être exposé on peut dire que plus les modules d'élasticité des granulats sont supérieurs à ceux des matrices, plus les contraintes générées aux interfaces augmentent. Alors une compatibilité élastique, qui correspond à une faible différence des module d'élasticités entre les deux phases ( $E_g/E_m \approx 1$ ) permet d'améliorer le transfert d'effort de la matrice vers les granulats. Ainsi les concentrations des contraintes se trouvent diminuées et par conséquent la propagation des microfissures. L'utilisation des granulats dont le module d'élasticité est voisin de celui de la matrice, permet de converger vers ce comportement monolithique. Les contraintes générées par l'incompatibilité élastique entre deux phases précitées se superposent à des contraintes résiduelles. Ces dernières résultent principalement de la différence entre le coefficient de dilation thermique de deux phases, et des déformations de la matrice qui sont empêchées par les granulats. Ces déformations de la matrice peuvent avoir pour origine des variations hygrométrique ou la poursuite de l'hydrations de pâte de ciment [16]. L'hydratation progressive et le départ d'eau en surplus provoquent un retrait dans la pâte de ciment. Ce retrait contraint par les granulats générant ainsi des microfissures qui diffusent dans la pâte de ciment

[79]. Ces microfissures sont généralement orientées dans la direction radiale par rapport à l'interface et peuvent accélérer la ruine de composite par rupture des interfaces [80]. Une conclusion similaire à la précédente peut être tirée de ce paragraphe et que la rigidité peut être un facteur efficace à prévenir les dommages résultant de ce retrait [58]. La figure 1.28 reproduit quelques résultats de BENTUR et COLL [81] sur l'efficacité de granulats légers à prévenir les dommages résultant de retrait. Contrairement au béton de granulats rigides, les bétons légers présentent peu de retrait, on observe même une expansion continue jusqu'à 7 jours dans le cas de granulats saturés (figure 1.28. A). Ceci est associé à la poursuite de l'hydratation de la pâte de ciment, rendue possible par l'eau disponible dans le granulats. Par conséquent les contraintes induites en condition de retrait empêché sont aussi largement diminuées (figure 1.28. B). La faible intensité des contraintes induites dans le béton léger est également influencée par le faible module élastique de granulats.

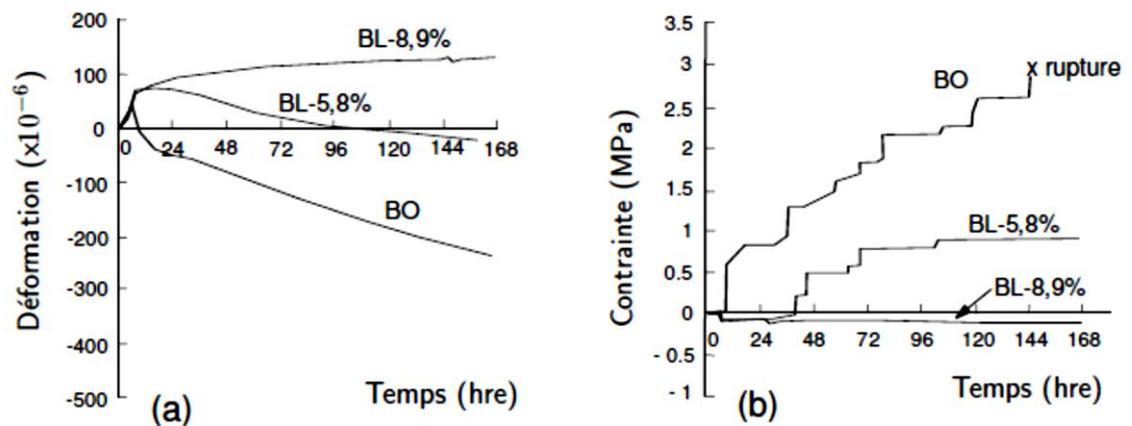


Figure 1-28 Retrait endogène en fonction du temps : déformations libres (a) et contraintes induites par le retrait empêché (b) ; bétons légers avec granulats saturés, BL-8,9 %, et partiellement saturés, BL-5,8 %, béton de granulats rigides, BO, d'après BENTUR & COLL [81]

### 1.3.2.2 Concentration de contrainte autour d'un granulats

Supposons une matrice infinie à l'intérieur duquel est noyé un granulats sphérique. Cette matrice est soumise à un champ de contrainte unitaire, uniaxial et uniforme (figure 1.29. A). La méthode d'analyse développée par GOODIER [82] pour le calcul des concentrations de contrainte à l'interface matrice-granulats suppose que la matrice, le granulats sont élastiques, isotropes et homogènes.

L'adhérence entre deux phases est considérée parfaite. La figure 1.29. b montre l'orientation des contraintes radiale  $\sigma_{rr}$ , tangentielle  $\sigma_{\theta\theta}$  et  $\sigma_{\psi\psi}$  (dans le plan et perpendiculaire au plan de chargement) ainsi que le cisaillement  $\tau_{r\theta}$ . Ces contraintes sont montrées, pour un angle  $\theta$  au centre de granulat défini par la direction de chargement et la position de l'élément considéré, et pour une distance (a) par rapport au centre de granulat ( $a = r = 1$  pour un élément situé à l'interface).

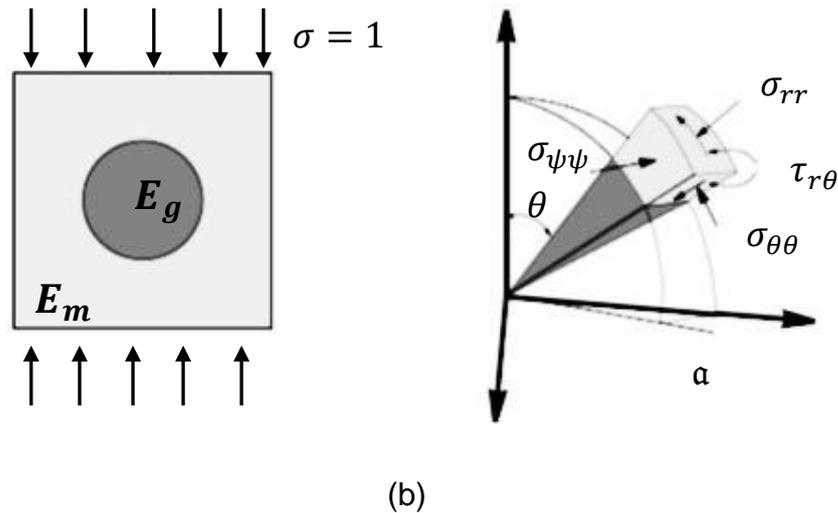


Figure 1-29 Granulat sphérique noyé dans une matrice infinie soumise à un champ de contraintes uniaxial (a) et concentrations de contraintes à l'interface matrice-granulat (b)

La comparaison de distribution de contrainte radiale et tangentielle calculées selon cette méthode pour un granulat rigide  $E_g/E_m=5$  et pour un granulat léger  $E_g/E_m = 1/5$  est présentée dans la figure 1.30 et 1.31. Cette comparaison est faite pour un champ de contrainte de compression et pour un coefficient de poisson supposé égal à 0, 20 pour toutes les phases. Pour ces rapport de rigidité, on remarque que l'intensité de la contrainte radiale, maximale dans la direction parallèle au champ de contrainte, diminue en fonction de rapport  $E_g/E_m$ . Le granulat léger ne mobilise alors que 20% de la contrainte radiale mobilisées par le granulat rigide ( $0,33\sigma$  vs  $1,67\sigma$ ). L'intensité de la contrainte tangentielle, maximale dans la même direction augmente avec la diminution du rapport  $E_g/E_m$ . La matrice mobilise une contrainte tangentielle 5 fois plus grande lorsqu'il s'agit d'un granulat léger ( $1,67\sigma$  vs  $0,33\sigma$ ). La contrainte maximale de compression dans la matrice est toutefois équivalente pour les deux rapports de rigidité ( $1,67\sigma$  figures 1.31. a et 1.31. b). Par ailleurs la

figure 3.5 montre que la diminution du rapport  $E_g/E_m$  tend à inverser la contrainte tangentielle au sommet du granulat. En effet la contrainte de compression calculée dans le cas de granulat rigide devient une contrainte de traction dans le cas de granulat léger.

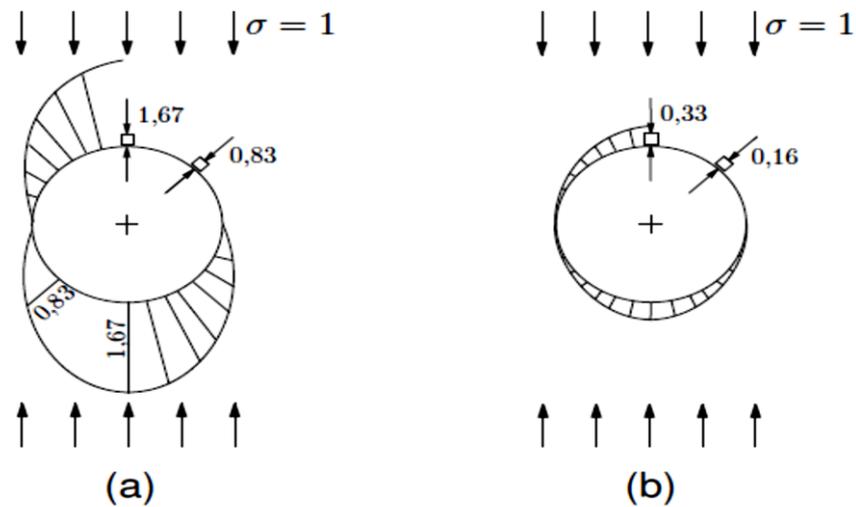


Figure 1-30 Contraintes radiales  $\sigma_{rr}$  autour d'un granulat sphérique : (a)  $E_g/E_m = 5$ , (b)  $E_g/E_m = 1/5$  [83]

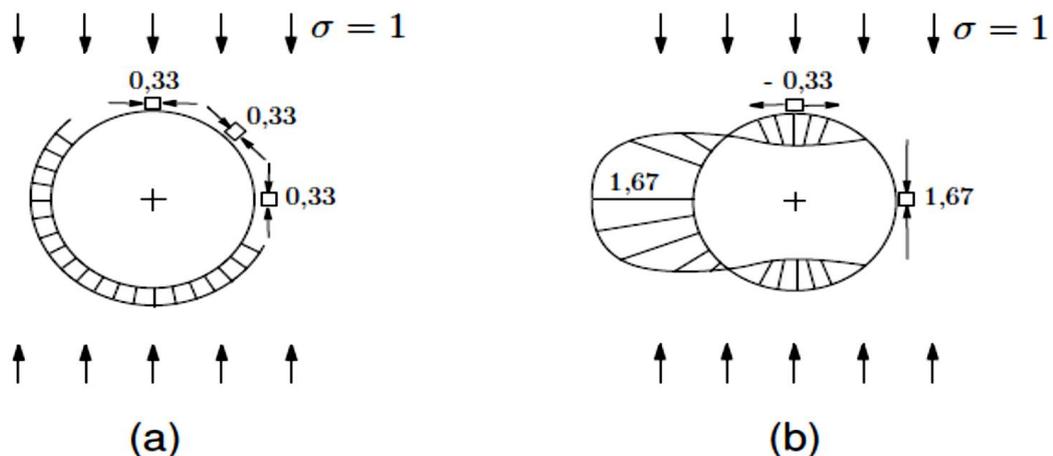


Figure 1-31 Contraintes tangentielles  $\sigma_{\theta\theta}$  autour d'un granulat sphérique : (a)  $E_g/E_m = 5$ , (b)  $E_g/E_m = 1/5$

Les figures 1.30 et 1.31 permettent de constater l'influence de la rigidité des phases sur le cheminement des contraintes. Une étude plus détaillée comme celle effectuée par BREMNER [83] montre que la traction au sommet, du granulat léger est bi-axiale et que des concentrations des contraintes de traction, parallèles au

plan de chargement, se développent sur le pourtour du granulat rigide. En fin, des concentrations des contraintes de cisaillement, importantes dans le cas du granulat rigide, se développent à un angle  $\theta=45^\circ$  pour les deux rapports de rigidité.

L'étude des contraintes principales en fonction du rapport  $E_g/E_m$  simplifie l'analyse des concentrations de contrainte à l'interface matrice-granulat. La figure 1.32 présente l'évolution des contraintes principales minimales et maximales en fonction du rapport  $E_g/E_m$ . Cette figure laisse supposer que l'utilisation de granulat dont le module élastique est de même ordre de grandeur que celui de la matrice ( $E_g/E_m=1$ ), pourrait diminuer significativement les concentrations des contraintes autour des granulats. La diminution de concentration des contraintes permettrait alors de compenser la faible résistance de ces granulats par rapport aux granulats plus rigides.

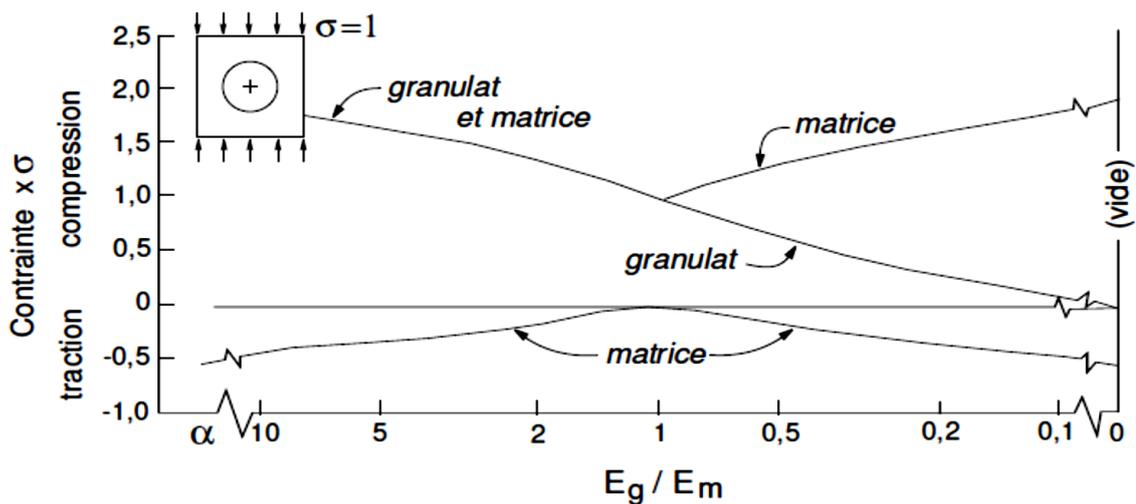


Figure 1-32 Contraintes principales (min et max) à l'interface d'un granulat sphérique en fonction du rapport  $E_g/E_m$  et pour  $\nu_g = \nu_m = 0; 20$  ; d'après

BREMNER [83]

#### A. Influence de la taille des granulats

Les concentrations des contraintes dues à la présence d'un seul granulat dans le modèle de GOODIER sont maximales au niveau de l'interface et s'étendent à l'intérieur d'une sphère dont le rayon ne dépasse pas quatre fois celui du granulat. Ainsi, plus le diamètre de granulat est grand et plus la zone perturbée est étendue. La dimension des microfissures, formées lorsque les concentrations

de contraintes sont supérieures à la résistance à la traction ou au cisaillement de l'interface, est aussi fonction de la taille de granulat (longueurs et ouverture des microfissures). La figure 1.33 présente la zone d'influence d'un vide pour les directions les plus critiques, c'est-à-dire  $\theta=0^\circ$  et  $\theta=90^\circ$  par rapport à la direction d'un champ de contraintes uniaxial et unitaire  $\sigma$

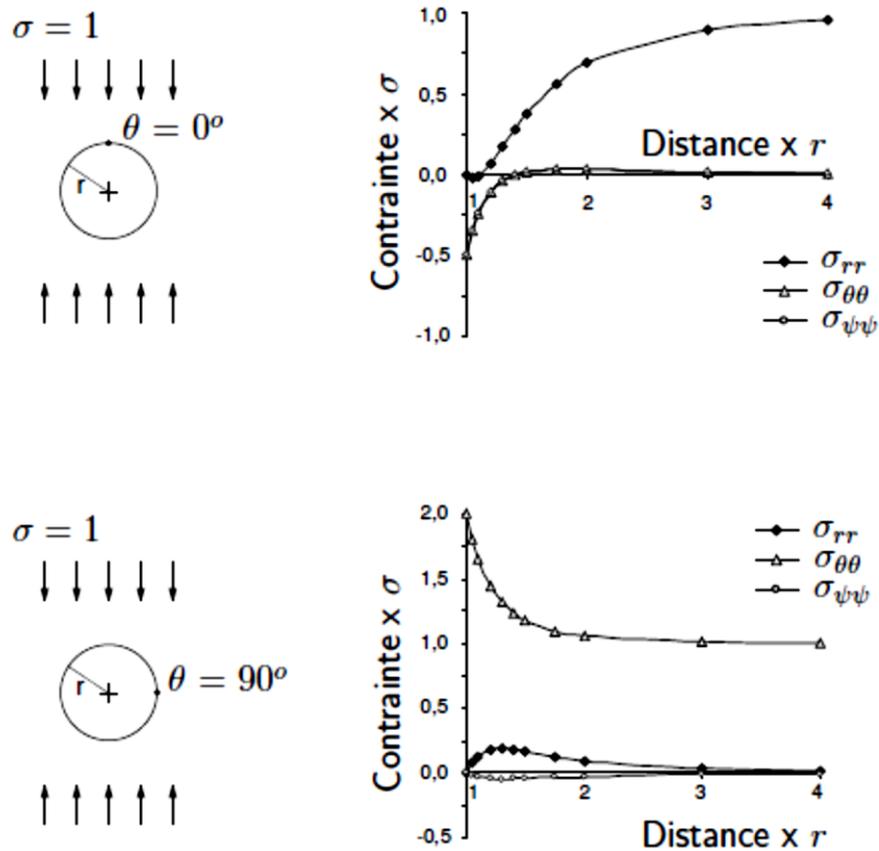


Figure 1-33 Zone d'influence d'un vide ( $E_g = 0$ ) dans les directions  $\theta = 0^\circ$  et  $\theta = 90^\circ$  pour un champ de contraintes uniaxial et unitaire

### B. Influence de la proportion volumique de granulats

Dans un matériau comme le béton, la proximité des granulats induit des interactions qui influencent le cheminement des contraintes et par conséquent le comportement mécanique du matériau. Alors, l'utilisation du modèle de GOODIER est limitée car ce dernier n'implique qu'un seul granulat.

## **CHAPITRE 2**

### **PROJET DE RECHERCHE**

Dans le cadre de notre travail nous nous sommes intéressés à définir un modèle de prédiction des performances du béton qui tient compte de l'influence des différentes phases constitutives. A cette fin, nous avons scindé notre travail de recherche en deux parties distinctes :

- Une partie analytique
- et une partie expérimentale

#### 2.1 Partie analytique

Cette partie est divisée en deux sections, dont la première sera consacrée à la présentation de quelques méthodes d'homogénéisation qui permettent de prédire le module d'élasticité des bétons. Ces modèles seront par la suite validés par quelques résultats expérimentaux dont la majorité sont tirés de la littérature. La présentation de cette section était indispensable afin qu'une étude comparative puisse être faite entre les prédictions de ces modèles et celles obtenues par le modèle qui sera présenté dans la deuxième section.

La seconde section aura pour objectif de définir un modèle qui permet de prédire le module élastique de béton ainsi que sa résistance à la compression. L'approche choisie est basée sur la mécanique des matériaux composite à inclusion sphérique.

#### 2.2 Partie expérimentale

La partie expérimentale a pour but la validation du modèle et l'évaluation du comportement mécanique des bétons. L'étude a été dirigée à la fois sur les propriétés mécaniques de la matrice et du béton car il est trop laborieux de déterminer les propriétés mécaniques des granulats. Les propriétés mécaniques à déterminer en fonction de l'échelle d'observation sont résumées dans la figure 2.1.

Mortier :	Pâte de ciment + Sable	$\left\{ \begin{array}{l} f_c \\ E \end{array} \right.$
Béton :	Matrice +Gravier	$\left\{ \begin{array}{l} f_c \\ E \end{array} \right.$

Figure 2-1 Propriétés mécaniques en fonction de l'échelle d'observation :  
résistance en compression  $f_c$  , module élastique  $E$

Les essais ont été limités pour les granulats à l'analyse granulométrique et mesure de densité. Pour les essais de compression et du module élastique ils ont été d'abord effectués sur les mortiers ensuite sur les bétons.

### 2.3 Choix des matériaux

#### 2.3.1 Matrice de pâte de ciment

De manière générale la qualité de la matrice cimentaire peut varier suivant plusieurs paramètres allant du rapport  $E/C$ , du type de ciment jusqu'aux adjuvants et température. Ces derniers peuvent également influencer de façon considérable les propriétés du béton. Dans cette étude, les propriétés des bétons étudiés sont évaluées pour une seule matrice déterminée par le rapport eau sur ciment  $E/C = 0,5$ . Cette matrice a été réalisée avec un ciment type CEM II/A 42,5 issu de la cimenterie de M'sila ; de densité de 3,1 et de surface spécifique de l'ordre de  $3400 \text{ cm}^2/\text{g}$

#### 2.3.2 Matrice de mortier

Une seule matrice est utilisée de rapport  $E/C = 0,5$ . Le dosage en sable a été conservé à un pourcentage de 20% pour toutes les matrices (Tableau 2.1).

Tableau 2-1 Composition des matrices de mortier

Matériaux	Ciment	Eau	Sable
Quantités (kg/m <sup>3</sup> )	810,46	405, 23	883,33
Densité des mortiers	2,1		

### 2.3.3 Granulats

#### 2.3.3.1 Sable

Le sable (0/5) choisi provient de la carrière de Hammam Alouane de densité 2,65. L'analyse granulométrique par tamisage a été réalisée suivant la norme NF 18-560 dont les résultats sont présentés dans l'annexe I.

Le module d'élasticité de ce sable est de 56,88 GPa il a été estimé en fonction de sa densité à l'aide de l'équation 6-1 donné par MULLER-ROCHHLOZ [84].

$$E_g = 8 \cdot \rho^2 \quad (2-1)$$

#### 2.3.3.2 Graviers

La qualité des granulats utilisés dans ce programme expérimental est un paramètre très important de notre étude. Pour cela cinq types de graviers ont été utilisés ; leurs caractéristiques physiques sont présentées dans le tableau 2.2. Il faut signaler que le module d'élasticité a été estimé à l'aide de l'équation (2-1) excepté celui des granulats de mortiers concassés il est obtenu expérimentalement (tableau 2.3).

Le premier type de granulats est du type Granitoïde qui provient de la carrière de Si Mustapha, le deuxième est du type Siliceux provenant de Laghouat, le troisième est un granulat calcaire provenant de la région d'Alger centre et le quatrième est un granulat léger plus précisément de l'argile expansée bouletée. Ces types de granulats ont l'avantage d'avoir les propriétés relativement uniformes. Le dernier type de granulat est un granulat artificiel obtenu par concassage d'un mortier de même composition que celle de la matrice mentionnée dans le tableau 2.1. Ce dernier type de granulat a été utilisé afin d'avoir un module d'élasticité identique à celui de la matrice d'examiner par la suite le comportement global du béton.

Tableau 2-2 Les propriétés physiques des agrégats

Type d'agrégat	Désignation	Forme	Densité	Absorption d'eau(%)
Calcaire	I	Anguleux	2.64	1.18
Granitoïde	II	Anguleux	2.47	2,60
Silice	III	Rond	2.70	0,43
Granulats de mortier	IV	Anguleux	2.09	7
Granulats légers	V	Rond	1.30	10

Tableau 2-3 Module d'élasticité des différents graviers utilisés

Type de gravier	Granitoïde	Calcaire	Quartz	Gravier léger	Gravier de mortier	
					7 j	28 j
Module d'élasticité (GPa)	49.41	56.46	59.05	13.68	17.76	19.73

Les courbes granulométriques des différents types de graviers utilisés sont rapportés en annexe I.

#### 2.4 Procédures d'essais

Tous les mélanges ont été gâchés dans un malaxeur à béton de capacité 45 litres en suivant les mêmes séquences de malaxage. L'eau est d'abord introduite dans le malaxeur, le ciment est ensuite ajouté graduellement pour obtenir une pâte de ciment. Le sable a été introduit à la pâte de ciment puis malaxé jusqu'à homogénéisation complète. Dans le cas des bétons les granulats sont ajoutés en derniers afin d'éviter leur fragmentation. Les mélanges ont été malaxés au moins deux minutes après l'introduction du dernier constituant.

Pour toutes les compositions, la mise en place dans les moules a été réalisée par pilonnage, afin d'éviter toute ségrégation ; le démoulage a été effectué 24heures après le gâchage.

Pour les essais mécaniques, ils ont été effectués après 7 et 28 jours de mûrissement sous l'eau à une température égale à  $23 \pm 2$  °C ; les résistances à la compression ainsi que les modules d'élasticités ont été évalués sur des cylindres de 16x32cm préalablement surfacés à l'aide d'une couche de soufre, conformément aux normes NF. P18-416. Ces essais ont été conduits en respectant une vitesse de chargement constante de 0,5MPa/S ; les modules d'élasticités ont été mesurés en faisant varier le chargement entre 10 et 40 % de la résistance à la compression. L'appareillage de mesure comprend une la presse et un extensomètre électronique destiné à mesurer la variation de longueur des éprouvettes. Les deux extrémités de cet extensomètre sont placées sur deux plots collés sur les faces verticales de l'éprouvette à une distance égale au moins à un quart de la longueur de l'éprouvette ( $L/4$ ) comme montré dans la figure 2.2. Les lectures des déformations sont faites par palier de 25 KN. Par ailleurs, le but de l'essai est de déterminer l'ordre de grandeur tout en assurant une bonne répétabilité des résultats.

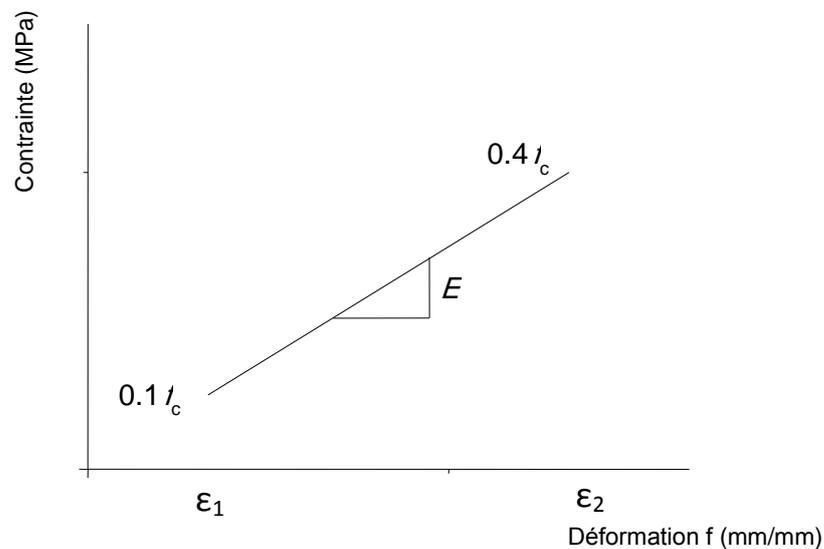


Figure 2-2 Courbe contrainte- déformation

## CHAPITRE 3

### MODELES D'HOMOGENEISATION

#### 3.1 Introduction

Substituer, un matériau hétérogène par un matériau homogène qui répond globalement de la même façon à une sollicitation donnée est le principe de la procédure d'homogénéisation bien connu en mécanique des matériaux. Cette procédure consiste mathématiquement en l'écriture à une échelle macroscopique d'une relation de comportement homogène en fonction des propriétés des différents composants du matériau à une échelle dite microscopique. Ainsi pour un matériau composite macroscopiquement homogène comme le béton, l'échelle microscopique c'est l'échelle où l'on distingue la matrice et les granulats. La technique d'homogénéisation dans ce cas consiste à définir son comportement homogène équivalent à partir des caractéristiques de ces deux phases. Selon les méthodes d'homogénéisations et leurs exactitudes, ces méthodes intègrent les caractéristiques mécaniques de ces constituants ainsi que leurs proportions.

Dans ce chapitre on va présenter quelques méthodes d'homogénéisations, qui seront ensuite mise en œuvre sur des bétons. Les résultats de ces approches sont confrontés à des résultats expérimentaux tirés de la littérature. Enfin les résultats obtenus par les différentes approches seront confrontés entre elles.

#### 3.2 Etude biobibliographique sur les modèles des prédictions

Les recherches faites sur les matériaux ont permis de constater que le béton n'est pas un matériau bi-phasique, constitué d'inclusion dispersée aléatoirement dans une matrice de pâte de ciment comme il a été longtemps suggéré mais il est constitué d'une troisième phase qui est la zone de transition. Généralement les modèles traditionnels utilisés pour obtenir les propriétés mécanique d'écrivent le béton comme un matériau bi-phasique [84] tel que le modèle en série de REUSS [85], le modèle en parallèle de VOIGT [86], ainsi que les limites de HASHIN et SHTRIKMAN (H-S) [87]. HIRSCH [88] et COUNTO [89], LYDON et BALENDREN [90] ont suggéré des expressions empiriques pour l'estimation de module élastique des mortiers ou béton. Les confrontations entre

les résultats obtenus par ces modèles et les résultats expérimentaux ont montré qu'ils sont non appropriés pour les prédictions. Ce qui a nécessité la prise en compte de la *ZTI* car il a été prouvé expérimentalement que les modules élastiques des bétons étaient intimement liés aux modules élastiques et aux fractions volumiques de cette zone [91-92].

MONDEL et DANTU [93] ont expérimentalement vérifié les limites de HASHIN et SHTRIKMAN pour les composites de ciment. MONTEIRO [94] a montré en utilisant ces limites que les mortiers et les bétons ne peuvent pas être considérés comme biphasique. SIMONENOVE et AHMED [95] ont également employé les limites de (H-S) pour évaluer l'importance de la *ZTI* sur les modèles élastiques globaux des bétons. ZHON et AI [96], CHRISTENSEN et LO [97-98] ont obtenu des solutions exactes pour les modules élastiques dans leur modèle triphasique constitué d'une matrice, d'inclusion et d'un milieu homogène équivalent. RAMESH et AI [99] ont employé un modèle à quatre phases constitué d'agrégat, de la zone de transition, de la matrice et d'un milieu homogène équivalent. Ce modèle est devenu connu sous le terme « Generalized self-consistent Scheme (GSCS) ». HERVÉ et ZAOUÏ [100] ont prolongé la méthode de CHRISTENSEN pour un modèle composé de  $n$  phases. LUTZ [35-101] a appliqué un modèle dans lequel le module élastique de la *ZTI* varie suivant une fonction radiale. Ce modèle a été développé par LUTZ et MONTEIRO [102], LUTZ et ZIMMERMANN [103] pour estimer la variation de module de compressibilité dans la *ZTI*. LI et al proposent une méthode mécanique dans laquelle la microstructure de béton est simulée et la méthode d'élément finis est employée pour l'analyse de contraintes dans le béton. Il a été trouvé que le module du béton était étroitement lié à l'épaisseur et au module de la *ZTI*. LI et al [104-105] ont également proposé un modèle à quatre sphères pour la prédiction du module élastique du béton. Afin d'étudier la microstructure, la conductivité ainsi que les propriétés mécaniques du béton un modèle microstructural appelé le noyau dur et la coquille mou HCSS est proposé par GARBOCZI et al [106-109]. Dans ce modèle toutes les *ZTI* étaient de même épaisseur et uniforme autour des chaque agrégat. Leurs propriétés ont été tracées sur une particule uniforme, faisant une seule inclusion large qui a les propriétés élastiques élastique équivalente à l'inclusion composée originale. Les propriétés élastiques du composé entier ont été calculées avec la théorie connue sous « Differential Effective Medium Theory (D-EMT) », en considérant la pâte du cœur

et la particule effective [107-108]. Les résultats de la simulation avec D-EMT ont été successivement comparés avec la méthode d'élément finis dans 2D et 3D avec la simple variation de distribution de la taille de particule, une excellente précision a été trouvée avec cette théorie.

Afin de calculer les modules élastiques du béton NADEAU [110-111] a développé un modèle plus ou moins complet lorsqu'il prend en compte le gradient des propriétés de la ZTI. La chute dans le rapport  $E/C$  en s'éloignant des inclusions a été prise en compte dans la reconstitution de la microstructure. Une fois cette dernière installée il a employé une théorie connue sous « self consistent effective medium theory » pour calculer les propriétés élastiques du béton.

L'étude de NADEAU a été améliorée par SHAH et al [53] où ils ont utilisé à nouveau (D-EMT) théorie. Cette équipe a introduit dans leur étude des mesures expérimentales précises, des modules élastiques et degrés d'hydratations pour plusieurs mortiers et béton. La distribution de portlandite CH entre la pâte du cœur et la ZTI a été aussi utilisée dans la représentation de microstructure de ces deux régions. Les améliorations apportées par cette équipe ont donné d'excellents résultats sur le calcul des modules élastiques des bétons qui se trouvent très proches des résultats expérimentaux.

### 3.2.1 Modèle d'homogénéisation

Sachant que le béton est un matériau fortement hétérogène à différents échelle d'observation. Il se trouve que nous devons avoir recours aux méthodes d'homogénéisations si nous volons prédire son comportement macroscopique globale [12]. Les premiers modèles d'homogénéisations remontent aux travaux de Voigt et Reuss. Ensuite des bornes à caractère beaucoup plus général et sans restriction quant à la géométrie d'inclusion ont toutefois été établies par HASHIN et SHTRIKMAN (H-S). Nous allons présenter dans cette section ces modèles

Pour simplifier l'écriture et pour comprendre le principe d'homogénéisation nous considérons le béton composé de deux phases, une l'inclusion désigné G ayant pour fraction volumique  $V_g$  et du module d'élasticité  $E_g$ . La seconde phase est la matrice désigné M de volume  $V_M$  et de module d'élasticité  $E_M$

### 3.2.1.1 Modèle de REUSS (R)

C'est un des plus simples modèles pour l'évaluation de module élastique effective des matériaux composites. Ce modèle [85] appelé aussi modèle en série suppose que le composite de volume  $V$  et de module  $E$  soumis à un champ de contrainte de compression uniaxial et uniforme est constitué des deux phases G et M placée en série l'une à l'autre, comme l'illustre la figure ci-dessous :

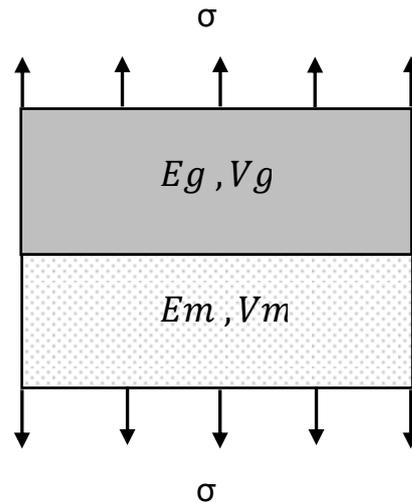


Figure 3-1 Modèle de REUSS

Dans ce cas le champ de contrainte dans chacune des deux phases est uniforme en tout point et égal au champ de contrainte  $\sigma$

$$\varepsilon \cdot V = \varepsilon_g \cdot V_g + \varepsilon_m \cdot V_m \quad (3-1)$$

$$(\sigma/E) \cdot V = (\sigma/E_g) \cdot V_g + (\sigma/E_m) \cdot V_m \quad (3-2)$$

Où le module d'élasticité de solide homogène équivalent s'écrit :

$$1/E = 1 - V_g/V \cdot E_m + V_g/V \cdot E_g \quad (3-3)$$

### 3.2.1.2 le modèle de VOIGT (V)

Le modèle de VOIGT est similaire au modèle de REUSS mais cette fois les deux phases sont supposées disposées parallèlement [86]. Ce modèle part du principe que le champ de déformation dans chacune des phases est uniforme en tout point (Figure 3.2) et égal au champ de déformation moyen  $\varepsilon = \sigma / E$  . Sous cette condition, le champ de contrainte dans chaque phase s'écrit  $\sigma = \varepsilon \cdot E$  .

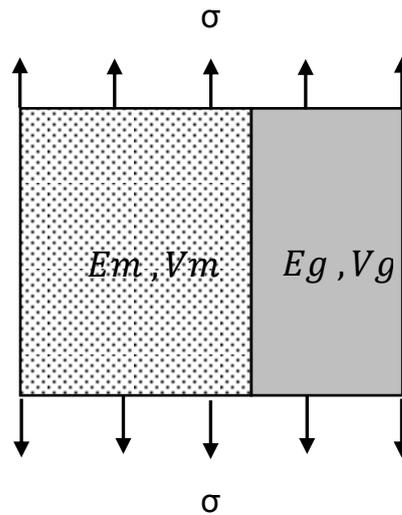


Figure 3-2 Modèle de VOIGT

Sous cette condition l'équilibre s'écrit

$$\sigma \cdot V = \sigma_g \cdot V_g + \sigma_M \cdot V_M \quad (3-4)$$

$$E \cdot \varepsilon = E_g \cdot \varepsilon \cdot V_g / V + E_M \cdot \varepsilon \cdot V_M / V \quad (3-5)$$

Le module élastique du solide homogène équivalent est alors

$$E = E_g \cdot V_g / V + E_M (1 - V_g) / V \quad (3-6)$$

Ces deux précédentes expressions constituent d'après Hill les deux limites à l'intérieur desquelles se trouve le module d'élasticité homogénéisé réel [112].

### 3.2.1.3 les modèles combinés VOIGT et REUSS

Les bornes de "VOIGT" et "REUSS" peuvent être enrichies en les combinant entre elles. DE LARRAD [113] a proposé deux combinaisons qui seront présentées dans le paragraphe suivant.

Ces deux dernières sont désignées par le modèle combiné de "VOIGT / REUSS" (VR) et le modèle combiné REUSS / VOIGT (RV). Ces deux combinaisons seront comparées aux deux bornes de VOIGT et REUSS dans le cas d'un béton classique.

