



**HAL**  
open science

# Pompabilité des bétons autoplaçants à faible teneur en liant : Étude des mécanismes de formation de la couche limite

Baba-Issa Ouro Koura

## ► To cite this version:

Baba-Issa Ouro Koura. Pompabilité des bétons autoplaçants à faible teneur en liant : Étude des mécanismes de formation de la couche limite. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. CY Cergy Paris Université; Université de Sherbrooke. Chaire CRSNG-industrie sur l'auscultation des structures en béton, 2020. Français. NNT : 2020CYUN1058 . tel-03275500

**HAL Id: tel-03275500**

**<https://theses.hal.science/tel-03275500>**

Submitted on 1 Jul 2021

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

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

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté de génie  
Département de génie civil

CY CERGY PARIS UNIVERSITÉ  
Institut sciences et techniques  
Département de génie civil

# POMPABILITÉ DES BÉTONS AUTOPLACANTS À FAIBLE TENEUR EN LIANT : ÉTUDE DES MÉCANISMES DE FORMATION DE LA COUCHE LIMITE

## PUMPABILITY OF LOW BINDER CONTENT SELF- CONSOLIDATING CONCRETE: INVESTIGATION OF THE MECHANISMS OF LUBRICATION LAYER FORMATION

Thèse présentée pour obtenir le grade de Ph. D. de l'Université de Sherbrooke et Docteur de  
CY Cergy Paris Université, Spécialité : génie civil

**Baba-Issa OURO KOURA**

Soutenue le 17 Septembre 2020 devant le jury composé de :

Rachid BENNACER	Rapporteur	ENS Paris-Salcy
Arnaud PERROT	Rapporteur	Université Bretagne-Sud
Richard GAGNÉ	Rapporteur	Université de Sherbrooke
François CUSSIGH	Examineur	Vinci Construction
Ammar YAHIA	Directeur de thèse	Université de Sherbrooke
El-Hadj KADRI	Directeur de thèse	CY Cergy Paris Université
Abdelhak KACI	Co-encadrant	CY Cergy Paris Université



## Résumé

L'utilisation croissante des bétons autoplaçants (BAP) a soulevé la question de leur impact environnemental en raison de leurs volumes de liant élevés, justifiant l'intérêt récent pour le développement des BAP à faibles teneurs en matériaux cimentaires (BAP-éco). En outre, dans la plupart des applications, la mise en place des BAP se fait par la technique de pompage grâce à ses nombreux avantages, notamment la facilité d'acheminer le matériau jusqu'à des zones de mise en place difficiles d'accès. La pompabilité du béton dépend de la capacité de ce matériau à former une couche limite (CL) lubrifiante et des propriétés de celle-ci. Malgré les récentes avancées enregistrées dans ce domaine, prédire la pompabilité du béton reste un défi important. En effet, en plus des propriétés rhéologiques du béton, une bonne connaissance de la rhéologie et de l'épaisseur de CL qu'il peut former est nécessaire. Cependant, l'identification du matériau de cette couche lors du pompage est très difficile. En plus, les mécanismes de sa formation sont moins connus. Ce qui limite les connaissances actuelles sur l'évaluation de ses caractéristiques et leurs variations.

Ce projet de thèse vise d'abord à développer une approche pratique pour la formulation des BAP à teneur en liant faible et normale. Ensuite, l'étude vise à proposer une approche pour évaluer les propriétés rhéologiques de CL. Enfin, il sera question d'étudier les mécanismes potentiels intervenant dans la formation de CL et mettre en évidence les principaux paramètres qui les gouvernent. Dans cette étude, le BAP est considéré comme un mélange diphasique constitué de gros granulats ( $> 1,25$  mm) et d'une matrice fluide, le mortier fin ( $< 1,25$  mm). Ainsi, une approche d'optimisation de BAP basée sur les caractéristiques de ces deux phases a été proposée. En outre, une méthodologie établie a permis d'évaluer les propriétés rhéologiques de CL qui a été simulée comme une suspension des particules fines de sable ( $< 1,25$  mm) et de la pâte de ciment. Les résultats ont montré l'effet significatif des particules fines de sable ainsi que la rhéologie de la pâte de ciment sur les propriétés visco-élastoplastiques de CL. Les principaux mécanismes de la formation de CL qui sont la ségrégation dynamique et la dilatance de Reynolds ont été investigués respectivement à travers un nouvel indice de ségrégation et un nouvel essai de dilatance. D'autres phénomènes comme le blocage pouvant apparaître lors du pompage de BAP et influencer la formation de CL ont été également évalués.

L'approche d'optimisation proposée permet de déterminer les propriétés du mélange granulaire et du mortier fin nécessaires pour l'obtention d'un BAP de performances d'ouvrabilité et mécaniques visées. L'approche diphasique du BAP a permis une meilleure compréhension des mécanismes de formation de CL à travers l'influence des caractéristiques des deux phases du mélange de BAP. Les résultats ont montré une plus faible ségrégation dynamique des BAP-éco par rapport aux BAP conventionnels. Par ailleurs, les deux types de BAP développent une dilatance de Reynolds comparable de l'ordre de 1 % du volume initial lors de leur cisaillement. Le degré d'empilement initial du squelette granulaire s'est révélé comme paramètre dominant les mécanismes de formation de CL. Ce paramètre dépend directement des caractéristiques morphologiques des granulats. Afin de faciliter le choix du mélange granulaire optimal pour une meilleure pompabilité du BAP, une nouvelle méthode est mise en place pour déterminer les principales caractéristiques morphologiques des granulats qui gouvernent leurs compacités. Par la suite, des modèles de prédiction de l'ensemble des mécanismes de formation de CL en fonction des caractéristiques morphologiques des granulats et les propriétés du mortier fin ont été proposés. À partir des résultats

issus de cette étude, différents mélanges de BAP conventionnel et BAP-éco ont été recommandés selon leurs performances d'écoulement.

**Mots clés** : Couche limite, dilatance de Reynolds, écoulement hétérogène, approche diphasique, mortier fin, degré d'empilement granulaire, rhéologie, béton autoplaçants, éco-BAP.

## Abstract

The increase in the use of Self-consolidating concrete (SCC) raises the problem of their environmental impact, justifying the recent interest in the development of SCC with low binder content (eco-SCC). On the other hand, in most of concrete applications, the casting of SCC is conducted by pumping process due to its numerous advantages, including the ease to transport the material into the casting zones that are barely accessible. The pumpability of SCC depends on the ability of the material to form lubrication layer (LL) as well as its properties. Despite the numerous advances in this domain, predict the pumpability of concrete remains a real challenge. In fact, this requires besides the rheology of the concrete, a good control of the rheological properties and the thickness of LL this concrete could form. However, it is very difficult to identify the LL material during the pumping process. Moreover, the mechanisms of its formation still are less well understood. This limit the determination of LL characteristics and their variations.

This project aims firstly to develop an effective approach to proportion SCC with normal and low binder content. Secondly, the study aims to develop an approach to determine the rheological properties of LL. Finally, the project deal with the study of the potential mechanisms involved in the formation of the LL and determine the main parameters controlling these mechanisms. In this project, SCC is considered as a diphasic suspension of coarser particles ( $> 1.25$  mm) in a fluid matrix of fine mortar ( $< 1.25$  mm). A new approach based on the coupled effect of the characteristics of both suspending (fine mortar) and suspended (coarse aggregate) phases was proposed to proportion SCC. Furthermore, new methodology was established to evaluate the rheological properties of the LL, simulated as a diphasic suspension of fine sand ( $< 1.25$  mm) and cement paste. The results showed the significant effect of the volumetric content and packing density of fine sand, as well as cement paste rheology on the visco-elastoplastic characteristics of the lubrication layer. The main mechanisms of LL formation, namely dynamic segregation and Reynolds dilatancy were investigated through a new segregation index and a new established test of Reynolds dilatancy. Other phenomena such as blocking that can occur during the pumping process and influence the formation of LL are evaluated through new proposed test.

The proposed optimization approach allows to determine the required characteristics of granular skeleton and fine mortar mixture to obtain SCC with the desired flowability and mechanical performances. The adopted diphasic approach of SCC mixture allowed a better comprehension of the mechanisms of LL formation. The results showed low dynamic segregation of eco-SCC compared to normal SCC. On the other hand, the normal and eco-SCC exhibited comparable Reynolds dilatancy of around 1 % of the initial volume of the mixture. The relative packing density of coarse aggregate was found to govern the mechanism of LL formation. In order to facilitate the selection of the optimal mixture of aggregate for better pumpability, attempt was made to determine the morphological characteristics of aggregate that control their packing density. Then empirical models were established to predict all the phenomena involved in LL formation based on morphological aggregate morphological characteristics and fine mortar mixture properties. Based on the results of this project, different normal and eco-SCC mixtures were recommended regarding their flow performances.

**Keywords:** Lubrication layer, Reynolds dilatancy, flow induced-heterogenous behaviors, biphasic approach, fine mortar, relative coarse solid packing fraction, rheology, self-consolidating concretes, eco-SCC.

## Remerciements

La réalisation d'une thèse est un processus difficile à réaliser seul. Elle fait intervenir plusieurs acteurs qui méritent d'être remerciés. À cet effet, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à l'endroit de mon directeur de thèse, le professeur Ammar Yahia, pour ses conseils, sa disponibilité, son encadrement et pour toutes les discussions fructueuses que j'ai eues avec vous tout au long de ma formation doctorale. Il en va de même pour mon Directeur de recherche professeur El-Hadj Kadri pour ses conseils, son encadrement sa disponibilité, et son suivi. J'ai eu beaucoup de chance de travailler respectivement avec vous et j'en suis reconnaissant .

Un grand merci à Mr Masoud Hosseinpoor qui, malgré ses travaux de stage posdoctoral, m'a aidé dans l'élaboration, la réalisation et la valorisation de ce projet. Merci pour tes conseils, ta rigueur, ta patience, pour tout le temps (jours et même nuits) que tu as consacré pour moi et merci pour ton amitié. Je tiens à remercier également Mr Abdelhak Kaci, pour ses conseils et son suivi lors de ma thèse, notamment lors de mon séjour à CY Cergy Paris université.

Je remercie chacun des partenaires, Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG) et les industriels, membres de la chaire de recherche sur les bétons fluides à rhéologie adaptée (BFRAUdeS) pour leurs conseils et regards pratiques qu'ils m'ont apportés lors de nos échanges durant les réunions de la chaire.

Mes remerciements vont aux collègues et stagiaires du groupe de recherche de l'Université de Sherbrooke pour les échanges et/ou assistances au laboratoire, en particulier, Thomas Sourice, Dima Youness, Younes Zouaoui, Amin Moeni, Toufik Fantous, Jafar Rashidi et Naimeh Nouri. Je tiens aussi à remercier les techniciens de laboratoire du groupe béton, en particulier; Rajko Vojnovic et Frédéric Turcotte. Un remerciement particulier à mon ami Thierno Mamoudou Diallo pour son soutien et mon collègue Yasser Rifaai, avec qui j'ai partagé tous les moments de ma thèse.

Je tiens également à remercier mes collègues de CY Cergy Paris Université pour tous les moments que nous avons partagés.

Enfin, mes remerciements vont à ma famille et mes proches, pour leur soutien et encouragements constants durant tout mon parcours.

---

**Table des matières**

Résumé .....	i
Abstract .....	iii
Remerciements .....	v
Table des matières .....	vi
Liste des figures.....	xi
Liste des Tableaux .....	xvii
Notations .....	xix
<b>Chapitre 1 Introduction</b> .....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Références .....	5
1.3 Objectifs .....	2
1.3.1 Développement de BAP écologiques (BAP-Éco) et BAP conventionnels en utilisant l'approche diphasique.....	2
1.3.2 Étude des propriétés de la couche limite .....	2
1.3.3 Étude de la ségrégation dynamiques des BAP .....	3
1.3.4 Investigation de la dilataance de Reynolds lors du cisaillement des BAP.....	3
1.3.5 Investigation de l'effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la dilataance de Reynolds des BAP.....	3
1.3.6 Investigation de l'effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur le blocage, la ségrégation dynamique et statique .....	4
1.4 Organisation de la thèse.....	4
<b>Chapitre 2 Revue bibliographique</b> .....	6
2.1 Les Bétons autoplaçants (BAP).....	6
2.1.1 Méthode de formulation de BAP.....	6
2.1.2 Les Bétons autoplaçants écologiques (BAP-éco).....	8
2.1.3 Caractérisation de BAP .....	9
2.2 Rhéologie des suspensions cimentaires.....	10
2.2.1 Suspensions cimentaires.....	11
2.2.2 Lois de Comportement .....	12
2.2.3 Quelques modèles analytiques de prédiction.....	13
2.3 Tribologie des bétons.....	14
2.3.1 Modèles de frottement entre le béton et la paroi .....	15

2.3.2 Les tribomètres pour béton.....	15
2.4 Pompage de Béton.....	20
2.4.1 Technique de pompage.....	20
2.4.2 Relation rhéologie, tribologie et pompage .....	20
2.5 La couche limite .....	25
2.5.1 Définition de la couche limite .....	25
2.5.2 Caractérisation de la couche limite.....	26
2.5.3 Mécanismes de formation de la couche limite .....	28
2.5.4 La couche limite dans le cas des BAP.....	35
2.6 Phénomène de dilatance .....	35
2.6.1 Compacité granulaire.....	35
2.6.2 Définition de la dilatance.....	40
2.7 Conclusion.....	45
2.8 Références .....	46
<b>Chapitre 3 Méthodologie .....</b>	<b>51</b>
3.1 Matériaux utilisés .....	51
3.1.1 Liant.....	51
3.1.2 Granulats .....	51
3.2 Méthodes .....	52
3.2.1 Formulation .....	52
3.2.2 Nouvelles approches d'optimisation de BAP conventionnels et BAP-éco .....	55
3.2.3 Caractérisation des granulats .....	56
3.2.4 Essais rhéologique sur la matrice fluide .....	60
3.2.5 Essais sur les BAP .....	63
3.3 Référence.....	71
<b>Chapitre 4 Nouvelle approche d'optimisation de béton autoplaçant à teneur en liant faible et normal basée sur les caractéristiques du mortier fin et du système granulaire</b> .....	<b>73</b>
4.1 Résumé .....	74
4.2 Abstract.....	74
4.3. Introduction .....	74
4.4 Experimental program .....	76
4.4.1 Aggregate .....	77
4.4.2 Proportioning of the mixtures and testing procedures.....	79

4.5 Results and discussions .....	84
4.5.1 Workability design .....	84
4.5.2 Rheological design .....	86
4.5.3 Mechanical performance design .....	93
4.5.4 Workability design classification .....	94
4.6 Conclusions .....	97
4.7 Declaration of competing interest .....	98
4.8 Acknowledgment.....	98
4.9 References .....	98
<b>Chapitre 5 Nouvelle Investigation diphasique des propriétés visco-élastoplastiques du mortier fin simulant la couche limite lors du pompage.....</b>	<b>101</b>
5.1 Résumé .....	102
5.2 Abstract.....	102
5.3 Introduction .....	103
5.4 Common predicting models .....	104
5.5 Experimental program .....	106
5.5.1 Mixture proportioning .....	106
5.5.2 Fine sand.....	106
5.5.3 Mixing, workability, and rheological measurement procedures .....	108
5.6 Results and discussions .....	111
5.6.1 Effect of non-linear viscoplastic behavior on yield stress measurements .....	111
5.6.2 Relationship between the workability and rheological characteristics of the investigated cement paste and fine mortar mixtures .....	111
5.6.3 Diphasic investigation of the visco-elastoplastic properties of fine mortars: effect of sand concentration and excess paste.....	117
5.6.4 Diphasic investigation of viscoplastic characteristics of fine mortars.....	119
5.6.5 Diphasic investigation of the viscoelastic characteristics of fine mortars .....	121
5.6.6 Diphasic investigation of mini-slump flow and compressive strength of fine mortar	126
5.7 Conclusions .....	129
5.8 Acknowledgment.....	130
5.9 References .....	130
<b>Chapitre 6 Effet couplé des caractéristiques du mortier et du squelette granulaire sur la ségrégation dynamique de béton autoplaçant comme matériau diphasique .....</b>	<b>134</b>
6.1 Introduction .....	134

6.2 Résultats et discussion .....	135
6.2.1 Effet des constituants du béton sur la stabilité .....	135
6.2.2 Effet de l'ouvrabilité du mortier fin .....	138
6.2.3 Effet des caractéristiques rhéologiques du mortier fin .....	138
6.2.4 Effet de la taille des granulats .....	143
6.2.5 Classification complète des BAP basée sur leur ouvrabilité .....	146
6.2.6 Comparaison entre l'indice de ségrégation théorique et expérimental.....	148
6.3 Conclusions .....	149
6.4 Références .....	150
<b>Chapitre 7 Nouvelle méthodologie d'évaluation de la dilatance de Reynolds des bétons autoplaçants en utilisant le traitement d'images 3D- Effet couplé des caractéristiques du mortier fin et du système granulaire.....</b>	<b>151</b>
7.1 Introduction .....	151
7.2 Méthodologie.....	153
7.2.1 Matériaux et mélanges.....	153
7.2.2 Caractérisation morphologique des granulats.....	154
7.2.3 Méthodologie proposée pour l'évaluation de la dilatance de Reynolds .....	159
7.3 Résultats et discussions .....	165
7.3.1. Relation entre la dilatance de Reynolds et l'ouvrabilité des BAP .....	168
7.3.2 Étude diphasique de la dilatance de Reynolds des BAP .....	170
7.3.3 Effet du taux de cisaillement sur la dilatance de Reynolds des BAP .....	172
7.3.4 Estimation de l'épaisseur de la couche limite en utilisant les résultats de dilatance de Reynolds des BAP.....	173
7.3.5 Effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la compacité granulaire du système .....	175
7.3.6 Effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la dilatance de Reynolds des BAP .....	175
7.4 Conclusions .....	182
7.5 Références .....	183
<b>Chapitre 8 Étude rhéo-morphologique des comportements d'hétérogénéité des BAP lors de l'écoulement et au repos.....</b>	<b>185</b>
8.1 Introduction .....	185
8.2 Rappel sur les comportements d'hétérogénéité des BAP et critères d'évaluations .....	185
8.2.1 Stabilité dynamique.....	185
8.2.2 Stabilité statique .....	185

8.2.3 Capacité de passage.....	189
8.3 Méthodologies d'évaluation des comportements d'hétérogénéité des BAP étudiés .....	189
8.3.1 Détermination du facteur de l'effet de groupe des systèmes granulaires (PLE) .....	190
8.3.2 Hétérogénéité morphologique des systèmes granulaires.....	190
8.4 Présentation des résultats.....	191
8.5 Discussions .....	194
8.5.1 Stabilité des mortiers fins des BAP étudiés.....	194
8.5.2 Interactions des granulats .....	195
8.5.3 Étude rhéo-morphologique de la stabilité statique .....	196
8.5.4 Étude rhéo-morphologique de la stabilité dynamique .....	204
8.5.5 Étude rhéo-morphologique de la capacité de passage .....	207
8.5.6 L'hétérogénéité morphologique .....	219
8.5.7 Instabilité des BAP en conditions d'écoulement restreint et non restreint .....	222
8.5.8 Effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la résistance à la compression des BAP.....	224
8.6 Conclusions .....	228
8.7 References .....	229
<b>Chapitre 9 Conclusions générales et Perspectives.....</b>	<b>232</b>
9.1 Conclusions générales .....	232
9.1.1 Approche d'optimisation des BAP.....	232
9.1.2 Évaluation des propriétés rhéologiques de la couche limite.....	233
9.1.3 Étude des mécanismes intervenant dans la formation de couche limite.....	234
a- Ségrégation dynamique .....	234
b- La dilatance de Reynolds .....	235
c- Effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur les phénomènes d'hétérogénéité des BAP .....	236
9.2 Conclusions générales en anglais .....	238
9.2.1 New mixture proportioning approach of SCC.....	239
9.2.2 Evaluation of rheological properties of the lubrication layer .....	239
9.2.3 Mechanisms of formation of the lubrication layer .....	240
9.3 Perspectives .....	245
9.3.1 Optimisation des BAP .....	245
9.3.2 Étude sur la couche limite .....	245

## Liste des figures

Figure 2-1: Écoulement induit par un cisaillement simple .....	11
Figure 2-2: Différents comportements des fluides .....	11
Figure 2-3: Représentation schématique du tribomètre rotatif .....	16
Figure 2-4: Les différents tribomètres rotatifs utilisés sur les bétons classiques (adapté de [26]).....	17
Figure 2-5: Profil de vitesse du tribomètre Udes .....	18
Figure 2-6: Profil d'écoulement des bétons dans une conduite circulaire : béton (a) non cisailé et (b) cisailé .....	21
Figure 2-7: Courbe Pression débit de Kaplan .....	22
Figure 2-8: Détermination des paramètres tribologiques [31] .....	24
Figure 2-9: La couche limite dans : (a) le tuyau de pompage et (b) le tribomètre .....	25
Figure 2-10: Détermination des paramètres d'interface dans le tribomètre .....	27
Figure 2-11: Profil de vitesse d'un BAP dans une conduite circulaire.....	28
Figure 2-12: Illustration de l'effet géométrique de la paroi .....	29
Figure 2-13: Illustration de la ségrégation dynamique verticale.....	29
Figure 2-14: Illustration de la ségrégation dynamique horizontale .....	30
Figure 2-15: Représentation schématique de la migration des particules sous cisaillement.....	30
Figure 2-16: Principales forces appliquées à la particule en suspension (adapté de [74]).....	31
Figure 2-17: Dispositif de l'essai T-Box [81].....	33
Figure 2-18: Effet du volume de pâte (a) et du rapport eau/liant (b) sur la stabilité dynamique des BAP [82] .....	34
Figure 2-19: Effet de la viscosité de la suspension sur la ségrégation dynamique [83] .....	34
Figure 2-20: Illustration de la compacité de mélange binaire et tertiaire .....	36
Figure 2-21: Illustration des interactions entre particules : (a) effet de desserrement, (b) effet de paroi et (c) effet de coincement sur compacité de granulat .....	39
Figure 2-22: Illustration du changement de volume d'un système sphères granulaires .....	40
Figure 2-23: Représentation schématique de l'essai de Dilatance [109] .....	42
Figure 2-24: Comportement de la pâte de ciment en cisaillement sous pression [109].....	43
Figure 2-25: Dilatance des pâtes de ciment [109] .....	44
Figure 3-1: Courbe granulométrique (a) du sable et (b) de la partie fine de sable (< 1,25 mm).....	51
Figure 3-2: Courbe granulométrique du granulat CA1 (1,25-14 mm).....	52
Figure 3-3: Courbe granulométrique du granulat CA2 (1,25-20 mm).....	52
Figure 3-4: Courbe granulométrique du granulat CA3 (10-28 mm).....	52
Figure 3-5: (a) Exemple de Compacités réelles mesurées (b) intensive compaction tester (ICT).....	57
Figure 3-6: Étapes de détermination des caractéristiques morphologiques des granulats. ....	59
Figure 3-7: Dimensions du mini-cône d'essai d'étalement de mortier et pâte [9].....	60
Figure 3-8: (a) Rhéomètre Anton Paar MCR 302, (b) schémas du système de mesure à plaques parallèle (c) protocole de cisaillement rotationnel, (d) protocole de balayage en déformation, exemple de courbe d'écoulement (e) viscoplastique et (f) viscoélastique. ....	62
Figure 3-9: Dispositifs des essais (a) J-Ring et (d) L-Box; profil final du BAP à l'arrêt dans (b) J-Ring et (e) L-Box; échantillonnage du béton situé (c) à l'intérieur et à l'extérieur de J-ring et (f) au début et à la fin du canal horizontal de L-Box.....	65
Figure 3-10: Représentation schématique du dispositif de (a) T-Box et (b) le pénétromètre [18]. ....	67
Figure 3-11: (a) Béton ségrégué dans la section (a) descendante, et (b) montante, (c) échantillon cylindrique, et (d) tamisage à l'eau sur le tamis de 1,25 mm.....	68

Figure 3-12: (a) Tribomètre et (b) Protocole de cisaillement du tribomètre, exemple de la surface du béton (c) avant et (d) après le cisaillement, image de la surface de béton scannée (e) avant et (f) après le cisaillement. ....	69
Figure 3-13: (a) MAXscan 3D et (b) la table de calibration avec des cibles réfléchissantes.....	70
Figure 3-14: Étape de l'essai d'évaluation de dilatance de Reynolds des BAP.....	71
Figure 4-1: Particle size distribution of the aggregate .....	78
Figure 4-2: (a) Anton Paar MCR 302 rheometer, (b) schematics of the parallel-plate measuring system, (c) rotational shearing, and (d) strain sweep protocols, experimental rheograms for M-N-14 fine mortar mixture, including (e) viscoplastic and (f) viscoelastic properties. ....	82
Figure 4-3: Relationships between flowability of the investigated SCC mixtures with both their corresponding relative coarse solid packing fraction $\phi/\phi_{\max}$ ( $> 1.25$ mm) and mini-slump flow of fine mortar ( $< 1.25$ mm) mixtures: (a) slump flow and (b) V-Funnel. ....	84
Figure 4-4: Relationships between the experimental passing ability results of the investigated SCC mixtures with both their corresponding relative coarse solid packing fraction $\phi/\phi_{\max}$ ( $> 1.25$ mm) and mini-slump flow values of fine mortars ( $< 1.25$ mm): (a) J-Ring flow and (b) L-Box index ( $h_2/h_1$ ).....	86
Figure 4-5: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction $\phi/\phi_{\max}$ ( $> 1.25$ mm), (a) and (c) yield stress, (b) and (d) plastic viscosity of fine mortar on slump flow and V-Funnel values of the investigated SCC mixtures, respectively.....	87
Figure 4-6: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction $\phi/\phi_{\max}$ ( $> 1.25$ mm), (a) and (c) yield stress, (b) and (d) plastic viscosity of fine mortar on J-Ring flow (JRF) and L-Box index ( $h_2/h_1$ ) values of the investigated SCC mixtures, respectively.....	89
Figure 4-7: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction $\phi/\phi_{\max}$ ( $> 1.25$ mm), (a) and (c) storage, (b) and (d) loss moduli of fine mortar on slump flow and V-Funnel values of the investigated SCC mixtures, respectively. ....	90
Figure 4-8: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction $\phi/\phi_{\max}$ ( $> 1.25$ mm), (a) and (c) storage, (b) and (d) loss moduli of fine mortar on J-Ring flow (JRF) and L-Box index ( $h_2/h_1$ ) values of the investigated SCC mixtures, respectively. ....	92
Figure 4-9: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction $\phi/\phi_{\max}$ ( $> 1.25$ mm) and compressive strength of fine mortar on compressive strength of the investigated SCC mixtures at (a) 28 and (b) 56 days of age.....	94
Figure 4-10: Classification of the investigated Normal SCC mixtures based on flow performance characteristics. Passing ability versus flowability properties; including: (a) and (b) $\Delta JR$ , and (c) and (d) L-Box index ( $h_2/h_1$ ) values versus slump flow and V-Funnel value.....	95
Figure 4-11: Classification of the investigated Eco-SCC mixtures based on flow performance characteristics. Passing ability versus flowability properties; including: (a) and (b) $\Delta JR$ , and (c) and (d) L-Box index ( $h_2/h_1$ ) values versus slump flow and V-Funnel values. ....	96
Figure 5-1: Particle-size distribution of the natural and fine sands [30]......	106
Figure 5-2: (a) Shear and (b) strain sweep protocols, (c) flow curve and (d) viscoelastic curve for M-N-8 fine mortar mixture [30]. ....	109
Figure 5-3: (a) Comparison between the correlation coefficients ( $R^2$ ) of the Bingham and HB estimations and correlations between the HB yield stress, Bingham yield stress, and pseudoplastic index ( $n$ ) for the investigated (b) cement paste and (c) fine mortar mixtures.....	112
Figure 5-4: Correlations between the mini-slump flow (MSF) and yield stress of the investigated cement paste and fine mortar mixtures, estimated using (a) Bingham ( $\tau_{0-B}$ ) and (b) HB ( $\tau_{0-HB}$ ) models. ....	113
Figure 5-5: HB flow resistance ( $k \times n$ ) versus Bingham plastic viscosity values of the investigated mixtures. Correlations of the (b) Bingham plastic viscosity ( $\mu_p$ ), (c) HB flow resistance ( $k \times n$ ) values,	

and mini-slump flow (MSF) values of the investigated cement paste and fine mortar mixtures. ....115