### i) Modèle VOIGT et REUSS (VR)

Le modèle (VR) combine le modèle de VOIGT à celui de REUSS de la façon suivante : L'inclusion désigné (G), est placée en parallèle avec une partie de la matrice désigné M de volume  $V_g^{1/3} - V_g$ , le tout étant placé en série avec le restant de la matrice figure3.3

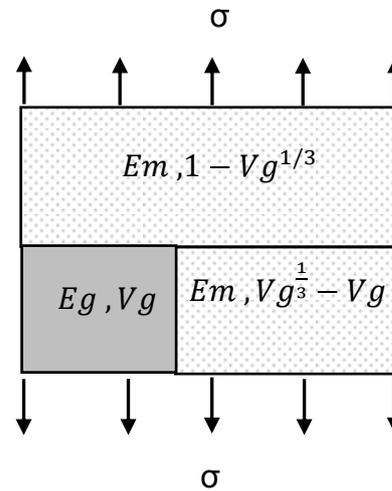


Figure 3-3 Modèle combiné VR

Le module d'élasticité de la partie en parallèle désigné  $E_p$ , est déterminé avec le modèle de VOIGT où :

$$E_p = E_m + V_g^{2/3} (E_g - E_m) \quad (3-7)$$

Le module d'élasticité du modèle complet est ensuite déterminé en utilisant l'approximation de REUSS soit :

$$1/E_{VR} = 1/E_m + V_g^{1/3} (1/E_p - 1/E_m) \quad (3-8)$$

### ii) Modèle REUSS et VOIGT (RV)

Le modèle RV combine le modèle de REUSS à celui de VOIGT. Il s'agit cette fois à placer l'inclusion en série avec une partie de la matrice de volume  $V_g^{1/3} - V_g$ . Le tout étant supposé en parallèle avec le reste de la matrice (Figure 3.4)

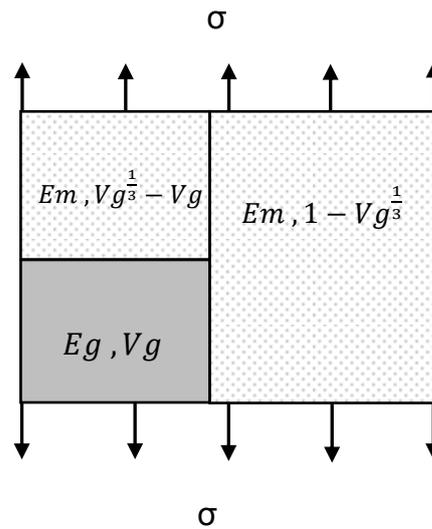


Figure 3-4 Modèle combiné de REUSS / VOIGT (RV)

Le module d'élasticité de la partie en série désigné  $E_S$ , est déterminé avec le modèle de Reuss où :

$$1/E_S = 1/E_m + V_g^{2/3} (1/E_g - 1/E_m) \quad (3-9)$$

Le module d'élasticité équivalent total, obtenu selon l'approximation de VOIGT, est exprimé par :

$$E_{RV} = E_m + V_g^{1/3} (E_S - E_m) \quad (3-10)$$

Les prédictions calculées par approximation de VOIGT et REUSS sont améliorées par les deux modèles combinés VR et RV. Une meilleure estimation du comportement équivalent est par la suite obtenue. Cette amélioration est illustrée à travers une application numérique sur un milieu à deux phases représentant un béton classique dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$E_m = 30 \text{ GPa}, E_g = 60 \text{ GPa}, \nu_m = \nu_g = 0, 2.$$

L'évolution du module d'Young équivalent  $E$  en fonction du taux des granulats  $V_g$  obtenue par les différentes approximations de V, R, VR et RV est présentée à la figure 3.5

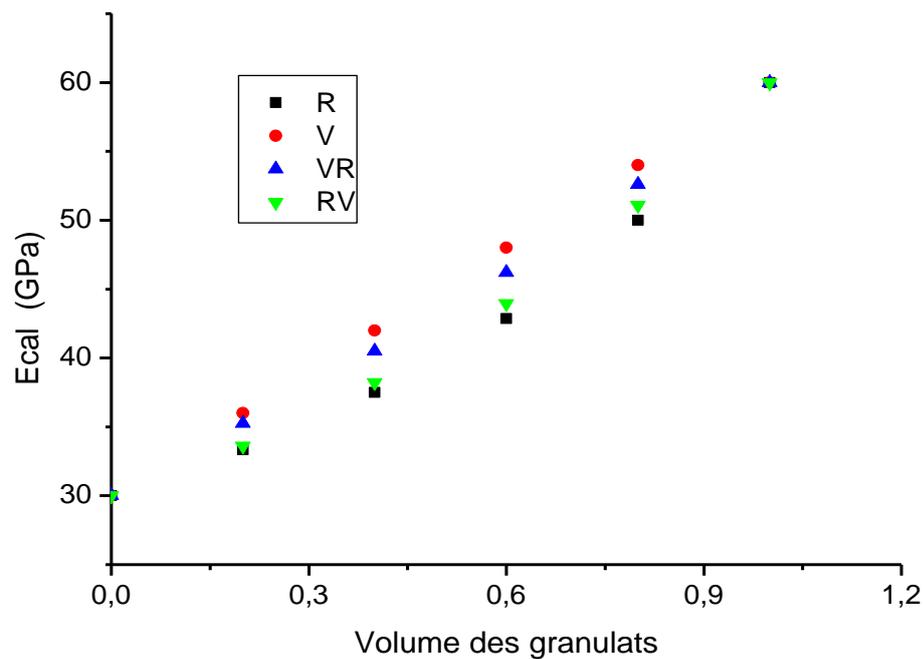


Figure 3-5 Evolution de module d'Young en fonction des volumes des granulates par les différents modèles

Il est clair d'après la figure 3.5 que lorsque le taux de granulat est 1, les quatre modèles redonnent bien le comportement des granulates et lorsque ce taux devient nul, tous les modèles partent bien du comportement de la matrice.

Pour tous les taux des granulates  $V_g$  les bornes inférieure et supérieure du comportement équivalent données par les approximations de VOIGT et REUSS sont resserrées par les modèles combinés exposés.

#### 3.2.1.4 Bornes de HASHIN&SHTRIKMAN (H&S)

Ces bornes sont en réalité des expressions des bornes plus resserrées que VOIGT et REUSS. Elles ont été établies par H&S pour un matériau à  $n$  phases élastiques, homogènes et isotropes [87]. Ces bornes ont un caractère général car il n'y a pas de restriction quant à la géométrie ni aux proportions volumiques de chacune des phases. En utilisant certains principes variationnels de la théorie de l'élasticité cette approche consiste à déterminer les limites de l'énergie de déformations d'un solide hétérogène sous contrainte. Ces bornes s'expriment en fonction des modules de compressibilité ( $K$ ), des modules de cisaillement  $G$  et des

proportions volumique des phases désigné 1 et 2 ; elles s'écrivent de la façon suivante où  $K_{inf}$ ,  $K_{sup}$ ,  $G_{inf}$  et  $G_{sup}$  et sont respectivement les bornes inférieures et supérieur des modules de compressibilité et de cisaillement du composite.

$$K_{inf} = K_1 + C_2 \left[ \frac{1}{K_2 - K_1} + \frac{3C_1}{3K_1 + 4G_1} \right]^{-1} \quad (3-11)$$

$$K_{sup} = K_2 + C_1 \left[ \frac{1}{K_1 - K_2} + \frac{3C_1}{3K_2 + 4G_2} \right]^{-1} \quad (3-12)$$

$$G_{inf} = G_1 + C_2 \left[ \frac{1}{G_2 - G_1} + \frac{6(K_1 + 2G_1)C_1}{5G_1(3K_1 + 4G_1)} \right]^{-1} \quad (3-13)$$

$$G_{sup} = G_2 + C_1 \left[ \frac{1}{G_1 - G_2} + \frac{6(K_2 + 2G_2)C_2}{5G_2(3K_2 + 4G_2)} \right]^{-1} \quad (3-14)$$

Pour chacune des phases,  $K$  et  $G$  s'écrivent ( $\nu$  est le coefficient de poisson)

$$K_1 = \frac{E_1}{3(1-2\nu_1)}, K_2 = \frac{E_2}{3(1-2\nu_2)} \quad (3-15)$$

$$G_1 = \frac{E_1}{2(1+\nu_1)}, G_2 = \frac{E_2}{2(1+\nu_2)} \quad (3-16)$$

Les bornes du module élastique du composite se calculent ensuite à partir de la relation suivante, dérivée de la loi de Hooke :

$$\frac{1}{E} = \frac{1}{3G} + \frac{1}{9K} \quad (3-17)$$

Il est a noté que la borne inférieure de  $E$  correspond au cas où la matrice est plus souple que les granulats (cas des granulats rigides  $E_M < E_g$ ). La borne supérieure de  $E$  correspond au cas où la matrice est plus rigide que les granulats (cas des granulats légers  $E_M > E_g$ )

Simplification lorsque  $\nu = 0, 2$

L'utilisation de la méthode de *HASHIN & SHTRIKMAN* pour calculer le module d'élasticité du béton  $E_b$  réalisé pour une matrice  $E_M = 30$  GPa et un granulat avec  $E_g = 15$  GPa et  $V_g = 0,5$  a montré que la variation dans  $E_b$  est inférieure à 0,25 GPa. Ce résultat est obtenu lorsque les coefficients de Poisson de deux précédents

constituants  $\nu_M$  et  $\nu_g$  varient sur le domaine  $0,15 \div 0,3$ . Alors les bornes de H&S peuvent être simplifiées lorsque la différence entre les coefficients de Poisson de deux phases est suffisamment faible.

Il peut être facilement trouvé que le modèle nous donne une valeur de coefficient de Poisson du béton  $\nu_b = 0,2$  dans le cas où celui de la matrice est égale celui de granulat est tous les deux sont égales à  $0,2$ . de plus on obtient l'égalité entre  $K$  et  $G$  qui conduit à l'expression suivante de module d'élasticité du béton.

$$E_b = \frac{(1+V_g)E_g + (1-V_g)E_M}{(1-V_g)E_g + (1+V_g)E_M} \quad (3-18)$$

En suivant les mêmes démarches que pour les méthodes précédentes, une application numérique est effectuée sur un béton dont les caractéristiques sont les mêmes que précédemment.

La figure 3.6 présente l'évolution des bornes H&S pour le module équivalent en fonction de la fraction volumique  $V_g$  des granulats :

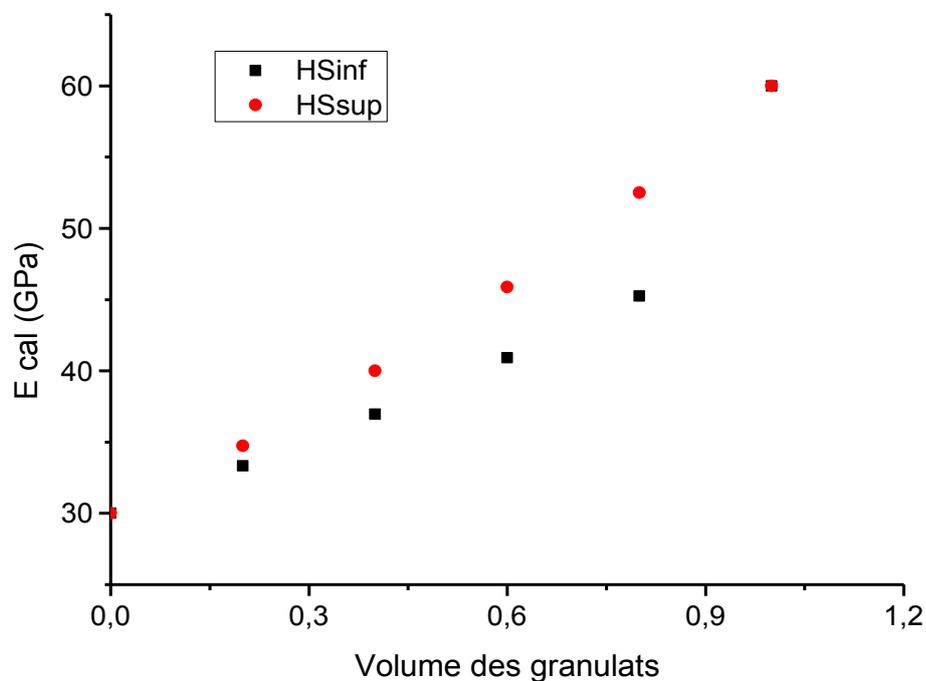


Figure 3-6 Evolution de module d'Young en fonction de volume des granulats par le modèle de H&S

Il est clair d'après la figure 3.6 que le comportement est celui des granulats pour un taux égal à 1 et devient celui de la matrice pour un taux  $V_g = 0$

Suivant l'expression 3.19 de l'écart présentée ci-dessous, on trace dans la figure suivante les plages d'amplitude de ces encadrements. Les écarts seront calculés entre les valeurs max et min prédit par les différents modèles

$$\text{Ecart} = \frac{(E_{max} - E_{min}) * 100}{0.5(E_{max} + E_{min})} \quad (3.19)$$

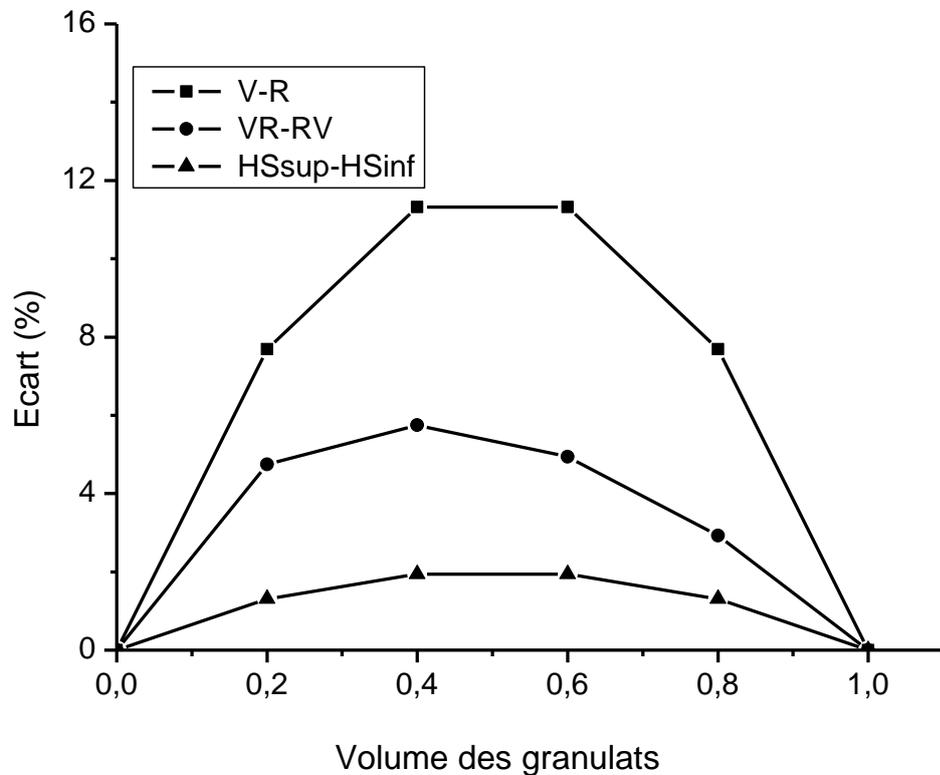


Figure 3-7 Ecart sur les modules entre les encadrements fournis par les différents modèles en fonction de  $V_g$

On constate que l'écart max sur les bornes, initialement de 12% pour les bornes de VOIGT et REUSS, est réduit à 5,5% par combinaison de ces modèles élémentaires. Donc, les bornes prédites peuvent être resserrées par combinaison des deux modèles d'homogénéisation les plus simples. Mais les bornes de H&S peuvent donner un rapprochement plus net où les écarts les plus faibles sont

obtenus avec ce modèle, une valeur de 2% pour un volume de granulats égale à 0,5 a été enregistrée.

### 3.2.2 Application des Modèles d'homogénéisations aux Bétons

Dans ce paragraphe la validité des modèles d'homogénéisation exposés dans le paragraphe précédent à prédire le comportement élastique des bétons sera discuté à travers une confrontation aux résultats expérimentaux.

#### 3.2.2.1 Caractéristiques des phases des Bétons

Afin de tester la validité des modèles d'homogénéisations plusieurs sources bibliographiques ont été exploitées. Parmi ces dernières, on a les travaux de TEDDY et HIRSCH, ANSON et NEWMAN [114], Z. SUN et autre [53], YANG et HUANG [115] et K. YANG [45]. Nous utiliserons ensuite les résultats issus de notre programme expérimental décrit au chapitre deux.

Les tableaux suivants 3.1, 3.2, 3.3, 3.4, et 3.5 compilent ces données bibliographiques pour différents bétons. Les caractéristiques des différents constituants sont exprimées en terme de module d'Young de la matrice  $E_m$ , celui des granulats  $E_g$  et  $E_{exp}$  module d'Young du béton ou mortier mesurés expérimentalement. Dans les mêmes tableaux sont rapportés les volumes de différentes phases.

Tableau 3-1 Caractéristiques expérimentales des bétons testés par TEDDY et HIRSCH

<i>Auteur</i>	<i>E/C</i>	<i>Matrices</i>		<i>Agrégats</i>			<i>Béton</i>
		<i>Type</i>	<i>E<sub>m</sub>(GPa)</i>	<i>Type</i>	<i>E<sub>g</sub>(GPa)</i>	<i>V<sub>g</sub></i>	<i>E<sub>exp</sub>(GPa)</i>
Teddy Hirsch	0.40	Pate de Ciment	19.20	Acier	207.00	0.30	37.30
						0.40	44.50
						0.50	53.40
				Sable	75.90	0.20	25.70
						0.40	33.90
				Verre	72.40	0.20	26.10
						0.30	30.80
						0.40	35.30
						0.50	37.40
						0.57	42.80
				Gravier	61.90	0.20	23.00
						0.30	27.40
						0.40	29.70
						0.50	32.60
						0.57	36.10
				Calcaire	31.90	0.20	20.20
						0.30	20.60
						0.40	22.30
						0.50	32.60
						0.57	23.40
				Plomb	15.00	0.20	17.20
						0.40	16.70
						0.50	16.20

Tableau 3-2 Caractéristiques expérimentales des bétons testés ANSON et NEWMAN

<i>Auteur</i>	<i>E/C</i>	<i>Matrice</i>		<i>Agrégats</i>			<i>Béton</i>				
		<i>Type</i>	<i>E<sub>m</sub>(GPa)</i>	<i>Type</i>	<i>E<sub>g</sub>(GPa)</i>	<i>V<sub>g</sub></i>	<i>E<sub>exp</sub>(GPa)</i>				
Anson et Newman	0.30	Pâte de ciment	23.00	Sable	80.00	0.386	33.20				
						0.486	27.90				
	0.40		17.00			0.352	27.90				
						0.449	31.80				
						0.520	31.20				
						0.576	34.20				
	0.50		12.00							0.322	21.90
										0.417	26.00
										0.487	28.00
										0.544	28.30
	0.50	Pâte de ciment	12.00	Sable et Gravier	69.00		0.63	34.90			
							0.66	34.20			
							0.67	35.40			
							0.68	36.20			
							0.70	38.60			
	0.50	Mortier	28.30	Gravier	69.00		0.73	39.60			
							0.18	34.90			
							0.25	34.20			
							0.28	35.40			
							0.30	36.20			
0.35							38.60				
0.40	39.60										

Tableau 3-3 Caractéristique expérimentales des bétons testés Z. SUN et al.

Désignation	$E/C$	$E_m(GPa)$ 7 jours	$E_m(GPa)$ 28jours	$E_g(GPa)$	$V_{ZTI}(\%)$	$V_M(\%)$	$V_g(\%)$
2m	0.5	15.3	17.04	62.7	8.9	52.4	47.6
3c	0.5	15.3	17.04	62.7	6.6	35.2	64.8
4c	0.5	15.3	17.04	62.7	6.2	32.5	67.5
5m	0.5	15.3	17.04	62.7	12.2	35.2	64.8
7m	0.35	23.11	24.35	62.7	9.9	47.3	52.7
8m	0.35	23.11	24.35	62.7	10.9	41.8	58.2
9m	0.35	23.11	24.35	62.7	12.2	35.3	64.7
11m	0.6	11.72	13.54	62.7	8.4	55.2	44.8
12c	0.6	11.72	13.54	62.7	6.3	37.9	62.1
13m	0.6	11.72	13.54	62.7	13.2	29.5	70.5
14m	0.6	11.72	13.54	62.7	12.2	35.2	64.8

Tableau 3-4 Caractéristiques expérimentales des bétons testés YANG et HUANG

Désignation	$V_g$	$E_g$ (GPa)	$E_m$ (GPa)	$E_{exp}$ (GPa)
A 3	0,18	6,01	29,33	23,020
A 4	0,24		28,13	20,600
A 5	0,30		26,44	18,210
A 6	0,36		24,87	15,800
B 3	0,18	7,97	29,33	23,790
B 4	0,24		28,13	21,530
B 5	0,30		26,44	19,010
B 6	0,36		24,87	17,220
C 3	0,18	10,48	29,33	24,660
C 4	0,24		28,13	22,580
C 5	0,30		26,44	20,320
C 6	0,36		24,87	18,650

Tableau 3-5 Caractéristique expérimentales des bétons testés K. YANG

Module d'Young et résistance à la compression des bétons												
Volume des granulats $V_g$		0%			12.5%		25%		37,5%		45%	
Désig-nation	$E/C$	$E_g$ (GPa)	$E_m$ (GPa)	$f_c$ (MPa)	$E_{exp}$ (GPa)	$f_c$ (MPa)	$E_{exp}$ (GPa)	$f_c$ (MPa)	$E_{exp}$ (GPa)	$f_c$ (MPa)	$E_{exp}$ (GPa)	$f_c$ (MPa)
M8	0,446	6,87	28,5	40,18	23,5	36,5	20,6	30,8	16,7	27,2	15,6	24,9
		6,79			26,1	39,0	21,6	34,0	17,9	28,6	16,6	27,8
		4,34			24,9	37,2	21,3	32,2	17,2	27,8	15,6	25,8
		6,49			25,1	38,1	22,4	35,2	19,4	30,5	18,2	28,8
		19,9			27,3	42,3	26,2	42,0	25,2	43,1	24,3	42,6
M9	0,350	6,87	33,1	64,18	29,3	56,4	23,7	44,2	19,8	37,3	17,1	33,2
		6,79			29,1	50,9	24,9	36,4	21,3	32,8	19,6	33,6
		4,34			27,5	45,6	23,7	36,5	20,8	29,7	18,9	30,8
		6,49			29,4	55,7	26,5	50,5	22,1	41,7	20,1	38,4
		19,9			31,9	59,4	30,9	57,7	30,1	56,2	29,3	50,0
M10	0,319	6,87	35,3	85,96	31,1	70,2	26,7	55,6	22,4	45,2	20,3	42,2
		6,79			32,0	64,6	27,9	50,3	23,6	38,9	21,7	39,5
		4,34			30,2	62,8	26,0	46,4	22,2	39,4	20,0	34,0
		6,49			32,7	70,7	27,9	59,5	24,3	47,6	22,0	42,3
		19,9			34,2	81,7	33,8	78,0	32,9	75,4	33,0	73,2

Pour les bétons testés par TEDDY et HIRSCH (Tableau 3.1), le pourcentage des granulats varie de 0,2 à 0,57 et le rapport  $E_g/E_m$  varie entre 0,78 et 10,78.

ANSON et NEWMAN, ont travaillé sur différents bétons où le rapport  $E_g/E_m$  varié entre 2,43 et 5,75 et celui des granulats entre 0,18 et 0,73 (Tableau 3.2).

Z. SUN et autre ont utilisé trois types de matrices et un seul type de granulats d'où le rapport  $E_g/E_m$  été varié entre 3,68 et 4,63. Le volume des granulats, varie dans cette étude entre 0,448 et 0,705 (Tableau 3.3).

Dans les travaux de YANG et HUANG le rapport  $E_g/E_m$  varie entre 0,2 et 0,42 et le volume des granulats varie entre 0,18 et 0,36 (Tableau 3.4).

Une étude plus récente a été faite par K. YANG sur une série de béton léger où le rapport  $E_g/E_m$  a été varié entre 0,07 et 0,5 et le volume des granulats léger entre 0,125 et 0,45 (Tableau 3.5).

### 3.2.2.2 Confrontation des différentes approches aux résultats expérimentaux

A partir des données présentées dans les paragraphes précédents, les différents modèles seront mis en œuvre et confrontés aux comportements des différents bétons identifiés expérimentalement dans les travaux de la littérature.

Les figures 3.8, 3.10, 3.12 et 3.14 présentent les confrontations entre les modules d'Young obtenus expérimentalement et ceux obtenus à partir des relations explicitées des différents modèles.

Pour une présentation plus lisible les confrontations sont comparées aux résultats de chaque tableau séparément.

En fonction des taux granulats  $V_g$ , les variations des écarts entre les différents modèles prédictifs et les expériences seront présentées dans les figures 3.9, 3.11, 3.13 et 3.15

En ce qui concerne les données expérimentales de TEDDY et HIRSH, ANSON et NEWMAN, on observe globalement une bonne prédiction par l'ensemble des modèles figure 3.8. à l'exception du modèle de VOIGT où les écarts les plus importants sont de l'ordre de 110% est sont obtenus pour des rapports des modules  $E_g/E_m$  égales à 10,78 (figure 3.9). Par contre lorsque ce rapport s'approche de 1 les écarts diminuent significativement et le matériau se rapproche d'un milieu homogène où avec le rapport  $E_g/E_m=0.78$  l'écart le plus élevé est de l'ordre de 7%.

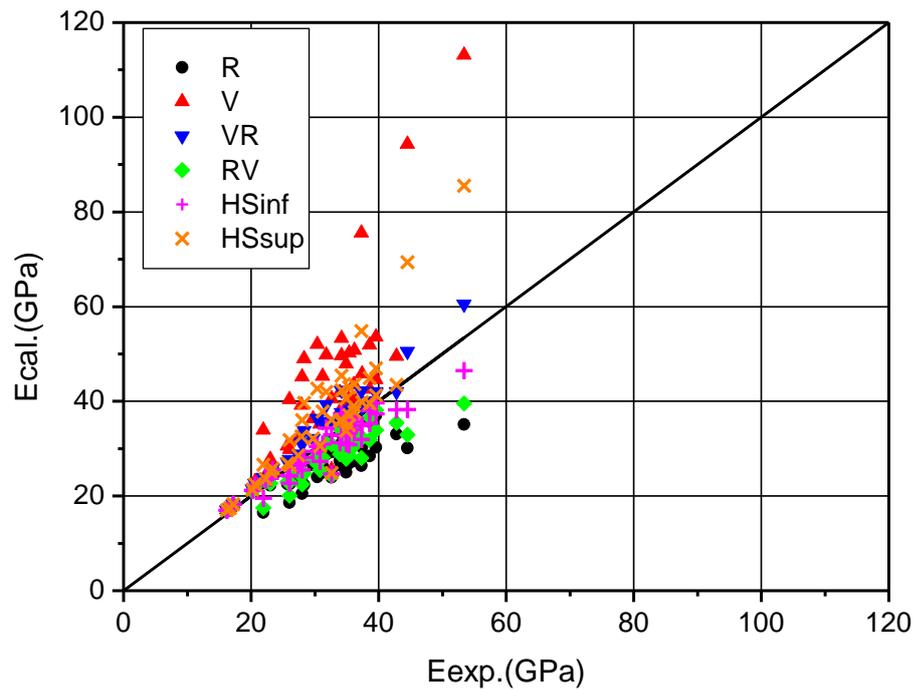


Figure 3-8 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux de TEDDY et HIRSCH, ANSON et NEWMAN et les prédictions des différents modèles

La figure 3.9 présente les écarts en fonction du volume des granulats  $V_g$ . On peut remarquer pour ces données que les bornes de H-S, et le modèle combiné RV sont les plus précis pour les petits volumes des granulats et faible rapport  $E_g/E_m$ . Les modèles les moins précis sont les modèles de VOIGT, REUSS et VR

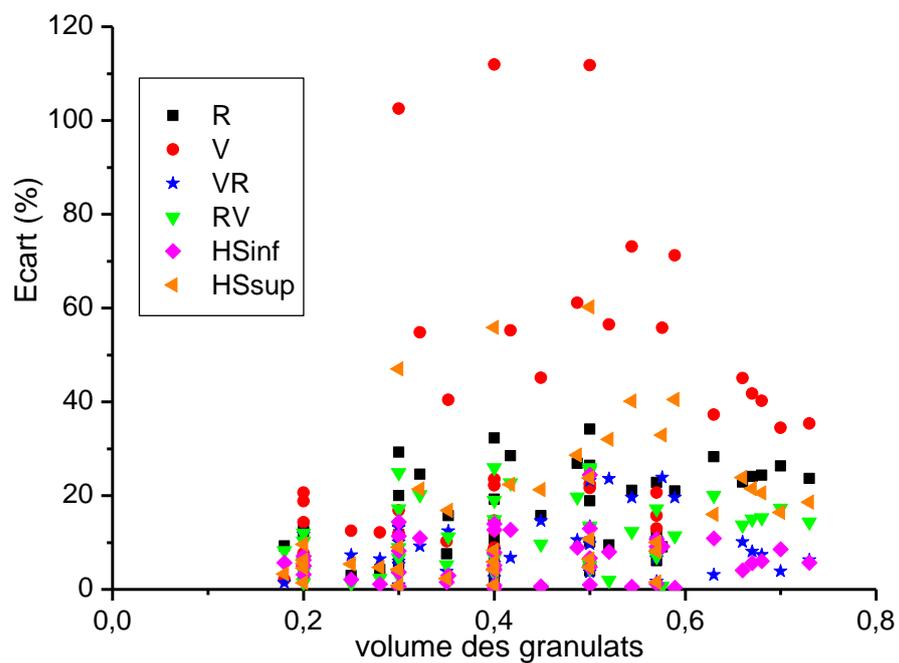


Figure 3-9 Ecart sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentaux

En ce qui concerne les données de Z. SUN et autres, on observe dans la figure 3.10 pour la majorité des modèles une grande dispersion.

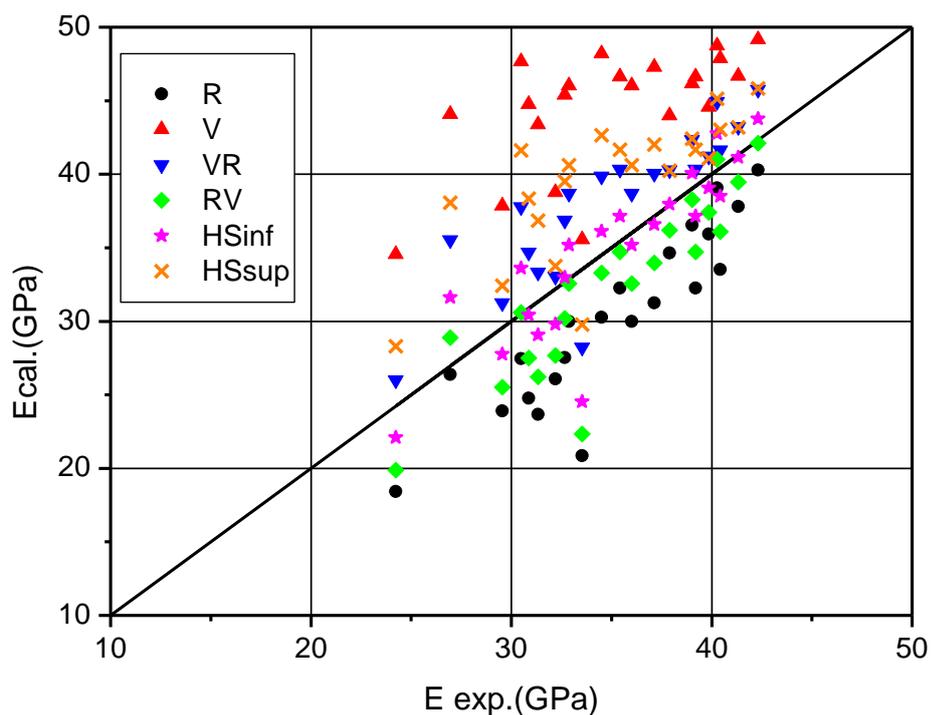


Figure 3-10 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux de Z. SUN et les prédictions des différents modèles

Les écarts les plus élevés sont enregistrés pour le modèle de VOIGT. Une valeur de 63% est obtenue pour un rapport  $E_g/E_m = 4,63$  figure 3.11. Ces écarts chutent lors que ce rapport diminue où pour un rapport  $E_g/E_m = 2,57$  cet écart chute à 12%. Le modèle de VOIGT et REUSS sont moins précis. Par contre le modèle combiné RV et la borne HSinf sont les plus précis

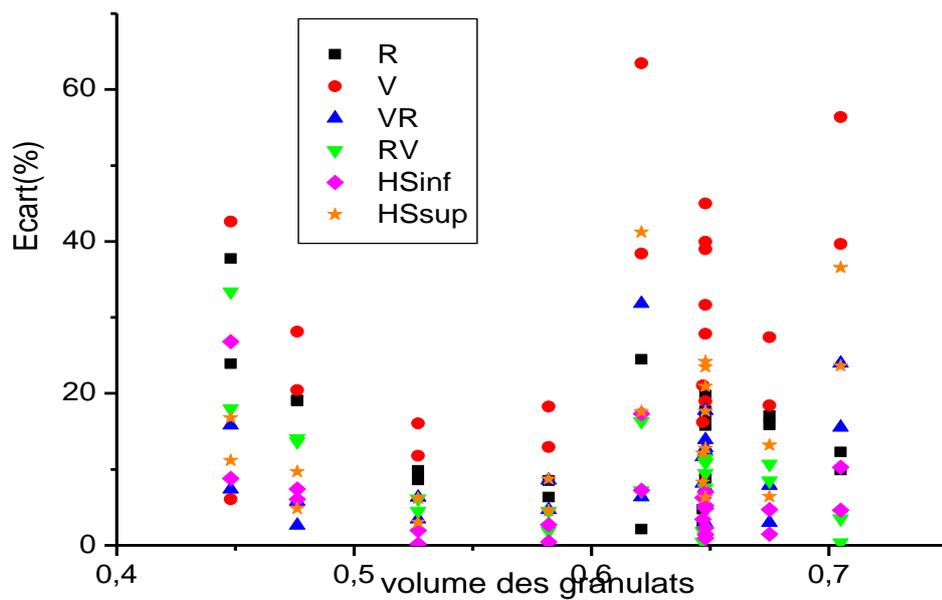


Figure 3-11 Ecart sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentaux de Z. SUN et al.

Pour les données de YANG et HUANG, une fois confrontées aux différents modèles figure 3.12 font apparaitre une bonne prédiction

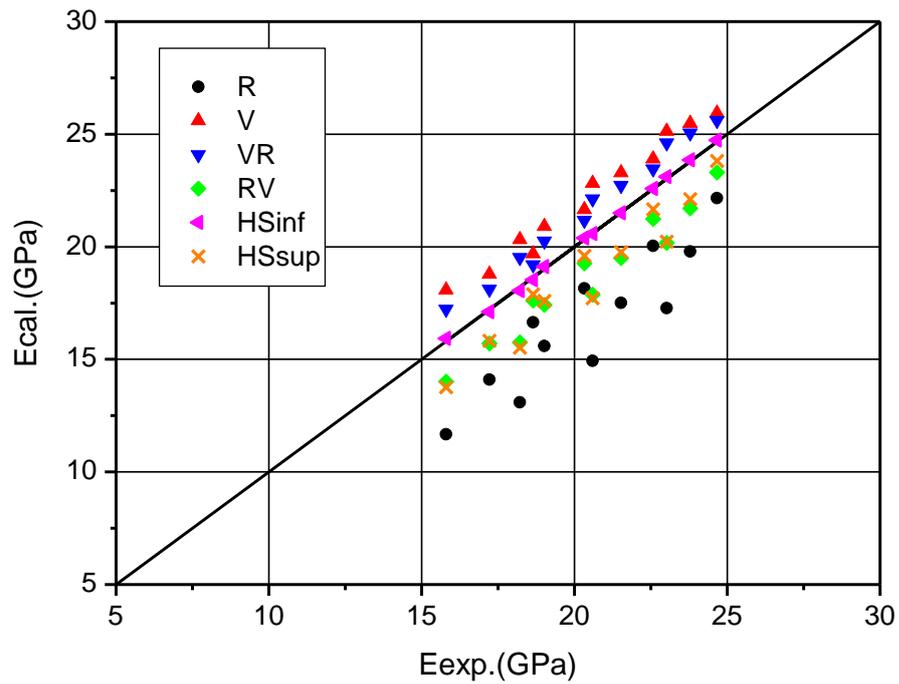


Figure 3-12 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux de YANG et HUANG et les prédictions des différents modèles

Les écarts les plus importants, sont enregistrés pour des rapports  $E_g/E_m=0,227$  loin de 1. Où on enregistre un écart de 28% avec le modèle de REUSS. Avec ces données on observe que la borne inferieure de HSinf fournit une bonne prédiction pour tous les renforts considérés et les différents rapports  $E_g/E_m$  figure 3.13.