Figure 5-6: Correlations between the mini-slump flow (MSF) and viscoelastic properties of the investigated cement pastes and fine mortars, including (a) storage modulus ( $G'$ ), (b) loss modulus ( $G''$ ), and (c) critical strain ( $\gamma_{critical}$ ) values. ....116

Figure 5-7: (a) Schematics of unit volume of fine mortar ( $V_M = 1$ ) as a diphasic suspension of fine sand particles ( $\phi$ ) in cement paste and (b) compacted paste volume ( $V_{CP}$ ), compacted sand particles ( $V_{CS}$ ), and excess paste volume ( $V_{EP}$ ). ....117

Figure 5-8: Experimental relative Bingham parameters versus (a, d) volumetric content of fine sand ( $\phi$ ) and (b, e) their corresponding theoretical values obtained using Eqs. 5-2, 5-4, and 5-). (c, f) The established relationship (Eq. 5-15) between the Bingham parameters of fine mortars and cement paste, as a function of the  $\phi/\phi_{max}$  of fine sand and excess paste volume ( $V_{EP}$ ). ....122

Figure 5-9: Experimental relative HB parameters versus (a) volumetric content of fine sand ( $\phi$ ) and (b, d, e) their corresponding theoretical values obtained using Eqs. 5-2, 5-4, 5-3, and 5-5. (c, f) The established relationship (Eq. 5-15) between the HB parameters of fine mortars and cement paste, as a function of the  $\phi/\phi_{max}$  of fine sand and excess paste volume ( $V_{EP}$ ). ....123

Figure 5-10: Variation of relative storage modulus ( $G'_M/G'_P$ ) versus (a) volumetric content of fine sand ( $\phi$ ) and (b) its corresponding theoretical values obtained using Eq. 5-6. (c) The established relationship (Eq. 5-15) between the storage moduli of fine mortars ( $G'_M$ ) and cement pastes ( $G'_P$ ),  $\phi/\phi_{max}$  of fine sand, and excess paste volume ( $V_{EP}$ ). ....124

Figure 5-11: Variation of relative loss modulus ( $G''_M/G''_P$ ) versus (a) volumetric content of fine sand ( $\phi$ ) and (b) its corresponding theoretical values obtained using Eq. 5-6. (c) The established relationship (Eq. 5-15) between the  $G''_M$  and  $G''_P$ ,  $\phi/\phi_{max}$  of fine sand, and excess paste volume ( $V_{EP}$ ). (d) Relative loss moduli ( $G''_M/G''_P$ ) versus relative storage moduli ( $G'_M/G'_P$ ) of the investigated mixtures. ....125

Figure 5-12: Variation of relative critical strain ( $\gamma_{critical-M}/\gamma_{critical-P}$ ) versus (a) volumetric content of fine sand ( $\phi$ ) and (b) its corresponding theoretical values of relative critical strain obtained using Eq. 5-7, as well as the established relationship with (c) dispersion index of binder particles ( $WB \times HRWR$ ), the  $\phi/\phi_{max}$  of fine sand, and excess paste volume ( $V_{EP}$ ) obtained using the new proposed model (Eq. 5-17). ....128

Figure 5-13: Relationships between (a) mini-slump flow (MSF) of fine mortar with mini-slump flow of cement paste and  $\phi/\phi_{max}$  of fine sand and (b) compressive strength of fine mortar with compressive strength of cement paste,  $\phi/\phi_{max}$  of fine sand, and excess paste volume ( $V_{EP}$ ), obtained using Eq. 5-15. ....129

Figure 6-1: Indices de ségrégation (a) statique et (b) dynamique des BAP conventionnels et BAP-éco étudiés. ....135

Figure 6-2: Relation entre la ségrégation dynamique des BAP étudiés et le volume de pâte ( $V_P$ ),  $\phi/\phi_{max}$  des granulats ( $> 1,25$  mm), le rapport, w/b, et le dosage en superplastifiant. ....137

Figure 6-3: Relation entre la ségrégation dynamique des BAP étudiés, l'étalement au mini-cône des mortiers fins ( $< 1,25$  mm) et  $\phi/\phi_{max}$  des granulats ( $> 1,25$  mm). ....138

Figure 6-4: Effet couplé de  $\phi/\phi_{max}$  des gros granulats ( $> 1,25$  mm) et (a)  $\tau_{0m}$ , et (b)  $\mu_{pm}$  des mortiers fins ( $< 1,25$  mm) sur la ségrégation dynamique des BAP étudiés. ....139

Figure 6-5: Effet couplé de  $\phi/\phi_{max}$  des gros granulats ( $> 1,25$  mm) et les propriétés viscoélastiques des mortiers fins ( $< 1,25$  mm), notamment, (a)  $G'_m$ , (b)  $G''_m$ , et (c)  $\gamma_{critical-m}$  sur la ségrégation dynamique des BAP étudiés. ....142

Figure 6-6: Distributions granulométriques des granulats ( $> 1,25$  mm) issus de la section Tilt-down et Tilt-up ainsi que le mélange de référence du BAP N13. ....145

Figure 6-7: Indices volumétriques de ségrégation dynamique des particules de tailles de 14 à 28 mm ( $VI_{14-28 \text{ mm}}$ ) contre celui des particules de (a) 1,25 à 5 mm ( $VI_{1,25-5 \text{ mm}}$ ), (b) 5 à 14 mm ( $VI_{5-14 \text{ mm}}$ ), et (c) $VI_{5-14 \text{ mm}}$ contre $VI_{1,25-5 \text{ mm}}$ .....	145
Figure 6-8: Classification des BAP étudiés à base des performances d'ouvrabilité : Stabilité dynamique (DSI) contre les propriétés d'ouvrabilité, comprenant (a) l'étalement, (b) le temps de V-Funnel, (c) la capacité de passage ( $BI_{JR}$ ), et (d) l'indice de stabilité statique (PD).....	147
Figure 6-9: Comparaison entre les indices de ségrégation dynamique expérimentaux et théoriques. ....	148
Figure 7-1: Variation du volume d'un système de granulats sphériques due au cisaillement : dilatance de (a) l'état compact du système à (b) l'état dispersé, entraînant la succion du fluide suspendant dans les pores, et la compacité de (c) l'état lâche du système à (d) un état d'empilement compact poussant le fluide en suspension à l'extérieure des vides [1-3]. ....	152
Figure 7-2: (a) Différentes classes de granulats, (b) Scanner laser MAXscan 3D, (c) analyse d'images 3D de granulats numérisés, (d) images binaires des sections 2D (e) configuration 2D du granulats, et (f) enveloppe convexe correspondante. ....	156
Figure 7-3: (a) Tribomètre, (b) protocole de cisaillement. Exemple de la surface du béton (avant et (d) après l'essai au tribomètre.....	160
Figure 7-4: (a) Scanner laser MAXscan 3D, (b) partie du béton numérisée, (c) cibles réfléchissantes et le cadre fabriqué et (d) leur position sur le tribomètre, et (e) nouveau point d'origine des coordonnées. ....	161
Figure 7-5: (a) Présentation 3D de la surface libre numérisée dans AutoCAD 3D, (b) détermination des coordonnées de l'axe central, (c) sélection de la bande représentative, et (d) les mailles de cette bande.....	163
Figure 7-6: Représentation d'une coupe du profil de la surface : changement de la hauteur du profil par rapport à l'état initial ( $\Delta Zi$ ) contre la distance radiale de l'axe central dans le plan XY ( $Ri$ ) pour $i = 1$ à 112. ....	164
Figure 7-7: Représentation des zones de taux de cisaillement fort, moyen, et faible. ....	164
Figure 7-8: Profils de surface libre (a) avant et (b) après cisaillement, ainsi que (c) les résultats d'analyse d'images 3D concernant l'élévation du profil de la surface libre ( $Zi$ ) avant et après cisaillement, et la variation de la hauteur du profil ( $\Delta Zi$ ) après cisaillement, par rapport à l'état initial en fonction de la distance radiale ( $Ri$ ) pour le mélange de BAP E5 (l'écart type maximal de 0,289 mm pour trois mesures).....	168
Figure 7-9: (a) Dilatance de Reynolds en fonction de l'étalement et (b) dilatance de Reynolds en fonction de l'étalement et le temps de V-Funnel des BAP étudiés. ....	169
Figure 7-10: Relation entre la dilatance de Reynolds et la capacité de passage : dilatance de Reynolds en fonction de (a) l'étalement et l'indice de L-Box ( $h_2/h_1$ ), (b) l'étalement et l'indice de J-Ring ( $BI_{JR}$ ), et (c) $h_2/h_1$ et $BI_{JR}$ . ....	170
Figure 7-11: Effet couplé du rapport $\phi/\phi_{\max}$ des granulats ( $> 1,25 \text{ mm}$ ) et l'étalement ( $MSF_{fm}$ ) du mortier fin sur la dilatance de Reynolds des BAP étudiés.....	171
Figure 7-12: Effet couplé du rapport $\phi/\phi_{\max}$ des granulats ( $> 1,25 \text{ mm}$ ) et les propriétés viscoplastiques du mortier fin, (a) seuil de cisaillement, et (b) viscosité plastique, sur la dilatance de Reynolds des BAP étudiés. ....	171
Figure 7-13: Effet couplé du rapport $\phi/\phi_{\max}$ des granulats ( $> 1,25 \text{ mm}$ ) et les propriétés élastoplastiques du mortier fin, comprenant les modules de (a) stockage ( $G'$ ) et (b) de perte ( $G''$ ), ainsi que (c) la déformation critique ( $\gamma_{\text{critical}}$ ), sur la dilatance de Reynolds des BAP étudiés. ....	172
Figure 7-14: Comparaison entre la dilatance de Reynolds des BAP en différentes zones de cisaillement : Dilatance de Reynolds en zone de faible ( $ZRD_{LSR}$ ) et moyen ( $ZRD_{MSR}$ ) taux de cisaillement contre celle de la zone à taux de cisaillement élevé ( $ZRD_{HSR}$ ). ....	173

Figure 7-15: Accumulation des bulles d'air à la surface du béton autour du cylindre interne (zone de fort taux de cisaillement), après cisaillement, dans le cas des mélanges (a) E10, (b) E12, et (c) E14. ....174

Figure 7-16: (a) Compacité expérimentale ( $PD_{\text{Experimental}}$ ) contre celle théorique ( $PD_{\text{Theoretical}}$ ) de l'ensemble des particules solides (fines et grossières), et compacité ( $\phi_{\text{max}}$ ) contre les caractéristiques morphologiques moyennes des gros granulats (> 1,25 mm) des cinq systèmes étudiés, comprenant : (b) la sphéricité (S) et rugosité (R), (c) l'élongation (AR) et rugosité (R), puis (d) circularité (C) et diamètre moyen ( $D_{\text{avg}}$ ). ....176

Figure 7-17: Volume unitaire de BAP ( $V_C = 1$ ) comme suspension diphasique d'un volume de granulats ( $\phi$ ) et un mortier fin, comprenant le volume compact du mortier fin ( $V_{\text{CFM}}$ ), volume de gros granulats compacté ( $V_{\text{CCA}}$ ), volume de mortier fin en excès ( $V_{\text{EFM}}$ ).....177

Figure 7-18: Valeurs expérimentales de la dilatace de Reynolds des BAP étudiés contre leurs valeurs théoriques correspondantes, obtenues à partir de : (a) Eq. 7-29, (b) Eq. 7-30, (c) Eq. 7-31, (d) Eq. 7-32, (e) Eq. 7-33, et (f) Eq. 7-34. ....179

Figure 7-19: (a) Dilatace du système de particules rondes et (b) compaction du système de particules de forme allongée sous cisaillement, orientation et alignement des particules dans le sens de l'écoulement. ....181

Figure 7-20: Dilatace de Reynolds des BAP étudiés en fonction de l'aire totale de la surface 3D des gros granulats (> 1,25 mm) ( $SA_{\text{CA}}$ ), (a) la circularité (C), et (b) la sphéricité (S) du système granulaire (> 1,25 mm). ....182