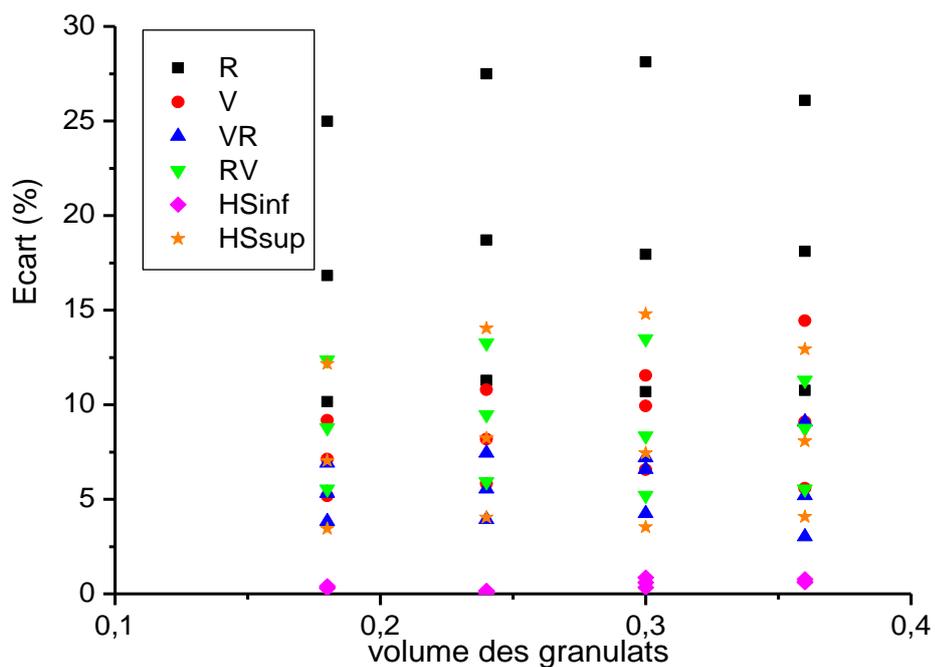


Figure 3-13 Ecart sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentaux de YANG et HUANG

La confrontation des modèles avec les résultats de K. YANG sera présentée dans la figure 3.14

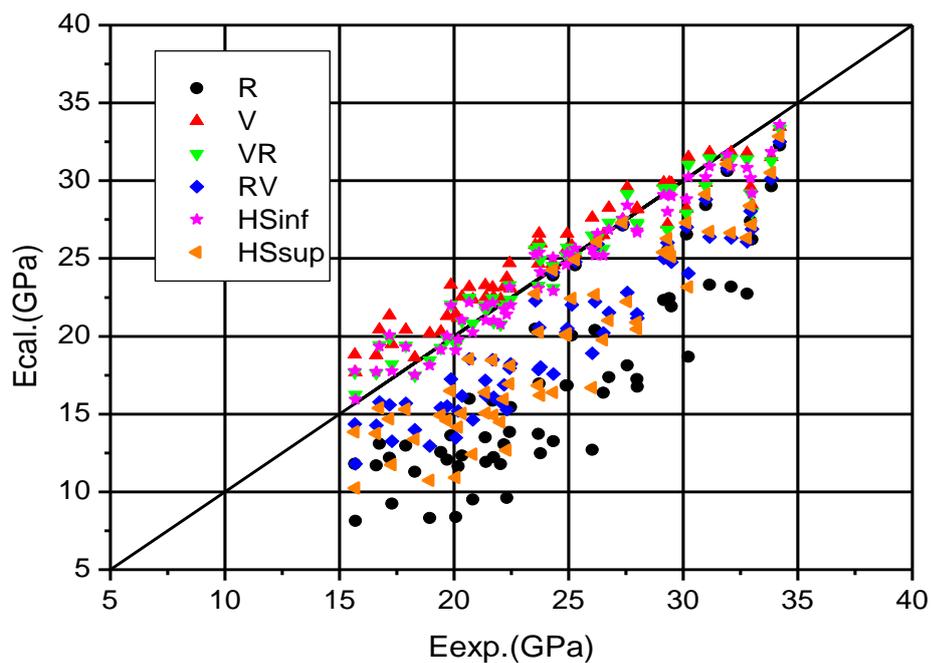


Figure 3-14 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux de K. YANG et les prédictions des différents modèles

La précédente figure montre que les résultats obtenus par tous les modèles s'éloignent des résultats expérimentaux lorsque le contraste de rigidité entre les deux phases augmente. Pour le rapport  $E_g/E_m=0.12$  un écart maximal de 59% apparait avec le modèle de REUSS.

En fonction de volume des granulats  $V_g$  la figure 3.15 montre les écarts obtenus. Une fois de plus on remarque que les écarts augmentent avec le volume des granulats. Les écarts les plus élevés sont obtenus avec le modèle de REUSS par contre le reste des modèles donne des écarts moins élevés

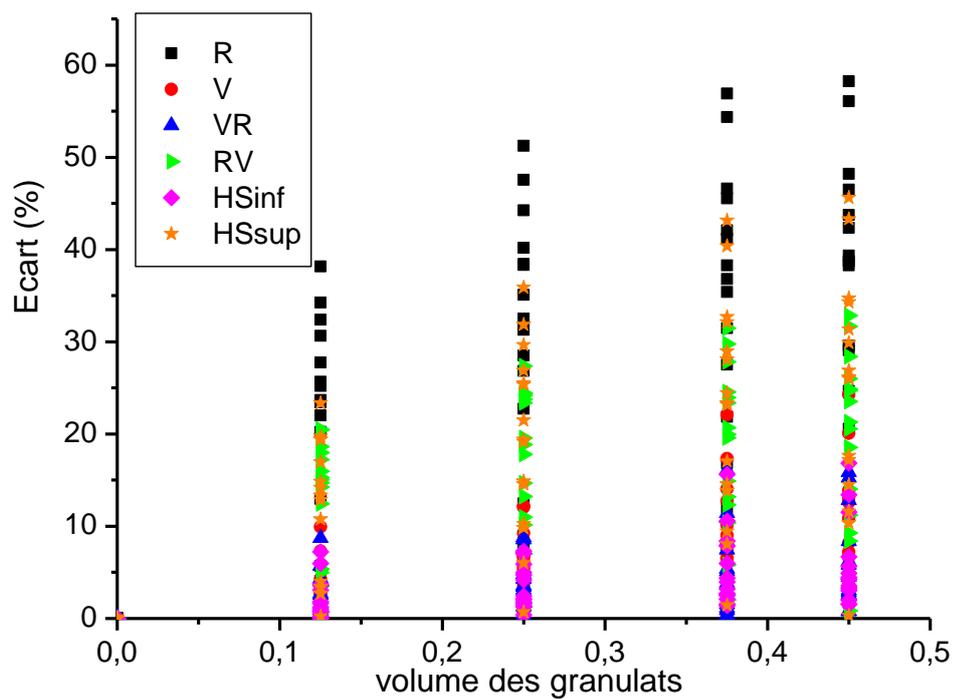


Figure 3-15 Ecart sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentaux de K. YANG

### 3.2.2.3 Données issue de notre campagne expérimentale

En conservant le même mode de représentation que précédent, nous confrontant maintenant nos résultats expérimentaux aux différents modèles prédictifs d'homogénéisation.

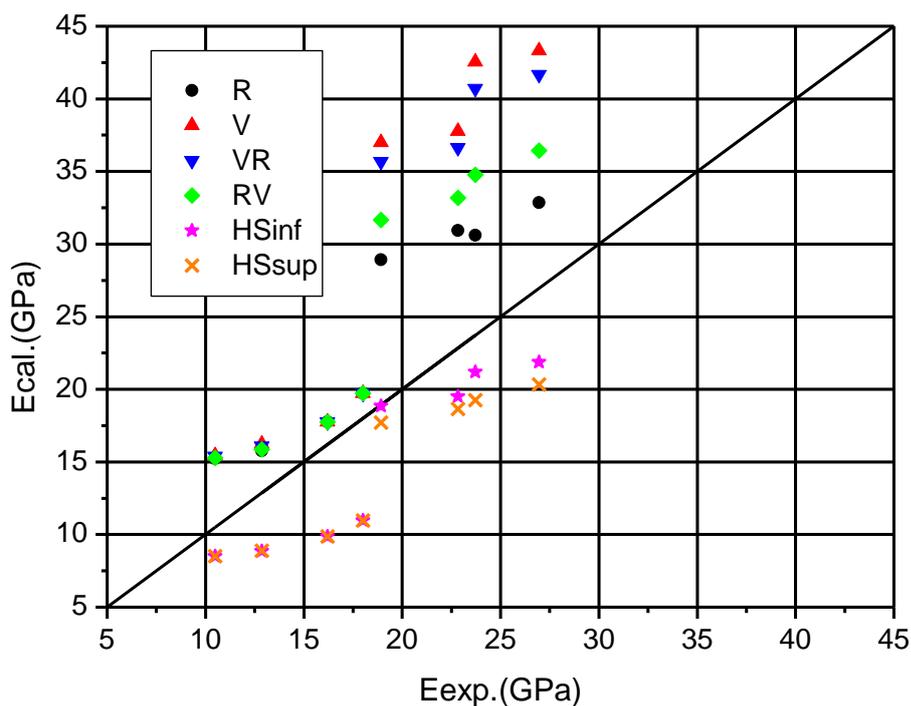


Figure 3-16 Confrontation des modules d'Young entre les résultats expérimentaux issus de notre programme et les prédictions des différents modèles

En ce qui concerne nos données on observe dans la figure 3.16 globalement pour la majorité des modèles une grande dispersion dans les résultats. Les écarts les plus élevés sont enregistrés pour le modèle de VOIGT 42%. De même pour le modèle de REUSS, VR et RV, par contre les bornes de H&S semblent fournir une bonne prédiction.

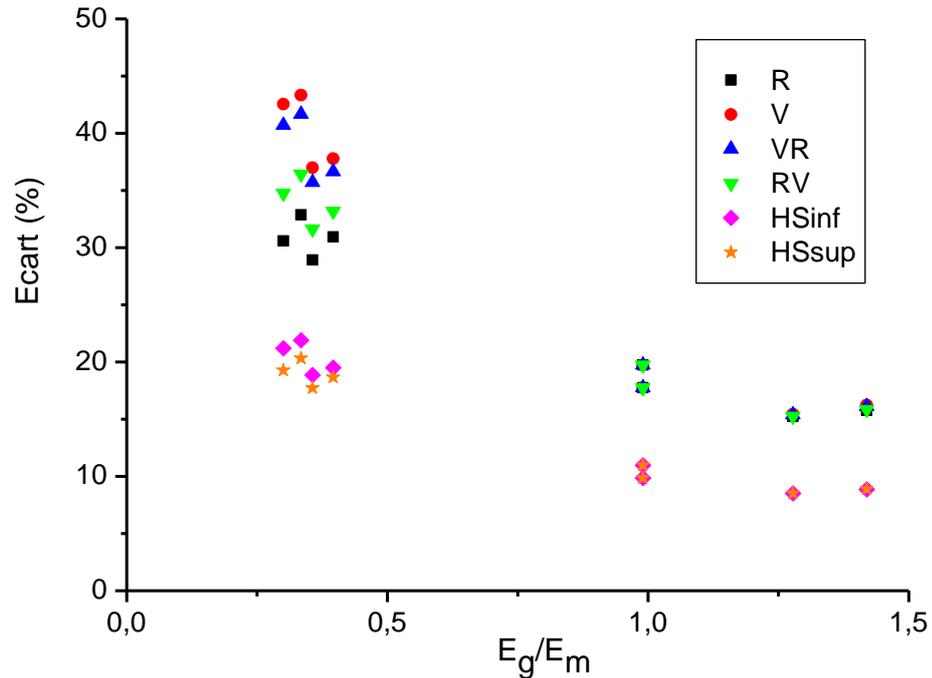


Figure 3-17 Ecart sur les modules d'Young entre les prédictions et les résultats expérimentes aux issus de notre programme

Sachant que dans notre programme expérimental, les valeurs de volume des granulats ont été maintenues constantes. Les résultats des écarts seront présentés en fonction de rapport  $E_g/E_m$  figure 3.17.

D'après la précédente figure on peut constater que les écarts, augmentent lorsque le contraste entre  $E_g$  et  $E_m$  diminue. Un écart  $E_{max}$  est de 43 % est enregistré lorsque le rapport  $E_g/E_m$  est égal à 0,33 avec le modèle de VOIGT. Pour le reste des modèles les écarts sont plus petits que ceux obtenus avec le modèle de REUSS. Toutefois aucune méthode parmi ces dernières ne semble pouvoir prédire les modules d'élasticité de béton de manière satisfaisante.

### 3.3 Conclusion.

Une large disparité entre les prédictions fournies par les différentes approches et les résultats expérimentaux a été constatée. En particulier, lorsque le rapport entre les rigidités des deux phases devient important et le volume des granulats dépasse 40 %.

Pour l'ensemble des données existantes aucune méthode ne semble fournir des prédictions exactes à 100%. Toutefois, il faut signaler que les modèles d'homogénéisation semblent en bon accord, pour des faibles volumes de granulats et des matériaux faiblement hétérogène dont les comportements des deux phases sont peu contrastés.

Sur la base de ces remarques, dans la suite de ce travail, nous avons cherché à disposer d'un outil fiable d'homogénéisation capable de prédire de manière satisfaisante le comportement des bétons dont leurs larges variétés tout en restant simple d'utilisation. C'est avec cet objectif que nous avons mis en œuvre un modèle de prédiction dont la présentation fait l'objet du chapitre suivant.

## CHAPITRE 4

### MODELE DE PREDICTION DES PERFORMANCE DU BETON

#### 4.1 Introduction

Il a été mis en évidence dans le chapitre précédent certaines limites des méthodes d'homogénéisation simplifiées REUSS, VOIGT, VR et RV surtout à des pourcentages de renfort élevés. Ajouter à cela que ces méthodes ne permettent pas de connaître la distribution de contrainte entre les différentes phases rendant ces modèles limités dans leurs utilisations. Contrairement à l'étude de BREMENR, dans laquelle les concentrations des contraintes autour d'un granulats sphérique ont été évaluées. L'influence de la compatibilité élastique matrice-granulats sur le comportement mécanique du béton a été aussi prise en compte [83]. Toutefois cette étude ne permet pas de prédire les propriétés macroscopiques des matériaux. Une idée logique consiste à chercher un modèle plus valide. Dans le cadre de cette recherche un modèle de perturbation des champs de contrainte induits par les granulats au sein du béton sous charge est utilisé. L'insertion dans les calculs de la proportion volumique des granulats et des  $ZTI$  permet d'établir un modèle de prédiction des propriétés macroscopiques du béton en fonction des propriétés mécaniques de la matrice et des granulats et de la  $ZTI$ .

#### 4.2 Définition d'un modèle de prédiction :

La majorité des modèles d'homogénéisations permettent d'évaluer le module élastique du béton en fonction des proportions volumiques et des rigidités de ces constituants. Dans le cas présent on essaiera de prédire aussi la résistance du béton à la compression en fonction de ces mêmes paramètres.

L'approche choisie est basée sur la mécanique des matériaux composite à inclusion sphérique car elle repose sur des bases solides et permet un domaine de validité étendu.

Le modèle de prédiction permettra d'évaluer les contraintes résultantes induites, par la présence des inclusions au sein du béton sous charge.

Le calcul analytique choisi est dérivé de la méthode d'inclusion équivalente et la théorie de MORI et TANAKA [116] déjà utilisée par C. C. YANG dans son modèle

biphasique destiné à la détermination des modules d'Young des bétons. Cette méthode est simplifiée pour le cas où toutes les phases sont isotropes et pour un chargement uniaxial (cas 1 D).

#### 4.2.1 Corps d'étude :

Considérons le solide hétérogène figure 4.1 ci-dessous : soit une matrice  $m$ , un seul granulat sphérique  $\mathcal{G}$ , et une interface de transition  $ZTI$  supposée à son tour comme second type d'inclusion. Ces constituants composent un solide de volume  $V_t$ . Ce dernier est sollicité par un champ de contrainte uniaxial constant  $\sigma = \sigma^0$  sur  $S$ . On considère que les trois phases sont homogènes isotropes et respectent un comportement linéaire élastique caractérisé par les modules élastiques  $E_m$ ,  $E_g$  et  $E_{ZTI}$  ; la réponse du solide hétérogène est aussi linéaire et élastique.

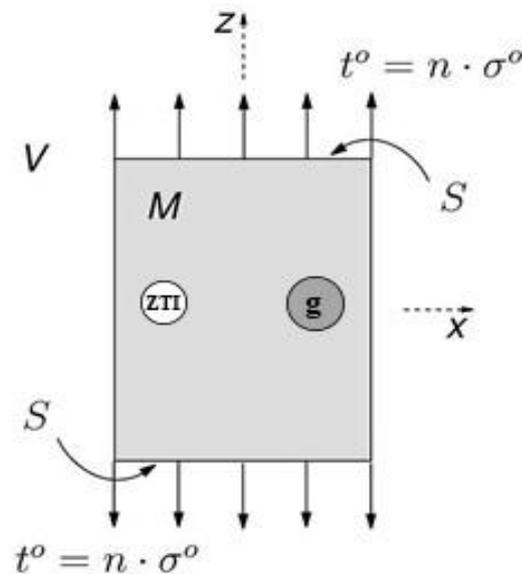


Figure 4-1 Solide hétérogène composé d'une matrice  $m$  et d'un granulat  $\mathcal{G}$  est une zone de transition interfaciale  $ZTI$  sollicité par un champ de contraintes uniaxial constant  $\sigma = \sigma^0$

Les tractions de surface sur  $S$  correspondantes au champ de contrainte  $\sigma = \sigma^0$  sont

$$t^0 = n \cdot \sigma^0 \quad (4-1)$$

Au cas où le solide est uniforme sur tout son volume  $V_t$  le champ de contrainte développé à l'intérieure de  $V_t$  ainsi que le champ de déformation associé seraient uniformes sous l'effet de traction de surface ; ces champs seraient  $\sigma^\circ$  et  $\varepsilon^\circ = \sigma^\circ / E_m$ .

Cependant, puisqu'il y a incompatibilité élastique entre la matrice et les inclusions, le champ de contraintes et de déformations résultants ne sont pas uniformes. Dans ce cas ces champs peuvent être décrits comme suit :

$$\sigma = \sigma^\circ + \sigma^p \quad \text{et} \quad \varepsilon = \varepsilon^\circ + \varepsilon^p \quad (4-2)$$

Où  $\sigma^p$  et  $\varepsilon^p$  sont les perturbations de  $\sigma^\circ$  et  $\varepsilon^\circ$  causées par la présence d'inclusion ( $\mathcal{G}$  et  $ZTI$ ).

Les champs de contraintes et de déformations résultants  $\sigma$  et  $\varepsilon$  sont reliés par la loi de Hooke ; on peut écrire:

$$\sigma = \sigma^\circ + \sigma^p = \begin{cases} E_m \cdot \varepsilon = E_m (\varepsilon^\circ + \varepsilon^p) & \text{Sur } m \\ E_g \cdot \varepsilon = E_g (\varepsilon^\circ + \varepsilon_g^p) & \text{Sur } \mathcal{G} \\ E_{ZTI} \cdot \varepsilon = E_{ZTI} (\varepsilon^\circ + \varepsilon_{ZTI}^p) & \text{Sur } ZTI \end{cases} \quad (4-3)$$

Pour simplifier les calculs nous passons à un solide homogène équivalent.

#### 4.2.2 Définition du solide homogène équivalent

En appliquant la méthode de l'inclusion équivalente le solide hétérogène sera simulé par un solide homogène ayant une rigidité  $E_m$  sur tout le volume  $V_t$  et des champs de déformations  $\varepsilon_g^*$  sur  $\mathcal{G}$  et  $\varepsilon_{ZTI}^*$  sur la  $ZTI$ . Ces derniers sont introduits pour tenir compte de l'incompatibilité élastique entre le granulat, la matrice et la  $ZTI$ , de cette manière le solide homogène équivalent soit soumis au même champ de contraintes et déformations résultants que le solide hétérogène figure 4.2.

Les champs de déformations, nécessaire à l'homogénéisation correspondent aux déformations propres des granulats et de la  $ZTI$  (eigenstrain)

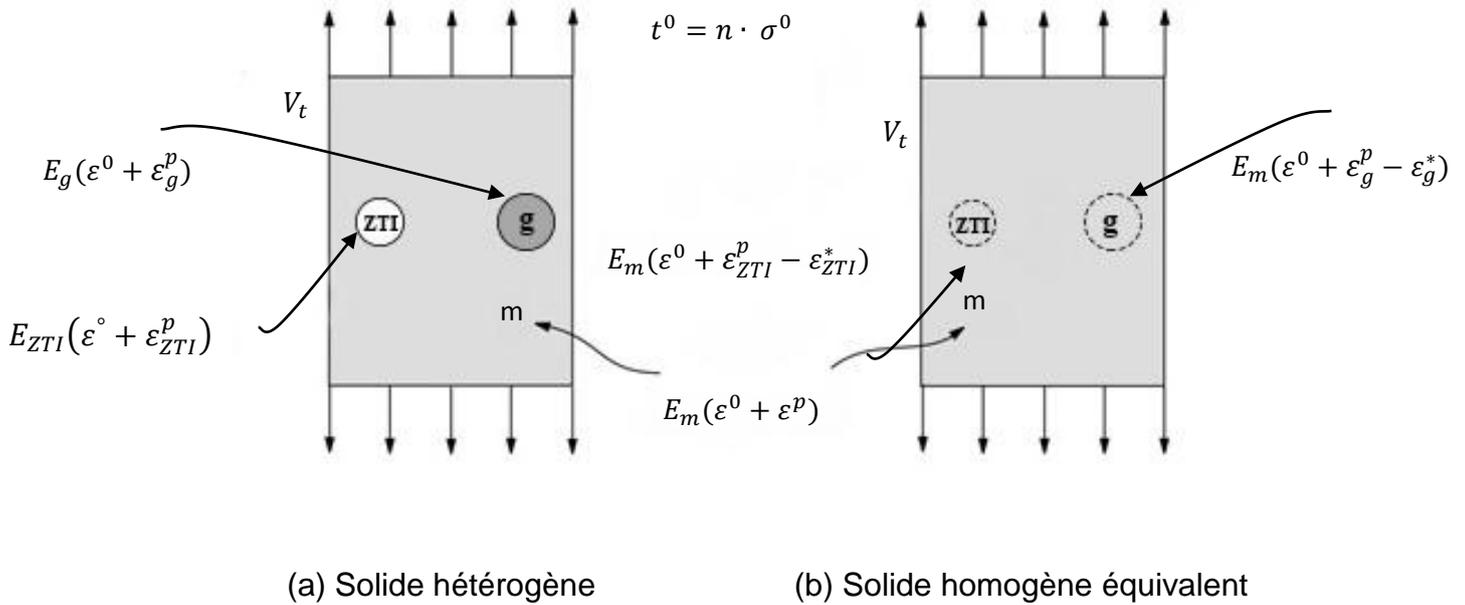


Figure 4-2 Solide homogène équivalent

Le champ de contraintes résultant est alors égal à

$$\sigma = \sigma^0 + \sigma^p = E_m \cdot (\varepsilon - \varepsilon^*) = \begin{cases} E_m(\varepsilon^0 + \varepsilon^p) & \text{Sur } m \\ E_m(\varepsilon^0 + \varepsilon_g^p - \varepsilon_g^*) & \text{Sur } \mathcal{G} \\ E_m(\varepsilon^0 + \varepsilon_{ZTI}^p - \varepsilon_{ZTI}^*) & \text{Sur } ZTI \end{cases} \quad (4-4)$$

Une perturbation de la relation contrainte-déformation est engendrée par  $\varepsilon_i^*$  ;  $\sigma$  et  $\varepsilon$  ne sont plus reliés uniquement par  $E_m$ .

Sachant que par définition  $\sigma^0 = E_m \cdot \varepsilon^0$  l'équation (4-4) précédente permet d'écrire que :

$$\sigma_g^p = E_m(\varepsilon_g^p - \varepsilon_g^*) \quad (4-5)$$

De même  $\sigma$  et  $\varepsilon$  ne sont plus reliés par  $E_m$  sur  $ZTI$  on a :

$$\sigma_{ZTI}^p = E_m(\varepsilon_{ZTI}^p - \varepsilon_{ZTI}^*) \quad (4-6)$$

ESHELBY [117] a montré que  $\varepsilon_i^p$  pourrait être obtenue à partir de  $\varepsilon_i^*$  grâce au tenseur  $S$ , appelé le tenseur d'Eshelby. Il est fonction de la forme de l'inclusion et du coefficient de poisson  $\nu$  du matériau :

$$\varepsilon^p = S\varepsilon^* \quad (4-7)$$

Ainsi on peut écrire que les perturbations dans les champs de contrainte dans le granulat  $\sigma_g^p$  et la ZTI  $\sigma_{ZTI}^p$  peuvent être écrites de la façon suivante :

$$\sigma_g^p \equiv E_m(S_g - I)\varepsilon_g^* \quad (4-8)$$

$$\sigma_{ZTI}^p \equiv E_m(S_{ZTI} - I)\varepsilon_{ZTI}^* \quad (4-9)$$

#### 4.2.3 Cas de plusieurs inclusions

Considérons un solide homogène équivalent tel que celui présenté dans la section précédente mais constitué cette fois d'une matrice  $m$ , de  $N$  granulats  $\mathcal{G} = \sum_{i=1}^N \mathcal{G}_i$  de volume  $V_g$  et module d'élasticité  $E_g$  et de  $N$  zone de transition  $ZTI = \sum_{i=1}^N ZTI_i$  de volume  $V_{ZTI}$ . Ces constituants sont distribués aléatoirement sur le volume  $V_t$  figure 4.3.

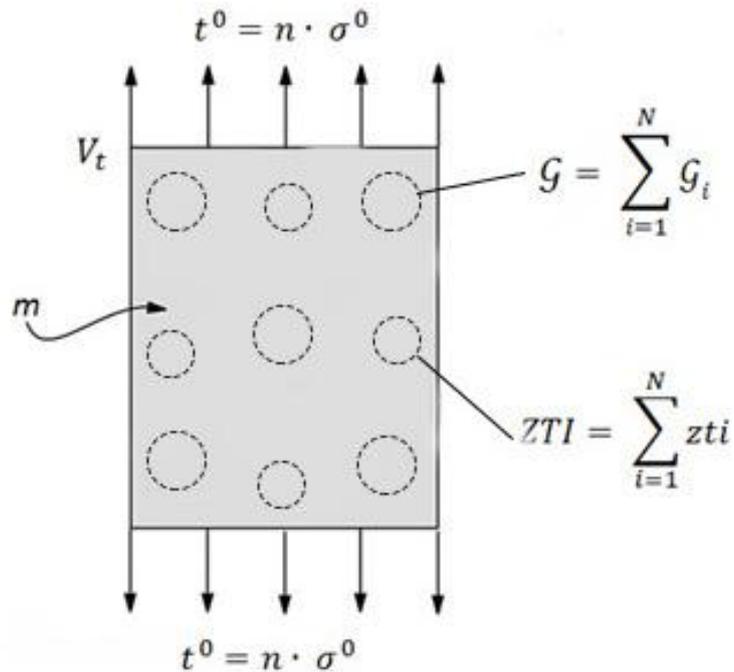


Figure 4-3 Solide homogène équivalent composé d'une matrice  $m$  et de  $N$  granulats et  $N$ ,  $zti$  sollicité par un champ de contraintes constant  $\sigma = \sigma^0$

Les champs de contraintes résultants dans les trois phases s'écrivent de la façon suivante :

$$\begin{cases} \sigma_m = \sigma^\circ + \langle \sigma^p \rangle_m & \text{Sur } m \\ \sigma_g = \sigma^\circ + \langle \sigma^p \rangle_g & \text{Sur } \mathcal{G} \\ \sigma_{ZTI} = \sigma^\circ + \langle \sigma^p \rangle_{ZTI} & \text{Sur } ZTI \end{cases} \quad (4-10)$$

Où,

$\langle \sigma^p \rangle_m$ ,  $\langle \sigma^p \rangle_g$  et  $\langle \sigma^p \rangle_{ZTI}$  sont les perturbations moyennes du champ de contraintes  $\sigma^\circ$  sur  $m$ ,  $\mathcal{G}$  et sur  $ZTI$ .

On suppose dans un premier temps, que la perturbation moyenne dans un granulat donné  $\langle \sigma^p \rangle_g$  est égale à la perturbation moyenne dans la matrice, plus la perturbation dans un granulat lorsque un seul granulat est considéré :

$$\langle \sigma^p \rangle_g = \langle \sigma^p \rangle_m + \sigma_g^p = \langle \sigma^p \rangle_m + E_m(S_g - I)\langle \varepsilon_g^* \rangle \quad (4-11)$$

De la même façon on suppose pour une  $ZTI$  donnée que la perturbation moyenne de cette dernière est égale à la perturbation moyenne dans la matrice  $\langle \sigma^p \rangle_m$  plus la perturbation dans une  $ZTI$  lorsqu'une seule  $ZTI$  est considérée :

$$\langle \sigma^p \rangle_{ZTI} = \langle \sigma^p \rangle_m + \sigma_{ZTI}^p = \langle \sigma^p \rangle_m + E_m(S_{ZTI} - I)\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle \quad (4-12)$$

Pour conserver l'équilibre il faut que la somme des perturbations du champ de contraintes doit être égale à zéro.

Pour les proportions volumiques  $V_m$  pour la matrice,  $V_g$  pour les granulats, et  $V_{ZTI}$  pour les  $ZTI$  les perturbations  $\langle \sigma^p \rangle_m$ ,  $\langle \sigma^p \rangle_g$  et  $\langle \sigma^p \rangle_{ZTI}$  sont pondérées de la façon suivant :

$$V_m \langle \sigma^p \rangle_m + V_g \langle \sigma^p \rangle_g + V_{ZTI} \langle \sigma^p \rangle_{ZTI} = 0 \quad (4-13)$$

Remplaçant  $\langle \sigma^p \rangle_g$  et  $\langle \sigma^p \rangle_{ZTI}$  par leurs équations on pourra calculer  $\langle \sigma^p \rangle_m$  en fonction des proportions volumique des granulats et des  $ZTI$

$$\langle \sigma^p \rangle_m = -E_m/V_t [V_g(S_g - I)\langle \varepsilon_g^* \rangle + V_{ZTI}(S_{ZTI} - I)\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle] \quad (4-14)$$

On peut ainsi réécrire l'équation (4-11)

$$\langle \sigma^p \rangle_g = E_m [(1 - V_g/V_t)(S_g - I)\langle \varepsilon_g^* \rangle - (V_{ZTI}/V_t)(S_{ZTI} - I)\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle] \quad (4-15)$$

Et l'équation (4-12)

$$\langle \sigma^p \rangle_{ZTI} = -E_m [(1 - V_{Zti}/V_t)(S_{ZTI} - I)\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle + (V_g/V_t)(S_g - I)\langle \varepsilon_g^* \rangle] \quad (4-16)$$

#### 4.2.4 Calcul des champs de contraintes résultants

On peut maintenant réécrire l'équation (4-3) et (4-4) pour déterminer le champ de contraintes résultant sur l'ensemble de granulats et les ZTI. En utilisant les expressions de  $\langle \sigma^p \rangle_m$ ,  $\langle \sigma^p \rangle_g$  et  $\langle \sigma^p \rangle_{ZTI}$  déterminées dans la section précédente on peut isoler les valeurs de  $\langle \varepsilon_g^* \rangle$  et  $\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle$

Où

$$\langle \varepsilon_g^* \rangle = (C_1 + A_1 B^{-1} C)(B_1 - A_1 A B^{-1})^{-1} \sigma^\circ = D \sigma^\circ \quad (4-17)$$

$$\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle = B^{-1} C \sigma^\circ + B^{-1} A (C_1 + A_1 B^{-1} C)(B_1 - A_1 A B^{-1})^{-1} \sigma^\circ = D_1 \sigma^\circ \quad (4-18)$$

Avec :

$$A = [(S_g - I)(E_m(1 - V_g/V_t) + E_g V_g/V_t) - S_g E_g] \quad (4-19)$$

$$A_1 = [(S_{ZTI} - I)(E_m(1 - V_{ZTI}/V_t) + E_{ZTI} V_{ZTI}/V_t) - S_{ZTI} E_{ZTI}] \quad (4-20)$$

$$B = (S_{ZTI} - I)(E_m - E_g) V_{ZTI}/V_t \quad (4-21)$$

$$B_1 = (S_g - I)(E_m - E_{ZTI}) V_g/V_t \quad (4-22)$$

$$C = 1 - E_g/E_m \quad (4-23)$$

$$C_1 = 1 - E_{ZTI}/E_m \quad (4-24)$$

Enfin, en connaissant les expressions de  $\langle \varepsilon_g^* \rangle$  et  $\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle$  dans les équations (4-14, 4-15 et 4-16) on retrouve les expressions des contraintes résultantes totales dans la matrice, dans les granulats et dans les zones de transitions interfaciales suivantes :

$$\sigma_m = \left[ \sigma^\circ - E_m/V_t [V_g(S_g - I)\langle \varepsilon_g^* \rangle + V_{ZTI}(S_{ZTI} - I)\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle] \right] \quad (4-25)$$

En remplaçant chaque terme par son équation on peut écrire

$$\sigma_m = \sigma^\circ H_1$$

De même pour  $\sigma_g$  et  $\sigma_{ZTI}$  on peut écrire que

$$\sigma_g = \left[ \sigma^\circ + E_m [(1 - V_g/V_t)(S_g - I)\langle \varepsilon_g^* \rangle - (V_{ZTI}/V_t)(S_{ZTI} - I)\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle] \right] = \sigma^\circ H_2 \quad (4-26)$$

$$\sigma_{ZTI} = \left[ \sigma^\circ - E_m [(1 - V_{ZTI}/V_t)(S_{ZTI} - I)\langle \varepsilon_g^* \rangle + (V_g/V_t)(S_{ZTI} - I)\langle \varepsilon_{ZTI}^* \rangle] \right] = \sigma^\circ H_3$$

$$(4-27)$$

Ces contraintes résultantes sont évidemment unidirectionnelles, c. à. d. parallèles au chargement  $\sigma = \sigma^\circ$

Pour le solide homogène équivalent de la figure 4-3 on peut écrire que la déformation moyenne  $\langle \varepsilon^p_m \rangle$  de la perturbation dans la matrice m est :

$$\langle \varepsilon^p_m \rangle = E_m^{-1} \langle \sigma_m \rangle \quad (4-28)$$

Les équations (4-3) et (4-4) indiquent que les déformations élastiques  $\langle \varepsilon_g \rangle$  et  $\langle \varepsilon_{zti} \rangle$  sont données par :

$$\langle \varepsilon_g \rangle = E_m^{-1} \langle \sigma_m \rangle + \langle \varepsilon^p_g \rangle \quad (4-29)$$

$$\langle \varepsilon_{zti} \rangle = E_m^{-1} \langle \sigma_m \rangle + \langle \varepsilon^p_{zti} \rangle \quad (4-30)$$

Des trois équations précédentes et sachant que  $\varepsilon^0$  est la déformation appliquée, la déformation totale moyenne  $\langle \varepsilon_t \rangle$  du composite est donné par

$$\begin{aligned} \langle \varepsilon_t \rangle &= \varepsilon^0 + V_g \langle \varepsilon_g \rangle + V_{zit} \langle \varepsilon_{zti} \rangle + V_m \langle \varepsilon^p_m \rangle \\ &= (E_m^{-1} + V_g D + V_{zit} D_1) \sigma^\circ \\ &= E_c^{-1} \sigma^\circ \end{aligned} \quad (4-31)$$

Le tenseur du module d'élasticité moyen du composite  $E_c$  est donné

$$E_c = (E_m^{-1} + V_g D + V_{zit} D_1)^{-1} \quad (4-32)$$

#### 4.2.5 Prédiction de la résistance à la compression

Sachant que le volume total de pâte de ciment utilisée dans le composite de béton est  $V_M$ , et que la pâte de ciment qui entoure les granulats a des propriétés différentes de celle qui se trouve loin de ce dernier (constituant la zone de transition). Ceci nous amène à diviser ce volume de pâte en deux à savoir le volume pâte du cœur  $V_m = ZV_M$  pris pour la matrice et le volume des ZTI

$$V_{ZTI} = KV_M \quad \text{Avec} \quad Z + K = 1.$$

Pour la détermination de la résistance à la compression du composite et vu l'impossibilité de la détermination de cette propriété pour la ZTI nous pouvons supposer en se basant sur l'équilibre, que la contrainte totale  $\sigma_{Mt}$  développée sur la pâte totale de ciment de volume  $V_M$  est égale à :

$$\sigma_{Mt} V_M = V_m \sigma_m + V_{ZTI} \sigma_{ZTI} \quad (4-33)$$

$$\sigma_{Mt} = Z\sigma_m + K\sigma_{ZTI} = \sigma^\circ(ZH_1 + KH_3) \quad (4-34)$$

On pose  $\sigma^\circ = \sigma_M^\circ$  est la contrainte maximale qui doit être appliquée pour atteindre la résistance à la compression de la matrice  $f_m$ . Lorsque le champ de contrainte  $\sigma_{Mt}$  est égal à la résistance à la compression de la matrice  $f_m$  la contrainte maximale appliquée s'écrit de la façon suivante

$$\sigma_{Mt} = \sigma_M^\circ(ZH_1 + KH_3) = f_m \quad (4-35)$$

$$\sigma_M^\circ = f_m(ZH_1 + KH_3)^{-1} \quad (4-36)$$

De la même manière on pose que  $\sigma^\circ = \sigma_g^\circ$  est la contrainte maximale nécessaire pour atteindre la résistance à la compression des granulats  $f_g$ . Lorsque les champs de contrainte résultant dans les agrégats  $\sigma_g$  est égale à la résistance à la compression des agrégats, la contrainte maximale appliqué s'écrit de la façon suivante :

$$\sigma_g^\circ = f_g(H_2)^{-1} \quad (4-37)$$

Enfin, nous proposons l'écriture suivante pour la résistance à la compression du béton  $f_c$  ( $f_c$  sera désigné par  $f_r$  lorsqu'il s'agira d'un mortier) :

$$\text{Min}(\sigma_M^\circ, \sigma_g^\circ) \leq f_c \leq \text{Max}(\sigma_M^\circ, \sigma_g^\circ) \quad (4-38)$$

Finalement nous pourrions supposer que la résistance du béton est contrôlée par la résistance de la matrice si  $\sigma_M^\circ$  est inférieur à  $\sigma_g^\circ$ . Dans le cas contraire la résistance du béton sera contrôlée par la résistance des granulats.