Figure 8-1: Comparaison entre les valeurs expérimentales (Eq. 8-17) et théoriques (Eq. 8-23) de LF.....195

Figure 8-2: Volume unitaire de BAP ( $V_C = 1$ ) comme suspension diphasique d'un volume de granulats ( $\phi$ ) et un mortier fin, comprenant le volume compact du mortier fin ( $V_{\text{CFM}}$ ), volume de gros granulats compacté ( $V_{\text{CCA}}$ ), volume de mortier fin en excès ( $V_{\text{EFM}}$ ).....196

Figure 8-3: Comparaison entre les teneurs volumétriques expérimentales ( $\phi_{\text{CA}}$ ) et théoriques ( $\phi_{\text{CA}}^*$ ), du système granulaire des quatre mélanges de BAP parfaitement stables N2, N12, E1, et E12...197

Figure 8-4: (a) Comparaison entre les forces de serrage interparticulaire initiales ( $F_{\text{sq-initial}}$ ) et après ségrégation statique ( $F_{\text{sq-segregated}}$ ) et (b) relation entre les forces de serrage, avant et après ségrégation, le facteur de l'effet de groupe (LF) et la profondeur de pénétration (PD).....198

Figure 8-5: (a) Équilibre des forces Eq. 8-34 entre les force de traînée ( $F_d$ ), de serrage initiale ( $F_{\text{sq-initial}}$ ), de gravité, et de flottaison ( $F_{g-b}$ ), exercées sur les granulats lors de la ségrégation statique et (b) corrélation entre le coefficient de traînée ( $C_D$ ) et le nombre de Reynolds (Re) des granulats de formes irrégulière lors de la ségrégation statique. ....200

Figure 8-6: Effet couplé de LF des granulats et le rapport ( $\rho_{\text{CA}}/\rho_{\text{FM}}$ ) sur la profondeur de pénétration (PD) des BAP. ....200

Figure 8-7: Valeurs expérimentales de PD contre les valeurs théoriques correspondant obtenus des Eqs. (a) 8-40, (b) 8-41, (c) 8-42, (d) 8-43, (e) 8-44, et (f) 8-45.....203

Figure 8-8: Valeurs expérimentales de DSI contre les valeurs théoriques correspondant obtenus des Eqs. (a) 8-46, (b) 8-47, (c) 8-48, (d) 8-49, (e) 8-50, et (f) 8-51.....205

Figure 8-9: Valeurs expérimentales de JRF contre les valeurs théoriques correspondant obtenus des Eqs. (a) 8-52, (b) 8-53, (c) 8-54, (d) 8-55, (e) 8-56, et (f) 8-57.....209

Figure 8-10: Valeurs expérimentales  $h_2/h_1$  contre les valeurs théoriques obtenues des Eqs. (a) 8-58, (b) 8-59, (c) 8-60, (d) 8-61, (e) 8-62, et (f) 8-63.....210

Figure 8-11: Indices de blocage expérimentaux de J-ring ( $BI_{\text{JR}}$ ) contre leurs valeurs théoriques des Eqs. (a) 8-64, (b) 8-65, (c) 8-66, (d) 8-67, (e) 8-68, et (f) 8-69.....214

Figure 8-12: Indices de blocage expérimentaux de L-Box ( $BI_{\text{LB}}$ ) contre leurs valeurs théoriques des Eqs. (a) 8-70, (b) 8-71, (c) 8-72, (d) 8-73, (e) 8-74, et (f) 8-75.....215

---

Figure 8-13: Relation entre l'étalement et (a) le rapport $h_2/h_1$ de L-Box et l'écoulement de J-Ring (JRF) et (b) les indices de blocage de J-Ring ( $BI_{JR}$ ) et L-Box ( $BI_{LB}$ ) puis (c) la comparaison entre $BI_{JR}$ et $BI_{LB}$ des BAP.....	218
Figure 8-14: Comparaison entre les indices d'hétérogénéité morphologique des BAP étudiés obtenus dans les essais de (a) T-Box, (b) J-Ring, et (c) L-Box. ....	220
Figure 8-15: Comparaison entre le facteur de l'effet de groupe de (a) la section descendante et montante de T-Box, (b) l'intérieur et l'extérieur de J-Ring, et (c) le début et la fin du canal horizontale de L-Box.....	222
Figure 8-16: Comparaison entre (a) les indices de ségrégation de L-Box et T-Box, puis (b) la force de trainée, et (c) la force d'interconnexion dans les zones située derrière les barres de L-Box et dans la section descendante de T-Box. ....	224
Figure 8-17: Résistance à la compression expérimentale à (a) 28 jours et (b) 56 jours des BAP étudiés contre leur valeurs théoriques correspondant avec les Eqs. 8-79 et 8-80, respectivement.....	225
Figure 8-18: Comparaison entre les résistances à la compression à 28 jours des BAP et celles estimées des échantillons pris dans (a) les deux sections de T-Box, (b) l'intérieur et extérieur de J-Ring, et (c) au début et à la fin du canal horizontal de L-Box, à l'aide de l'Eq. 8-79. ....	227

**Liste des Tableaux**

Table 2-1: Essais de caractérisation des BAP.....	10
Table 2-2: Quelques modèles de comportement rhéologique des bétons [32] .....	12
Table 2-3: Exemple de calcul des propriétés de la couche limite [Adapté de 38] .....	19
Table 2-4: Fonctions d'interaction des modèles de compacité.....	39
Table 2-5: Dilatance des bétons ordinaires [105] .....	44
Table 3-1: Propriétés physiques des granulats.....	51
Table 3-2: Paramètres de formulations des BAP.....	53
Table 3-3: Composition des BAP conventionnels.....	54
Table 3-4: Compacité granulaire expérimentale de différentes sous classes granulaire.....	55
Table 3-5: Mélanges et compacités des cinq systèmes de granulats et leurs parties grossières correspondantes. ....	57
Table 3-6: Composition des mélanges de mortier fin (dosage de AEA : 0,016 L/100 kg de liant). ....	61
Table 3-7: Composition des mélanges de pâte de ciment (dosage de AEA : 0,016 L/100 kg de liant). ....	61
Table 4-1: Experimental packing density of different subclasses of aggregate.....	78
Table 4-2: Composition and characteristics of the selected granular skeleton and their coarser fraction (> 1.25 mm). ....	79
Table 4-3: Proportioning, workability, and compressive strength of the investigated Normal- (N1-15) and Eco-SCC (E1-15) mixtures.....	81
Table 4-4: Mixture proportioning, workability, visco-elastoplastic properties, and compressive strength values of the investigated fine mortars. ....	83
Table 4-5: Classification of the investigated SCC mixtures based on flowability and passing ability criteria. ....	96
Table 4-6: Characteristics of the diphasic compositions of high flow performance SCC mixtures. ....	97
Table 5-1: Mixture proportioning of the investigated fine mortar mixtures (AEA dosage = 0.016 L/100 kg of binder and $\phi_{max}$ of fine sand = 0.623) [30]. ....	107
Table 5-2: Mixture proportioning of the investigated cement paste mixtures (AEA dosage is 0.016 L/100 kg of binder). ....	107
Table 5-3: Workability, visco-elastoplastic properties, and compressive strength of the investigated fine mortar mixtures [30]. ....	110
Table 5-4: Workability, visco-elastoplastic properties, and compressive strength of the cement paste mixtures. ....	110
Table 6-1: Compositions des mélanges de BAP et résultats de la ségrégation dynamique. ....	136
Table 6-2: Critères de coulabilité, de capacité de passage, de ségrégation statique et dynamique pour établir la classification des BAP étudiés. ....	146
Table 6-3: Caractéristiques diphasiques des mélanges choisis à performances élevées.....	148
Table 7-1: Caractéristiques et teneur des matériaux des mélanges de BAP .....	153
Table 7-2: Composition et caractéristiques des cinq systèmes granulaires .....	155
Table 7-3: Compacité expérimentale et caractéristiques morphologiques des sous-classes de granulats (> 1,25 mm). ....	158
Table 7-4: Composition, compacités théoriques et expérimentales des systèmes étudiés, ainsi que la compacité expérimentale et les caractéristiques morphologiques moyennes de leurs parties grossières (> 1,25 mm). ....	158
Table 7-5: Résultats des caractéristiques morphologiques, du rayon moyen, du nombre de Reynolds des mélanges granulaires ainsi que de la dilatance de Reynolds des BAP .....	167
Table 8-1: Composition, compacités, densité et caractéristiques morphologiques moyennes des squelettes granulaires étudiés. ....	192

Table 8-2: Propriétés à l'état frais des pâtes des BAP étudiés (dosage de AEA est 0,016 L/100 kg de liant).  
.....192

Table 8-3: Résultats de caractérisation des comportements hétérogènes des BAP étudiés .....193

Table 8-4: Validation des critères de stabilité des mortiers fins étudiés ( $\phi_{\max-FS} < 1,25 \text{ mm} = 0,623$ ).....194

## Notations

Symbole	Définition	Unité
$\varphi$	Teneur volumétrique des particules solides	%
$\varphi_c$	Teneur volumétrique critique des particules solides	%
$\varphi_{CA}^*$	Teneur volumétrique critique des gros granulats	%
$\varphi_{\max}$	Compacité granulaire	-
$\alpha$	Coefficient d'ajustement	-
$\alpha_t$	Compacité granulaire virtuelle	-
$\beta$	Compacité granulaire virtuelle	-
$\beta_{\overline{AR}}$	Indice de puissance du rapport surface sur volume	-
$\beta_{AVC}$	Indice de puissance de l'aire de la surface 3D totale des granulats dans 1 m <sup>3</sup> de béton	-
$\beta_{CA}$	Indice de puissance des granulats	-
$\beta_{\overline{D_{avg}}}$	Indice de puissance du diamètre moyen des granulats du mélange	-
$\beta_{FM}$	Indice de puissance des propriétés du mortier fin	-
$\beta_{\overline{R}}$	Indice de puissance de la rugosité moyenne des granulats du mélange	-
$\Gamma$	Épaisseur de la pâte en excès	-
$\mu_p$	Viscosité plastique	Pa.s
$\tau_0$	Seuil de cisaillement	Pa
$\tau_{0-B}$	Seuil de cisaillement de bingham	Pa
$\tau_{0-HB}$	Seuil de cisaillement de Herschel-Bulkley	Pa
$\tau_{0I}$	Seuil d'interface	Pa
$\tau_l$	Contrainte développée dans la couche limite	Pa
$\gamma$	Déformation de cisaillement	%
$\gamma_{\text{critical}}$	Déformation de cisaillement critique	%
$\omega$	Vitesse angulaire de rotation	Rad/s
$\tau$	Contrainte de cisaillement	Pa
$\dot{\gamma}$	Taux de cisaillement	s <sup>-1</sup>
$\rho$	Densité	-
$\delta$	Distance intergranulaire	m
$\Delta_{JR}$	Différence entre la valeur d'étalement et le diamètre d'écoulement de J-Ring	m
$\Delta t$	Variation de temps	s
$\Delta V$	Variation du volume	m <sup>3</sup>
$\Delta x, dy$	Déplacement	m
$\Delta Z$	Variation de la hauteur du profil	m
$\eta$	Viscosité intrinsèque	Pa.s
$\eta_s$	Viscosité apparente	Pa.s
$\rho_s$	Densité du solide	-
$\Omega$	Vitesse de rotation maximale	Rad/s

A	Surface	m <sup>2</sup>
A <sub>cone</sub>	Surface du cône	m <sup>2</sup>
A <sub>Conv.H</sub>	Surface de l'enveloppe convexe de la particule	m <sup>2</sup>
A <sub>cyl</sub>	Surface du cylindre interne immergée	-
AR	Rapport dimensionnel	-
AV	Rapport de la surface 3D sur le volume	m <sup>-1</sup>
AV <sub>C</sub>	L'aire de la surface 3D totale des granulats dans 1 m <sup>3</sup> de béton	m <sup>2</sup>
C	Circularité	-
C <sub>d</sub>	Coefficient de trainée	-
d	Diamètre de particule	mm
d <sub>c</sub>	Diamètre critique de granulat	mm
d <sub>eq</sub>	Dimètre de la sphère équivalente	mm
D <sub>avg</sub>	Diamètre moyen	mm
D <sub>LL</sub>	Épaisseur de la couche limite	mm
d <sub>min</sub> ou D <sub>min</sub>	Diamètre minimale	mm
d <sub>max</sub> ou D <sub>max</sub>	Diamètre maximale	mm
DSI	Indice de ségrégation dynamique	%
$\vec{dV}$	Élément de vitesse	m/s
d $\tau$	Variation de la contrainte de cisaillement	Pa
d $\dot{\gamma}$	Variation du taux de cisaillement	s <sup>-1</sup>
f'c <sub>i</sub>	Résistance à la compression au jour i	Pa
F	Force	N
f <sub>M</sub>	Caractéristique du mortier	-
f <sub>p</sub>	Caractéristique de la pâte	-
G'	Module de stockage	Pa
G''	Module de perte	Pa
h <sub>1</sub>	Hauteur du béton dans la section verticale de L-Box	m
h <sub>2</sub>	Hauteur du béton dans la section horizontale de L-Box	m
h <sub>cone</sub>	Hauteur du cône	m
h <sub>cyl</sub>	Hauteur du cylindre interne immergée	m
JRF	Écoulement dans le J-Ring	m
K	Rigidité	N.m.rad <sup>-1</sup>
k	Indice de consistance de Herschel-Bulkley	Pa.s <sup>n</sup>
k $\times$ n	Résistance à l'écoulement de Herschel-Bulkley	-
LF	Facteur de l'effet de groupe	-
LL	Couche limite	-
M	Paramètre de forme des granulats	-
M.C	Caractéristique morphologique	-
$\overline{MC}$	Caractéristique morphologique moyenne	-
MHI	Indice d'hétérogénéité morphologique	-
MSF <sub>FM</sub>	Étalement au mini-cône du mortier fin	m
N	Vitesse de rotation	Tours/s
n	Indice de puissance de Herschel-Bulkley	-
P	Périmètre	m
P(d)	Fraction volumique de particules de diamètre inférieur à d	%
P <sub>Conv.H</sub>	Périmètre de l'enveloppe convexe de la particule	m
PD	Profondeur de pénétration	mm
PLE	Effet de groupe des granulats	-
q	Module de distribution	-
r	Rayon	m
R <sub>0</sub>	Rayon du cylindre interne	m

$R_{112}$	Rayon du cylindre externe	m
R	Rugosité	mm
RD	Dilatance de Reynolds	%
$Re_p$	Nombre de Reynolds des particules	-
$R_{inner}$	Rayon du cercle passant par le point situé sur le cylindre interne	m
$R_{outer}$	Rayon du cercle passant par le point situé sur le cylindre externe	m
S	Sphéricité	-
$SA_{CA}$	L'aire totale de la surface 3D des granulats	m <sup>2</sup>
SF	Étalement	m
T	Période	s
$\vec{V}$	Vitesse	m/s
$V_{CCA}$	Volume du système granulaire compacté	m <sup>3</sup>
$V_{CFM}$	Volume de mortier fin compacté	m <sup>3</sup>
$V_{EFM}$	Volume de mortier fin en excès	m <sup>3</sup>
$V_{CP}$	Volume de pâte compactée	m <sup>3</sup>
$V_{CS}$	Volume de sable compacté	m <sup>3</sup>
$V_{EP}$	Volume de pâte en excès	m <sup>3</sup>
VF	Temps de V-Funnel	s
VI	Indice volumétrique	%
$V_{HSRinitial}$	Volume initial du béton situé dans la zone de cisaillement élevé	m <sup>3</sup>
$V_{LSRinitial}$	Volume initial du béton situé dans la zone de faible cisaillement	m <sup>3</sup>
$V_{MSRinitial}$	Volume initial du béton situé dans la zone de cisaillement moyen	m <sup>3</sup>
$V_p$	Volume de pâte	m <sup>3</sup>
$V_s$	Volume de sable	m <sup>3</sup>
X	Cordonnée en X dans le repère X, Y, Z	m
$X_C$	Cordonnée en X du centre du cylindre	m
$X_{inner}$	Cordonnée en X du point situé sur le cylindre interne	m
$X_{outer}$	Cordonnée en X du point situé sur le cylindre externe	m
Y	Cordonnée en Y dans le repère X, Y, Z	m
$Y_{inner}$	Cordonnée en X du point situé sur le cylindre interne	m
$Y_{outer}$	Cordonnée en X du point situé sur le cylindre externe	m
Z	Cordonnée en Z dans le repère X, Y, Z	m
$X_{FM}$	Propriété visco-élastoplastique du mortier fin	-
ZRD	Dilatance de Reynolds zonale	%
$ZRD_{HSR}$	Dilatance de Reynolds de la zone de cisaillement élevé	%
$ZRD_{LSR}$	Dilatance de Reynolds de la zone de faible cisaillement	%
$ZRD_{MSR}$	Dilatance de Reynolds de la zone de cisaillement moyen	%

# Chapitre 1 Introduction

## 1.1 Problématique

Les bétons autoplaçants (BAP), combinant une bonne ouvrabilité et des performances mécaniques adéquates, représentent un meilleur choix de matériau pour une large majorité d'ouvrages en béton. Toutefois, l'atteinte de ces différentes propriétés nécessite l'emploi des quantités plus élevées de matériaux cimentaires d'environ 385 à plus de 450 kg/m<sup>3</sup> pour un étalement supérieur à 550 mm [1]. Ceci rend le BAP plus onéreux et moins environnemental. Cela justifie l'intérêt grandissant de développer des bétons à faible teneur en liant (BAP-éco) tout en assurant des propriétés similaires à celles des BAP conventionnels. Des études récentes ont montré cette possibilité, mais il est nécessaire de développer des approches d'optimisation plus pratiques de ces types de BAP afin de favoriser leur utilisation.

Pour pouvoir remplacer efficacement les BAP conventionnels, ces types de BAP devront également s'adapter aux techniques de mise en place couramment employées pour les premiers. Le pompage est de loin la technique de mise en place qui permet de profiter pleinement des avantages qu'offrent les BAP. Au cours de ces dernières années, les problématiques liées au pompage des bétons ont fait l'objet de plusieurs études. Malgré de nombreuses avancées réalisées dans ce domaine, bien de défis restent à solutionner. Il est admis aujourd'hui que la couche limite est un élément majeur pour assurer la pompabilité d'un béton [1-11]. Ses paramètres couplés avec les propriétés rhéologiques du béton permettent une bonne prédiction de la pression de pompage. Un béton incapable de former cette couche sera difficilement pompable, voire non pompable. Un volume de pâte minimale et un degré de ségrégation donné sont nécessaires pour la formation de cette couche. La formation de cette couche dans le cas des BAP pose un certain nombre d'interrogations qui restent sans réponses. Malgré leur volume de pâte relativement élevé, ces bétons présentent une couche limite de faible épaisseur comparativement aux bétons ordinaires. Les BAP-éco présentant un squelette granulaire assez compacte ou/et un volume de pâte très faible, sont susceptibles de ne pas pouvoir former une couche limite adéquate, au regard de son mécanisme de formation.

Il faut, par ailleurs, noter qu'il n'est pas encore possible de caractériser la couche limite directement lors du pompage ou de la prélever de manière représentative pour évaluer ses propriétés. Des tribomètres ont été développés pour déterminer les paramètres de la couche limite [12]. Ces appareils peuvent être exploités pour déterminer les paramètres majeurs de formulation qui affectent les propriétés de la couche limite. Les mécanismes de formation de la couche limite restent très peu documentés et les hypothèses avancées nécessitent plus de données expérimentales pour les valider. La migration de particules de la paroi vers le centre due au cisaillement (ségrégation dynamique) ou à l'effet de paroi est généralement évoquée pour décrire la formation de la couche limite. Cependant, ces derniers ne suffisent pas pour expliquer les évolutions de la couche limite qui peuvent opérer lors du pompage des BAP. Ces difficultés affectent, d'une part, négativement la prédiction de la pression de pompage et, d'autre part, limitent l'extension de cette technique à certains nouveaux bétons, notamment les BAP-éco. D'autres phénomènes susceptibles de se produire lors du pompage de ces bétons peuvent contribuer à mieux comprendre la formation de la couche limite et l'évolution de ses propriétés. La dilatance qui peut se manifester dans la partie cisailée du béton est le plus probable de ces phénomènes. Toutefois, ce phénomène n'a pas été étudié dans le cas des BAP. Son existence dans les BAP doit être prouvée, ensuite la coupler avec d'autres phénomènes, notamment la ségrégation dynamique, pour une meilleure compréhension de la couche limite. Ces constats nous ramènent aux questions suivantes :

- 1) Comment améliorer et rendre plus pratique l'optimisation de BAP à faible teneur en liant dans une perspective d'assurer sa pomabilité?
- 2) Comment améliorer les connaissances sur la couche limite afin de mieux évaluer et prédire la pomabilité d'un BAP ?
- 3) Existe-t-il d'autres phénomènes pouvant influencer sur la formation de la couche limite, notamment dans le cas des BAP-Éco ?

## 1.2 Objectifs

Cette étude vise à apporter des réponses à certains problèmes liés au développement de différents types de BAP et à leur pomabilité. Les objectifs principaux sont le développement d'une approche d'optimisation des BAP et l'étude des propriétés et des mécanismes de formation de la couche limite. Les objectifs spécifiques sont par conséquent regroupés en deux catégories à savoir, les objectifs relatifs aux méthodes de développement de BAP et ceux relatifs à l'étude de la couche limite. Il s'agit notamment de développer une compréhension des mécanismes mis en jeu lors de l'écoulement des bétons dans le tuyau et qui affectent leur pomabilité. Ainsi, nous nous intéresserons, dans un premier temps, à l'optimisation des BAP-éco et BAP conventionnels. Par la suite, on évaluera les différents mécanismes pouvant intervenir dans la formation de la couche limite des BAP étudiés. Une bonne connaissance de ces mécanismes et leurs principaux paramètres influents permettra de mieux comprendre la formation de la couche limite dans le cas des BAP et, par conséquent, d'améliorer le concept de formulation de cette classe de béton afin d'assurer une bonne pomabilité. Ces connaissances permettront également de mieux évaluer la pomabilité de différents BAP.

Les objectifs spécifiques de cette étude sont :

### 1.2.1 Développement de BAP écologiques (BAP-Éco) et BAP conventionnels en utilisant l'approche diphasique

- Proposer une nouvelle approche d'optimisation des BAP écologiques et BAP conventionnels;
- Identifier et définir les paramètres de formulation pertinents pour l'optimisation des BAP.
- À partir des paramètres définis, proposer différentes formulations de BAP-éco et BAP conventionnels.
- Évaluer les caractéristiques des deux phases du mélange de BAP à savoir, la phase suspendante correspondant au mortier fin ( $< 1,25$  mm) et la phase granulaire suspendue constituée des gros granulats ( $> 1,25$  mm).
- Évaluer les propriétés d'ouvrabilité et mécaniques des BAP formulés.
- Proposer des modèles empiriques tridimensionnels basés sur les caractéristiques des deux phases du mélange permettant l'optimisation des BAP-éco et BAP conventionnels.
- Proposer une classification des BAP écologiques et BAP conventionnels selon leurs performances à l'écoulement.

### 1.2.2 Étude des propriétés de la couche limite

- Proposer un matériau équivalent à la couche limite réelle des BAP optimisés.
- Établir une approche d'évaluation des propriétés visco-élastoplastiques de la couche limite.

- Évaluer l'effet de la teneur en sable et des caractéristiques du liant sur les propriétés rhéologiques de la couche limite.
- Établir des relations simples permettant d'estimer les propriétés rhéologiques de la couche limite à travers son étalement.
- Proposer des modèles diphasiques permettant de prédire les propriétés rhéologiques de la couche limite en fonction des caractéristiques de ses différentes phases constituantes.
- Comparer les résultats des modèles proposés à ceux des modèles existant dans la littérature.

### **1.2.3 Étude de la ségrégation dynamique des BAP**

- Proposer une nouvelle approche d'évaluation de la ségrégation dynamique des BAP à travers le dispositif d'essai T-Box.
- Étudier l'effet des paramètres de formulation sur la ségrégation dynamique.
- Évaluer l'effet des propriétés de la phase suspendante, notamment les propriétés d'ouvrabilité et rhéologiques, sur la ségrégation dynamique de BAP.
- Déterminer l'influence des caractéristiques de la phase granulaire, notamment la taille des particules, la teneur volumétrique et la compacité granulaire sur la ségrégation dynamique.
- En parallèle, la stabilité statique des BAP optimisés sera également évaluée.
- Une classification des BAP conventionnels et BAP-éco basée sur l'ouvrabilité et la stabilité dynamique sera établie.

### **1.2.4 Investigation de la dilatance de Reynolds lors du cisaillement des BAP**

- Proposer une nouvelle méthodologie d'évaluation de la dilatance de Reynolds des BAP.
- Établir la relation entre la dilatance de Reynolds et les propriétés d'ouvrabilité des BAP.
- Étudier l'effet des propriétés de la phase suspendante de BAP, comprenant les propriétés d'ouvrabilité et rhéologiques, et les propriétés de la phase granulaire comprenant la teneur volumétrique et la compacité granulaire sur la dilatance de Reynolds.
- Évaluer l'effet du degré de cisaillement sur l'apparition de la dilatance de Reynolds des BAP.
- Déterminer le ou les paramètres contrôlant la dilatance de Reynolds des BAP.

### **1.2.5 Investigation de l'effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la dilatance de Reynolds des BAP**

- Proposer une nouvelle méthodologie pour déterminer les caractéristiques morphologiques des granulats, notamment la taille, la forme et la texture.
- Déterminer la relation entre les caractéristiques morphologiques des granulats et leur compacité granulaire.
- Évaluer l'effet des différentes caractéristiques morphologiques des granulats sur la dilatance de Reynolds des BAP.
- Proposer de nouveaux modèles empiriques de prédiction de la dilatance de Reynolds en fonction, d'une part, des caractéristiques morphologiques et la compacité granulaire des granulats et, d'autre part, les propriétés du mortier.

### 1.2.6 Investigation de l'effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur le blocage, la ségrégation dynamique et statique

- Proposer une nouvelle approche d'évaluation de la résistance au blocage des BAP à travers les dispositifs d'essai de J-Ring et L-Box.
- Établir les relations existantes entre les propriétés d'ouvrabilité des BAP et leur résistance au blocage.
- Évaluer l'effet couplé des différentes caractéristiques morphologiques des granulats et les propriétés du mortier fin sur les différents phénomènes d'hétérogénéité, notamment le blocage, la ségrégation dynamique et la ségrégation statique.

## 1.3 Organisation de la thèse

Ce travail de thèse est constitué de 9 chapitres suivants :

**Le premier chapitre** décrit la problématique de la recherche, les objectifs et l'organisation de la thèse.

**Le deuxième chapitre** porte sur l'état de l'art des connaissances et explore les avancées et les limites des études qui ont traité les différents aspects en relation directe avec la formation de la couche limite et de la pompabilité des BAP. Il s'agit des méthodes de formulation des BAP, particulièrement les BAP écologiques, et du comportement rhéologique et tribologique des matériaux cimentaires. Ensuite, le pompage des BAP est abordé. Il est question de la pompabilité de ces bétons qui est relatif à la capacité de former la couche limite. Les méthodes de caractérisation de la couche limite et les mécanismes de formation de celle-ci sont discutés.