### 4.3 Détermination des paramètres de calcul

La validation du modèle de perturbation nécessite la connaissance des paramètres de calcul. Ceux relatives aux granulats et à la pâte de ciment sont déterminées expérimentalement  $V_g, E_g, V_m$  et  $E_m$ . Il nous reste à déterminer les propriétés de la zone de transition

#### 4.3.1 Volume de la zone de transition

Selon la bibliographie il se trouve que l'épaisseur de l'interface de transition désigné ( $\delta$ ) est variable d'une composition à autre. Toutefois elle ne dépasse jamais 100 $\mu$ m et son volume dans la plupart des modèles de prédiction

était généralement une fraction de celui de la matrice ou de celui de granulat. Ce volume est rarement calculé [53 ; 110]. Dans notre modèle on va essayer de déterminer ce dernier d'une manière plus au moins exacte : sachant que chaque inclusion est entourée par une interface, alors il suffit de calculer le nombre de granulats ( $N$ ) et d'évaluer en suite le volume d'une seule interface désigné  $V_{zti}$ , le volume totale des interfaces de transition ne sera que le produit suivant :

$$V_{ZTI} = V_g/V_T \sum_{i=1}^{i=n} N_i * V_{zti} \quad (4-39)$$

Où

$$V_{zti} = \frac{4}{3} \pi ((d_i + 2\delta_i)^3 - d_i^3) \quad (4-40)$$

Pour effectuer tout ce calcul l'analyse granulométrique est souhaitable afin de connaître le nombre des granulats. Le processus de calcul sera présenté dans le tableau suivant on suppose que tous les granulats soient sphériques, de densité  $\rho_s$

Tableau 4-1 Etape de Calcul de nombre d'inclusion

Tamis	Refus	V refus	Le volume d'un seul granulat	Le n. m de granulats contenu dans Vi
$D_1$	$M_1$	$V_1 = \frac{M_1}{\rho_s}$	$V_{D1} = \frac{4}{3} \pi \left(\frac{d_1}{2}\right)^3$	$N_1 = \frac{V_1}{V_{D1}}$
$D_2$	$M_2$	$V_2 = \frac{M_2}{\rho_s}$	$V_{D2} = \frac{4}{3} \pi (d_2)^3$	$N_2 = \frac{V_2}{V_{D2}}$
$D_n$	$M_n$	$V_n = \frac{M_n}{\rho_s}$	$V_{Dn} = \frac{4}{3} \pi \left(\frac{d_n}{2}\right)^3$	$N_n = \frac{V_n}{V_{Dn}}$

#### 4.3.2 Module d'élasticité de la zone transition $E_{ZTI}$

En raison de la structure complexe de la zone de transition, il est difficile de déterminer ses propriétés mécaniques locales avec les techniques de mesure existantes [119,120]. On suppose souvent que le module d'élasticité dans la ZTI est moins que celui dans la pâte de ciment. Beaucoup de chercheurs [91,100,121,123] présentent le module élasticité de la zone de transition  $E_{ZTI}$  comme une fraction de celui de la pâte de ciment , à savoir :

$$E_{ZTI} = \alpha E_m \quad (4-41)$$

Où  $\alpha$  varie entre 0,2 et 0,8.  $E_{ZTI}$  peut alors être facilement calculé on connaissant  $E_m$ . Bien que l'équation précédente à toujours donné une bonne simulation des propriétés élastiques de béton. Il n'y a ni théorie ni données expérimentales pour soutenir les valeurs de  $\alpha$ . En plus n'y a aucun changement avec l'âge ou degré d'hydratation qui est considéré dans la formule. Sachant que le degré d'hydratation affecte la porosité des spécimens, dans le modèle proposé on va introduire ce dernier paramètre. Afin de tenir compte de degré d'hydratation nous utilisons la formule proposée par LUTZ et al [103] qui donne le module élastique de la ZTI  $E_{ZTI}$  en fonction de celui de la pâte  $E_m$  à n'importe quelle distance ( $r$ ) supérieur á ( $a$ ) où ( $a$ ) est le rayon de l'inclusion

$$E_{ZTI} = E_m [1 - \alpha_K (\Phi(r) - \Phi_m)] \quad (4-42)$$

Où

$\Phi(r)$  Désigne la porosité à une distance( $r$ ) par rapport la surface de l'inclusion. Cette dernière est supposée dans notre modèle la même sur toute l'épaisseur  $\delta$  de la ZTI et égale à  $\Phi_{ZTI}$ . Toutefois, d'après [53,102,124-126] la porosité dans la zone de transition est reliée à de celle de la pâte du cœur  $\Phi_m$  par :

$$\Phi_{ZTI} = \beta \Phi_m$$

Avec  $\beta = 1.5 \div 2.5$

$\alpha_K$  Est un coefficient qui dépend de la forme de pores. Pour des pores sphériques et pour un coefficient de poisson  $\nu = 0.2$  pour la pâte du cœur  $\alpha_K = 2$ .

En remplaçant  $\Phi_{ZTI}$  par son équation on peut réécrire l'équation (4-41) comme suit :

$$E_{ZTI} = E_m [1 - \alpha_K (\Phi_{ZTI} - \Phi_m)] = E_m [(1 - 2(\beta - 1)\Phi_m)] \quad (4-43)$$

On connaissant que  $E_{ZTI} = \alpha E_m$  alors on pourra écrire que :

$$\alpha = (1 - 2(\beta - 1)\Phi_m) \quad (4-44)$$

Sachant que  $E_m$  est donné expérimentalement, il nous reste qu'à déterminer la porosité de la pâte de ciment  $\Phi_m$  pour pouvoir déterminer  $E_{ZTI}$ . Pour ceci nous utilisons l'équation établie par HA-WANSONG et al [124] lors de leurs étude de la diffusivité du béton avec fumée de silice ( $FS$ ). L'avantage de l'utilisation de leurs formules dans notre modèle est l'extension de son utilisation pour des bétons ordinaires (BO) et pour des bétons stabilisés avec la  $FS$  (BSF)

- Pour un Béton ordinaire :

$$\Phi_m = \frac{1 - (1 + 1,31\alpha_h)}{1 + 3,2 E/C} \quad (4-45)$$

- Pour un Béton avec Fumée de silice :

Pour le béton stabilisé avec la fumée de Silice deux formules sont données pour la détermination de la porosité à savoir :

1- Pour  $\alpha_h < \alpha_c$

$$\Phi_m = 1 - \frac{[6,061(1-FS)\alpha_h + 2,2 + SF - 2,2(1-FS)\alpha_h]}{(2,2 + FS + 7,04 E/L)} \quad (4-46)$$

2- Pour  $\alpha_h > \alpha_c$

$$\Phi_m = 1 - \frac{[2,2(1-FS)(1 + 1,31\alpha_h + 0,78\alpha_c)]}{(2,2 + FS + 7,04 E/L)} \quad (4-47)$$

Avec

$$\alpha_c = \frac{3,2 SF}{0,6446(1-FS)} \quad (4-48)$$

Où

$\alpha_h$  : est le degré d'hydratation de la pâte de ciment supposée le même pour les mortiers et pour les bétons

$E/C$  : Le rapport de la quantité d'eau sur celle de ciment

$FS$  : Le pourcentage de la fume de silice

$E/L$  : Le rapport de la quantité d'eau sur celle de liant

Afin de minimiser les interventions expérimentales pour la détermination de paramètres nécessaires à la validation de notre modèle. On essaiera une fois de plus d'utiliser une formule tirée de la littérature pour la détermination de degré d'hydratation théoriquement en se basant sur l'étude faite par L. LAM et al [127]

où  $\alpha_h$  est donné par :

$$\alpha_h = ae^{-b/(E/C)} \quad (4-49)$$

Où  $a$  et  $b$  sont des variables avec l'âge tableau 4.2

Tableau 4-2 Les valeurs des paramètres  $a$  et  $b$  en fonction d'âge

Age (jours)	$a$	$b$
7	85.29	0.1172
28	96.58	0.1345
90	107.37	0.1405

Une fois tous ces paramètres déterminés il nous reste qu'à déterminer le module d'élasticité  $E_{ZTI}$  d'après l'équation (4-41).

Avant de passer à la validation du modèle nous devons signaler que l'analyse analytique développée précédemment pour un composite triphasique, s'effectue successivement avec les mortiers et les bétons. Les paramètres nécessaires aux calculs des propriétés mécaniques du mortier sont celles de la matrice qui seront supposés être celles de la pâte de ciment. Celle de sable sera considérée, comme le type d'inclusion numéro 1 et la  $ZTI$  sera supposée le type d'inclusion numéro 2. Pour le béton, le module de perturbation sera à nouveau utilisé mais cette fois le

mortier deviendra la matrice. L'inclusion numéro 1 sera les granulats et l'inclusion 2 sera *ZTI*. L'organigramme ainsi que le programme de calcul du modèle de perturbation sont présentés dans l'annexe

#### 4.4 Analyse de la sensibilité du modèle

Pour analyser analytiquement la sensibilité du comportement du béton par rapport ces constituants, l'approche développée précédemment est utilisée.

##### 4.4.1 Module d'élasticité

###### 4.4.1.1 Effet de fraction de volume de la ZTI

L'objectif de cette étude est d'estimer l'effet de  $V_{ZTI}$  sur le module d'élasticité du mortier  $E_r$ . Pour ceci nous supposons un  $V_{ZTI}$  variable entre 10% et 80% de volume totale des granulats. Le volume des granulats est supposé variable entre 0,2 et 0,8 le coefficient  $\beta=2$ , le rapport  $E/C=0,5$ . Soit  $E_m = 20$  et  $E_g = 60$ .

Dans la figure 4.5 nous présentons le module d'élasticité du mortier en fonction de volume de granulats

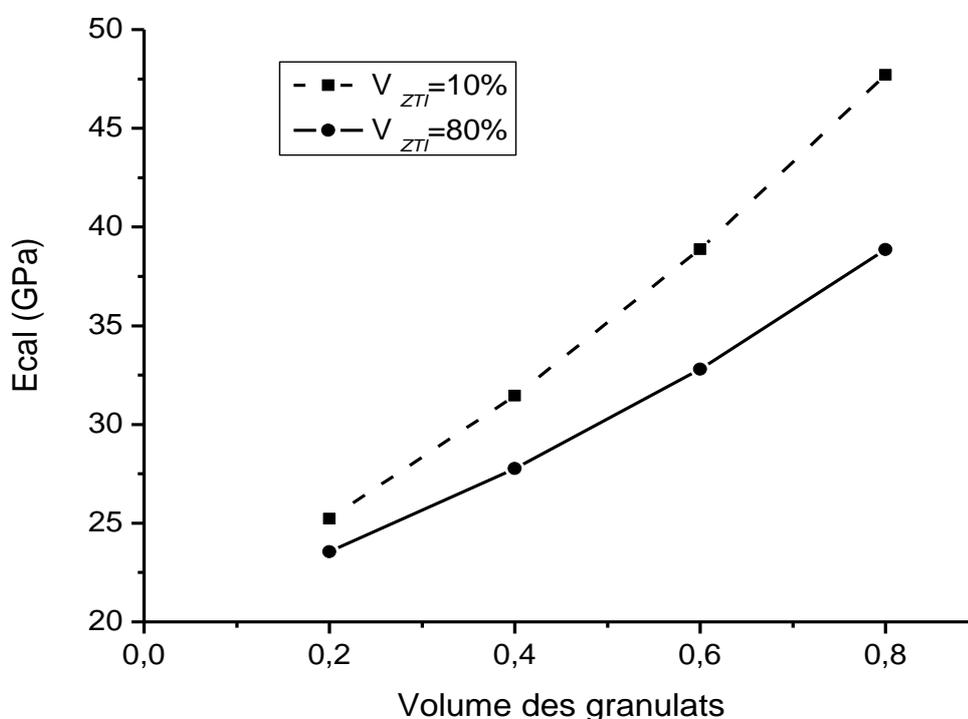


Figure 4-4 Effet de volume de la ZTI sur le module d'élasticité du mortier

Il est clair d'après la figure 4.5 que le volume de la  $ZTI$  à un effet significatif sur le module d'élasticité du mortier. On enregistre une augmentation de 23% dans  $E_r$  lorsque le  $V_{ZTI}$  diminue de 80% à 10% pour un volume  $V_g = 0,8$ . Cette augmentation chute avec la réduction du volume de granulats où on enregistre une valeur de 6% pour un volume  $V_g = 0,2$ . Ce résultat est obtenu pour un rapport  $E_g/E_m$  constant.

Après avoir présenté la variation de module d'élasticité de mortier avec  $V_{ZTI}$  pour des volumes de granulats variables. Nous allons maintenant voir l'influence de ce même paramètre mais cette fois pour des rapports  $E_g/E_m$  variable entre 0,5 et 4.

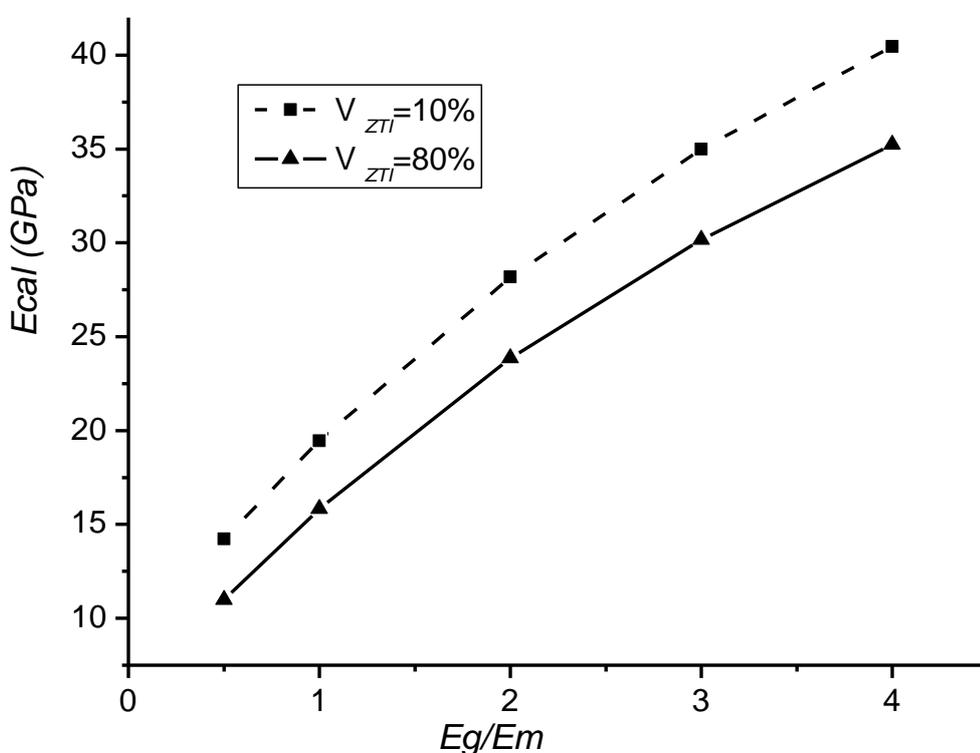


Figure 4-5 Effet de volume de la  $ZTI$  sur le module élastique du mortier en fonction de  $E_g/E_m$  variable

Sur cette nouvelle figure 4-6 on peut facilement voir que l'influence de  $V_{ZTI}$  sur  $E_r$  est relatif au rapport  $E_g/E_m$ . La chute dans  $E_r$  avec  $V_{ZTI}$  est importante pour des rapports élevés. La chute de 23% dans  $E_r$  pour un rapport  $E_g/E_m = 4$  lorsque

$V_{ZTI}$  passe de 10% à 80% est diminuer à 12% lorsque ce rapport augmente à  $E_g/E_m = 0.5$

Toutefois, on peut constater, dans cette même figure que la rigidité des agrégats influence considérablement celle du mortier. Toute augmentation dans le module d'élasticité des agrégats entraîne une augmentation dans celui du mortier. On enregistre par exemple une augmentation qui atteint 45% lorsque le rapport  $E_g/E_m$  passe de 2 à 4 pour un  $V_{ZTI} = 80\%$ . L'augmentation dans le module d'élasticité du béton peut s'expliquer par le fait que plus on augmente la rigidité des agrégats plus la capacité de chargement du matériau se trouve augmenter car les contraintes totales développées sur les agrégats sont proportionnelles à leurs rigidités figure 4.7

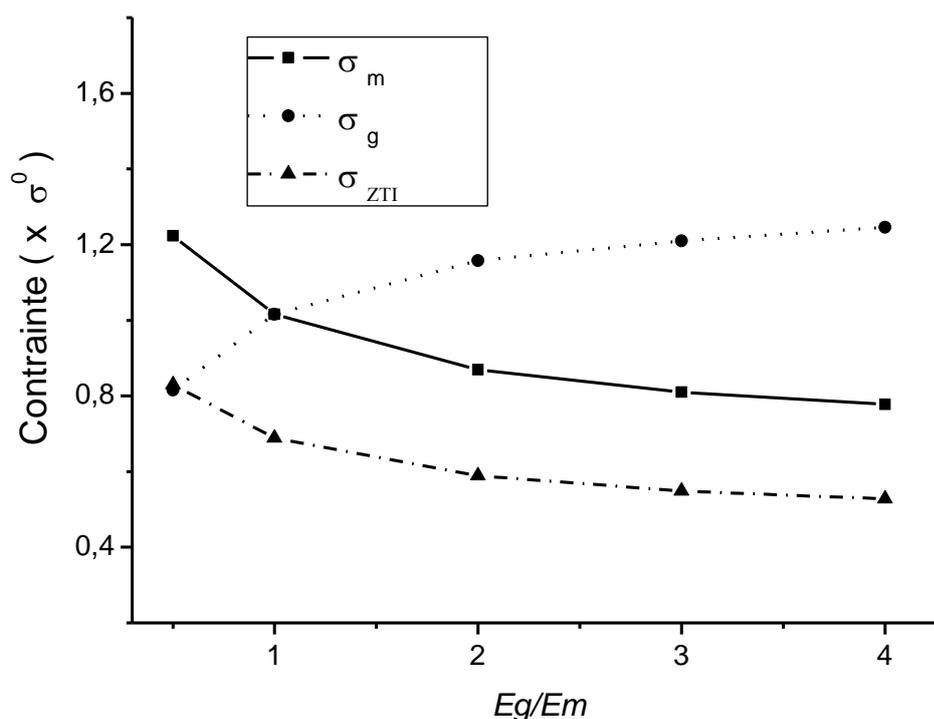


Figure 4-6 Contraintes totales sur les 3 phases en fonction du rapport  $E_g/E_m$

Dans la figure 4-7 sont rapportées les contraintes totales développées dans les trois phases du composite en fonction du rapport  $E_g/E_m$  pour un  $V_{ZTI} = 10\%$ . On constate que les contraintes développées sur les agrégats augmentent avec la

rigidité de ces derniers. On enregistre une augmentation de 53% lorsque le rapport  $E_g/E_m$  passe de 0,5 à 4. Par contre lorsque ce rapport diminue et s'approche de 1, on remarque que les contraintes reprises par les agrégats s'approchent à celle reprise par la matrice. La différence atteint zéro pour un rapport  $E_g/E_m = 1$  alors qu'elle a été de 60% pour le rapport  $E_g/E_m = 4$ .

Pour le rapport  $E_g/E_m < 1$  le rôle s'inverse, où les contraintes reprises par la matrice sont supérieures à celles reprises par les agrégats.

Pour la zone de transition on observe que ses contraintes restent toujours une fraction de celles reprises par la matrice. Donc on peut constater que les contraintes se trouvent proportionnelles à la rigidité, où les phases les plus rigides se trouvent plus sollicitées.

#### 4.4.1.2 Effet de la rigidité de la zone de transition

La présente étude a pour objectif de simuler l'effet de la rigidité de la *ZTI* sur les propriétés élastiques du composé triphasique, pour les mêmes paramètres utilisés dans la section précédente. Les caractéristiques mécaniques choisies pour les trois phases sont résumées dans le tableau 4.3.

Tableau 4-3 Caractéristiques mécanique des trois phases

Constituant	Matrice	Granulats	Zone de Transition		
			Cas1( $\alpha=0,25$ )	Cas2 ( $\alpha=2,25$ )	Cas3 ( $\alpha =1$ )
E(GPa)	20	60	5	45	20

Les modules d'élasticités de la zone de transition permettent d'analyser trois situations particulières. La rigidité de l'interface différente de celle la matrice (cas 1 et 2), et une interface de même rigidité que la matrice (cas3). Cette troisième situation correspond bien à un matériau biphasique. Dans le même tableau sont données les valeurs de  $\alpha$  (sachant que le module d'élasticité de la zone de transition est fonction de ce coefficient équation (4-41)). Les résultats de l'analyse analytique sont présentés dans la figure 4.8 en fonction de volume des granulats

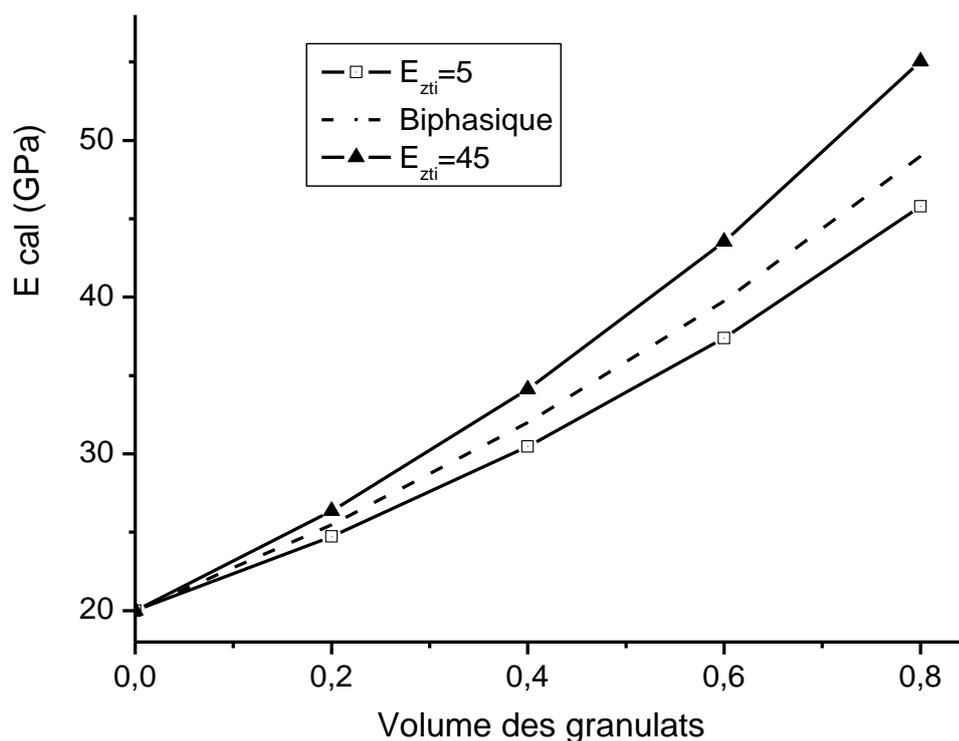


Figure 4-7 Effet de la rigidité de la ZTI sur le module d'élasticité du composé

Il apparait que le module d'Young prédit par le modèle augmente avec la rigidité de la zone de transition. Toutefois, il faut signaler que cette augmentation est relative au pourcentage des granulats, où elle est de 6% pour un  $V_g=0.2$ . Une valeur plus importante est enregistrée pour un  $V_g=0.8$  est qui de 21% lorsque le module de la zone de transition passe de cas (2) au cas (1). C'est à dire lorsque le coefficient  $\alpha$  passe de 2.25 à 0.25. Alors toute étude ayant pour objectif l'amélioration des propriétés élastiques du béton devrait d'abord améliorer celle de la ZTI.

Afin de justifier l'introduction de la zone de transition comme troisième phases dans le béton. On va comparer les résultats du 2<sup>ème</sup> cas à ceux du 3<sup>ème</sup> cas c. à. d. au modèle biphasique. Il est clair d'après la même figure que le module d'élasticité du composite chute en introduisant la troisième phase. Pour un volume  $V_g = 0,8$  une chute de 11 % dans le module d'élasticité est enregistrée lorsque le coefficient  $\alpha$  passe de 2.25 à 1.

Dans le tableau 4.4 sont rapportées les valeurs des contraintes en fonction de  $\alpha$  et de  $V_g$  variables.

Tableau 4-4 Contraintes résultantes dans les trois phases

$E_{ZTI}$ (GPa)	A	$V_g$	Ecal (GPa)	$\sigma_m$	$\sigma_g$	$\sigma_{zti}$
5	0,25	0.2	24.74	0,929	1,394	0,37174
		0.4	30.46	0,868	1,3020	0,34722
		0.6	37.38	0,8143	1,22	0,3257
		0.8	45.80	0,7668	1,15	0,3067
10	0,5	0.2	24.97	0,920	1,380	0,6134
		0.4	30.89	0,852	1,278	0,5681
		0.6	37.95	0,793	1.190	0,5291
		0.8	46.36	0,742	1,113	0,4950
15	0,75	0.2	25.23	0,913	1,37	0,783
		0.4	31.47	0,841	1,262	0,721
		0.6	38.83	0,779	1,169	0,668
		0.8	47.60	0,726	1,089	0,622
20	1	0.2	25.47	0,9090	1,3636	0,9090
		0.4	32.00	0,833	1,25	0,833
		0.6	39.76	0,769	1,153	0,769
		0.8	49.00	0,714	1.071	0,714
35	1,75	0.2	26.106	0,900	1,35	1,145
		0.4	33,39	0,818	1,227	1.04
		0.6	42,23	0,750	1,125	0,954
		0.8	52,88	0,692	1.039	0,881
45	2,25	0.2	26,35	0,896	1,344	1.241
		0.4	34,11	0,8125	1,218	1,125
		0.6	43,54	0,742	1,114	1.028
		0.8	55,03	0,684	1.026	0,947

On constate que les contraintes résultantes sur la zone de transition augmentent avec sa rigidité. On enregistre par exemple une augmentation de 9% lorsque le coefficient  $\alpha$  passe de 1.75 à 2.25 pour un volume  $V_g=0.2$ .

Lorsque ce coefficient s'approche de 1 les contraintes reprises par cette zone s'approchent de celles reprises par la matrice et la différence entre les deux contraintes atteint zéro pour un coefficient  $\alpha = 1$ , alors qu'elle été de 60% pour un coefficient  $\alpha = 0.25$

Les contraintes reprises par les granulats et celles reprises par la matrice varient avec celles de la zone de transition. Toute augmentation dans la rigidité de la ZTI entraine une augmentation dans  $\sigma_{zti}$  et des réductions dans  $\sigma_m$  et  $\sigma_g$ .

#### 4.4.2 Résistance à la compression

La figure 4.9 illustre la variation de résistance à la compression en fonction du rapport  $E_g/E_m$ . La résistance à la compression des agrégats est supposée égale à 1.5 celle de la matrice  $f_g = 1,5 f_m$ . Les mêmes paramètres d'étude que la section précédente ont été utilisés.

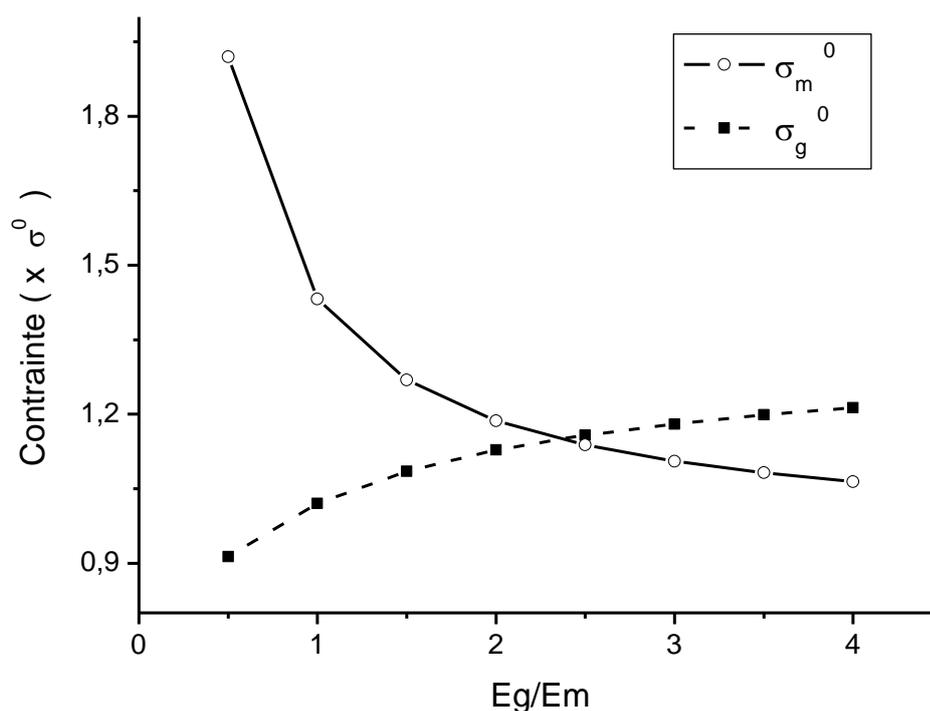


Figure 4-8 Limite de la résistance à la compression du composé en fonction  $E_g/E_m$

On constate que lorsque le rapport  $E_g/E_m$  est inférieur à 2.5 la résistance du composé est contrôlé par la résistance de la matrice, vu qu'elle constitue la limite inférieure de la fourchette proposée pour la résistance. Pour des rapports

$E_g/E_m$  supérieurs à 2.5 on remarque nettement que les limites proposées pour la résistance à la compression divergent et la résistance du composé devient contrôlée par la résistance des agrégats.

#### 4.5 Conclusion

Les résultats obtenus dans ce chapitre montrent que le modèle de perturbation peut être utilisé pour prédire le module élastique et la résistance à la compression du béton à partir des propriétés mécaniques et proportion volumique de chacune des phases. Il convient toutefois de mentionner que certaines hypothèses simplificatrices peuvent occasionner des erreurs de prédiction tel que :

- Les granulats sont supposés sphériques
- Le coefficient de poisson de chacune des phases peut être différent de 0,2
- L'air entraîné pendant le malaxage n'est pas pris en compte

De plus, des interactions entre les phases constituantes peuvent induire des perturbations et modifier les propriétés élastiques des phases.

Pour l'analyse de l'influence des paramètres des constituants, nous avons étudié d'abord l'influence de la variation de volume de la zone de transition sur le module d'Young équivalent. Il se trouve que ce dernier est influencé par le volume de cette phase. Toutefois cette influence est légère du fait que son volume est relativement petit par rapport les deux autres phases.

La sensibilité de module d'Young de béton aux modules d'élasticité des matrices et de zone de transition a été aussi étudiée. Il se trouve que la rigidité du béton est très sensible à celle de la zone de transition. Une chute est enregistrée dans ce dernier où elle atteint 17% lorsque le module d'élasticité de la zone de transition est divisé par 9 pour un volume de granulat égal à 0.8

Enfin à partir des expressions de contraintes résultantes, nous avons développé une méthodologie qui nous permet de prédire des fourchettes de la résistance à la compression du béton. Cette propriété est analysée en faisant varier le contraste de rigidité entre la matrice et les agrégats. Les résultats obtenus montrent que la résistance à la compression du béton est contrôlée par la phase la plus faible.

## CHAPITRE 5

### VALIDATION DU MODELE DE PREDICTION

#### 5.1 Introduction

Sachant que le comportement mécanique du béton est influencé par les paramètres de ses constituants, à savoir la matrice cimentaire, les granulats et la *ZTI*. La connaissance de cette influence nous permettra la maîtrise du comportement globale du béton. Toutefois cette étude expérimentale peut être longue et surtout délicate. Donc toute simulation permettant d'analyser la dépendance du comportement du béton de ses constituants peut être considéré comme outil complémentaire précieux. Dans le chapitre précédent nous avons développé une approche de prédiction du comportement macroscopique mécanique des bétons. Cette approche tient compte de la zone de transition dont les caractéristiques sont différentes de celle de la matrice.

Dans le présent chapitre nous confrontons des résultats expérimentaux à ceux obtenues par le modèle de prédiction et ceci afin de vérifier l'efficacité de ce dernier. Comme pour l'identification du module d'élasticité du béton à travers des modèles d'homogénéisations, des confrontations seront faites entre des résultats expérimentaux de la résistance à la compression et quelques modèles prédictifs. Enfin à partir du modèle de perturbation, une procédure inverse est utilisée pour identifier la résistance à la compression des granulats.

#### 5.2 Module d'élasticité

##### 5.2.1 Confrontation du modèle de prédiction aux résultats expérimentaux

Afin de vérifier les conclusions tirées de l'étude analytique nous jugeons nécessaire de comparer les résultats du modèle de prédiction avec les résultats expérimentaux déjà utilisés dans le chapitre trois.

Les données TEDDY et HIRSCH, ANSON et NEWMAN [114] déjà présentées dans les tableaux 3.1 et 3.2 seront utilisées dans la présente analyse.

HIRSCH a étudié l'influence des modules d'élasticité et de volume d'agrégat sur le module d'élasticité du béton. La matrice était une pâte de ciment gâchée avec un rapport  $E/C=0.4$ . Six types d'agrégat, étaient utilisés aux volumes variables entre 0,2 et 0,57.

ANSON et NEWAMAN ont aussi étudié l'influence de  $E_g, V_g$  et le module d'élasticité de la matrice  $E_m$  sur le module d'élasticité du béton tableau 3.2. Différents mortiers ont été utilisés comme matrice ; les agrégats étaient des diorites et du verre.

Une autre étude a été faite par Z. SUN et al. [53] où ils ont utilisé (D-EMT) théorie afin de faire une simulation directe de la microstructure de la ZTI et de la pâte de cœur. La distribution de CH entre ces deux phases a été incluse dans la simulation. Le modèle développé par cette équipe a été validé par une série d'expérience dont les résultats seront aussi utilisés dans notre étude tableau 3.3

Une plus récente étude a été faite par K. YANG sur des bétons légers en utilisant des granulats légers de différente densité. Cette étude expérimentale avait pour but de déterminer les performances mécaniques du béton de différentes compositions tableau 3.5.

Par la suite, l'analyse de chaque propriété mesurée sera faite séparément

La comparaison des résultats prévus par le modèle de perturbation et ceux obtenus expérimentalement sera faite, dans un premier temps, avec les bétons ordinaires puis, dans un second temps, avec les bétons utilisant de la fumée de silice.

### 5.2.1.1 Béton ordinaire

#### A. Variation du module d'élasticité de la matrice

Dans cette partie nous utiliserons les résultats obtenus par Z. SUN et al [53] sur plusieurs mortiers et bétons. Les proportions et les propriétés des phases constituantes sont résumées dans le tableau 3.3

La figure 5.1 illustre les comparaisons entre les résultats prévus par le modèle et les résultats expérimentaux des compositions 2m, 8m et 11m. D'autres comparaisons sont données sous forme d'erreur tableau 5.1.

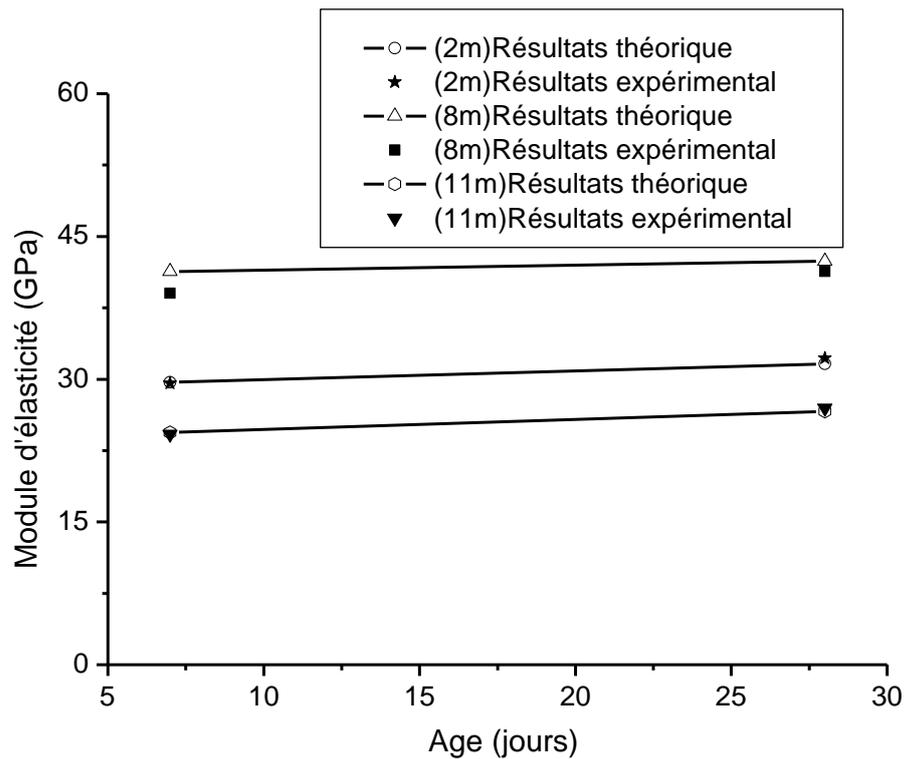


Figure 5-1 Module d'Young en fonction d'âge (compositions 2m,8met 11m)

On observe clairement que la prise en compte de la zone de transition comme troisième phase dans le calcul analytique conduit à des résultats dont les évolutions avec l'âge sont similaires à ceux obtenus expérimentalement aussi bien aux jeunes âges (7 jours) qu'aux âges avancés (28 jours). Ceci permet de conclure que la prise en compte de la zone de transition dans le modèle est indispensable pour représenter de façon assez réaliste de microstructure de béton.

Tableau 5-1 Comparaison du modèle avec les résultats expérimentaux

L'erreur relative	3c	4c	5m	7m	9m	12c	13m	14m
$\Delta E(\%)(7 \text{ jours})$	5.8	6.7	13.52	3.53	9.01	4.91	21.45	9.06
$\Delta E(\%)(28 \text{ jours})$	1.45	1.95	10.13	1.25	6.12	1.33	18.66	4.98

Les comparaisons données sous forme d'erreur, montrent que les écarts restent relativement faibles ce qui confirme une fois de plus la validité du modèle de perturbation.