**Le troisième chapitre** présente la démarche expérimentale menée pour répondre aux différents objectifs de cette étude. Les matériaux utilisés et leurs propriétés sont présentés. Une description de différents essais réalisés et les différentes méthodologies employées est présentée.

**Le quatrième chapitre** présente de nouvelles approches d'optimisation de BAP-éco et BAP conventionnels. Plusieurs formulations de BAP conventionnel et BAP-éco en tant que suspension diphasique de granulats grossiers dans une matrice fluide de mortier ont été étudiées. La démarche est basée sur les caractéristiques de ces deux phases, notamment les propriétés d'ouvrabilité, les paramètres rhéologiques et le comportement mécanique.

**Le cinquième chapitre** traite de l'étude des propriétés rhéologiques de la couche limite des BAP formulés avec des teneurs en liant normales et faibles. Une hypothèse a été faite pour considérer le mortier fin comme matériau de la couche limite. Une géométrie de système de mesure rhéologique a été adaptée afin de déterminer les propriétés visco-élastoplastiques de la couche limite. L'effet de l'ouvrabilité et de la teneur en particules fines sur les propriétés de la couche limite a été évalué.

**Le sixième chapitre** concerne l'évaluation de la ségrégation dynamique ou la séparation de particules granulaires de la matrice fluide sous cisaillement, mécanisme admis comme régissant la formation de la couche limite. Une nouvelle méthodologie est proposée pour évaluer le degré de ségrégation dynamique des BAP développés. Une analyse couplée des effets de différents paramètres est faite pour mettre en évidence les paramètres dominant ce phénomène.

**Le septième chapitre** traite du nouveau mécanisme pouvant intervenir dans la formation de la couche limite lors du pompage des BAP. Il s'agit de la dilatance de Reynolds qui n'a jamais été étudié dans le cas des BAP. Un essai permettant de quantifier la dilatance de Reynolds est proposé pour déterminer l'occurrence de ce phénomène lors du cisaillement des BAP. Les effets des propriétés d'ouvrabilité et

les caractéristiques des deux phases du béton sur la dilataance de Reynolds sont évalués. Par ailleurs, l'effet des caractéristiques morphologiques de la phase granulaire sur la dilataance de Reynolds est investigué. Dans un premier temps, une méthodologie permettant d'évaluer les caractéristiques morphologiques des granulats est proposée. Par la suite, une analyse est faite pour déterminer l'effet de ses caractéristiques sur la dilataance de Reynolds et plus tard pouvoir faciliter le choix des granulats pour une meilleure pompabilité.

**Le huitième chapitre** présente l'étude des autres mécanismes qui peuvent se manifester lors de l'écoulement des BAP ou à l'arrêt et affecter la formation de la couche limite et du pompage en général. Il s'agit du blocage et de la ségrégation statique. Une nouvelle méthodologie est proposée pour évaluer le potentiel de blocage des granulats lors de l'écoulement des BAP. Des modèles de détermination de différentes forces s'exerçant sur les granulats lors de leur migration sont établis. Une analyse rhéomorphologique est faite pour déterminer l'effet des caractéristiques morphologiques et le degré d'empilement des granulats et la rhéologie du mortier fin suspendant sur les différents comportements d'hétérogénéité des BAP. Il s'agit entre autres, du blocage, et de la ségrégation statique et dynamique.

**Le neuvième chapitre** présente la conclusion générale de l'ensemble des résultats des travaux réalisés dans le cadre de cette thèse ainsi que les perspectives découlant de ces résultats.

## Références

- [1] American Concrete Institute (ACI). Self-consolidating concrete. ACI 237R-07 (2007): 30.
- [2] D. Kaplan, Pompage des Bétons, Thèse de doctorat, Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées, France, 2000.
- [3] S. Jacobsen, J. H. Mork, S. F. Lee, and L. Haugan, Pumping of concrete and mortar–State of the art, SINTEF Build. Infrastruct., 5 (2008) 1–46.
- [4] E. Secrieru, W. Mohamed, S. Fataei, and V. Mechtcherine, Assessment and prediction of concrete flow and pumping pressure in pipeline, Cem. Concr. Compos., 107 (2020) 103495.
- [5] M. Choi, C. F. Ferraris, N. S. Martys, V. K. Bui, H. R. T. Hamilton, and D. Lootens, Research Needs to Advance Concrete Pumping Technology, No. Technical Note (NIST TN) (2015) 1866.
- [6] G. De Schutter and D. Feys, Pumping of Fresh Concrete: Insights and Challenges, RILEM Tech. Lett., 1 (2016) 76-80.
- [7] F. Chapdelaine, Étude fondamentale et pratique sur le Pompage du béton, Thèse de doctorat , Université de Laval, 2007.
- [8] H. D. Le, Etude de l'effet de la couche limite sur les profils de vitesses du béton pompé, Thèse de doctorat, Université de Cergy-Pontoise, 2014.
- [9] R. Khatib, Analysis and Prediction of Pumping Characteristics of High-Strength Self-Consolidating Concrete, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2013.
- [10] T. T. Ngo, E. H. Kadri, R. Bennacer, and F. Cussigh, Use of tribometer to estimate interface friction and concrete boundary layer composition during the fluid concrete pumping, Constr. Build. Mater., 24 (2010) 1253–1261.
- [11] M. Choi, N. Roussel, Y. Kim, and J. Kim, Lubrication layer properties during concrete pumping, Cem. Concr. Res., 45 (2013) 69–78.
- [12] M. S. Choi, Y. J. Kim, and S. H. Kwon, Prediction on pipe flow of pumped concrete based on shear-induced particle migration, Cem. Concr. Res., 52 (2013) 216–224.
- [13] D. Feys, K. H. Khayat, A. Perez-Schell, and R. Khatib, Development of a tribometer to characterize lubrication layer properties of self-consolidating concrete, Cem. Concr. Compos., 54 (2014) 40–52.

## Chapitre 2 Revue bibliographique

### 2.1 Les Bétons autoplaçants (BAP)

Les bétons autoplaçants ont été introduits à la fin des années 1980 par des chercheurs japonais. Ce sont des bétons très fluides homogènes et stables, capables de s'écouler et de se mettre en place sans vibration, sous l'effet de leur propre poids [1]. Ils épousent ainsi des formes de coffrages très complexes tout en résistant parfaitement à la ségrégation. Ils sont aujourd'hui très largement utilisés dans le monde grâce aux divers avantages qu'ils offrent. Les principaux avantages tirés des BAP sont:

- La réduction importante des nuisances sonores due à l'absence de vibrations externes. Ce qui permet la réalisation des projets dans des zones habitées sans nuire aux riverains.
- Une diminution du temps et du personnel lors de la mise en place du béton.
- Obtention d'une meilleure qualité du béton in situ pratiquement indépendante du savoir-faire des ouvriers durant la réalisation.
- Possibilité de réaliser des structures de formes hypercomplexes. Cette technologie a donné aux maîtres d'ouvrages et aux architectes des possibilités de créativité sans limites.
- Bonne pompabilité permettant le transport sur de plus longues distances, mais aussi et surtout l'injection du béton dans le coffrage, ce qui va dans le sens d'une amélioration de la qualité des parements.

#### 2.1.1 Méthode de formulation de BAP

Les BAP sont caractérisés par un seuil de cisaillement faible pour assurer une bonne déformabilité (capacité de s'écouler) et une viscosité modérée pour leur conférer une bonne résistance à la ségrégation et au ressuage. Leur principe de formulation est ainsi basé sur un bon équilibre entre déformabilité et stabilité [1]. La déformabilité est apportée par le ciment et les additions minérales ainsi que l'ajout des superplastifiants. Le rapport eau sur liant (E/L) doit être optimisé. Il doit être assez suffisant pour permettre un bon écoulement du béton, mais pas assez élevé pour éviter de réduire la cohésion de la matrice et entraîner la ségrégation des grosses particules. Le volume de pâte et le dosage en granulat sont aussi des paramètres déterminants. Un volume de pâte optimal doit être choisi pour mieux lubrifier le système granulaire et réduire la friction intergranulaire. Le dosage en granulat est limité, car un dosage élevé réduit les espaces intergranulaires, ce qui augmentera la friction solide-solide et diminuera la déformabilité du béton. Les méthodes de formulations sont diverses. Certaines sont basées sur l'optimisation de la pâte de ciment et ses propriétés. D'autres privilégient l'optimisation du squelette granulaire. D'autres approches encore se concentrent sur des mortiers équivalant au mélange de BAP.

L'une des méthodes les plus populaires est la méthode japonaise [2] qui privilégie de substituer une grande partie du volume de granulat par la pâte de ciment, ce qui conduit parfois à des BAP surdosés en liant. L'approche consiste à limiter le volume de gros granulat à la moitié de sa masse volumique pilonnée afin de réduire le risque de blocage. Le volume de sable est également fixé à 40 % du volume total du mortier. Le rapport E/L est choisi selon les résistances mécaniques visées. Les dosages d'eau et du superplastifiant sont déterminés par essais sur mortier contenant un volume de sable de 40 %. Par ailleurs, la méthode établit une relation linéaire entre l'étalement et l'écoulement en variant la quantité d'eau pour un dosage constant de superplastifiant.

Une autre approche est celle basée sur l'optimisation du squelette granulaire. En effet, un système de granulat avec une compacité optimale permet, pour un volume de pâte ou de mortier donné, d'améliorer la fluidité du mélange. Cela permet aussi d'avoir une meilleure interaction de granulat, de réduire la porosité et, par conséquent, procurer au béton une résistance mécanique adéquate. La compacité granulaire peut ainsi contrôler à la fois l'ouvrabilité et la résistance à la compression du béton. Les travaux de Sedran et de Larrard [3] ont rendu possible la modélisation du comportement du béton à l'état frais à partir de la compacité du squelette granulaire total à travers le modèle mathématique suivant :

$$\beta_{ti} = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ 1 - \beta_i + b_{ij} \beta_i \left( 1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right] r_j - \sum_{j=i+1}^n \left[ 1 - a_{ij} \beta_i / \beta_j \right] r_j} \quad (2-1)$$

Où  $\beta_{ti}$  est la compacité virtuelle du mélange granulaire,  $r_j$  est la proportion volumique des grains de diamètre  $d_j$  dans l'empilement et  $\beta_i$  est la compacité virtuelle des grains  $di$ . Les coefficients  $a_{ij}$  et  $b_{ij}$  servent à modéliser respectivement les effets de desserrement et de parois d'une classe sur une autre. À partir de là, les auteurs ont démontré que le comportement rhéologique des bétons peut être estimé par le modèle de Bingham. Les mesures rhéologiques ont été déterminées en utilisant le rhéomètre à béton BTRHEOM. La viscosité plastique et le seuil de cisaillement du béton sont obtenus à partir de la compacité virtuelle et l'indice de serrage de différents constituants solides. Cette approche permet ainsi d'estimer la compacité optimale pouvant offrir une rhéologie donnée du BAP.

Une autre méthode appelée méthode de mortier de béton équivalent (MBE) est récemment proposée pour la formulation de BAP. La méthode a pour but de faciliter le choix du couple ciment-adjurant en réalisant les essais sur les mortiers au lieu de les faire sur les bétons [4]. L'approche consiste à remplacer les gros granulats par le sable ayant la même surface spécifique. Le rôle des surfaces de contacts liées à la surface spécifique est privilégié ici plutôt que celui de volume. Les essais sur plus de 100 bétons et 1200 mortiers de béton équivalent ont montré de bonnes corrélations entre l'étalement des BAP et celui des mortiers de béton équivalent [5].

D'autres approches basées sur des méthodes empiriques sont également utilisées pour optimiser les BAP. Ces approches proposent des modèles empiriques permettant de prédire les propriétés rhéologiques du BAP à partir de de la rhéologie de la pâte de ciment ou de mortier. Ainsi, à partir de la théorie de la pâte en excès, Nogushi et Tomosawa [6] ont proposé après plusieurs essais, des relations entre la viscosité plastique  $\mu(\varphi)$  et le seuil de cisaillement  $\tau_0(\varphi)$  du béton et l'épaisseur de la pâte en excès ainsi que la rhéologie de la pâte:

$$\mu(\varphi) = \mu(0)(0,0705\Gamma^{-1,69} + 1) \quad (2-2)$$

$$\tau_0(\varphi) = \tau_0(0)(0,0525\Gamma^{-2,22} + 1) \quad (2-3)$$

Avec  $\mu(0)$  et  $\tau_0(0)$  la viscosité plastique et le seuil de cisaillement de la matrice fluide. Le paramètre  $\Gamma = \frac{1-\varphi}{\frac{f_{max}}{K}\varphi}$  est l'épaisseur de la pâte en excès. Le rapport  $\frac{f}{K}$  est considéré comme facteur de forme qui est équivalent à la surface spécifique de la particule avec un diamètre projeté de 1.

Récemment, Kabagire et al. [4] ont proposé des modèles empiriques permettant de prédire les propriétés rhéologiques du BAP en fonction du mortier correspondant (< 5 mm), la teneur volumétrique et la compacité granulaire, en combinant la théorie de mortier équivalent et celle de la pâte en excès. Les auteurs ont utilisé les modèles de Krieger Daugherty [7] et Château et al. [8] pour aboutir à des versions modifiées. Ils ont montré que le mortier modifié contenant les particules inférieures à 5 mm du système granulaire présente de meilleures corrélations comparativement au mortier tamisé et le MBE. En outre,

les auteurs ont montré que l'introduction de la théorie de la pâte en excès dans l'approche de MBE permet de mieux prédire les propriétés des BAP à partir du MBE comparativement au cas où seule l'approche de MBE est considérée. Ainsi, pour formuler le BAP à partir du MBE, il est plus efficace de tenir compte, non seulement des contacts de surface (surfaces spécifiques), mais aussi de l'interaction constante entre la pâte et les particules solides.

La plus importante modification dans la formulation des BAP par rapport aux bétons conventionnels est la diminution du volume des gros granulats qui est compensée par une augmentation des matériaux cimentaires. La teneur en liant des BAP est donc très élevée comparativement aux bétons conventionnels. Cela leur permet d'avoir une très bonne ouvrabilité. Cependant, cette quantité importante des matériaux cimentaires entraîne un impact économique et environnemental très élevé. Pour répondre à cette problématique, des bétons autoplaçants écologiques et économiques contenant de faibles teneurs en liant (BAP-éco) suscitent aujourd'hui beaucoup d'intérêt.

### 2.1.2 Les Bétons autoplaçants écologiques (BAP-éco)

Les BAP-éco sont des bétons alternatifs aux BAP conventionnels avec un dosage en poudre (ciment plus ajouts) maximale de 315 kg/m<sup>3</sup> [9]. Ils sont développés dans un but économique, mais surtout environnemental. Leur faible teneur en ciment leur confère un faible indice en carbone [10]. Le principe de leur formulation est basé sur l'effet de groupe des particules et une optimisation du système granulaire. Ils ont des propriétés rhéologiques relativement différentes avec une viscosité faible comparativement aux BAP conventionnels [9]. Quelques approches ont été proposées récemment pour optimiser les mélanges de BAP-éco. Ces approches sont basées soit sur l'optimisation du système granulaire, soit sur le remplacement du ciment par des additions cimentaires. Fennis [11] a proposé une approche basée sur l'optimisation du volume de différentes fractions de particules solides afin d'obtenir une compacité maximale des granulats. Un modèle de compacité a été développé et utilisé pour calculer la teneur volumique de chaque classe granulaire permettant d'obtenir une compacité maximale. D'après ces études, la résistance à la compression est le paramètre contrôlant le processus de formulation. Sachant que la résistance à la compression et la demande en eau sont toutes influencées par la compacité granulaire, il a développé une approche cyclique en trois étapes d'optimisation de BAP-éco. Cependant, cette méthode reste valable pour un mélange avec un type de superplastifiant donné. L'emploi de ce modèle pour d'autres types de superplastifiant n'a pas été confirmé.

Hunger [12] a proposé une approche d'optimisation dans laquelle les proportions volumétriques de tous les granulats sont optimisées de sorte que la courbe de distribution granulaire de l'ensemble du système puisse être bien corrélée avec la courbe idéale de Funk et Dinger (FD) [13] qui suit l'équation:

$$P(d_i) = \frac{d_i^q - d_{\min}^q}{d_{\max}^q - d_i^q} \quad (q \neq 0) \quad (2-4)$$

Où  $P(d_i)$  est la fraction volumique des particules solides plus petites que le diamètre  $d_i$ , et  $q$  est le module de distribution, alors que  $d_{\min}$  et  $d_{\max}$  correspondent respectivement aux diamètres minimum et maximal des particules solides à optimiser. Par la suite, la demande en eau est déterminée par le choix du rapport E/L à travers des essais d'ouvrabilité (étalement et temps d'écoulement) des mortiers autoplaçants. Lorsque le mortier présente une ouvrabilité acceptable, le mélange de BAP correspondant est approuvé. Cette approche semble pratique, mais peut nécessiter plusieurs essais avant d'obtenir un BAP-éco convenable. Certains auteurs [14] ont utilisé la méthode de plan d'expériences pour développer des BAP avec de faibles teneurs en liant tout en remplaçant une partie de ciment par du filler calcaire. Cette méthode a permis l'obtention des mélanges de béton contenant jusqu'à 295 kg/m<sup>3</sup> et 95 kg/m<sup>3</sup> de

filler calcaire avec des propriétés d'ouvrabilité et mécaniques adéquates pour des constructions résidentielles.

Esmaeilkhanian [10] a proposé une méthode de développement de BAP-éco basée sur l'optimisation à la fois du système granulaire et de la poudre cimentaire. Le système granulaire est optimisé selon la courbe de Funk-Dinger en ajustant le module de distribution pour obtenir une compacité optimale et également un meilleur effet de groupe [15]. Le liant est composé du ciment et des ajouts cimentaires, notamment la fumée de silice et les cendres volantes. L'optimisation des proportions volumiques de cette phase liante s'effectue par le biais des apports sur la rhéologie et les performances mécaniques de chaque addition. Des essais rhéologiques successifs sont ainsi nécessaires pour fixer la proportion de chaque poudre.

Les différents concepts d'optimisation se font soit par le remplacement d'une partie du ciment par d'autres poudres, soit par l'optimisation du système des granulats. Aussi, ces méthodes nécessitent souvent une succession d'essais de base sur la phase liante. En outre, les deux parties du mélange de BAP (granulat et pâte) sont généralement traitées séparément. Dans le souci de faciliter l'optimisation de ce type de BAP, une méthodologie mettant en relation les propriétés rhéologiques de la matrice de suspension (mortier ou pâte) et les caractéristiques de la phase granulaire sera proposée dans cette étude. Par ailleurs, les BAP-éco contenant un faible volume de pâte peuvent être sensibles aux phénomènes d'hétérogénéité due au cisaillement, notamment la ségrégation dynamique et le blocage. Il convient de s'assurer que les BAP-éco présentent une grande fluidité, mais aussi une capacité à rester stables et homogènes lors de l'écoulement.

### **2.1.3 Caractérisation de BAP**

Deux catégories d'essai sont employées pour caractériser les BAP [4]. La première catégorie regroupe les essais de maniabilité qui ne prennent en compte qu'un seul point de la courbe d'écoulement des matériaux considérés. On les appelle « single point test ». Ces essais ont l'avantage d'être faciles à implémenter sur chantier. Cependant, lors de ces essais, le cisaillement du béton ne représente pas les conditions de cisaillement lors des travaux de mise en place. On peut citer l'essai d'étalement [16], le V-Funnel [17], le L-box [18] et le J-Ring [19], la stabilité au tamis [20], la masse volumique et la teneur en air [21].

La deuxième catégorie correspond aux essais rhéologiques ou les « multipoints tests » réalisés à l'aide des rhéomètres. Le principe de ces essais permet de prendre en compte plusieurs points de la courbe d'écoulement (plusieurs valeurs de cisaillement) des BAP qui se situent dans une gamme proche de ceux auxquels les BAP sont soumis lors des travaux de mise en place. Les principaux essais pour caractériser les bétons fluides et BAP sont donnés au Tableau 2-1.

Table 2-1: Essais de caractérisation des BAP

Méthode	Remplissage	Viscosité	Passage	Ségrégation	Thixotropie
Étalement [16]	Étalement	T <sub>50</sub>			Perte d'étalement
Boîte LCPC [22]	Écoulement				
V-Funnel [17]		Temps			
J-Ring [19]			Étalement		
Boîte en L [18]			Rapport h <sub>1</sub> /h <sub>2</sub>		
Boîte en U [18]	Remplissage (H-H2)				
Stabilité au tamis [20]				% de laitance	
Pénétromètre [23]				Variation de pénétration	
Colonne de ségrégation [24]				% de granulats	
T-Box [23]				% de granulats	
Pression [25]					Pression de coffrage
Rhéologie	Seuil de cisaillement	Viscosité plastique			Thixotropie
Tribomètre [26]	Seuil d'interface	Résistance à l'écoulement			

## 2.2 Rhéologie des suspensions cimentaires

La rhéologie est l'étude des écoulements ou déformations des corps sous l'effet des contraintes qui leur sont appliquées, compte tenu de la vitesse d'application de ces contraintes, ou plus généralement de leur variation au cours du temps. La rhéologie permet de décrire le comportement du matériau en termes de relation contrainte de cisaillement-taux de cisaillement.

**La contrainte de cisaillement** : considérons un fluide s'écoulant entre deux plaques parallèles (Figure 2-1). Lors de son écoulement, deux couches successives du fluide se déplacent relativement l'une par rapport à l'autre. Les forces de cisaillement sont les forces tangentielles qui résultent de ce mouvement relatif. Rapportées à la surface (A) sur laquelle elles s'exercent, ces forces donnent ce qu'on appelle la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (2-5)$$

**Le taux de cisaillement** : dans la même configuration, deux particules appartenant à deux couches consécutives (distant de dy) se déplacent à deux vitesses différentes  $\vec{V}_1$  et  $\vec{V}_2$  (avec  $\vec{V}_2 = \vec{V}_1 + d\vec{V}$ ). La variation de la vitesse de particule lorsqu'on passe d'une couche à une autre est appelée taux de cisaillement ou vitesse de cisaillement :

$$\dot{\gamma} = \frac{dV}{dy} \quad (2-6)$$

Le comportement rhéologique du béton est décrit par la relation entre ces deux grandeurs. Cette relation peut être représentée par une courbe appelée courbe d'écoulement. La pente de cette courbe linéarisée correspond à la viscosité plastique du matériau.

$$\mu_p = \frac{d\tau}{d\dot{\gamma}} \quad (2-7)$$

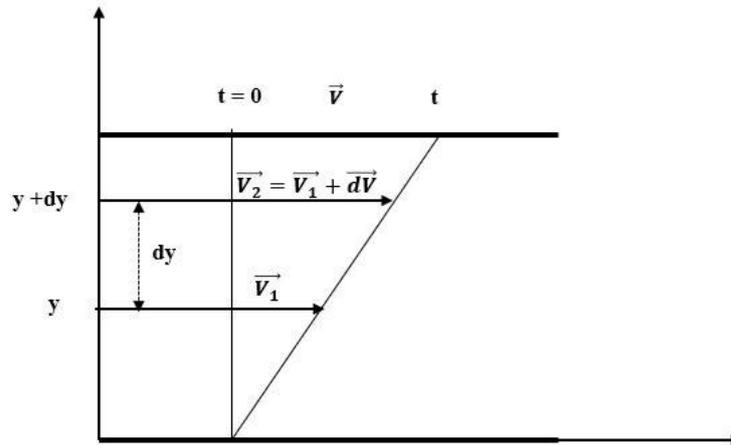


Figure 2-1: Écoulement induit par un cisaillement simple

Cette représentation permet de classer les fluides selon leurs comportements rhéologiques. On peut distinguer les fluides Newtoniens et les fluides non-Newtoniens représentés sur la Figure 2-2.

Les fluides Newtoniens (1) sont des fluides dont la viscosité est constante quel que soit la vitesse de cisaillement. La pente de la courbe d'écoulement dans ce cas est appelée viscosité Newtonienne ( $\eta$ ). Les fluides non-Newtoniens regroupent les fluides qui n'obéissent pas à la loi des fluides Newtoniens :  $\tau = \eta\dot{\gamma}$ . On peut distinguer dans ce cas, des fluides non-Newtoniens généraux et les fluides non-Newtoniens à seuil. Les matériaux cimentaires sont de types Non-Newtoniens à seuil. Les fluides non-Newtoniens généraux correspondent aux fluides rhéoépaississants (2) et rhéofluidifiants (3) dont la viscosité croît (décroit respectivement) lorsque le taux de cisaillement augmente. La courbe d'écoulement dans ce cas est non-linéaire. Dans le cas des fluides à seuil, une contrainte minimale est nécessaire pour amorcer l'écoulement du fluide. Cette contrainte est appelée seuil de cisaillement ( $\tau_0$ ). Au-delà de cette contrainte seuil, on a soit un comportement linéaire (fluide Binghamien (5)), un comportement rhéoépaississant ou rhéofluidifiant, fluides rhéoépaississant et rhéofluidifiant à seuil (4).

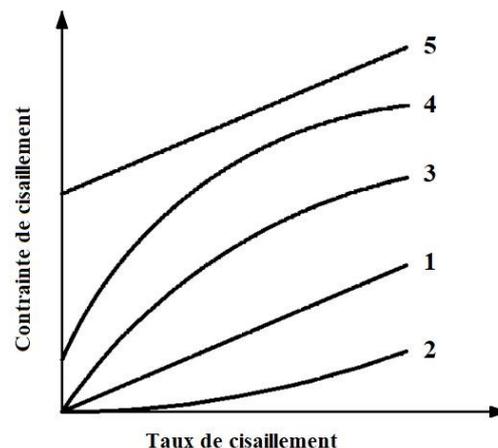


Figure 2-2: Différents comportements des fluides

### 2.2.1 Suspensions cimentaires

Une suspension est un système dans lequel des particules solides (phase dispersante) se trouvent dispersées dans un fluide (phase suspendante) [27]. On peut distinguer deux types de suspensions qui se

diffèrent par la taille des particules. Les suspensions colloïdales où la taille des particules est inférieure à 1 µm et les suspensions non colloïdales contenant des particules plus grosses [28-29].

Les différentes interactions se produisant entre les particules solides lors de l'écoulement de la suspension entraînent différents comportements rhéologiques de la suspension. Ces interactions sont classées en deux catégories : les interactions interparticulaires, telles que les forces de Van Der Waals, les forces électrostatiques et hydrodynamiques et les interactions entre solides [30]. Par ailleurs, les interactions entre solides regroupent le glissement, la collision et la friction entre les particules solides. Le comportement à l'écoulement d'une suspension colloïdale est dominé par les forces interparticulaires, alors que dans un système non colloïdal, ce sont les interactions entre les particules solides qui prédominent [31].