Sachant que le coefficient  $\alpha$  relatif au module d'élasticité de la ZTI est une variable avec l'âge d'hydratation. Nous proposons, d'analyser sa variation entre 7 et 28 jours pour les compositions 14m, 3c et 9m. Cette analyse sera faite en utilisant les résultats obtenus par le modèle.

Les valeurs de ce coefficient sont présentées dans la figure 7, en fonction du rapport  $E/C$ . Il est clair que pour tous les rapports  $E/C$  le coefficient  $\alpha$  augmente avec l'âge. Cette augmentation diffère d'un rapport  $E/C$  à un autre. Elle est de 8,44% avec le rapport  $E/C=0,35$  (composition 9m), 14,20% avec le rapport  $E/C=0,5$  (composition 3c) et 20,14% avec le rapport  $E/C=0,6$  (composition 14m), donc. Ceci peut s'expliquer comme suit :

Avec un rapport  $E/C=0.6$ , la composition 14m a une quantité d'eau supérieure aux autres mélanges ce qui permet aux composants cimentaires de mieux s'hydrater entraînant ainsi une rigidité supérieure.

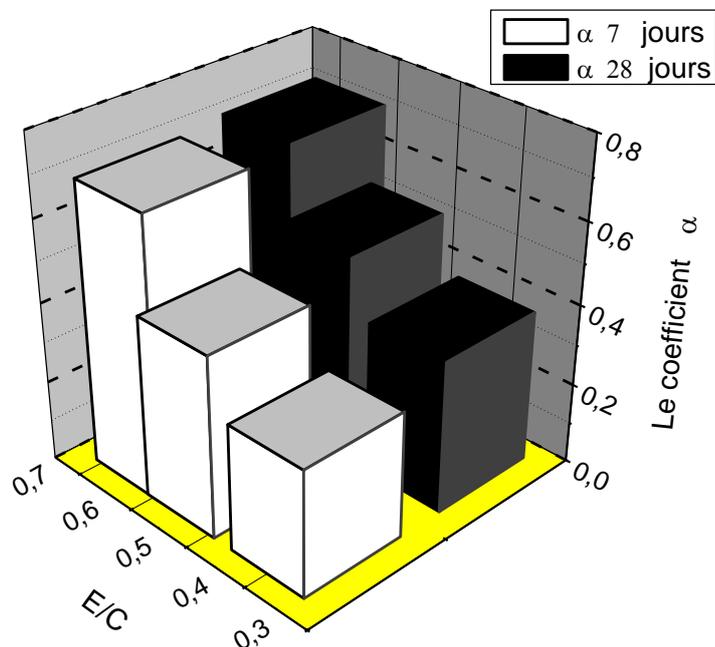


Figure 5-2 Coefficient  $\alpha$  en fonction du rapport  $E/C$

Considérons maintenant l'influence du coefficient  $\alpha$  sur le module d'élasticité du béton. Les résultats d'analyse pour un volume d'agrégat fixé à 64,8% sont rapportés sur la figure 5.3.

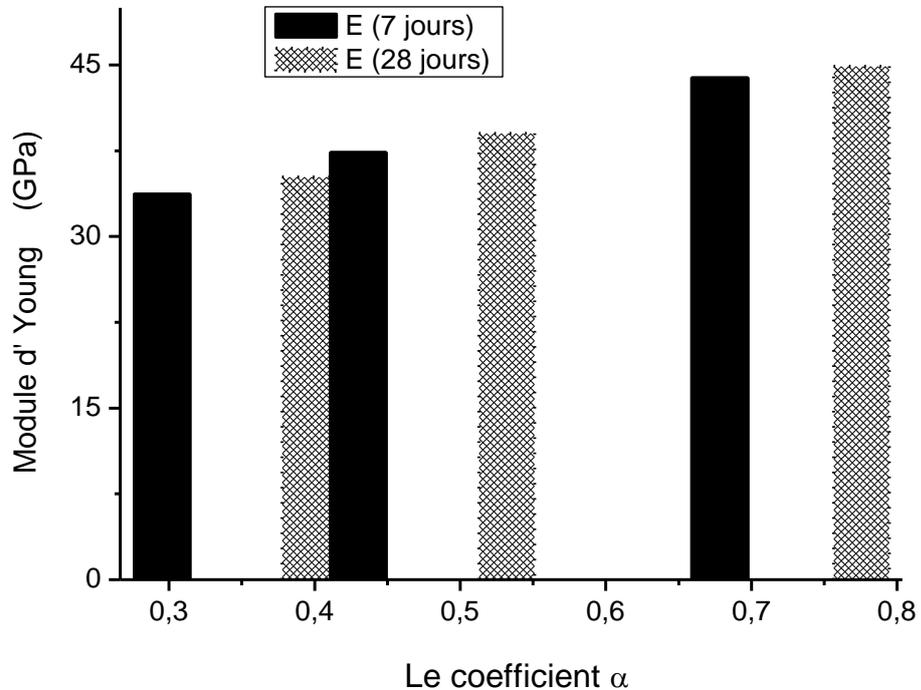


Figure 5-3 Module d'Young en fonction du coefficient  $\alpha$

Il apparait que le coefficient  $\alpha$  a un effet significatif sur le module d'Young du béton. A 7 jours l'augmentation de ce paramètre de 0.3 à 0.7 entraîne une augmentation dans le module d'Young qui atteint 30.23%. Par contre à 28 jours le passage de ce coefficient de 0.37 à 0.75 entraîne une augmentation de 28% dans le module d'Young.

Ceci permet une fois de plus, de conclure que le module d'élasticité du béton est étroitement lié à celui de la zone de transition, cette troisième phase constituante de béton qui a été longtemps négligée.

Pour examiner l'effet de dépendance du modèle sur ses prévisions des modules d'élasticité nous analysons, dans cette section, l'influence de module d'élasticité de la zone de transition sur la distribution des contraintes entre les phases constituantes du composite. Les données expérimentales de Z. SUN et al [53] seront à nouveau

utilisées d'où les compositions des mortiers 5m, 9m et 14m. Les résultats sont présentés sur la figure 5.4

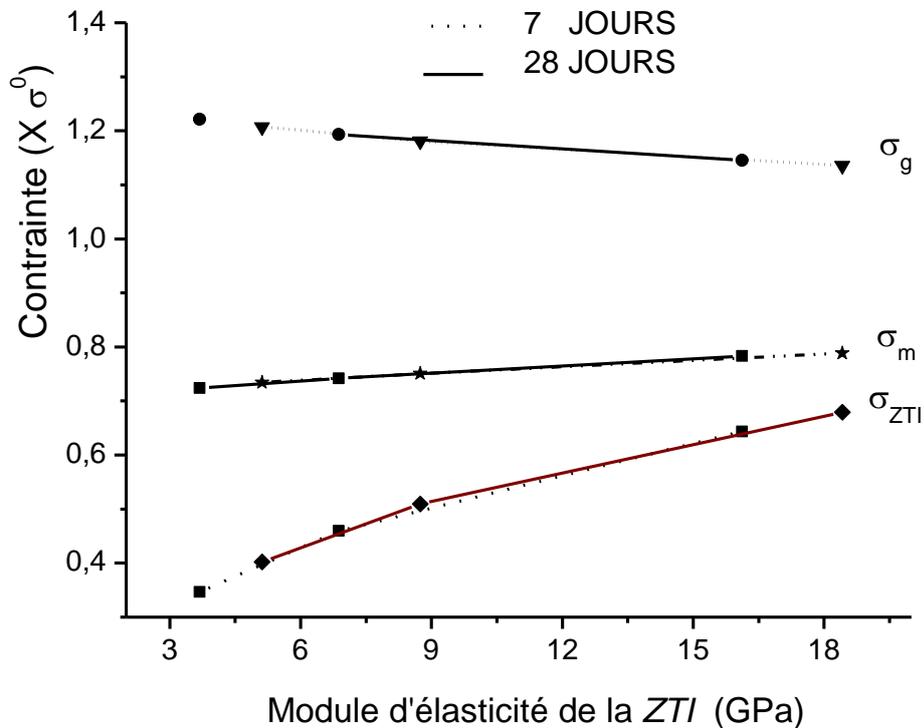


Figure 5-4 Contraintes totales résultantes dans les trois phases en fonction de module d'élasticité de la ZTI à 7 et 28 jours.

On constate que les contraintes reprises par l'interface de transition sont relatives à la rigidité de cette dernière. Toute augmentation dans le module d'élasticité de cette phase entraîne une augmentation dans la contrainte  $\sigma_{ZTI}$  supportée par cette zone. On enregistre une augmentation de 86% lorsque le module d'élasticité augmente de 4% sur des éprouvettes âgées de 7 jours. Pour des éprouvettes de 28 jours d'âge, une augmentation de 67% est enregistrée dans  $\sigma_{ZTI}$  lorsque le module d'élasticité de cette phase augmente de 2.6%.

On retient de cette analyse que la contrainte totale résultante dans la ZTI est proportionnelle à sa rigidité. Où toute augmentation du module d'élasticité entraîne une augmentation dans cette dernière. D'après la figure précédente, une chute dans les contraintes résultantes sur les granulats,  $\sigma_g$  est constatée, malgré que leur rigidité soit restée constante. Cette chute est ici relative à l'augmentation de la rigidité de la

zone de transition. À titre d'exemple elle est de 6% lorsque la rigidité de la *ZTI* augmente 2.6%. Ceci nous laisse supposer que si l'une des phases acquies une rigidité plus grande que les autres, elle leurs permet de se déchargées ; tout en supportant une charge supplémentaire. Donc une transmission de charge entre les phases selon leurs rigidités peut être constatée. Ceci signifie que toute augmentation dans la rigidité de la zone de transition entraîne une augmentation de celui du mortier ou du béton. Cette phase joue alors un rôle primordial dans les propriétés élastiques de béton et sa prise en compte dans la modélisation de microstructure demeure obligatoire.

Afin d'étudier la dépendance du modèle des paramètres microstructuraux, nous analysons dans la présente section des bétons avec des matrices de propriétés constantes mais des volumes de granulats variables. Les résultats expérimentaux obtenus par TEDDY et HIRSCH seront utilisés, dont les proportions et propriétés des composants ont été résumées dans le tableau 3.1

Les résultats du calcul du module d'élasticité par le modèle seront d'abord comparés à ceux trouvés expérimentalement et présentés dans la figure 5.5

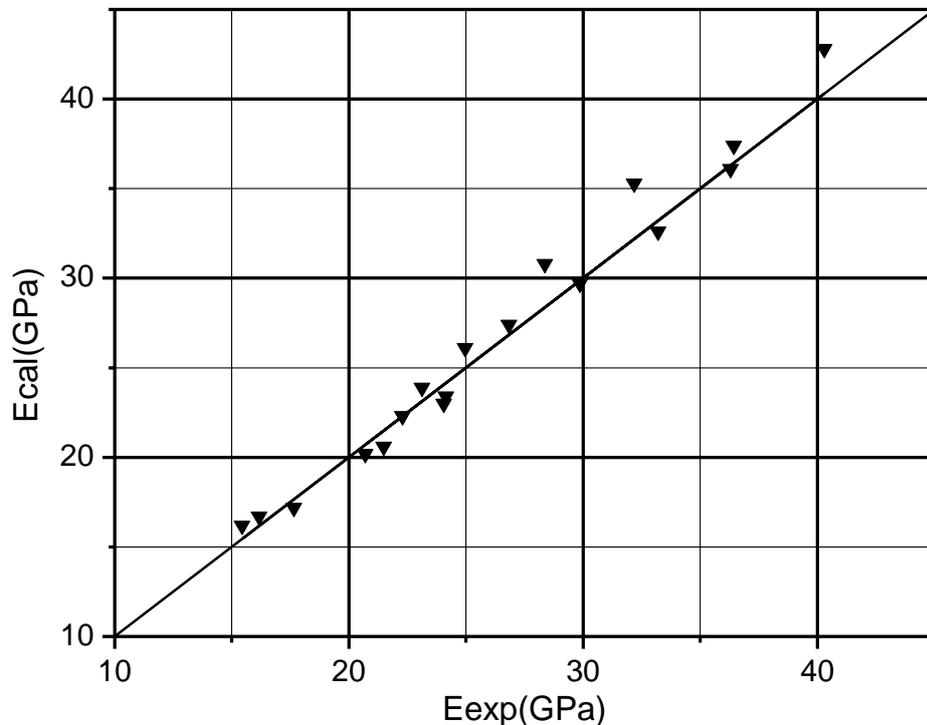


Figure 5-5 Comparaison entre les modules d'élasticité théoriques et expérimentaux des bétons pour des différents pourcentages de granulats

Une fois de plus on remarque que les résultats prédits par le modèle se trouvent très proche de ceux obtenus expérimentalement quel que soit le volume des granulats. Ceci permet de constater une fois de plus que le modèle est valable pour la prédiction du modèle d'élasticité des mortiers et des bétons.

Dans la figure 5.6, sont présentées les contraintes reprises par les trois phases. Ces dernières sont calculées par le modèle de perturbation pour les paramètres d'étude utilisés précédemment.

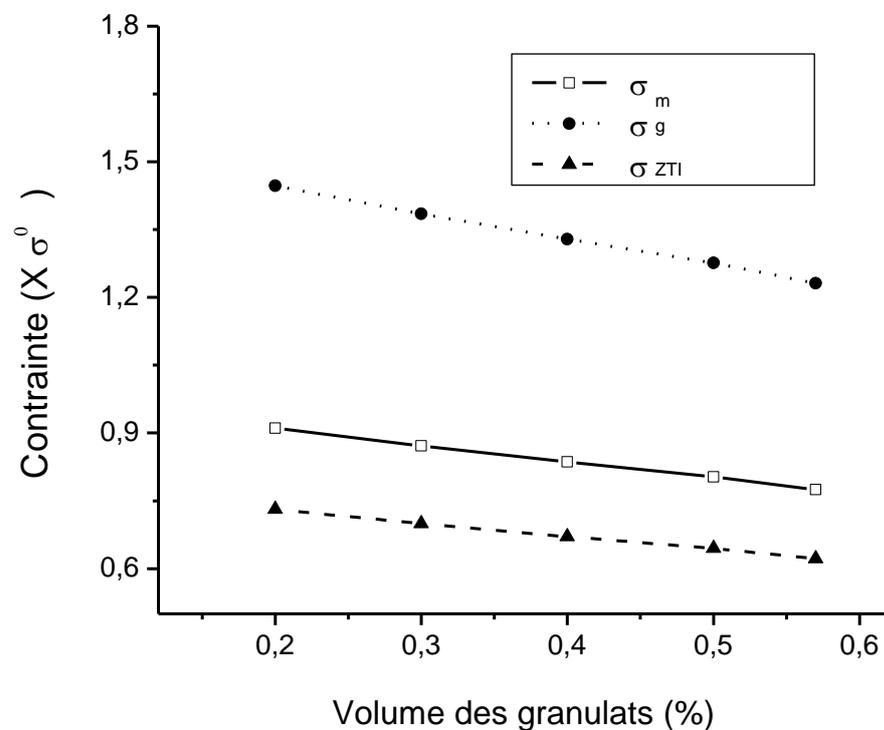


Figure 5-6 Contraintes résultantes dans les trois phases en fonction de pourcentage de granulats

On remarque dans cette figure que pour un même type d'agrégat l'augmentation du volume de ce dernier entraîne une perturbation dans la distribution des contraintes résultantes sur de trois phases. Toute augmentation du volume des granulats entraîne une chute dans les trois contraintes. Par exemple lorsque le volume des granulats passe de 0,2 à 0,57 les contraintes  $\sigma_m$ ,  $\sigma_g$  et  $\sigma_{ZTI}$  chutent de 15%

### A. Variation du module d'élasticité des granulats

Afin d'affiner l'analyse, des matrices de propriétés élastiques constantes avec différents types de granulats ont été étudiés. A cet effet, les données de TEDDY et HIRSCH seront à nouveau utilisées. Les propriétés des différents constituants, ainsi que les contraintes totales résultantes sur les trois phases, sont résumées dans le tableau 5.2 suivant. Les résultats expérimentaux et théoriques des modules d'élasticités des mortiers sont présentés dans la figure 5.7.

Tableau 5-2 Caractéristiques expérimentales et les résultats prédits par le modèle des bétons testés

$E/C$	Pâte de ciment	Agrégats		$E_{exp}$ (GPa)	$E_{the}$ (GPa)	$\sigma_m$	$\sigma_g$	$\sigma_{ZTI}$
		$E_g$	$V_g$					
0.4	19.2	207.0	0.4	44.50	46.13	0.7597	1.390	0.6096
		75.90	0.4	33.90	33.58	0.8170	1.306	0.6563
		72.40	0.4	35.30	32.96	0.8220	1.299	0.6596
		61.90	0.4	29.70	30.94	0.8370	1.278	0.6716
		31.90	0.4	22.30	23.19	0.9220	1.152	0.7040
		15.00	0.4	16.70	16.94	1.069	0.938	0.8800

Dans la figure suivante les résultats prévus par le modèle sont confrontés aux résultats expérimentaux.

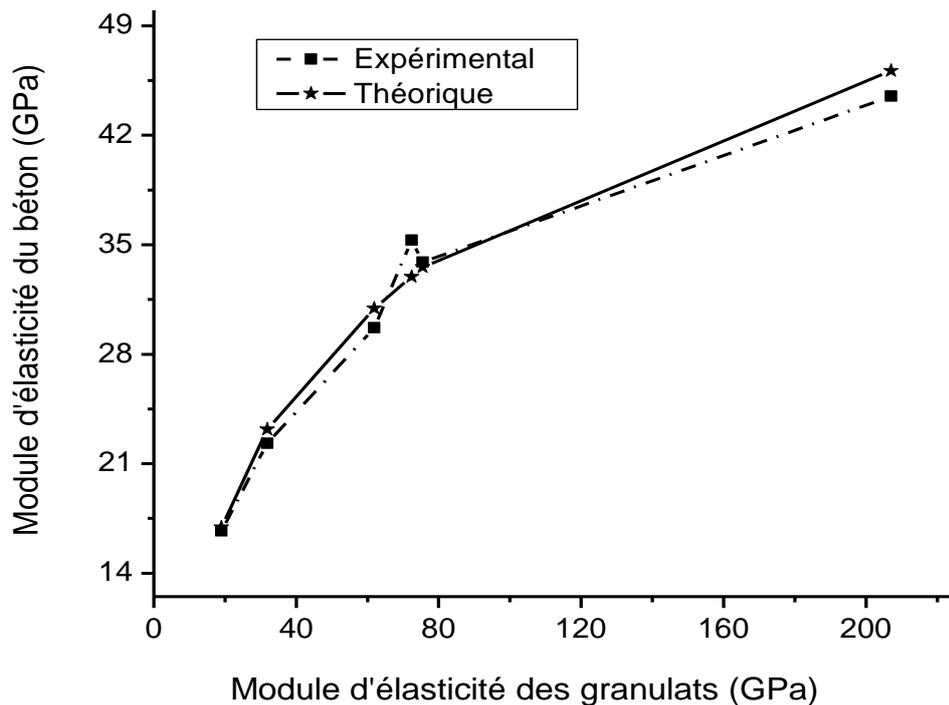


Figure 5-7 Comparaison entre les modules d'élasticités expérimentaux et théoriques des mortiers en fonction de ceux des granulats.

Pour les différents types d'agrégats utilisés les résultats expérimentaux concordent bien avec les résultats prédits par le modèle. Une fois de plus on constate que la rigidité des phases constituantes de béton demeure un paramètre primordial dans la réponse du composite. Toute augmentation du module d'élasticité entraîne une augmentation dans celui de mortier. A titre d'exemple, lorsque le module d'élasticité  $E_g$  passe de 61,90 à 207 (c. à. d. Une augmentation de 240% dans ce paramètre) le module d'élasticité du mortier augmente de 49%.

Toutefois, il faut signaler que cette augmentation reste relativement faible par rapport à celle enregistrée pour les granulats. Ceci peut être attribué à la zone de transition, où les propriétés restent pratiquement faibles.

La distribution des contraintes sur les trois phases en fonction du rapport de rigidité sera faite pour les résultats expérimentaux relatifs au tableau précédent figure 5.8.

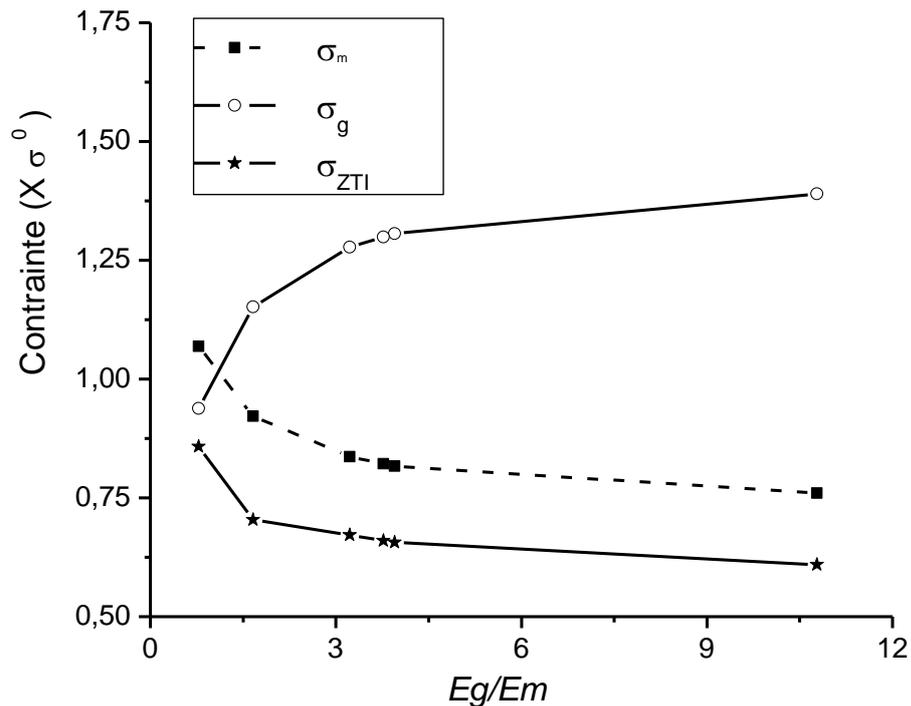


Figure 5-8 Contraintes résultantes dans les trois phases en fonction du rapport  $E_g/E_m$

En analysant la figure 5.8, il apparaît pour des valeurs  $E_g/E_m > 1$  que les agrégats se trouvent plus sollicités que le reste des phases où pour un rapport  $E_g/E_m = 10$  ; les agrégats reprennent une contrainte égale 2.3 fois celle reprise par la ZTI est 1.8 fois celle supportée par la matrice. Par contre lorsque ce rapport diminue et s'approche de 1 les contraintes reprises par les agrégats s'approchent de celles reprises par les deux autres phases. Pour un rapport  $E_g/E_m = 1.66$  la contrainte reprise par les agrégats est de 1.55 fois celle de la ZTI et de 1.25 fois celle de la matrice. Pour des rapports  $E_g/E_m < 1$  le rôle s'inverse où les contraintes reprises par la matrice sont supérieures à celles reprises par les agrégats. Celles reprises par la zone de transition restent toujours une fraction de celles reprises par la matrice. Pour un rapport  $E_g/E_m = 0.78$  les contraintes totales résultantes dans les agrégats, ne sont que 0.88 fois celle de la matrice et 1.1 fois celles résultantes dans la zone de transition.

On utilisant toujours les données de TEDDY et HIRSCH nous présentons sur la figure 5.9 les résultats expérimentaux des modules d'élasticités des mortiers en fonction des rapports  $E_g/E_m$

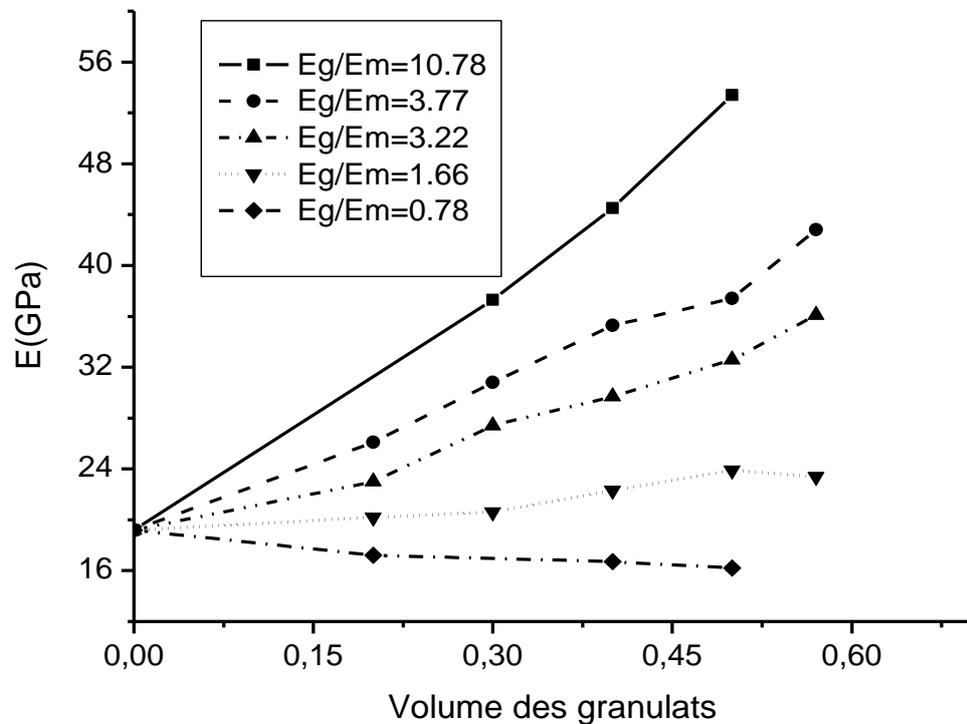


Figure 5-9 Modules d'élasticités des mortiers en fonction des volumes des granules pour différents rapports  $E_g/E_m$

Nous constatons que le module d'élasticité du béton varie en fonction des volumes des granules quel que soit le rapport  $E_g/E_m$ .

Dans le cas du béton à granules rigides le module d'élasticité augmente avec le volume des granules. Une augmentation de 44% est enregistrée dans le cas du rapport  $E_g/E_m=10,78$  lorsque  $V_g$  augmente de 0,3 à 0,5. Une augmentation plus faible est enregistrée 16% dans le cas des granules moins rigide  $E_g/E_m=1,66$ . L'inverse est observé dans le cas des bétons légers où une chute est constatée dans la rigidité du béton lorsque le volume des granules augmente. Ceci résulte du fait que les granules ont des rigidités plus faible que celle de la matrice.

### 5.2.1.2 Béton avec fumée de silice

Dans la présente section nous allons tester la validité du modèle prédiction pour un béton avec fumée de silice. Les résultats obtenus par M. SHINK [58] lors de son étude des bétons légers seront utilisés. Les propriétés relatives à ces bétons sont présentées dans le tableau 5.3 suivant :

Tableau 5-3 Les compositions ainsi que les propriétés des différents mélanges

Désignation	$V_m$	$E_m$	$V_s$	$E_s$	$V_g$	$E_g$	$E_{th}$ (GPa)	$E_{exp}$ (GPa)	$\Delta E(\%)$
A(1.4)	0.414	22.1	0.054	80	0.533	15.7	20.24	21.1	4.07
A(1.1)	0.414	22.1	0.164	80	0.423	9.7	22.16	25	11.36
A(0.6)	0.406	22.1	0.266	80	0.237	2.9	25.79	22.6	14.11
A(0.6)	0.399	22.1	0.120	80	0.480	2.9	16.90	16.0	5.62

Les résultats des modules d'élasticités, obtenus expérimentalement seront comparés à ceux prédits par le modèle. Le calcul est effectué pour un coefficient  $\beta=1,5$  et pour un volume de la zone de transition égale à 20 de  $V_g$ . Les résultats de calcul sont obtenus en appliquant le modèle d'abord sur le mortier ensuite sur le béton figure 5.10.

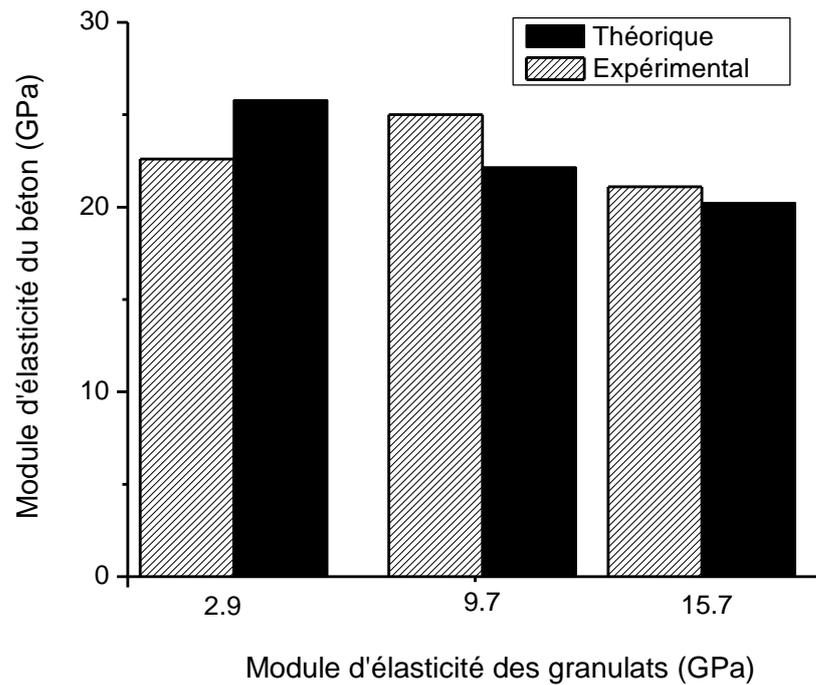


Figure 5-10 Comparaison entre les modules d'élasticités expérimentaux et théoriques pour des bétons stabilisés à la FS

Il apparaît que les résultats calculés sont proches des résultats expérimentaux avec une erreur relative variant entre 4.07% et 14.11% pour des granulats de différentes rigidités. Ceci montre bien que le modèle peut être étendu aux prédictions des propriétés élastiques des bétons légers stabilisés aux F. S

Une confrontation des prédictions du modèle de perturbations avec les résultats obtenus sur des bétons légers présentés aux tableaux 3.5 testés par K. YANG [45] est donnée à la figure 5.11.

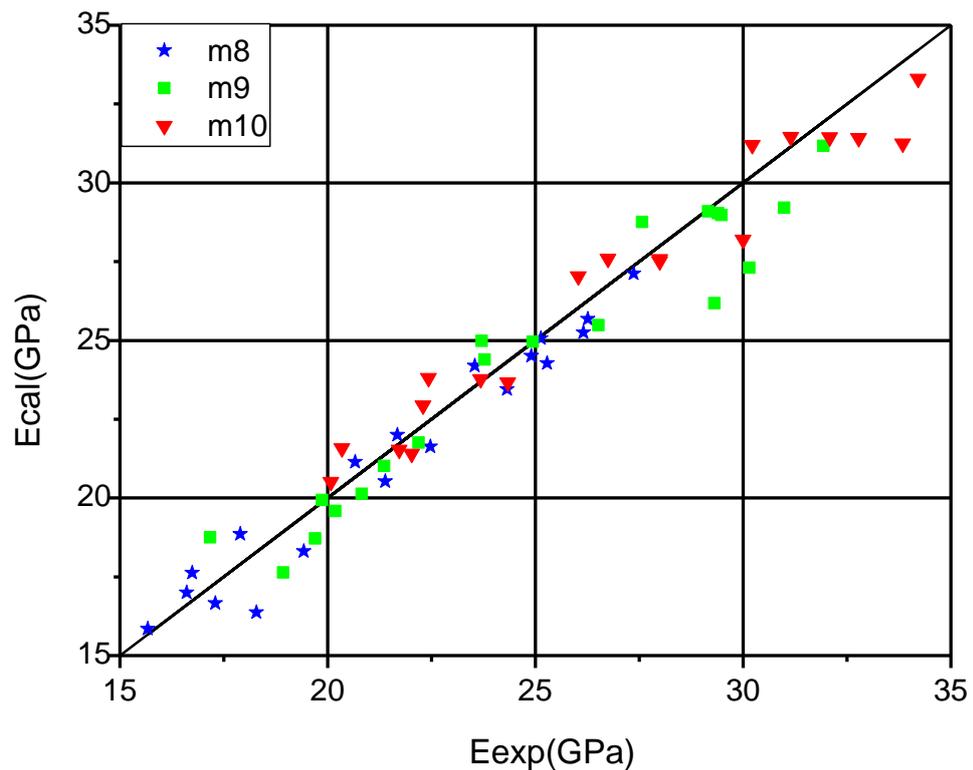


Figure 5-11 Comparaison entre les modules d'élasticités expérimentaux et théoriques

Les mêmes conclusions peuvent être tirées. On observe en générale une bonne concordance entre le modèle de perturbation et les résultats expérimentaux. Toutefois il faut signaler que l'écart expérience / modélisation augmente avec la qualité de la matrice. Selon les observations de K. YANG, sur les bétons très rigides la rupture se produit brusquement, et les résultats mesurés présentent plus de dispersion que ceux obtenus pour des bétons moins rigides. Aussi, des écarts plus grands apparaissent pour les bétons de fractions volumiques faibles. Selon cet auteur pour ces fractions volumiques des ségrégations des granulats ont été observées ce qui a influencé les mesures expérimentales des rigidités des bétons.

### 5.2.2 Confrontation des prédictions du modèle aux résultats issus de notre programme expérimental

Après avoir fait une analyse sur les résultats tirés de la littérature. Nous allons présenter dans ce qui suit notre programme expérimental. Ce dernier a été limité à la

variation de la nature des gros granulats. On a réalisé une série d'expériences sur des bétons confectionnés avec un seul type de sable et cinq types d'agrégat de rigidité différente. Nous avons essayé d'approcher le module d'élasticité de l'agrégat à celui de la matrice afin d'améliorer en quelque sorte la qualité de la ZTI.

Cette étude nécessite la caractérisation mécanique du béton à différente échelle c. à. d. Mortier et béton. Les bétons ont été formulés en faisant varier premièrement le type de granulats et deuxièmes la taille de ces derniers.

Au total un mortier et six bétons ont été utilisés. Pour chaque formulation six éprouvettes ont été fabriquées (16x32cm). Toutes les éprouvettes ont été démoulés après 24 heures et conservées sous l'eau à une température de  $23\pm 3^{\circ}\text{C}$  jusqu'à échéance. Les essais de résistance à la compression ainsi que de module élastique ont été effectués à 7 et 28 jours

#### 5.2.2.1 Effets de la nature des granulats

Dans la matrice relative au tableau 2.1, cinq types de granulats ont été introduits (section 2.3). Le tableau 5.4 présente les formulations de mortier et des bétons. Le volume de chaque constituant est gardé constant et ceci afin d'éviter l'influence de volume des granulats sur les propriétés mécaniques des bétons.

Tableau 5-4 Les proportions des mélanges  $\text{Kg/m}^3$

Matériaux ( $\text{Kg/m}^3$ )	Ciment	Sable	Eau	Gravier
Béton I	486.270	530	243.137	1060
Béton II				988
Béton III				1080
Béton IV				840
Béton V				520

La figure 5.12 montre la confrontation entre les valeurs expérimentales et celles prévues par le modèle de perturbation.

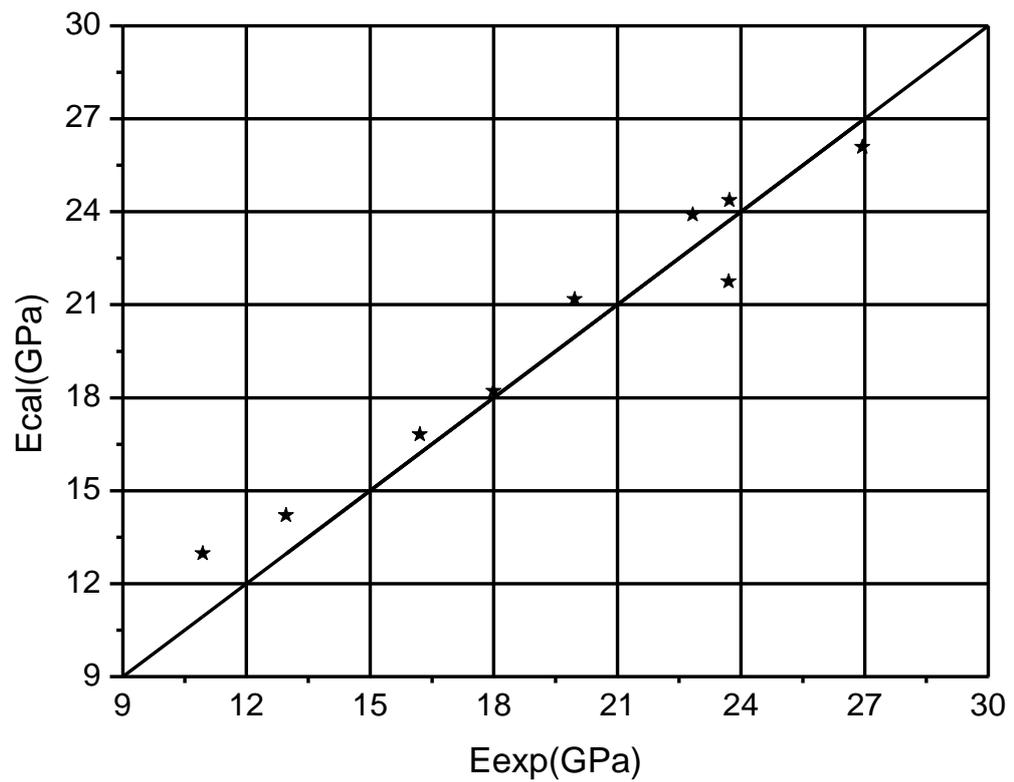


Figure 5-12 Confrontation des modules d'Young entre nos résultats et les prédictions du modèle de prédiction.

Il est assez clair d'après cette figure, qu'une bonne concordance est observée entre les résultats prédit et les résultats expérimentaux. Ceci permet une fois de plus d'établir la validité de ce modèle conçu.

Dans la figure 5.13 nous allons présenter les valeurs du module d'élasticité enregistrées pour les cinq bétons en fonction de ceux des granulats utilisés. D'après cette figure on peut facilement conclure que la rigidité des bétons est intimement liée à celle des granulats utilisés.

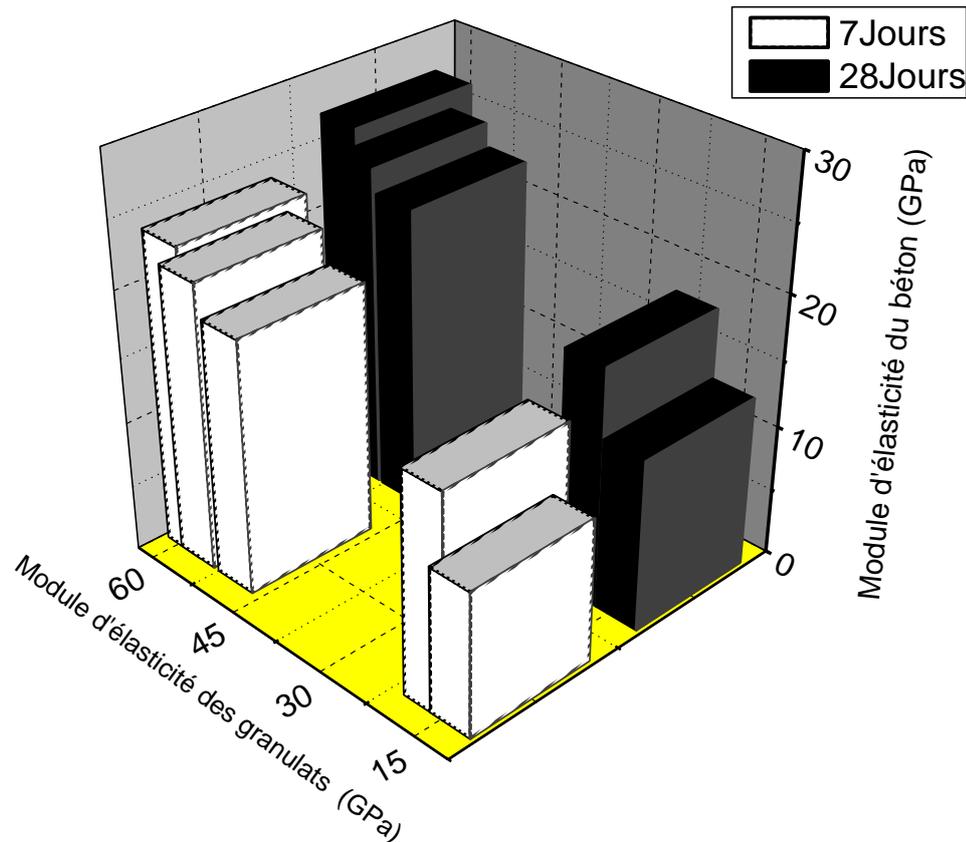


Figure 5-13 Module d'élasticité de béton en fonction de ceux des agrégats

Le module d'élasticité le plus élevé est enregistré pour le béton à base de granulats de Silice lequel atteint une valeur de 1.4 fois celle de mortier à 28 jours suivi par le béton à base de granulats calcaire dont la valeur est 1.24 fois celle de mortier. Le béton à base de Granitoïde donne une résistance 1.15 fois seul du mortier. L'avant dernière valeur est obtenu pour le béton à base de granulat artificiel de mortier. Pour ce type de graviers dont le module d'élasticité est identique à celui de la matrice, on pouvait s'attendre à ce que le module d'élasticité de béton soit identique a celui de ces derniers. Les résultats montrent qu'une réduction est enregistrée où la résistance du béton est 0.91 fois celle du mortier.

La dernière valeur est obtenue avec le béton à base de granulat léger, où le module d'élasticité est 0.65 fois celui de mortier.

Sur la base des précédents résultats, on peut conclure que l'effet de type de granulat est considérable sur le module d'élasticité. Par conséquent, on peut dire que les caractéristiques de granulats peuvent être importantes dans la détermination des propriétés élastique du béton.

#### 5.2.2.2 Effets de la taille des granulats

L'influence de certains paramètres telle que la taille de la plus grande particule de ciment, de degré de rugosité des agrégats [18-20] et du rapport  $E/C$  sur la microstructure de la zone de transition a été largement étudiée [21-23]. Un point reste à éclaircir où il s'agit de l'influence de la taille des agrégats. Deux résultats contradictoires ont été relevés dans la littérature. La première avance que la taille des agrégats n'a pas d'influence sur la qualité de cette zone [25]. L'autre résultat souligne la dépendance de la structure de la  $ZTI$  de la taille des agrégats [26-28]. Dans cette section nous essayons de voir l'influence de la taille des granulats sur les performances de béton à travers une série d'expérience réalisés sur des éprouvettes de béton. Un certain nombre d'essais a été effectué dans ce but sur des bétons confectionnés avec un seul type de gravier qui est le Granitoïde. Le seul paramètre variable dans ce programme est la taille des granulats. Trois dimensions ont été utilisées 3/8, 8/15 et 15/25. Le tableau 5.5 présente les formulations des bétons utilisés dans cette section.

Tableau 5-5 Les proportions des mélanges  $\text{Kg/m}^3$

Matériaux ( $\text{Kg/m}^3$ )		Ciment	Sable	Eau	Gravier
Désignation	Taille				
Béton VI	3/8	486,274	530	243,137	988
Béton VII	8/15				
Béton VIII	15/25				

Avant d'analyser les résultats trouvés par rapport à la taille des granulats nous allons les confrontés à ceux prédits par le modèle de perturbation figure 5.14

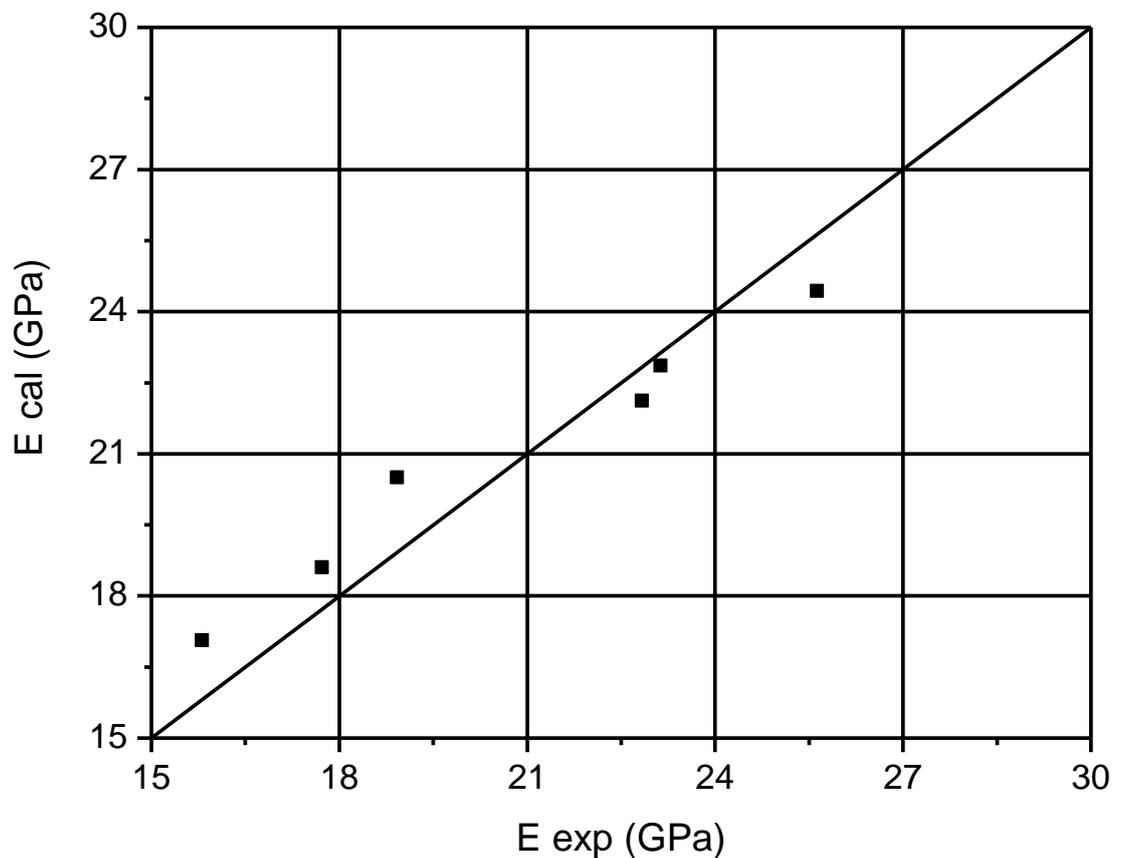


Figure 5-14 Confrontation des modules d'Young entre nos résultats et les prédictions du modèle.

Une bonne concordance est, en générale, obtenue entre les résultats expérimentaux et ceux prédit par le modèle. L'écart le plus élevé est de l'ordre de 7%. Pour les bétons confectionnés avec les granulats de petite dimension le modèle surestime légèrement les valeurs ceci peut être attribué au volume de la zone de transitions qui se trouve sous-estimé.

La figure 5.15 montre les valeurs des modules d'élasticité enregistrées pour les trois bétons. D'après cette figure on peut facilement conclure que la rigidité du béton se

trouve liée à la taille des agrégats. Elle chute lorsque la taille de ce dernier diminue. Par exemple à 28 jours la plus grande valeur est enregistrée (25,63GPa) pour le béton avec les agrégats 15/25, et la plus faible valeur (17,72 GPa) est enregistré pour le béton avec les agrégats de petite dimension 3/8.

Par conséquent on peut dire que la taille des agrégats peut être importante dans la détermination des propriétés élastiques de béton.

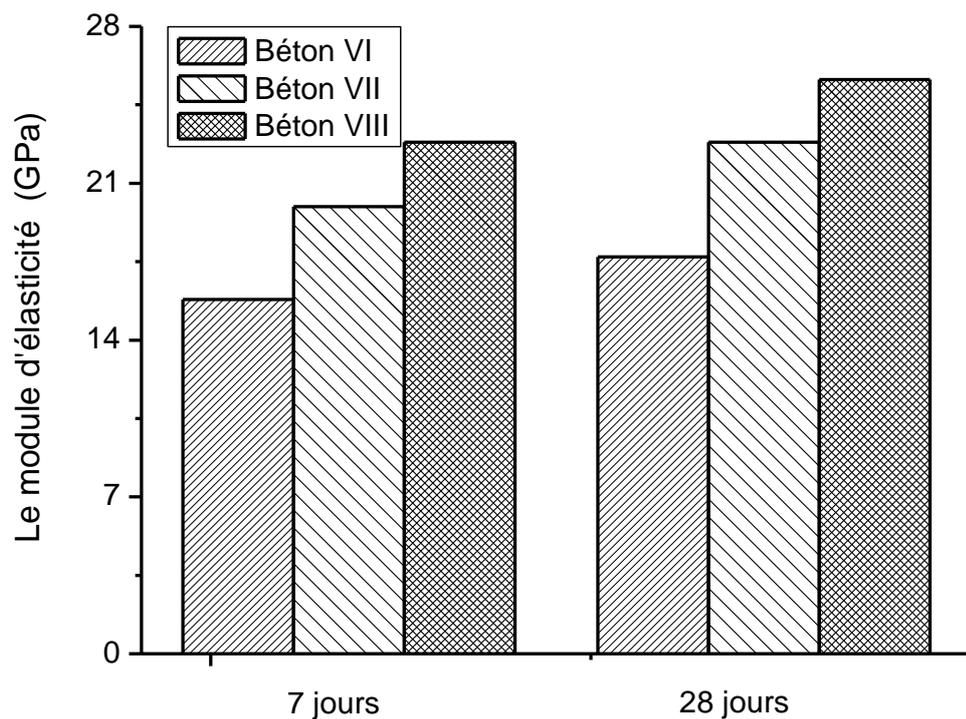


Figure 5-15 Module d'élasticité en fonction d'âge pour les trois bétons.

### 5.2.3 Conclusion

L'analyse effectuée dans cette partie, montre que le modèle développé peut être utilisé pour prédire les modules d'élasticités d'une large variété de bétons. Une bonne concordance a été constatée entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux quel que soit le paramètre d'analyse. Par ailleurs l'interprétation des résultats expérimentaux à l'aide de ce modèle met en évidence l'importance de la prise en compte de la ZTI comme troisième phase et son influence sur le comportement global du béton.

### 5.3 Résistance à la compression

#### 5.3.1 Principe d'identification

Sachant que le modèle triphasique de perturbation conçu ne se limite pas seulement à la prédiction du module d'élasticité mais s'étend à la prédiction de la résistance à la compression. Nous allons dans cette section confronter les résistances prévues par le modèle aux résultats expérimentaux et aux résultats obtenus par d'autres approches.

#### 5.3.2 Comparaison à d'autres Méthodes Prédicatives

En utilisant les modèles micromécaniques de HACHIN et VILOGEUX, DE LARRARD(DL) a développé une méthode pour estimer la résistance à la compression du béton. Dans cette méthode, la résistance à la compression désigner  $f_c$  est déterminée par celle du mortier  $f_m$  ; elle est donnée sous la forme suivante :

$$f_c = [1 - (1 - E_g/E_m)V_g^{2/3}] \cdot f_m \quad (5-1)$$

Il apparait, d'après cette formule que le modèle de DE LARRARD ne tient pas compte de la résistance à la compression des granulats. Les valeurs de ces résistances ne sont pas précisées par l'auteur. Cette méthode a été appliquée principalement à des données bibliographiques concernant des granulats légers d'argile et schistes expansées. Pour ces granulats les modules d'Young ont été ajustés afin que ceux du modèle soient en accord avec le module expérimental du béton.

En plus de la formule de DE LARRARD plusieurs auteurs et règlements ont proposé des formules pour la prédiction de la résistance à la compression. Parmi ces formules on cite :

- Le BPEL 91 propose la relation suivante pour la résistance à la compression d'où elle est fonction de la masse volume que du béton  $\rho_{bs}$  (mesurée en t/ m<sup>3</sup>)

$$f_c = 30 + 50 (\rho_{bs} - 1,70) \quad (5-2)$$

$f_c$  : La résistance à la compression mesurée sur cylindre normalisé ( $\Phi 150 \times 300\text{mm}$ ) à 28 jours (MPa)

- VILOGEUX propose l'expression suivante :

$$f_c = 20 + 50 (\rho_{bs} - 1,45) \quad (5-3)$$

$f_c$  : est la résistance moyenne à la compression mesurée sur cylindre normalisé.

Récemment K. YANG a développé une formule empirique tirée d'une large étude expérimentale faite sur une variété des bétons légers. Dans cette étude la résistance à la compression à 28 jours n'est fonction que de la masse volumique de béton  $\rho_{bs}$ .

$$f_c = 127\rho_{bs}^2 - 378\rho_{bs} + 314 \quad (5-4)$$

Nous allons dans la suite essayer de comparer l'approche de " DE LARRARD" à d'autres résultats tout d'abord à ceux de YANG et HUANG puis à ceux de K. Yang. Afin de pouvoir mesurer les caractéristiques mécaniques des granulats YANG et HUANG ont utilisé dans leur programme expérimental de granulats artificiels obtenus à partir de trois mortiers. Ces granulats artificiels ont été ajoutés dans deux matrices de mortiers de compositions différentes, suivant trois fractions volumiques. Les caractéristiques relatives à ces bétons et ses constituants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-6 caractéristiques mécaniques des matrices et granulats artificiels issus des travaux expérimentaux de YANG et HUANG

N° échantillon	Matrices			Granulats				Rapport		
	$E/C$	$E_m$	$f_m$	$E/C$	$V_g$	$E_g$	$f_g$	$E_m/E_g$		
341	0,28	24,8	66,64	0,4	0,1	18,1	53,2	1,4		
342					0,2					
343					0,3					
351				0,5	0,1	15,4	40,1		1,6	
352					0,2					
353					0,3					
361				0,6	0,1	14,0	29,7			1,8
362					0,2					
363					0,3					
641	0,6	15,7	34,2	0,4	0,1	18,1	53,2	0,9		
642					0,2					
643					0,3					
651				0,5	0,1	15,4	40,1		1,0	
652					0,2					
653					0,3					
661				0,6	0,1	14,0	29,7			1,1
662					0,2					
663					0,3					

La figure 5.16 présente les confrontations entre les valeurs expérimentales et les prédictions du modèle de " De Larrard" (DL).

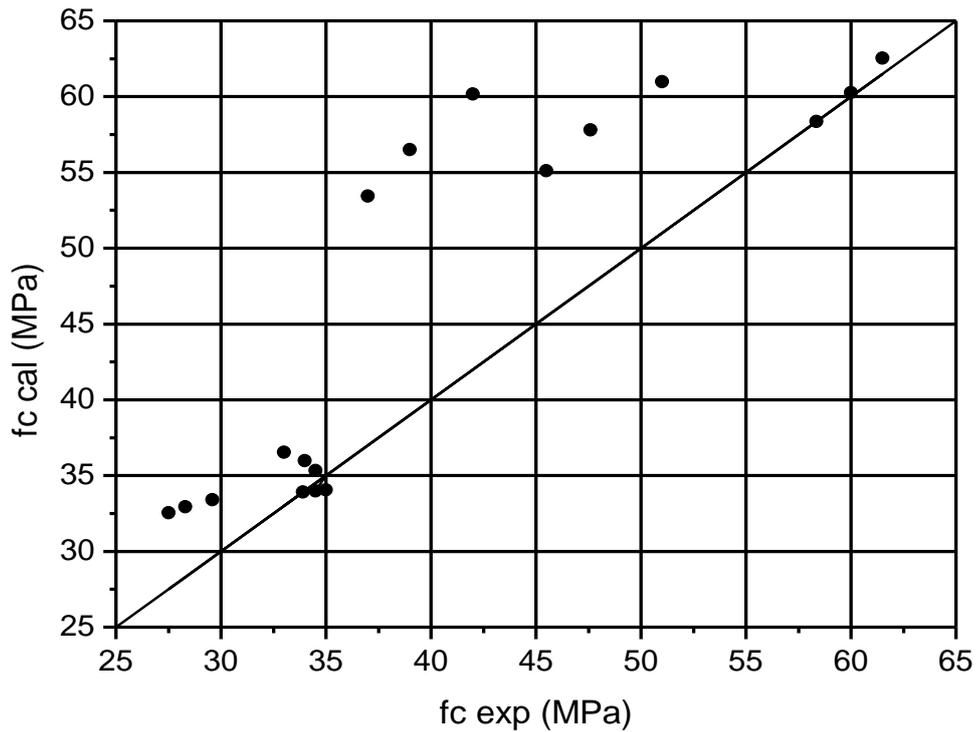


Figure 5-16 Confrontation des résistances calculées par la méthode de "DE LARRARD" et les résultats expérimentaux de YANG et HUANG

Il est clair d'après cette figure, que les valeurs de résistance sont surestimées par l'approche de DE LARRARD. Pour des rapports de résistance et des modules élevés les écarts étant plus marqués où l'écart max dépasse 45%. Cet écart peut s'expliquer par le fait que cette approche ne tient pas compte de la résistance à la compression des granulats. Elle est supposée d'après la formule liée seulement à celle de la matrice.

Nous présentons dans la suite les confrontations des résultats de K. YANG et ceux obtenus par l'approche de DE LARRARD.

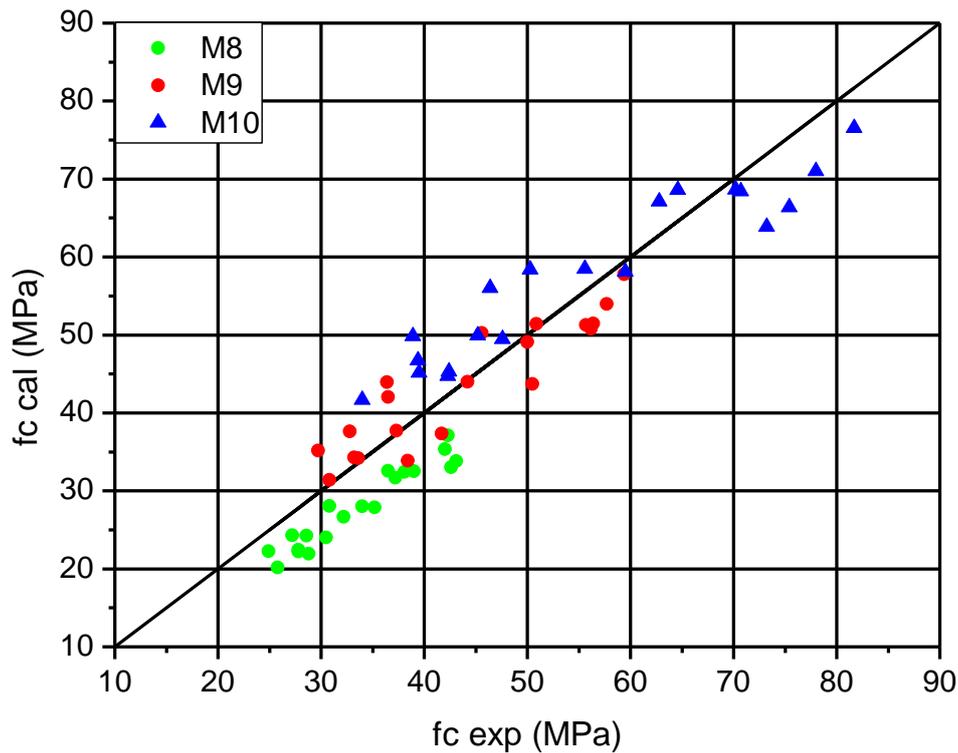


Figure 5-17 Confrontation des Résistances calculées par la méthode de "DE LARRARD" et les résultats expérimentaux de K. YANG

Une analyse générale sur les résultats obtenus ne peut être effectuée. Le modèle de " DE LARRARD" pour la matrice M9 et M10 surestime les résistances à la compression. Par contre pour la matrice M8 les valeurs sont plutôt sous - estimées. La résistance du béton augmente plus vite que sa rigidité lorsque la qualité de la matrice est améliorée. Malgré un taux de contraintes plus élevé dans la pâte que dans le granulat, la rupture s'initie aux voisinages des granulats.

D'après la précédente figure 5-17 l'écart moyen et l'écart maximal entre le modèle de " DE LARRARD" et les résultats expérimentaux de K. YANG sont respectivement de 14% et 32%.

K. YANG a également proposé une méthode empirique qui permet de prédire la résistance à la compression. Les valeurs obtenues par cette formule (5 - 4) seront comparées aux résultats expérimentaux de YANG et HUANG Figure 5.18.

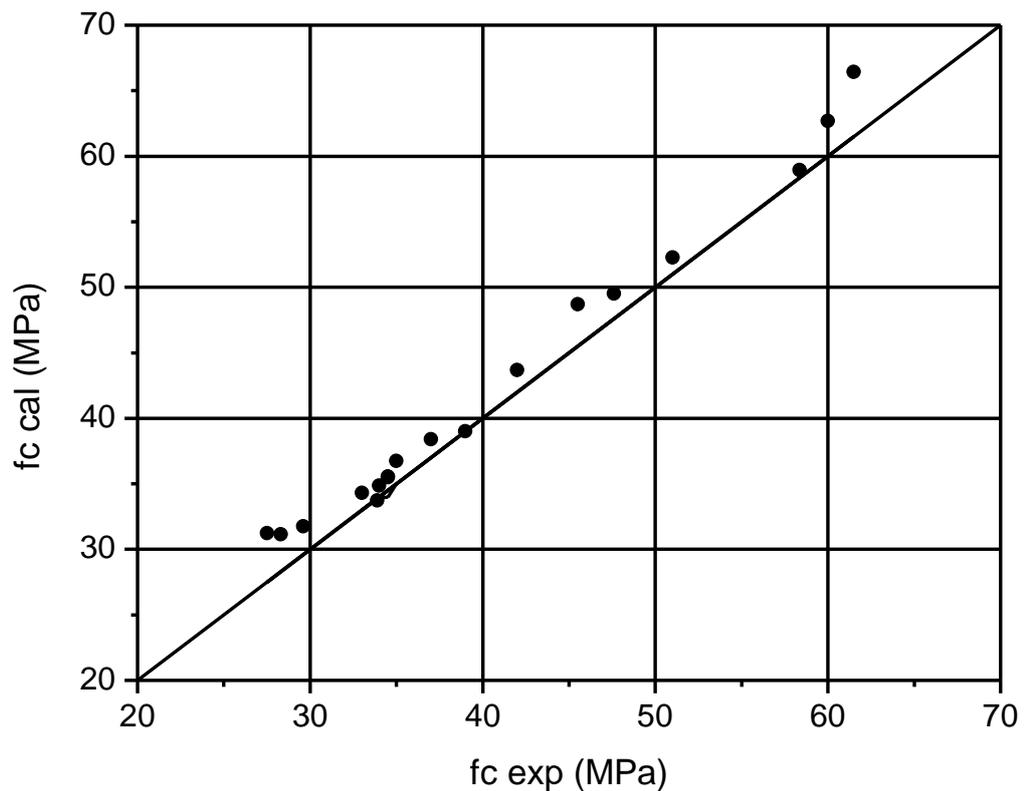


Figure 5-18 Confrontation des résistances calculées par la méthode de K.YANG et les expérimentaux de YANG et HUANG

D'après la figure 5.18 la formule de K. YANG permet de façon générale de prédire adéquatement la résistance à la compression des bétons légers. Une légère dispersion dans les résultats est observée lorsque la différence entre la rigidité de la matrice et celle des granulats augmente. Tableau 5-7

Pour les différents bétons testés par K. YANG (tableau 3.5), les résultats expérimentaux seront comparés aux résistances en compression obtenues par la formule empirique proposée par ce même auteur figure 5.19.

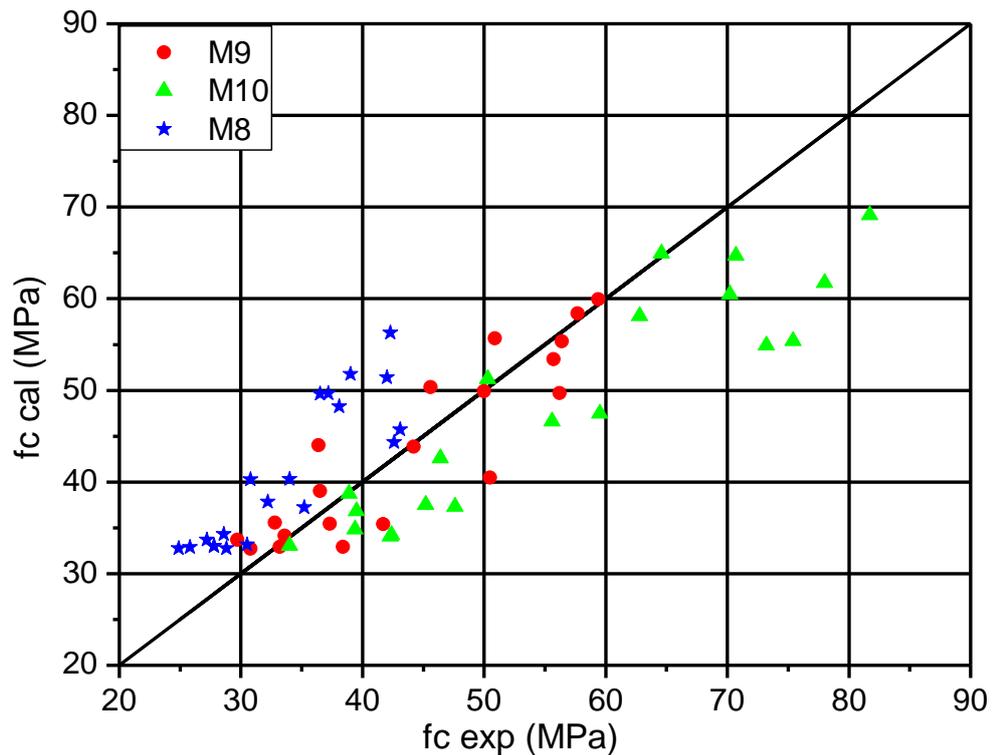


Figure 5-19 Confrontation des résistances calculées par la méthode de K. YANG et ses résultats expérimentaux

D'après cette figure, on peut facilement conclure qu'avec l'amélioration de la qualité de la matrice les écarts entre les valeurs expérimentales et ceux du modèle augmentent. On constate aussi que les écarts diminuent lorsque le volume des granulats augmente. Ceci est attribué à un problème expérimental où une ségrégation des granulats a été observée par K. YANG avec ces bétons. L'écart maximal enregistré avec ce modèle est de l'ordre 37%

### 5.3.3 Confrontation des résultats expérimentaux avec le modèle de prédiction développé

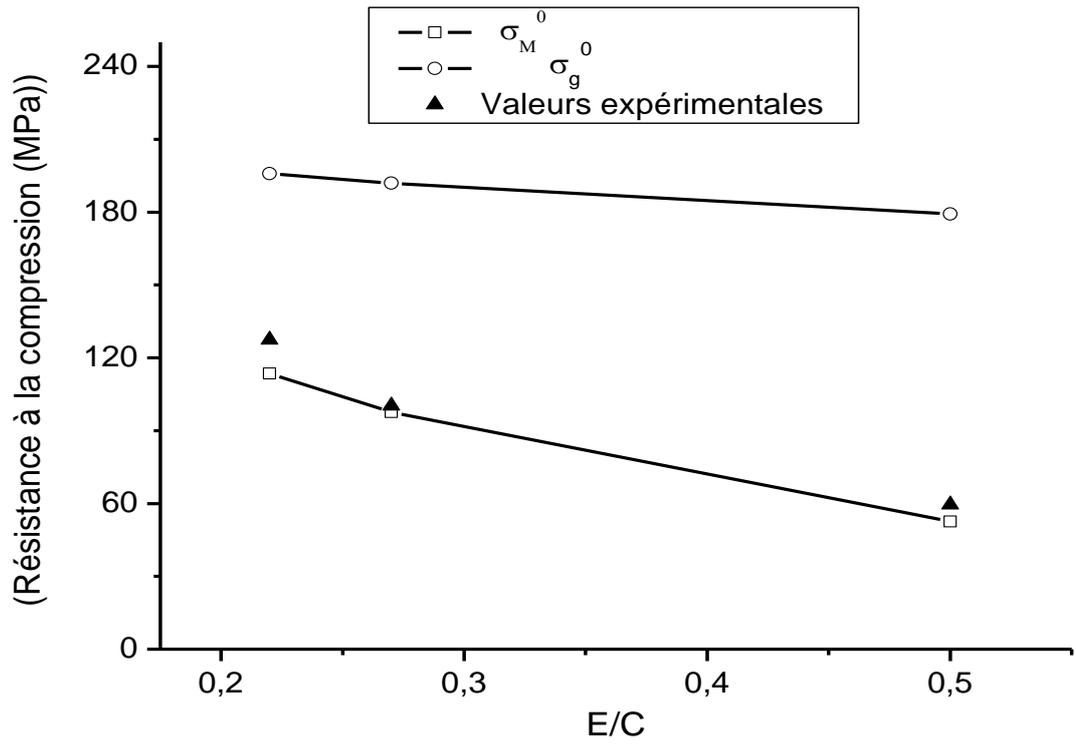
Parmi les méthodes de prédiction des résistances à la compression déjà exposées aucune ne semble fournir des résultats satisfaisant. Nous proposons dans cette section de tester la validité du modèle développé à la prédiction de cette propriété qui est la résistance à la compression. Pour cela nous utilisons quelques résultats trouvés dans la littérature

Les premiers résultats testés sont ceux obtenus par TIGHIOUART et al [[128] sur des échantillons fabriqués avec trois types de granulats. Les compositions et les propriétés des éléments constituants sont présentées dans le tableau 5.7

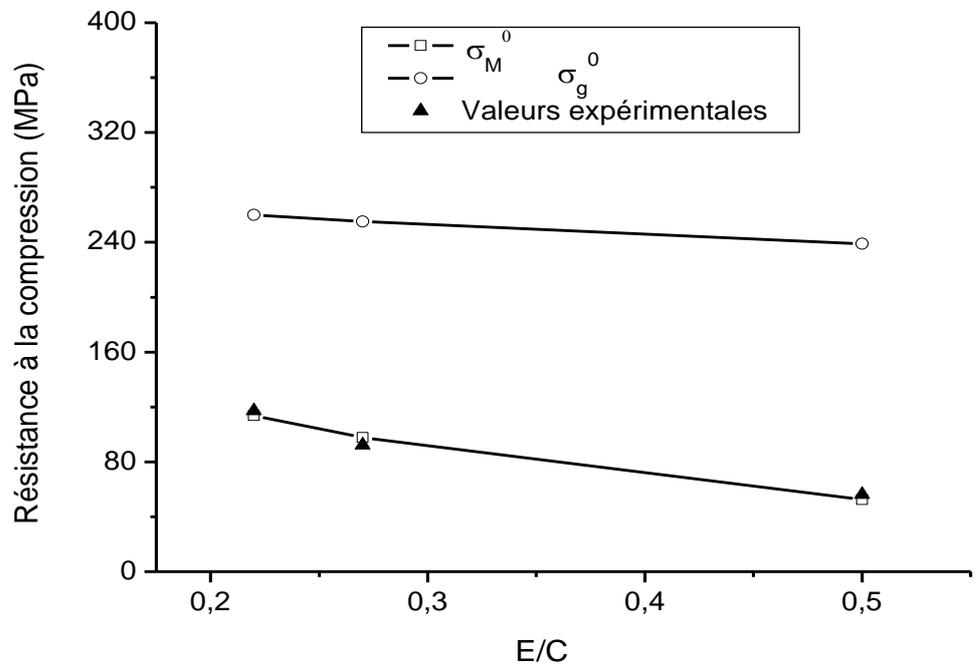
Tableau 5-7 Propriétés des mortiers et des agrégats

type d'agrégat	Agrégat			Mortier		
	$E_g(GPa)$	$f_g(MPa)$	$V_g(\%)$	$E/C$	$E_M(GPa)$	$f_r(MPa)$
Calcaire	68	295	37.5	0.5	30	45.1
Granite	66	220	38.6			
Silice	37	205	41.5			
Calcaire	68	295	37.5	0.27	39	88.6
Granite	66	220	38.6			
Silice	37	205	41.5			
Calcaire	68	295	37.5	0.22	42	104.6
Granite	66	220	38.6			
Silice	37	205	41.5			

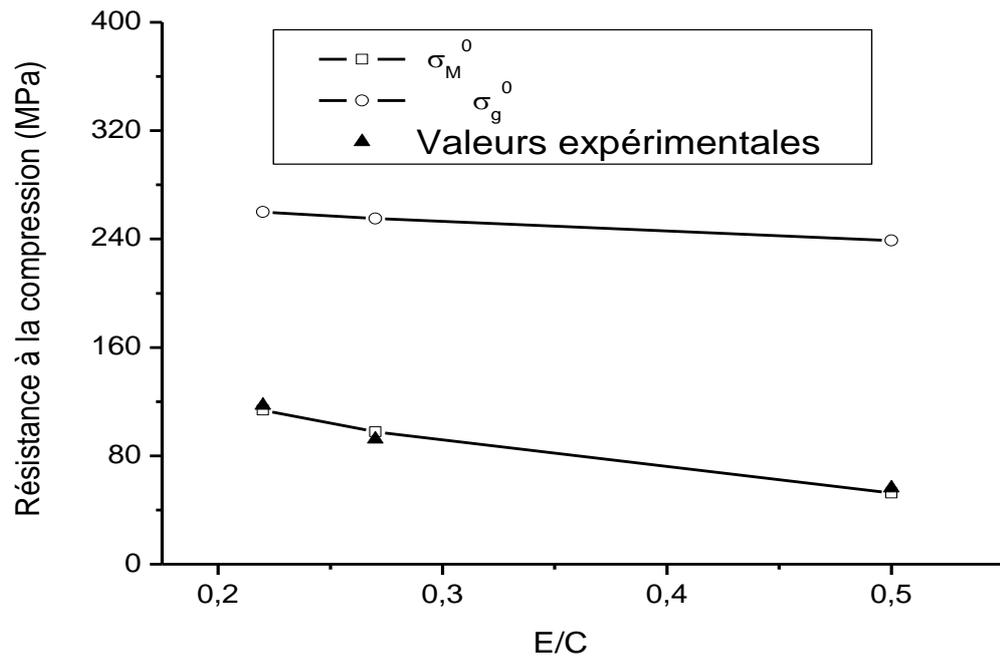
Les résistances à la compression des différents échantillons comparées aux prédictions du modèle sont rapportées en fonction de rapport  $E/C$  aux figures 5.20.



(a) Granite



b) Calcaire



c)Silice

Figure 5-20 Comparaison entre les résistances à la compressions obtenues expérimentalement et celles prévues par le modèle.

On remarque assez bien dans les trois figures, pour un type d'agrégats donné que l'augmentation du rapport  $E/C$  conduit à une chute dans la résistance à la compression. Cette chute est due à la rigidité de la matrice ainsi qu'à celle de la zone de transition qui se trouve diminuée suite à l'ajout de l'eau.

Comparant maintenant les résultats expérimentaux à ceux du modèle. Pour les trois types d'agrégats choisis on remarque que les résultats expérimentaux sont très proches à ceux calculés. Toutefois les valeurs mesurées se trouvent très proches de la limite inférieure obtenue par le modèle. C'est à dire elles s'approchent des résistances du composant le plus faible qui est la matrice. On peut donc supposer que l'utilisation des agrégats de résistance très différente de celle de la matrice ne conduit pas forcément à un composite de très forte résistance. Car c'est la phase la plus faible qui contrôle le comportement de ce dernier. Pour mieux commenter ce

résultat nous présentons les résultats trouvés pour la résistance à la compression en fonction de la rigidité de la zone de transition sur la figure 5.21 suivante :

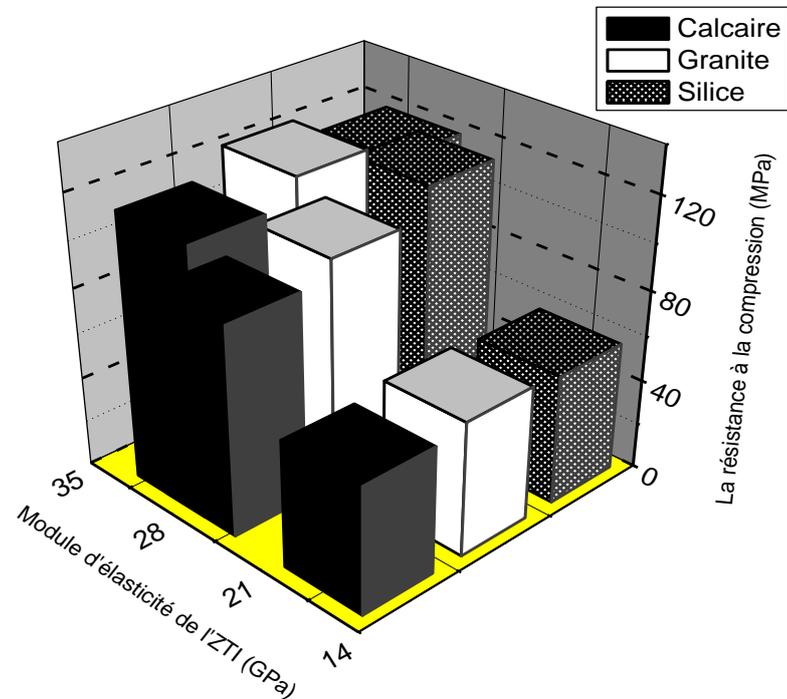


Figure 5-21 Résistance à la compression des bétons en fonction des modules d'élasticité des zones de transitions

On constate pour les trois types d'agrégats, que la zone de transition joue un rôle assez important dans la résistance du béton. Toute réduction dans la rigidité de cette phase entraîne une réduction dans la résistance à la compression du béton. Lorsque la rigidité de la ZTI chute de 29,38 à 17,58 GPa la diminution dans la résistance à la compression est de 54% pour le béton de calcaire, de 53% pour le béton de silice et elle est de 52% pour le béton de granite. On peut constater d'après ces valeurs que les trois granulats ont des résistances différentes où le calcaire à une résistance à la compression presque 1,5 fois celle de la silice, ceci ne se répercute pas sur la chute enregistrée dans la résistance à la compression du béton où elle est presque la même pour les trois types d'agrégats ; c'est la zone de transition qui domine la rupture dans ce cas. Autrement dit, c'est la phase la moins rigide que s'initient les premières fissures conduisant à la rupture du composite.

Nous allons maintenant comparer les résultats de Yang et Huang et les résultats de K. YANG. Les confrontations des résultats expérimentaux et ceux prédits par le modèle seront présentés dans la figure suivante

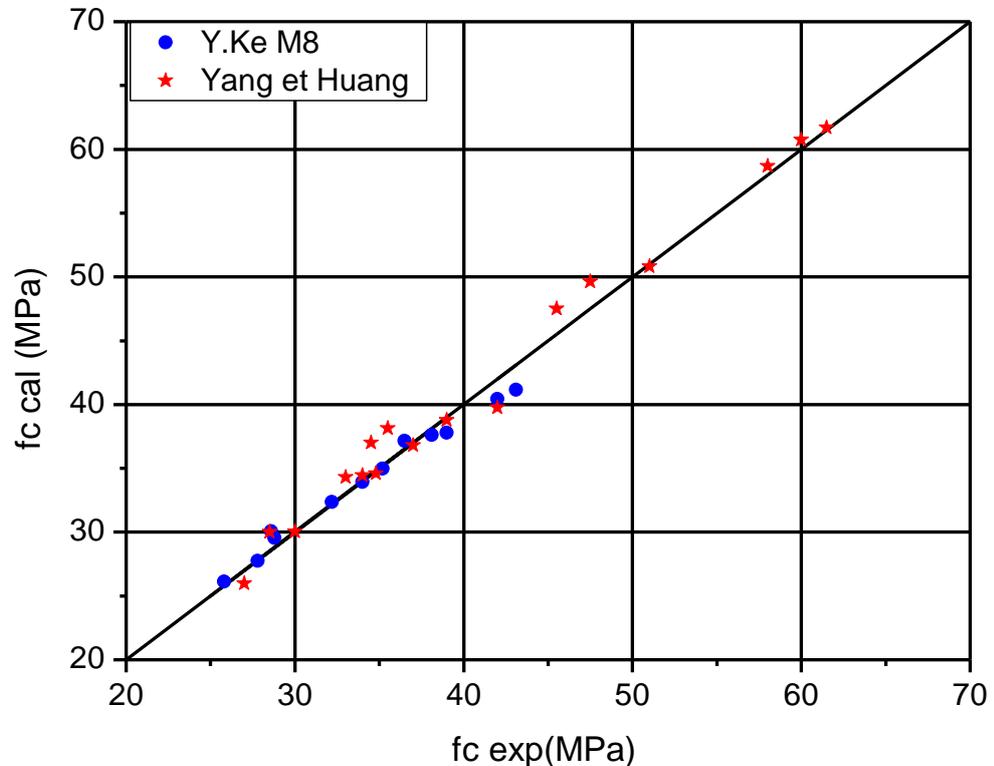


Figure 5-22 Confrontation des résistances calculées par le modèle de prédiction et les résultats expérimentaux de YANG, HUANG et K. YANG

D'après cette figure, on constate que le modèle de prédiction est une fois de plus en bon accord avec l'ensemble des résultats expérimentaux. Où l'écart le plus élevé est de l'ordre de 3% contrairement aux modèles de DE LARRARD et K. YANG où les écarts max étaient respectivement de 32% et 36%

### 5.3.4 Confrontation à nos résultats expérimentaux

#### 5.3.4.1 Effets de la nature des granulats

La mise en œuvre de modèle de prédiction nécessite la connaissance des propriétés des composants du béton  $E_g$ ,  $E_m$ , et  $V_g$ . Ces derniers sont nécessaires servent à la détermination des contraintes induites dans les trois phases.

### A. Identification de la résistance des granulats $f_g$

Les démarches classiques utilisées pour estimer cette caractéristique sont basées sur des approches empiriques. Dans cette démarche on utilisera les expressions des contraintes induites obtenues dans le chapitre précédent, afin de déterminer la résistance des granulats par approche inverse.

Les résultats à la compression des granulats identifiés par approche inverse  $f_g$  sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau 5-8 Résistances des granulats identifiées par approche inverse

Béton		Calcaire	Granitoïde	Silice	Leger	Mortier
$f_c$ exp (MPa)	7 jours	35,03	32,32	29,51	22,36	26,73
	28 jours	38,94	36,3	32,32	27,35	31,08
$f_g$ identifiée (MPa)	7 jours	54	50	44,8	22,3	29
	28 jours	58	52,5	48	27,5	33

Sachant qu'on a utilisé cinq types des granulats, il se trouve d'après le tableau précédent que dix valeurs de résistances ont été identifiées. Pour chaque granulat deux valeurs ont été trouvées, où cette résistance augmente avec l'âge du béton. Ce résultat peut être interprété comme suit : c'est en réalité la résistance équivalente des granulats enrobés par la zone de transition qui est ici identifiée, pour les bétons âgés de 7 et 28 jours. L'écart dans les résistances entre ces deux âges peut arriver à 24%. Cette interprétation vient se confirmer par les résistances identifiées pour les granulats de Silice où elles se trouvent inférieures à celles identifiées pour les granulats de calcaire relativement moins rigides. Les meilleures résistances obtenues avec ces derniers s'expliquent par la liaison entre les granulats de calcaires et la matrice cimentaire qui présente des meilleures caractéristiques par rapport celle avec les granulats de Silice.

Plusieurs facteurs favorisent l'amélioration des caractéristiques de cette liaison parmi lesquels, le degré d'absorption des granulats calcaire qui est plus élevé, entraînant une réduction d'eau à l'interface pâte- granulats. Par la suite un renforcement dans la zone de transition est constaté contribuant ainsi à l'augmentation de la résistance de l'ensemble interface plus granulats.

Pour, les bétons confectionnés avec des granulats concassés de mortier dont la résistance à la compression est connue, les valeurs des résistances identifiées sont plus faibles que les valeurs réelles. Finalement dans le cas des granulats légers on remarque assez bien que les valeurs identifiées pour  $f_g$  sont très proches de celles de béton. Où l'écart est de l'ordre de 0,5% ce qui confirme notre hypothèse est que les résistances identifiées dans ces cas sont celles des granulats enrobés.

Dans la figure 5-23 nous donnons la comparaison entre les résistances obtenues expérimentalement à différents âges pour les cinq bétons avec ceux prédits par le modèle en utilisant les résistances à la compression identifiées par approche inverse. Il est clair d'après cette figure la bonne concordance obtenue pour les différents bétons.

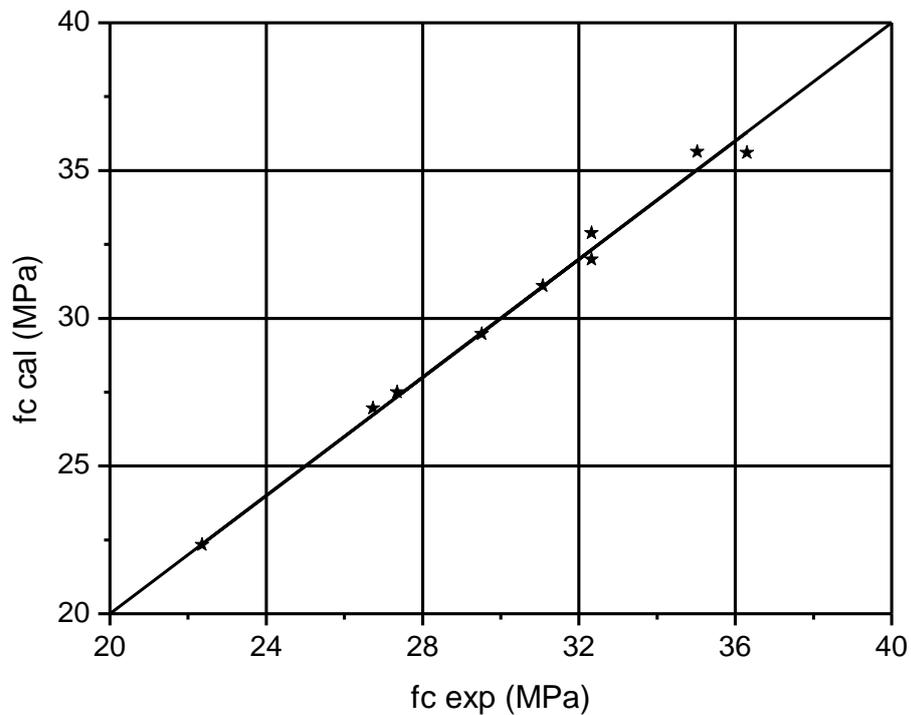


Figure 5-23 Confrontation des résistances calculées par le modèle de prédiction avec nos résultats expérimentaux

Afin d'analyser l'influence de la nature des granulats sur la résistance à la compression, nous allons présenter dans la figure 5.24 suivantes les résistances à la compression pour les cinq types de granulats en fonction d'âge.

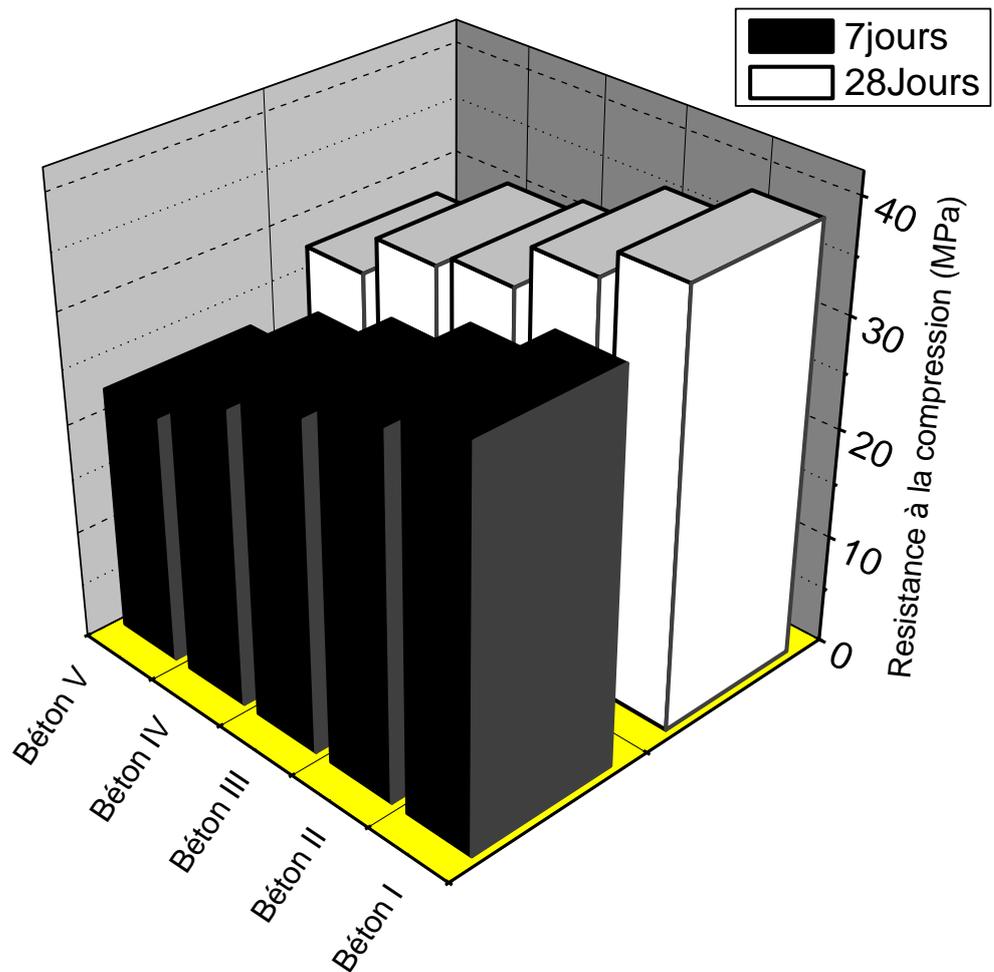


Figure 5-24 Résistance à la compression en fonction d'âge pour les différents bétons utilisés dans notre étude

D'après ces résultats, il est clair que les résistances à la compression augmentent avec l'âge. Le taux d'augmentation entre 7 et 28 jours change d'un béton à un autre. L'augmentation la plus importante est enregistrée pour le béton à base des granulats légers 22.36%, suivie par le béton des granulats artificiels de mortier 16.30%. Une augmentation de 12.42% est obtenue pour le béton des granulats de granitoïde. L'avant dernière valeur est enregistrée pour le béton à base de calcaire 11%. Finalement la plus faible valeur est enregistrée pour le béton de Silice 9 %.

La différence dans les taux de développement de résistance pour les cinq bétons ne peut être liée qu'au degré d'absorption d'agrégats (tableau 2.2). Le taux plus élevé dans le gain de résistance avec l'âge est enregistré dans les bétons des granulats les plus absorbants comparés aux bétons à granulats moins absorbants.

Ceci peut être attribué à une plus haute température de cure interne développée pendant l'hydratation [14] cette haute chaleur d'hydratation est associée à une quantité plus élevée de ciment entraînée par la réduction dans la quantité d'eau suite à l'absorption d'eau par le granulat.

Concernant la variation des résistances des bétons en fonction du type de granulats, on constate d'après la figure ( 5.24) précédente que les variations dans les résistances des bétons ne peuvent être liées seulement aux résistances des agrégats. Toutefois il peut être ainsi constaté que les agrégats les plus poreux ont un effet réducteur où le béton des granulats légers, a une résistance 65% de celle de mortier. Par contre les granulats artificiels de mortier donnent des bétons dont la résistance est 74% de celle de mortier.

Malgré que les granulats de Silice sont plus rigides et résistants que les deux autres types de granulats naturels, ces derniers offrent des bétons dont la résistance à la compression est plus élevée. Ce résultat peut être expliqué par plusieurs facteurs. Le premier est la forme de ces granulats qui sont ronds par rapport aux granulats de calcaire et granitoïde relativement anguleux. Le deuxième point est la capacité d'absorption d'eau des granulats qui sont capables d'éliminer à leurs voisinages l'accumulation d'eau.

### 5.3.4.2 Effets de la taille des granulats

Les résultats obtenus pour les trois dimensions des granulats utilisées dans notre étude (Tableau 5.5) sont montrés dans la figure 5.25 à différents âges.

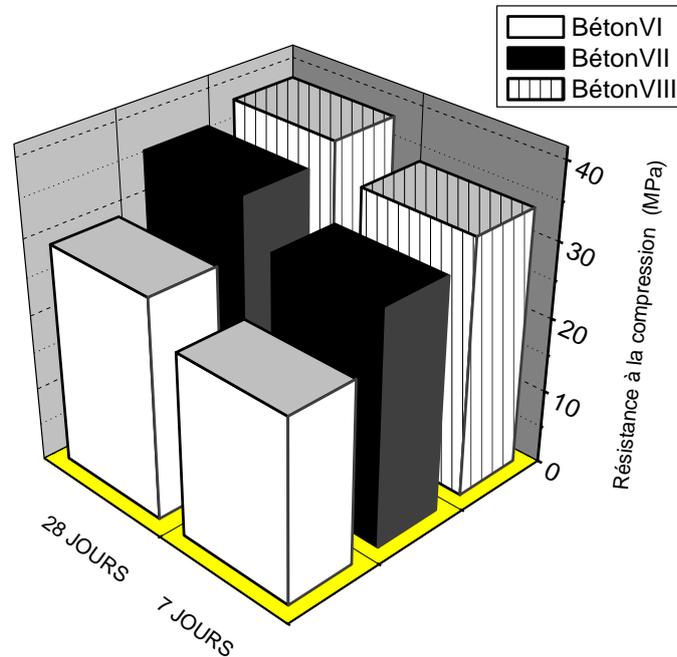


Figure 5-25 Résistance à la compression en fonction d'âge pour le mortier et les bétons

Il est clair d'après cette figure que la résistance à la compression chute lorsqu'on diminue la taille des granulats. Cette réduction donnée en pourcentage par rapport à la résistance de mortier est de 8,82% pour les granulats 15/28mm, 14 % pour 8/15mm. La réduction la plus importante 31% est enregistrée pour le granulat 3/8. Sachant que la qualité de la matrice et celle des agrégats sont inchangées dans les trois bétons aucune interprétation relative à la réduction de la résistance ne pourra être avancée. La différence enregistrée dans les résultats ne pourra être liée qu'à la troisième phase qui est la zone de transition. Pour un même volume d'agrégat toute réduction dans sa taille entraîne une élévation dans le nombre de ses particules. Une élévation dans les zones de transitions entourant ces particules est par la suite constatée. Supposons que l'épaisseur de ces zones ne change pas avec la taille des agrégats on se trouve dans ce cas avec un volume de zone de transition plus élevée. Sachant que c'est la phase la plus faible du composite nous pouvons facilement

constater que toute augmentation dans son volume entraîne une réduction dans la résistance à la compression.

Dans la section suivante le modèle de prédiction sera à nouveau utilisé où les résistances des granulats identifiées pour la taille 8/15 sera proposé pour les autres dimensions à savoir 3/8 et 15/25.

La confrontation entre les résultats expérimentaux avec ceux prédits par le modèle est présentée dans la figure suivante :

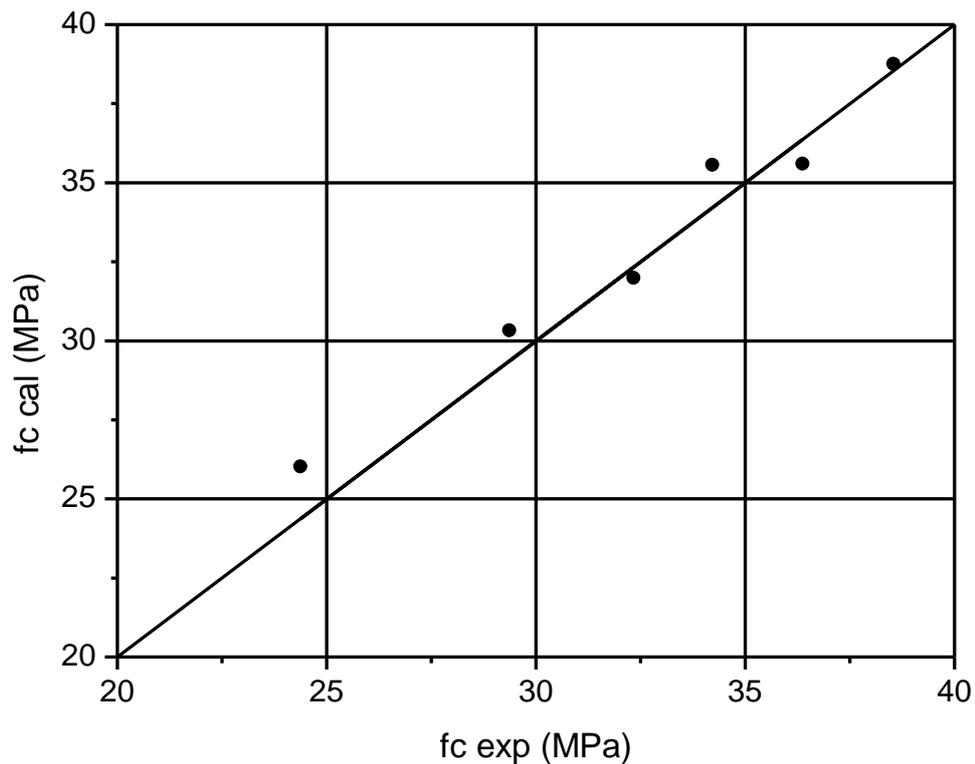


Figure 5-26 Confrontation des résistances calculées par le modèle de prédiction et nos résultats expérimentaux

Dans l'ensemble, une bonne concordance existe entre les résultats expérimentaux et ceux obtenus expérimentalement. Ce qui nous permet une fois de plus de conclure l'efficacité du modèle de prédiction. D'un autre coté nous pouvons conclure pour les valeurs des résistances identifiées par approche inverse qu'il s'agit bien des résistances des granulats enrobés des zones de transitions.

### 5.3.5 Conclusion

Pour les cinq types des agrégats utilisés, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

1. La résistance à la compression de béton, n'est pas contrôlée uniquement par les propriétés des granulats mais aussi par la qualité de la zone de transition. Avec les granulats les plus rigides et moins absorbants cas du Silice, une résistance plus petite que celle du béton à base des granulats de calcaire et de granitoïde moins rigides a été enregistrée. Ceci s'explique par la qualité de la zone de transition plus poreuse et moins résistante avec le premier type de granulats. Pour les granulats artificiels de mortier et les granulats légers, les résistances à la compression du béton avec ce dernier type des granulats sont légèrement plus faibles que celles du béton des granulats de mortier, bien que ces derniers sont beaucoup plus résistants que les granulats légers. Ceci peut s'expliquer par un plus fort lien développé entre les granulats les plus absorbants et la matrice.
2. La différence dans le développement de résistance à la compression entre 7 et 28 jours enregistrée par les cinq types de granulats est relative au degré d'absorption de chaque granulat. Les granulats les moins absorbants entraînent des résistances acceptables au jeune âge.
3. La rigidité des agrégats, influence considérablement le module d'élasticité du béton. Pour les agrégats légers, une réduction de 40% dans le module d'élasticité du béton est enregistrée par rapport au module du mortier. Pour les granulats artificiels obtenu par concassage du mortier, de même rigidité que la matrice, une légère réduction 8% est enregistrée dans le module d'élasticité du béton confectionné avec ces agrégats. Un module d'élasticité un peu plus élevé 22,83 GPa a été obtenu pour le béton de granulats de granitoïde. Une valeur plus élevée est obtenue avec le béton de granulats de calcaire 25,37 dont la rigidité est supérieure à ceux des trois précédents bétons. Finalement la plus forte valeur du module d'élasticité a été obtenue pour le béton avec les granulats les plus rigides qui est le Silice.

Concernant l'influence de la taille des granulats sur les propriétés des bétons, les conclusions suivantes peuvent être tirées : le volume de la ZTI est proportionnel à la taille des agrégats. Pour un volume d'agrégats constant, de même nature, mais de tailles différentes le volume de la ZTI augmente avec la diminution de taille des granulats. Ce qui explique la diminution de la résistance à la compression et par conséquent le module d'élasticité chute lorsque la taille des granulats diminue. Toutefois, il faut signaler qu'une réduction dans la rigidité du composite entraîne une augmentation dans la ductilité du matériau (une déformation de 2,3‰ pour les granulats 3/8). Ceci s'explique par la structure elle-même de la zone de transition interfaciale où dans le cas des agrégats de petite taille, les pores sont aussi de petite taille, distribués uniformément dans le volume du composite. Cette microstructure, permet après chargement du béton de subir de grande déformation. Cette constatation a été confirmée par les inspections visuelles effectuées sur les éprouvettes.

#### 5.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons appliqué le modèle conçu aux bétons de granulats légers et rigides testés expérimentalement. Ceci dans le but d'étudier la sensibilité du module équivalent vis à vis du comportement des constituants en vue d'identifier les paramètres des matériaux difficilement mesurables expérimentalement tel que le module d'Young des granulats et de l'interface de transition.

Enfin, pour les fourchettes développées de la résistance à la compression du béton, les résultats obtenus sont comparés avec d'autre simulation à des résultats expérimentaux issus de la littérature.

L'analyse et l'observation des résultats ont montré une limitation des formules classiques utilisées pour l'évaluation des résistances à la compression.

Enfin, les résultats ont montré la concordance qui existe entre notre modèle de prédiction et les résultats expérimentaux et aucun le parfait accord avec les prévisions de la méthode méthode de K. YANG.

## CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

L'objectif de la recherche menée dans ce travail était d'analyser et prédire les performances du béton en tenant compte des caractéristiques de différentes phases constituantes.

Notre travail est une étude expérimentale couplée à une étude analytique basée sur une approche de micromécanique de modélisation du comportement de béton prenant en compte les caractéristiques et les proportions des différents constituants. Le développement d'un modèle de prédiction permet d'alléger les campagnes expérimentales nécessaires à la mise au point des formulations.

Plusieurs méthodes d'homogénéisation sont proposées dans la littérature pour estimer le comportement des matériaux composites. La précision du comportement des différents bétons obtenus par ces méthodes montre une large disparité variant suivant l'approche utilisée. Ces écarts disparaissent avec la mise en œuvre de modèle de perturbation développé qui tient en compte de l'interface de transition.

La prise en compte de cette zone comme 3<sup>ème</sup> phase a été faite conformément aux observations au MEB, effectuées par plusieurs études qui confirment l'existence d'une nouvelle phase de microstructure différente située entre la matrice et les granulats.

En tenant compte de cette phase nous pouvons avancer qu'une bonne simulation de béton peut être obtenue.

Le modèle de perturbation permet de calculer les contraintes totales induites dans les trois phases constituant le béton. Ce même modèle est utilisé pour simuler le comportement mécanique des bétons. Les variations des volumes ainsi que les rigidités de la zone de transition montrent une nette influence de ces paramètres sur le module équivalent des bétons.

Enfin, la procédure de localisation de contrainte est exploitée pour prédire la résistance à la compression du béton. La méthodologie proposée est confrontée et comparée à d'autres simulations proposées dans la littérature. Les confrontations effectuées montrent que les prédictions sont en bon accord avec les valeurs mesurées pour toutes les familles de bétons testés. Contrairement au modèle proposée par DE LARRARD où l'écart est généralement trop élevé. Contrairement à la méthode de K. YANG qui offre une bonne concordance.

A travers cette étude, on a insisté sur l'intérêt que porte une modélisation micromécanique, qui prend en compte la zone de transition pour prédire le comportement mécanique des bétons.

A travers cette étude nous pouvons affirmer que le béton est un composite hétérogène formé d'une matrice et d'une zone de transition ayant toutes les deux des microstructure aléatoires ; les inclusions constituent la 3<sup>ème</sup> phase ayant une des forme set des distributions aléatoires dans le volume du béton.

Toute tentative ayant pour but de prédire le comportement du matériau béton avec précision est alors très difficile. Toutefois, l'introduction de la zone de transition interfaciale comme troisième phase dans la prédiction des performances du béton a permis d'améliorer le modèle biphasique proposé par C. C YANG [50].

L'étude expérimentale a été consacrée à l'influence de la rigidité des granulats sur le comportement à la rupture ainsi que sur les propriétés élastiques du béton.

Dans ce but, cinq types de granulats ont été utilisés dans la fabrication du béton. Les propriétés mécaniques des granulats n'étant pas mesurées. Leur influence a été analysée à travers leurs propriétés physiques, ainsi que leur rigidité qui a été estimée à travers des formules empiriques.

La qualité des granulats semble être non seulement estimée à partir de leurs densités, mais aussi de leur coefficient d'absorption.

L'analyse du comportement mécanique des bétons montre que leurs modules d'Young sont liés à la rigidité des granulats. Les modules d'Young les plus élevés ont été enregistrés pour les bétons à granulats de Silice et les plus faibles ont été obtenus avec les granulats légers.

Les mesures effectuées sur la résistance à la compression nous ont permis de tirer des conclusions similaires à celles faites pour les modules d'Young des bétons. Les plus résistants sont à base des granulats les plus rigides, excepté le béton de granulats de Silice, où sa résistance à la compression a été plus faible que celle du béton à base de granulats de calcaire. Ceci a été lié à la forme des granulats ainsi qu'à la nature de la zone de transition ; cette dernière est de meilleure qualité avec les granulats de calcaires. Ceci a été confirmé par les résistances à la compression de granulats enrobés par les zones de transitions identifiées par approche inverse où celles avec les granulats calcaires sont supérieures à celles de granulats de Silice.

Les résultats expérimentaux ont montré l'intérêt de prendre en compte dans les formulations la nature des granulats, où pour une même matrice, la variation de la rigidité des granulats ait une grande influence sur le comportement global du béton.

- Dans la région de la ZTI, l'introduction de la porosité dans le calcul des propriétés élastiques de cette phase donne des résultats pour les mortiers et pour le béton qui concordent avec les résultats expérimentaux. Toutefois, il faut noter quel que soit le rapport  $E/C$  et quel que soit la valeur de  $\beta$  prise pour le calcul de la porosité dans la ZTI, le coefficient  $\alpha$  est toujours inférieur à 1 et supérieur à 0,3.
- Les résultats du modèle se trouvent améliorés en utilisant des valeurs pour  $\alpha$  calculées en fonction de degré d'hydratation que pour des valeurs posées arbitrairement.
- Dans le calcul de la résistance à la compression du béton, on remarque que les valeurs obtenues expérimentalement s'inscrivent dans le fuseau limite de la résistance à la compression prédit par le modèle. Toutefois, il faut signaler que les valeurs expérimentales s'approchent toujours de la limite inférieure du fuseau. Dans le cas des granulats rigides, on a constaté que la résistance à la compression du composite triphasique est déterminée par la rigidité de la ZTI étant donnée qu'elle est la phase la plus fragile. En effet la différence de rigidité entre les deux phases génère des concentrations de contraintes aux interfaces matrice-granulats lorsque le matériau est soumis à un effort quelconque. Ces concentrations de contrainte se superposent à des contraintes résiduelles et peuvent ainsi accélérer la rupture des interfaces. Ces contraintes résiduelles résultent principalement de la différence entre le coefficient de dilatation thermique des deux phases et des déformations de la matrice qui sont empêchées par les granulats. L'intensité de contrainte résiduelle peut avoir lieu avant même l'application d'un chargement. Une compactibilité élastique entre les deux phases ( $E_g/E_m=1$ ) peut améliorer le transfert d'efforts de la matrice vers les granulats et d'éliminer ainsi les concentrations de contraintes, et la propagation des microfissures. L'utilisation de granulat de rigidité dont le module élastique s'approche davantage de celui de la matrice permet de converger vers ce comportement monolithique.

La comparaison du modèle avec les résultats expérimentaux montre que le béton doit être considéré comme un matériau triphasique où la prise en compte de la ZTI demeure nécessaire.

Il serait intéressant dans de futures recherches d'introduire l'air entraîné comme une phase supplémentaire. Il serait intéressant aussi de prendre, dans le modèle, les modules d'élasticité de la matrice ainsi que celui de la ZTI en fonction des modules d'élasticité des hydrates constituant ces deux phases.

## APPENDICES

MATERIAUX

## I-1 Courbes granulométrique des sables et graviers utilisés

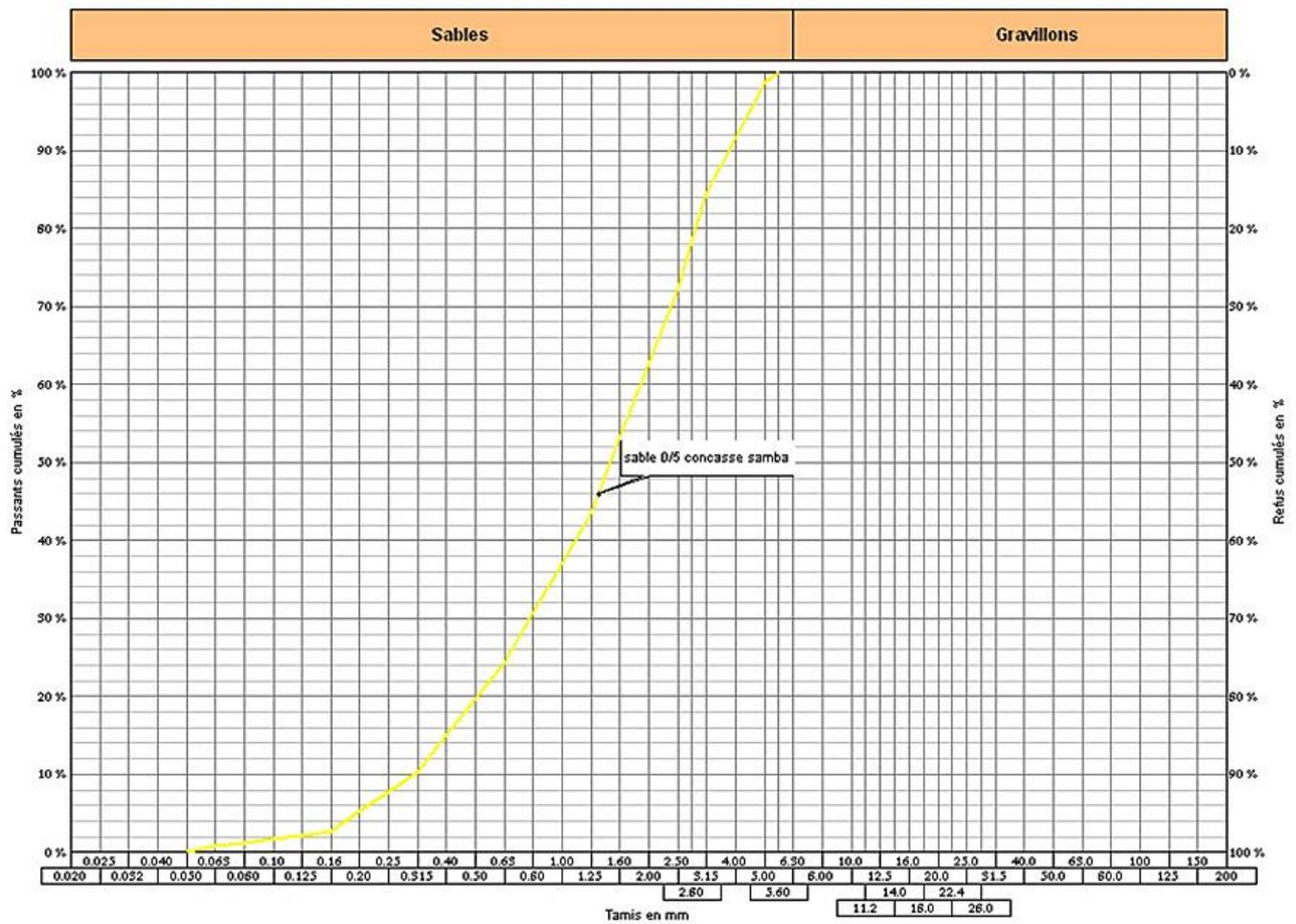


Figure I.1 : Courbe granulométrique de sable

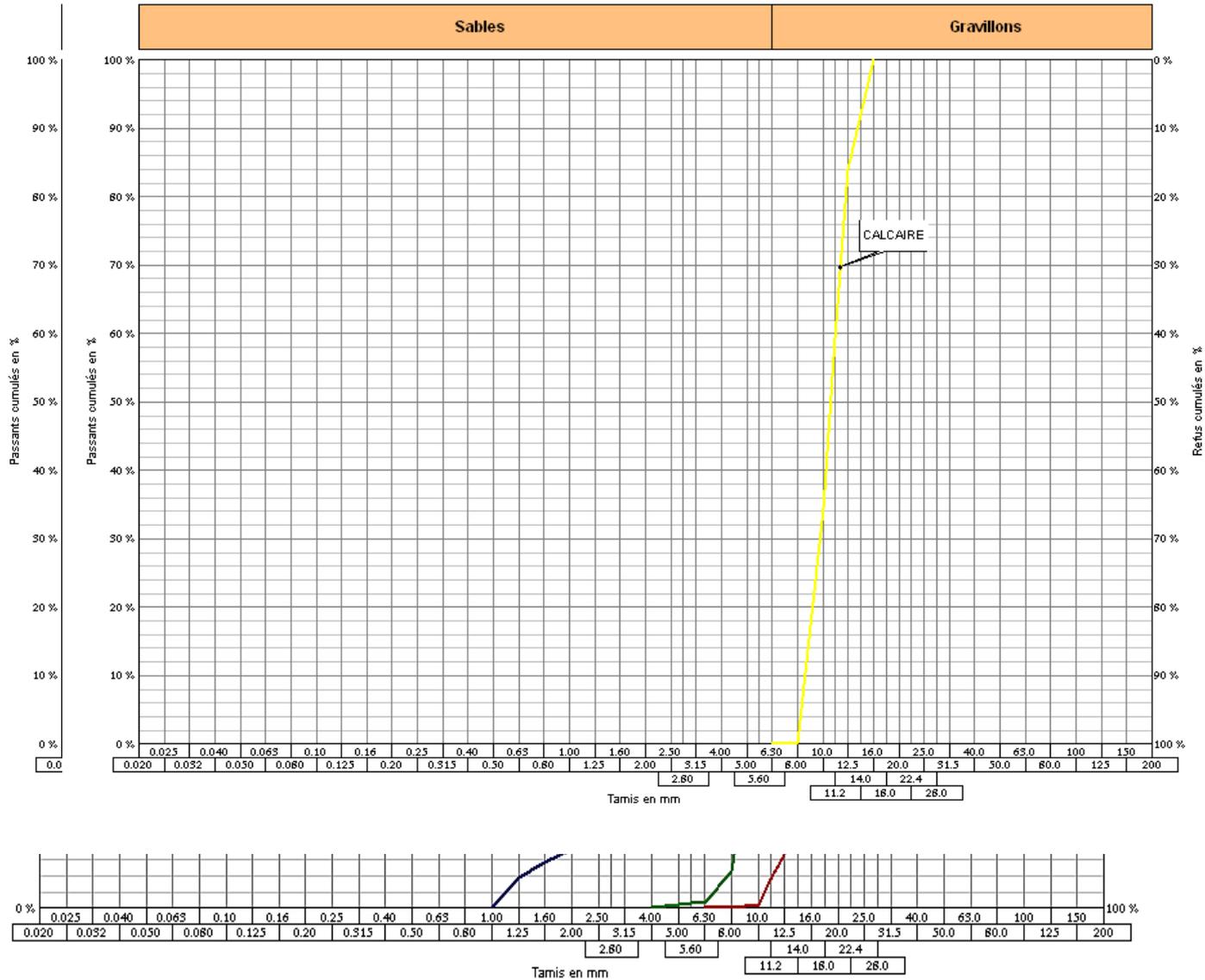
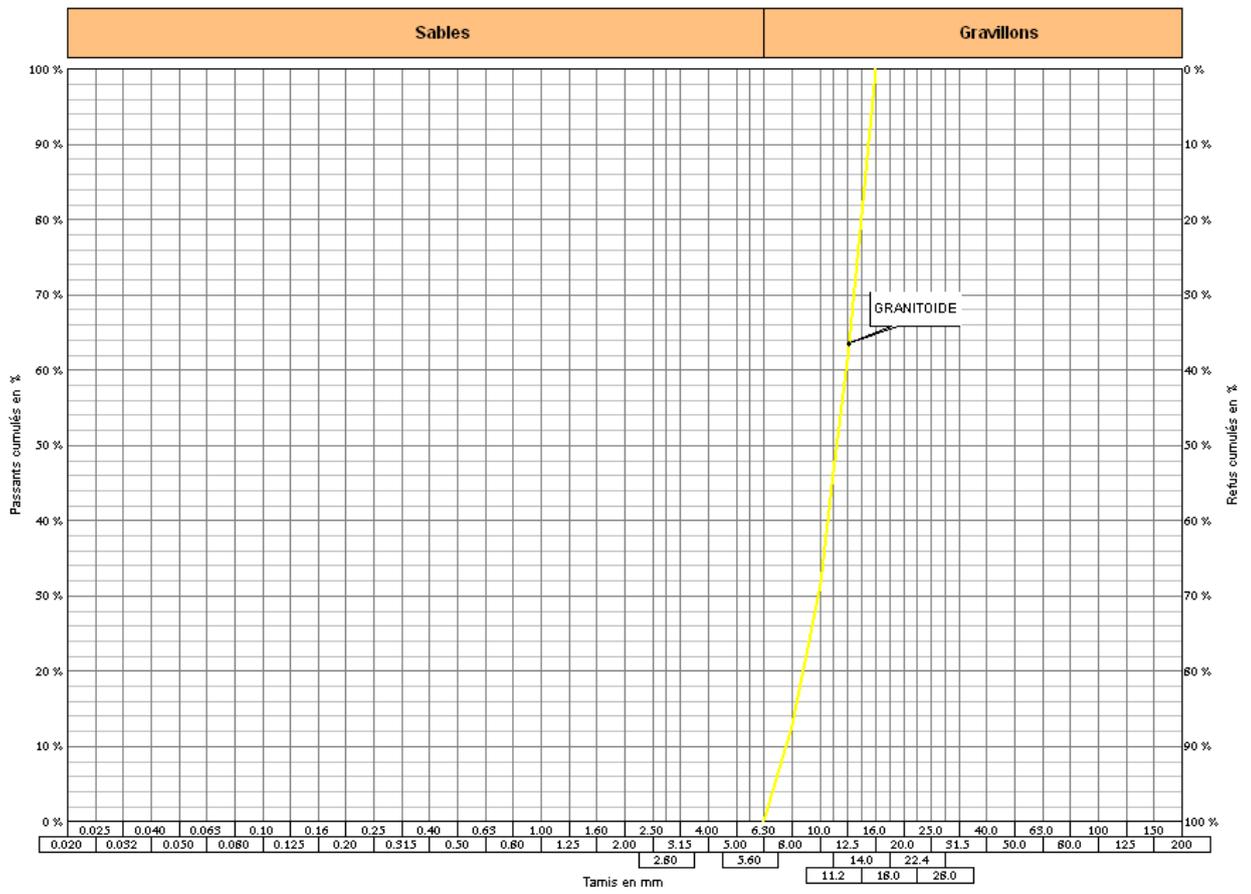


Figure I.2 : Courbes granulométriques de gravier Si-Mustapha

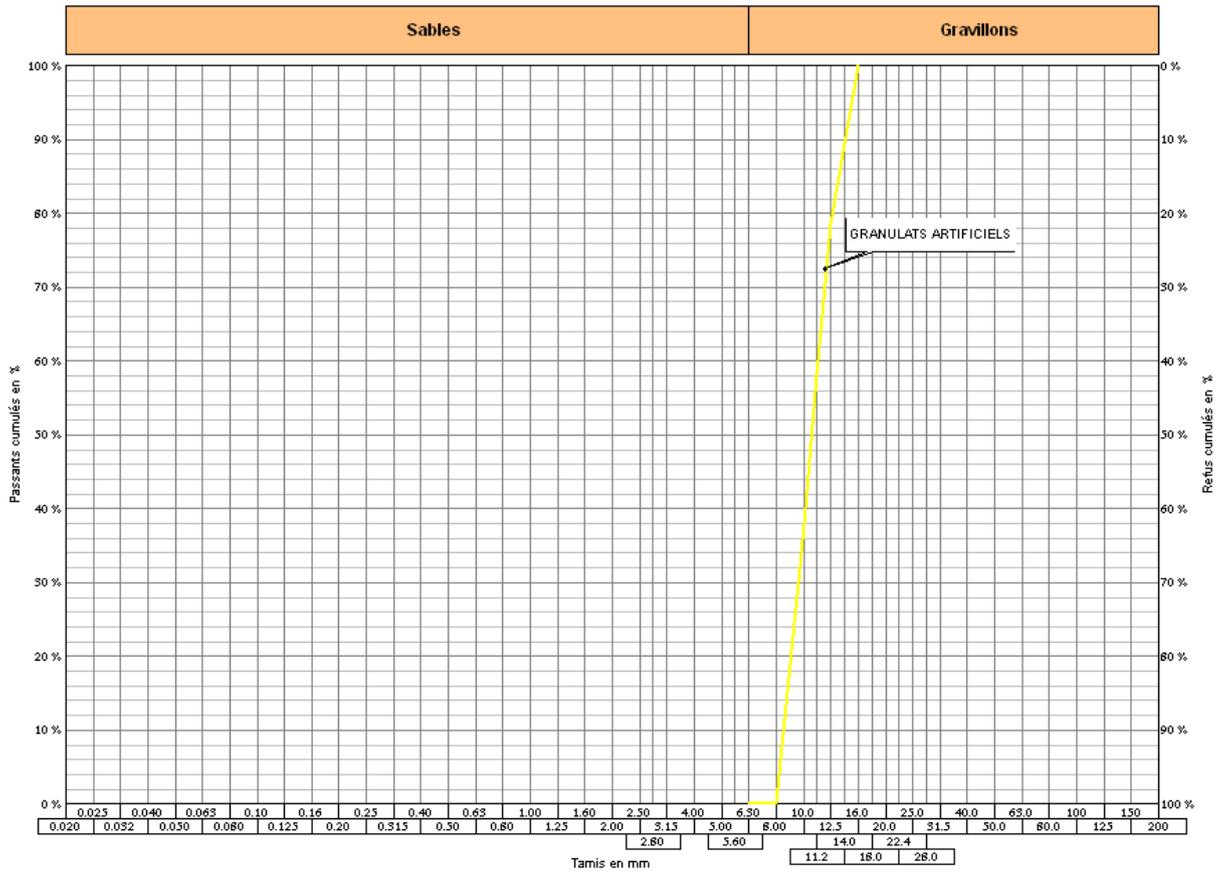
Courbe granulometrique du Silice

Courbe granulometrique du Calcaire

Courbe granulometrique des granulats légers



Courbe granulometrique du Granitoide



Courbe granulometrique des granulats artificiels

Figure I.3: Courbes granulométriques des granulats utilisés.

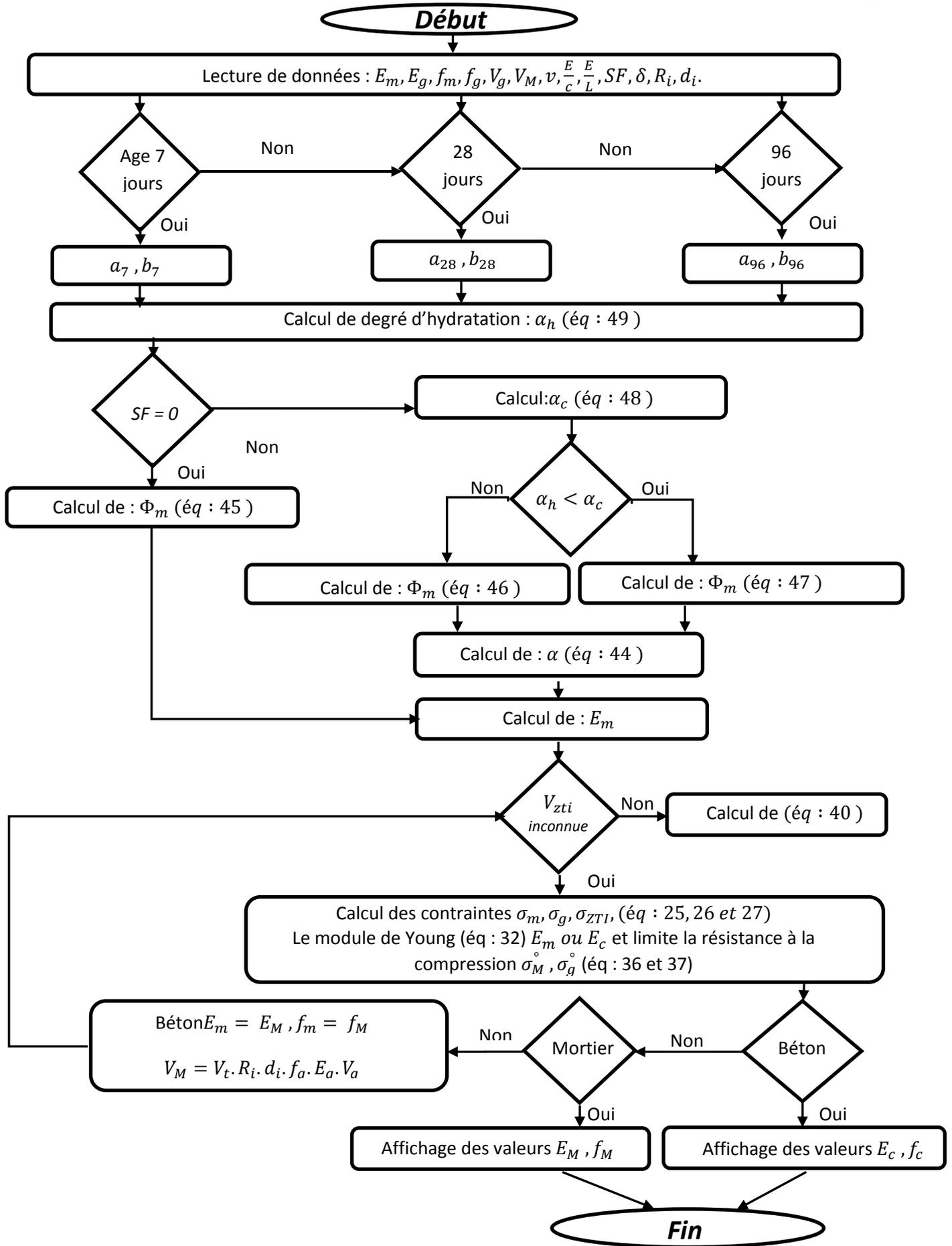


Figure 1.4 : Organigramme de modèle de prédiction

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Amandine, B. ,“ Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité : Interaction des déformations de fluage et du comportement non- linéaire du matériau”, Thèse de doctorat, INSA , France ,2003.
2. Laghcha, A. ,“ Contribution à l’étude des transferts gazeux et liquide au sein des parois en béton endommages sous sollicitation thermo - hydrique”, Thèse de doctorat, l’ INSA France,2006.
3. Gaweska, IH. ,“ Comportement à haute températures des bétons à haute performance évolution des principales propriétés mécaniques”, Thèse de doctorat, ENPC, France,2004.
4. Walter, H. ,“Modélisation 3D par éléments finis du contact avec frottement et l’endommagement du béton”, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France,1999.
5. Benthari, M. ,“ Acoustique non linéaire : Application à la caractérisation ultrasonore de l’endommagement des matériaux hétérogènes et à la prédiction de la durée de vie ”, Thèse de doctorat, INSA, France,2005.
6. Nechnech, W. ,“ Contribution à l’étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo – élastoplastique en dommageable ”, Thèse de doctorat, l’INSA, France,2000.
7. Yvan, B. ,“Contribution à l’étude des transferts de fluides au sein d’une paroi en béton ”, thèse de doctorat, l’INSA, France,2003.
8. Andriamantsilavo, N. ,“ Comportement des matériaux cimentaires dans un coffrage : Expérimentation, modélisation et simulation de la poussée et du processus de maturation ”, Thèse de doctorat, Université de Bretagne Sud, France,2003.
9. Dal Pont, S. ,“ Lien entre la perméabilité et l’endommagement dans les bétons à haute température”, Thèse de doctorat, ENPC, France,2004.

10. Boutiba, A. , " Accélération du durcissement par énergies renouvelables du béton frais et caractérisation du béton durci ", Mémoire de Magister, Université M'hamed Bouguerra, Algérie,2008.
11. Mitani, H. , " Variations volumiques des matrices cimentaires aux très jeunes âges : approche expérimentale des aspects physiques et microstructuraux", Thèse de doctorat, ENPC, France,2003.
12. Amziane, S. , "Contribution à l'étude des matériaux cimentaires à l'état frais", l'Habilitation à Diriger des Recherches en Sciences, université de Bretagne Sud, France,2005.
13. Briffaut, M. , " Étude de la fissuration au jeune âge des structures massives en béton : influence de la vitesse de refroidissement, des reprises de bétonnage", Thèse de doctorat, Université Paris 6, France,2010
14. Bou Said, E. , " Contribution à la modélisation des effets différés du bois et du béton sous conditions climatique variables application aux structures Mixtes – Bois - Béton ", Thèse de doctorat, l'INSA, France,2003.
15. Bonasker, M. et al. , "Retrait chimique des mortiers autres jeune âge : Influence des inclusions granulaires", xXIV<sup>ème</sup> RUGC - Construire : les nouveaux défis, la Grande Motte,2006.
16. Alliche, A. , chapitre rédigé par Abdenour Alliche, "Endommagement et rupture du béton " .
17. Planel, D. , " Les effets couples de la précipitation d'espèces secondaire sur le comportement mécanique et la dégradation chimique des bétons", Université DE Marne LaVallée, Thèse de doctorat, France,2002.
18. Richard, W. , " Contribution à la compréhension du comportement d'une coque d'aéronef ingérant, vieilli : définition d'un état initial influence des effets différés sous sollicitations hydro – mécaniques ", Thèse de doctorat, INSA, France,2000.
19. "Hight - performance concrete. A State - Of - Art - Report (1989- 1994).
20. Mulumba, K. T. , " Influence des parameters de formulation sur le comportement à haute température des bétons ", Thèse de doctorat, université de Cergy-Pontoise, France,2007.
21. Hadj Sadouk, A. , "Comportement des mortiers et bétons à base de ciment au laitier dans des milieux agressifs", Thèse de doctorat d'état, Université Saad Dahlab, Algérie,2010.

22. Menou, A. ,“ Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : Approche Multi- Echelles de l'endommagement thermique”, Thèse de doctorat, Université de Pau et Des Pays De L'Adour, France ,2004.
23. Zihui, S. ,“Monitoring the Early-Age Properties of Cementitious Materials with Ultrasonic Wave Reflection Method at Macro- and Micro-Structural Levels ”, These de doctorat, Northwestern University , USA,2005.
24. Cerezo, V. ,“ Propriétés mécaniques, thermique et acoustiques d'un matériau à base de particules végétale”, Thèse de doctorat, l'INSA, France ,2005.
25. Ollivier, J. P. ,“ Etude de la liaison entre la pâte de ciment portland et les granulats par observation directe au microscope électronique par transmission”, Thèse de doctorat, Toulouse, France,1975.
26. Sadouki, H. ,“Simulation et analyse numérique du comportement mécanique des structure composites”, Thèse de doctorat, EPFL, Suisse ,1987.
27. Makani, A. ,“Influence de la nature minéralogique des granulats sur le comportement mécanique différé des bétons ”, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France,2011
28. Lucas, J. P. ,“ Etude par une méthode d'usure par abrasion de l'auréole de transition formée dans un béton de ciment portlant”, Thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier de Toulouse, France,1985.
29. Hashin, Z. Montero, P. J. M. ,“An inverse method to determine the elastic of the interphase between the aggregate and the cement paste”, Cem. Conc. Res. ,32,(2002) ,1291 – 1300.
30. Ollivier, J. P. ,“Contribution à l'étude de l'hydratation de la pâte de ciment Portland au voisinage des granulats”, Thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier, France,1981.
31. Perrin, B. ,“Observation en microscopie électronique des caractères morphologiques de la liaison pâte de ciment durci- matériaux associés”, Thèse de Doctorat, Université de Lyon, France,1974.
32. Yang, C. C. Su, J. K. ,“Approximate migration coefficient of interfacial transition zone and the effect of aggregate content on the migration coefficient of mortar”, Cem. Conc. Res. ,32,(2002),1559 – 1565.

33. Oliver, J. P. Maso, J. C and Bourdette, B. ,“Interfacial transition zone in concrete”, *Advn. Cem. Bas. Mat.*,2,(1995),30-38.
34. Garboczi, E. J. Bentz, D. P. ,“Analytical formulas for interfacial transition zone properties”, *Adv. Cem. Bas. Mat.* ,6,(1997),99-108.
35. Bentz, D. P. Garboczi, Z. E. J and Stutzni, P. E. ,“Computer modelling of the interfacial transition zone in concrete”, *Int. Cem. Com.* ,(1993),259-268.
36. Van Breugel, k . Koenders. E . A . B. “Numerical Simulation of Hydration-Driven Moisture Transport In Bulk and Interface Paste In Hardening Concrete”, *Cem. Conc. Res.*,30,(2000),1911 – 1914.
37. Girodet, C. ,“ endommagement des mortiers sous sollicitations thermo-mécanique ”, Thèse de doctorat, INSA, France ,1996.
38. Kuo, y. L. Ping, k. C. Yaw, P. Chih, C. Y,“A study on characteristics of interfacial transition zone in concrete”, *Cem. Conc.* ,4,(2004),977 – 989.
39. Jrbelair, N. ,“ Contribution à la mise au point d’une procédure de caractérisation quantitative des surfaces en béton en vue de travaux de réfection ”, M. Sci., Université de Laval, Canada,2005.
40. Otis, N. ,“ Influence de divers superplastifiants sur le ressuage et l’interface pâte/granulats dans les matériaux cimentaire”, Mémoire de Maitre des Sciences, Université de Sherbrooke, Canada,2000.
41. Choinska, M. ,“ Effets de la température du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure”, Thèse de doctorat, Université de Nantes, France,2006.
42. Tulin, A. Mustafa, T and Tahir, C. ,“Effect of Coarse Aggregate Size and Matrix Quality or ITZ and Failure Behavior of Concrete under Uniaxial Compression”, *Cem. Conc. Comp.* ,26,(2004),633 – 638.
43. Tulin, A. Mustafa, T and Tahir C. ,“Effect Of Coarse Aggregate Size Or Interfacial Cracking Under Uniaxial Compression”, *Mater. Lett.* ,57,(2002),828 – 833.
44. Amir, E. Menashi D. C And Jan, O. ,“Influence Of Aggregate Size, water Cement Ratio And Age On The Microstructure Of The Interfacial Transition Zone”, *Cem. Conc. Res.* ,33,(2003),1837 – 1849 .
45. Yang, K. ,“Caractérisation du comportement mécanique des bétons léger: Expérience et Modélisation”, Thèse de doctorat , Université de Cergy Pontoise, France ,2008

46. Perraton , D. Aïtcin, JC. ,“ Perméabilité du béton de peau le choix du granulats peut- il s'avérer un élément plus déterminant le rapport E / C ”, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées,232,( 2001),59 – 72.
47. Agioutantis, Z. Chatzopoulou, E and Stavroulaki, M. ,“A numerical investigation of the effect of the interfacial zone concrete mixtures under uniaxial compression the case of the dilute limit”, Cem. Conc. Res. ,30,(2000),715 -723.
48. Pliya, BP. ,“Contribution des fibres de polypropylène et métalliques à l'amélioration du comportement du béton soumis à une température élevée”, Thèse de doctorat, Université de Cergy-Pontoise, France,2010.
49. Andrzej, C and Vesa, P. ,“Aggregate - cement paste transition zone properties affecting the Salt-Frost damage of high - performance concretes”, Cem. Conc. Res. ,35,(2005),671 - 679 .
50. Andreas, I. Beat, M. Philippe, G And Lorenz, H. ,“Influence of compaction on the interfacial transition zone and the permeability of concrete”, Cem. Conc. Res. ,36,(2006),1425 – 1433.
51. Prokopski, G. Langier, B. ,“Effect of water / cement ratio and silica fume addition on the fracture toughness and morphology of fractured surfaces of gravel concrete”, Cem. Conc. Res. ,30,(2000),1427 - 1433.
52. Escadeillas, G. ,“le ciment aux fillers calcaire : contribution à leur optimisation par l'étude des propriétés mécanique et physique des bétons fillerisés”, Thèse de Doctorat, Toulouse, France,1988.
53. Zhihui, S. Garboczi, E. J. Surendea, P. S. ,“Modeling the elastic properties of concrete composite: Experiment differential effective medium theory and numerical simulation”, Cem. Conc. Comp. ,29,(2007),22 – 38.
54. Naar, R. ,“Modélisation du comportement mécanique du béton par approche multi-physique (couplage chimie- mécanique) : Application à la réaction alcali-silice”, Thèse de doctorat, ENSPM, France,2009.
55. Planel, D. ,“ Les effets couples de la précipitation d'espèces secondaires sur le comportement mécanique et la dégradation mécanique et la dégradation chimique des bétons ”, Thèse de doctorat, Université de Marne La Vallée, France,2002.

56. Garboczi , E.J. , Bentz, DP. , Schwartz, IM. , "Modelling the influence of the interfacial zone on the D. C. electrical conductivity of mortar", *Adv. Cem. Bas. Mater.* , 2(5),(1995),169-181.
57. Laghcha, A. , "Contribution à l'étude des transferts gazeux et liquide au sein des parois en béton endommagées sous sollicitation thermo-hydrrique", Thèse de Doctorat , Lyon, France,2006.
58. Shink, M . , "Compatibilité élastique comportement mecanique. et optimisation des bétons légers", PHD Thèse, Université de Laval , Canada,2003.
59. Dame, K., "Etude du béton `a l`échelle mesoscopique : simulation numérique et tests de micro-indentation ", Thèse de doctorat, L' UNSA Renne, France, 2014
60. Richet, C. , et Autres. , " Synthèse des connaissances sur le comportement à long terme du béton applications aux colis cimentés", Direction de l'énergie nucléaire rapport CEA – R – 6050, France,2004.
61. Vu, TH. , " Caractérisation de la phase solide et transferts de gaz dans les milieux poreux insaturés. Etude expérimentale et modélisation appliquées à la diffusion de l'hydrogène dans les matériaux cimentaires ", Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France,2009.
62. Yang, C. C. , Su, J. K. , "Approximate migration coefficient of interfacial transition zone and the effect of aggregate content on the migration coefficient of mortar", *Cem. Concr. Res.* ,32,(2002),1559 – 1565.
63. Thari, Q. N. , Véronique, B. , Bonny, P. D. , "Approche multi – échelles pour modéliser la pénétration des ions chlore dans le béton". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris,France
64. Bourdette B. , Ringot, E. , Ollivier, J. P. , "Modelling of the transition zone porosity", *Cem. Concr. Res.* ,25,(1995),741-751.
65. William, A. T., Cyril, J. L. , John, C. C. , "Aggregate - cement paste interface part I. Influence of aggregate geochemistry", *Cem. Concr. Res.* ,29,(1999),1019 - 1025.
66. Edward, J. G. , Dale, P. B. Z. , "Analytical formulas for interfacial transition zone properties" , *advn. Cem. Bas. Mat*,6,(1997) ,99-108.

67. Hossam, E. , R'mili, M. , Nathalie, G. , Sandrine, M. and Gilbert, F. , “Modélisation et comportement des matériaux hétérogène et aléatoires”. INSA, Lyon, France
68. Tulin, A. , Mustafa, T. , and Tahir, C. , “Assessing ITZ micro cracking via scanning electron microscope and its effect on the failure behavior of concrete”, *Cem. Concr. Res.* ,35,(2005),358 - 363.
69. Cohen, M. D. , Goldman, A. and Chen, W. F. ,(1994). “The role of silica fume in mortar: transition zone versus bulk paste modification”, *Cem. Concr. Res.* ,24(1),(1994),95-98.
70. Li, G. Y. , Zhao. Pang, S-S. , “Four – Sphere Modeling of effective Bulk Modulus of Concrete”, *Cem. Concr. Res.* ,29,(1999),839–845.
71. Skalny, J. , Mindess, S. , “Physico-chemical Phenomena at the Cement Paste. Aggregate Interface”,10th Int. Symp. React. Solids, Dijon, (1984), 223-224.
72. Wakeley, ID. , Roy, DM . , “A Method for Testing the Permeability Between Grout and Rock”, *Cem. Concr. Res.* ,12,(1982),533-534.
73. Thari, Q. N. , Véronique, B. , Bonny, P. D. , “Approche multi – échelles pour modéliser la pénétration des ions chlore dans le béton”. LCPC, Paris, France, 2014
74. Breton, D., Ollivier, J. P., Ballivy, G., “Diffusivity of chloride ions in the transition zone between cement paste and granite”. J.C. Maso. (Ed), *Interfaces Between Cementitious Composites*, E & FN Spon, London, (1992), . 279–288.
75. Wou Song, HA. , Jang, C., Velu, S. And Ken, J. B., “An estimation of the diffusivity of silica fume concrete”, *Building and Environment*, 42,(2007),1358 – 1367.
76. Xing , Z. , “ Influence de la nature minéralogique des granulats sur leur comportement et celui du béton à haute température”, Thèse de doctorat, Université Cergy-Pontoise, France,2011.
77. Wang, P. T. , Shah, S. P. , Naaman, A. E. , “Stress-strain curves of normal and lightweight concrete in compression”, *Journal of the American Concrete Institute*,75, november 1978.
78. Van Mier, J. G. M. , “Fracture Processes of Concrete: Assesment of Material Parameters for Fracture Models”, CRC Press, Inc. , London,1997.

79. Ismail, Y. , Nicolas, B. And Frédéric, k. “ Endommagement hydrique des matériaux cimentaires”,16<sup>ème</sup> Congrès français de mécanique. Nice, France 2003
80. Peng, C. ,“Apport de l’analyse microtomographie dans la modélisation des effets du séchage des matériaux à matrice cimentaire”, Université Lille Sciences et Technologies, France ,2009
81. Bentur, A. , Igarashi, S. , Kolver, K. ,“Prevention of autogenous shrinkage in high-strength concrete by internal curing using wet lightweight aggregates”, Cem. Concr. Res. ,31,(2001),1587-1591.
82. Goodier, J. N. ,“Concentration of stress around spherical and cylindrical inclusions and flaws”, Journal of Applied Mechanics, Transactions ASME,55,(1933),39-44.
83. Bremner, T. W. ,“Influence of aggregate structure on low density concrete”, PHD These, imperial college of science and technology, London,1981.
84. Zhou, F. P. , Lydon, F. D. , Barr, B. I. G. ,“Effect of Coarse Aggregate or Elastic Modulus and Compressive Strength of high Performance Concrete”, Cem. Concr. Res. ,25,(1995),177 - 186.
85. Bornert, M., Bretheau, T. and Gilormini, P.,“Homogénéisation en mécanique des matériaux”, Volume Tome 1.Hermès Sciences Publications, Paris, France,2001.
86. Largeton , R. ,“Modélisation du comportement effectif du combustible MOX par une analyse micromécanique en champs de transformation non uniformes”, Thèse de doctorat, Université de Province, France,2012.
87. Z. Hashin, Z. , Shtrikman, S. ,“A variational approach to the theory of the elastic behavior of multiphase materials”, J. Mech. Phys. Solids,11,(1963),127 - 140.
88. Hirsch, TJ. ,“Modulus of elasticity of concrete affected by elastic moduli of cement paste matrix and aggregate”, J. Am. Concr. Inst, proc.59 ,(1962) ,427-451.
89. Counto, U. J. ,“The effect of the elastic modulus of the aggregate on the elastic modulus, creep and creep recovery of concrete”, Magazine of Concrete Research,16,(1964),129–138.
90. Lydon , F. D. , Balendran, R. V. ,“Some observations of elastic properties of plain concrete”, Cem. Concr. Res. ,16,(1986),314- 324.

91. Nielsen, A. U. , Monteiro, P.J.M. ,“ A three phase material”, *Cem. Conc. Res.*,23,(1993),147-151.
92. Baalbaki, W. , Benmokrane, B. , Chaallal, O. , Aitcin, P.C. ,“*Influence d'agrégat brut sur les propriétés élastiques du béton à rendement élevé*”, *ACI. Mat. Jor.* ,88,(1991),499-503.
93. Mandel, J. , Dantu, P. ,“Contribution à l'étude théorique et expérimentale du coefficient d'élasticité d'un milieu hétérogène mais statistiquement homogène”, *Ann. Ponts Chaussées, france*,6 ,(1963),115-145.
94. Monteiro, P. J. M., "A Note on the Hirsch Model", *Cem. Concr. Res.* ,22,(1991),947
95. Peter, S. , Shuaib, A. ,“Effect of Transition Zone on the Elastic Behavior of cement- Based Composites”, *Cem. Conc. Res.*,25,(1995),165 – 176.
96. Zhou, F. P. , Lydon, F. D. , Barr, B. I. G. ,“Effect of Coarse Aggregate on Elastic Modulus and Compressive Strength of High Performance Concrete”, *Cem. Concr. Res.* ,25,(1995),177- 186
97. Christensen, R. M. , Lo, K. H. ,“Solutions for effective shear properties in three phase and cylinder models”, *J. Mech. Phys. Solids*,27,(1979),315-330.
98. Christensen, R. M., “*Mechanics of Composite Materials*”, Wiley-Inter Science (1979).
99. Ramesh, G. , Sotelino, E. D. , Chen, W. F. ,“Effect of transition zone on elastic moduli of concrete materials”, *Cem. Conc. Res.*,26,(1996),611-622
100. Herve, E. , Zaoui, A. ,“N-layered inclusion-based micromechanical modelling”, *Int. J. Eng. Sci.* ,31,(1993),1-10.
101. Lutz, M. P. ,“Elastic and Thermoelastic Behaviour of materials with Continuously-Varying Elastic Module”, PHD Dissertation, University of California at Berkeley, U. S. A. ,1995.
102. Lutz, M. P. , Monteiro, P. J. M. ,“Effect of the transition zone on the bulk modulus of concrete”, *Mater. Res. Soc. Symp. Proc.*370,(1995),413-418.
103. Lutz, M. P. , Monteiro, P. J. M. , Zimmerman, R. W. ,“Inhomogeneous interfacial transition zone model for the bulk modulus of mortar”, *Cem. Concr. Res.* ,27 ,(1997),1113-1122.
104. Li, G. , Zhao, Y. , Pang, S.S. ,“Four – Sphere Modeling of effective Bulk Modulus of Concrete”, *Cem. Concr. Res.* ,29,(1999),839-45.

105. Googiang, I. , Yi, Z. , Su-Seng, P . , Yongqi, I. ,“Effective young’s modulus estimation of concrete”, *Cem. Concr. Res.* ,29,(1999),1455– 1462.
106. Winslow, N. , Cohen, M. D. , Bentz, D. P, Snyder, kA. , Garboczi, E. J. ,“Percolation and porosity in mortar and concrete”, *Cem. Concr. Res.* ,24(1),(1994),25-37.
107. Garboczi, E. J. , Berryman, J. G. ,“New effective medium theory for the diffusivity or conductivity of a multi-scale concrete microstructure model”, *Conc. Sci. Eng.* ,2(6),(2000),88-96
108. Garboczi, E. J., Berryman, J. G. ,“Elastic moduli of a material containing composite inclusions: effective medium theory and finite element computations”, *Mechanics of materials*,33,(2001),455 - 470.
109. Bentz, D. P. , Garboczi, E. J. , Snyder , kA. ,“A hard core/soft shell microstructural model for studying percolation and transport in three-dimensional composite media”, NIST report,6265,1999.
110. Nadeau, J. C. ,“Water – cement ratio gradients in mortars and corresponding effective elastic properties”, *Cem. Concr. Res*,32,(2002),481 – 490.
111. Nadeau, J. C. ,“ A multi-scale model for effective moduli of concrete incorporating ITZ water - cement ration gradients, aggregate size distributions, and entrapped voids ”, *Cem. Conc. Res*,33,(2003),103 - 113
112. Gueciouer, D. ,“ Caractérisation expérimentales d’un béton de structure composite hybride”, Thèse de Magister, Université M’hamed Bouguerra, Algérie,2006.
113. De Lerrad, F. ,“ Une approche de formulation des bétons légers de structure ”, *Bulletin de liaison, ICPC*,195 ,(1995),39-47.
114. Simeonov, P. , Shuaib, A. ,“Effect of Transition Zone or the Elastic Behavior of cement- Based Composites”, *Cem. Concr. Res.* ,25,(1995),165 – 176
115. Yang, C. C. , Huang, R. ,“Approximation strength of lightweight aggregate using micromechanic method ”, *Adv. Cem. Bas. Mats*,7,(1998),133-138.
116. Mori, T. , Tanaka, K. ,“ Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions”, *Acta Metallurgica*,21,(1973),571-574.
117. Eshelby , J. D. ,“The determination of the elastic \_field of an ellipsoidal inclusion and related problems”, *Proc. R. Soc. London, Ser. A*, 241,(1957),376-396.

118. Nguyen, T. D. ,“ Etude de la zone d’interface granulats calcaires poreux-pâte de ciment ”, Thèse de Doctorat , ENSM , France,2013
119. Ranch, G. , Sotelino, E. D. and Chen, W. F. ,“Effect of transition zone on elastic moduli of concrete materials”, *Cem. Concr. Res*,26,(1996),611 – 622.
120. Constantinides, C. , Ulm, FJ. ,“The effect of two types of C-S-H on the elasticity of cement-based materials: results from nanindentation and micromechanical modelling”, *Cem. Concr. Res.* ,34,(2004),57 – 80.
121. Prokoski, G. , Halbiniak, J. ,“Interfacial transition zone in cementitious materials”, *Cem. Concr. Res*,30,(2000),579 - 583.
122. Iske, P. L. , Sterk, NKJ. , Ootwijn, J. ,“Effective elastic properties of suspension of radially symmetric particles”, *Physica A* ,209(1-2),(1994),96-128.
123. Garboczi, E. J. , Bullard, J. W. ,“Shape analysis of a reference cement”, *Cem. Concr. Res.* ,34,(2004) ,1933-1937.
124. Wou Song, Ha. , Jang, C. , Velu, S. And Ken, J. B. ,“An estimation of the diffusivity of silica fume concrete”, *building and environment*,42,(2007),1358 – 1367.
125. Diamond, S. , Huang, J,. “The ITZ in concrete – a different view based on image analysis and SEM observations”, *Cem. Concr. Com.* ,23,(2001),179-188.
126. Thai Quang, N. , Baroghel-Bouny , V. , Dangla, P. ,“Approche multi-échelles pour modéliser la pénétration des ions chlorure dans le béton”, *Laboratoire central des ponts et chaussées* pp 1-13.
127. Lam, I. , Wong, Y. L. , Poon, C. S. ,“Degree of hydration and gel/space ratio of high- volume fly ash/cement system”, *Cem. Concr. Res.* ,30 (2000) 747-756
128. Tighiouart, b., Benmokrane, b., Baalbaki, w., “ Caractéristiques mécaniques et élastiques de bétons à haute performance”, *Mat. Stru.*, 27 (1994) 211-221