Dans un système granulaire cimentaire comme le mortier ou le béton, ces deux interactions peuvent exister, notamment les interactions hydrodynamiques dans la pâte de ciment et les interactions entre les grosses particules solides. Les paramètres gouvernant ces interactions sont principalement la concentration volumique de particules ( $\phi$ ) et la taille des particules [28]. On s'intéressera ainsi aux suspensions non colloïdales.

### 2.2.2 Lois de Comportement

Les lois de comportement sont des relations mathématiques qui décrivent la rhéologie du matériau. Dans le cas des matériaux non-Newtoniens, ces lois permettent de déterminer la viscosité et le seuil de cisaillement du matériau. On trouve plusieurs modèles, tels que ceux présentés dans le Tableau 2-2 [32], permettant de décrire l'écoulement de ces fluides à l'état stationnaire et à pression et température constantes. Dans le cas des bétons autoplaçants, les modèles les plus utilisés sont le modèle de Bingham et celui d'Herschel-Bulkley.

Table 2-2: Quelques modèles de comportement rhéologique des bétons [32]

Modèles	Équations	N°
Bingham [33]	$\tau = \tau_0 + \mu_p \dot{\gamma}$	(2-8)
Bingham modifié [32]	$\tau = \tau_0 + \mu_p \dot{\gamma} + c\dot{\gamma}^2$	(2-9)
Herschel-Bulkley [34]	$\tau = \tau_0 + K\dot{\gamma}^n$	(2-10)
Casson [35]	$\tau = \tau_0 + \mu_\infty \dot{\gamma} + 2(\sqrt{\tau_0 \mu_\infty})\sqrt{\dot{\gamma}}$	(2-11)
De Kee [32]	$\tau = \tau_0 + \mu_p \dot{\gamma} e^{-\alpha \dot{\gamma}}$	(2-12)
Yahia et Khayat [36]	$\tau = \tau_0 + 2\sqrt{\tau_0 \mu_p} \sqrt{\dot{\gamma} e^{-\alpha \dot{\gamma}}}$	(2-13)

- **Le modèle de Bingham**

Le modèle de Bingham est décrit par la relation :

$$\tau = \tau_0 + \mu_p \dot{\gamma} \tag{2-8}$$

Ce modèle décrit le comportement des fluides à seuil. Lorsque la contrainte appliquée est inférieure au seuil de cisaillement, le matériau ne s'écoule pas. Au-delà du seuil, le fluide s'écoule avec une viscosité constante. Il est caractérisé par deux paramètres Binghamiens, qui sont le seuil de cisaillement ( $\tau_0$ ) et la viscosité plastique ( $\mu_p$ ). Il faut noter que dans certaines plages de vitesse de cisaillement, le béton peut

montrer un comportement rhéoépaississant ou rhéofluidifiant [37]. Dans ce cas de figure, où la viscosité est dépendante du gradient de cisaillement, le modèle de Bingham ne s'applique pas [38].

- **Modèle d'Herschel-Bulkley :**

$$\tau = \tau_0 + k\dot{\gamma}^n \quad (2-10)$$

Le modèle d'Herschel-Bulkley inclut trois paramètres comprenant le seuil de cisaillement, la consistance ( $k$ ) et le coefficient ( $n$ ) indiquant le degré du comportement non-newtonien du matériau (sensibilité à la vitesse de cisaillement). Ce modèle permet ainsi de décrire le comportement des matériaux à seuil selon qu'ils suivent une loi linéaire après le début d'écoulement (Bingham,  $n = 1$ ) ou que leur viscosité dépend du taux de cisaillement.

### 2.2.3 Quelques modèles analytiques de prédiction

#### 2.2.3.1 Modèles de viscosité

La concentration en solides est le facteur physique gouvernant le comportement à l'écoulement des systèmes granulaires, car elle détermine le degré des forces d'interaction entre solide et la possibilité limite des solides. En fonction de cette concentration volumique des solides, on distingue trois types de systèmes comprenant les systèmes dilués, les systèmes semi-dilués et les systèmes concentrés.

- **Les suspensions diluées : *Modèle d'Einstein***

Les suspensions diluées sont des systèmes avec une concentration du volume solide ( $\varphi$ ) faible, 5 % environ [33, 35]. Dans cette configuration, il n'y a pas d'interactions entre les particules par des effets hydrodynamiques, les particules étant assez loin l'une de l'autre pour rester non perturbées par les mouvements relatifs d'autres particules. Leur comportement est généralement décrit par l'équation d'Einstein [40] pour des particules sphériques sans interactions :

$$\mu(\varphi) = \mu(0) \left(1 + \frac{5}{2}\varphi\right) \quad (2-14)$$

Avec  $\mu(\varphi)$  et  $\mu(0)$ , les viscosités de la suspension et du fluide de suspension, respectivement. On peut ainsi remarquer que la viscosité apparente de la suspension est proportionnelle à la viscosité de la suspension et augmente linéairement avec la concentration de solides.

- **Les suspensions semi-diluées**

Les suspensions semi-diluées sont des suspensions avec  $\varphi$  allant jusqu'à 10 ou 12 %. Ainsi, à mesure que la concentration en particules solides augmente, les distances entre particules diminuent, provoquant l'apparition des interactions hydrodynamiques et de contact. Pour décrire leur viscosité, l'équation d'Einstein (Eq. 2-9) a été modifiée par Batchelor et al. [37-38] pour prendre en compte l'effet de la concentration en particules solides qui est déterminé par le terme du second ordre en  $\varphi^2$  :

$$\mu(\varphi) = \mu(0) \left(1 + \frac{5}{2}\varphi + b\varphi^2\right) \quad (2-15)$$

Avec le coefficient du second ordre  $b$ , dépendant de la forme et du type d'écoulement et égal à 5 pour un système de sphères monodimensionnel en condition de cisaillement.

- **Les suspensions concentrées**

À des fractions de volume plus élevées, des contacts directs entre particules deviennent prédominants. L'Eq. 2-10 n'est plus valide. Il n'y a pas encore des modèles théoriques pour prédire la viscosité dans

ce cas. On a recours aux modèles semi-empiriques ou des simulations numériques. Le modèle le plus souvent utilisé est celui de Krieger-Dougherty [7] :

$$\frac{\mu(\varphi)}{\mu(0)} = \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-[\eta]\varphi_{\max}} \quad (2-16)$$

Avec  $\varphi_{\max}$  la concentration volumique maximale des particules solides et  $[\eta]$  la viscosité intrinsèque qui est une mesure de l'effet des particules individuelles sur la viscosité et est une fonction de la forme des particules. À partir de cette équation, on voit que pour une concentration maximale donnée, la viscosité de la suspension augmente avec la fraction volumique. D'autre part, à une certaine fraction volumique donnée, l'augmentation de la concentration maximale ou la compacité maximale entraîne une diminution de la viscosité apparente de la suspension. Cette diminution peut être significative lorsque la fraction volumique est proche de la concentration maximale. Ce qui pourrait expliquer la sensibilité des propriétés rhéologiques des bétons aux variations de leurs constituants [37].

### 2.2.3.2 Modèles de seuil de cisaillement

En raison d'une forte corrélation entre le seuil de cisaillement et le diamètre d'étalement, on peut retrouver plusieurs modèles empiriques de prédictions du seuil de cisaillement [43-45]. Ces modèles lient directement le seuil de cisaillement et le diamètre d'étalement au cône d'Abrams. L'essai d'étalement étant simple et pratique, ces modèles peuvent s'avérer utiles pour une estimation approximative du seuil de cisaillement des matériaux cimentaires. Un modèle analytique a été développé par Chateau, Ovarlez et Trung [8] pour prédire le seuil de cisaillement statique des suspensions avec des systèmes granulaires mono- et polydispersés. Ce modèle reste valide pour des inclusions rigides et non colloïdales avec pour hypothèse que la distribution des particules solides dans la matrice de suspension est isotrope. Le modèle a été employé avec succès pour les particules sphériques et est exprimé par l'équation suivante :

$$\frac{\tau_0(\varphi)}{\tau_0(0)} = \sqrt{\left( (1 - \varphi) \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-2.5\varphi_{\max}} \right)} \quad (2-17)$$

Où  $\tau_0(\varphi)$  et  $\tau_0(0)$  représentent respectivement le seuil de cisaillement statique de la suspension et de la matrice de suspension. Récemment, une version modifiée de ce modèle a été employée par Kabagire et al. [46-47] pour prédire l'évolution du seuil de cisaillement statique et dynamique des mélanges de mortiers et de BAP (Eq. 2-18). Pour ce faire, les auteurs ont introduit la viscosité intrinsèque modifiée  $\eta$  et la notion d'interaction entre le système granulaire et le fluide (pâte ou mortier). La viscosité intrinsèque modifiée décrit l'effet de la morphologie des particules solides. Par ailleurs, l'interaction entre le système granulaire et le fluide est prise en compte en intégrant dans l'équation d'origine, le ratio volumique entre la pâte et le sable ( $V_P/V_S$ ).

$$\frac{\tau_0(\varphi)}{\tau_0(0)} = \sqrt{\left[ (1 - \varphi) \times \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-\eta \times \varphi_{\max}} \right]^{\frac{a}{(V_P/V_S)^b}} \quad (2-18)$$

Les coefficients a et b sont à ajuster.

## 2.3 Tribologie des bétons

La tribologie est la science qui étudie les phénomènes susceptibles de se produire entre deux systèmes matériels en contact, immobiles ou animés de mouvements relatifs. Cela inclut ainsi les domaines du

frottement, de l'usure et de la lubrification. Pour le béton frais et plus précisément dans le cas du pompage, la tribologie est l'étude de l'interface entre le béton frais et la paroi du tuyau (ou autre mobile utilisé pour réaliser un essai tribologique).

### 2.3.1 Modèles de frottement entre le béton et la paroi

Lors de l'écoulement du béton dans la conduite se produisent des frottements entre le béton et la paroi de la conduite entraînant des pertes de pression. Il est alors nécessaire de déterminer ces frottements pour pouvoir prédire la pression nécessaire pour refouler le béton. Kaplan [48] a développé une loi d'interface qui est aujourd'hui le modèle de référence dans tous les essais de détermination de paramètres tribologiques des bétons. Il a montré que l'écoulement du béton dans la conduite se fait par glissement du bloc de béton par l'intermédiaire d'une couche limite se formant à l'interface et que les pertes de pression lors du pompage sont dues principalement au cisaillement localisé dans cette couche. Ainsi, son modèle permet de déterminer les paramètres d'interface qui caractérisent cette couche lubrifiante et qui sont nécessaires, en plus des propriétés rhéologiques du béton, pour la prédiction des pertes de pression.

$$\tau_l = \tau_{ol} + \eta V \quad (2-19)$$

Où  $\tau_l$  (en Pa) est la contrainte d'interface,  $\tau_{ol}$  le seuil d'interface (en Pa),  $\eta$  la constante visqueuse (en Pa.s/m) et  $V$  la vitesse relative de glissement (en m/s).

Physiquement, le seuil d'interface est la contrainte seuil qui détermine l'effort minimal nécessaire pour refouler le béton dans le circuit. La formule ci-dessous propose une signification physique de la constante visqueuse de l'interface [49]:

$$\eta = \frac{\mu_l}{e} \quad (2-20)$$

Où  $\mu_l$  et  $e$  sont respectivement la viscosité plastique et l'épaisseur de la couche limite.

### 2.3.2 Les tribomètres pour béton

Nous avons vu précédemment qu'afin de déterminer la pression de pompage, il est important de connaître les propriétés à l'interface béton-paroi pour permettre de déterminer les pertes de pression. Plusieurs tribomètres ont été développés pour la mesure de ces propriétés. Les plus utilisés sont développés sur le principe des rhéomètres rotatifs et sont basés sur le modèle de friction de Kaplan (Eq. 2-19) [33]. Cette équation découle de l'observation dans les résultats du tribomètre qui suivent la forme :

$$T = T_0 + k\Omega_g \quad (2-21)$$

Où  $T$  représente le couple mesuré (N.m),  $T_0$  le couple à l'origine, et  $\Omega_g$  la vitesse angulaire de glissement relative (rad/s).

Dans tous les cas, la contrainte tangentielle à l'interface (ou friction)  $\tau_l$  est obtenue par le couple divisé par le rayon  $R$  du cylindre et par la surface latérale du cylindre (Figure 2-3) et exprimée par l'équation :

$$\tau_l = \frac{T}{2\pi R^2 h} \quad (2-22)$$

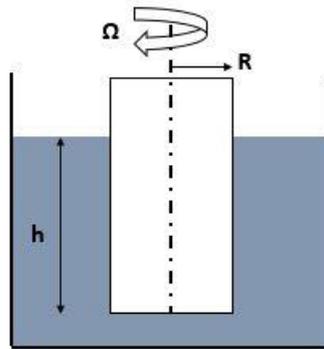


Figure 2-3: Représentation schématique du tribomètre rotatif

Le seuil d'interface, par conséquent, est obtenu par la formule :

$$\tau_{0l} = \frac{T_0}{2\pi R^2 h} \quad (2-23)$$

La vitesse tangentielle relative de glissement  $V$  (m/s) s'obtient par :

$$V = \Omega R \quad (2-24)$$

La différence réside dans la géométrie du tribomètre. La constante visqueuse est tout simplement la pente de l' Eq. 2-19.

- En 2000, Kaplan [48] a mis en place le premier tribomètre rotatif en modifiant le rhéomètre BTRHEOM. Il est composé d'une gamelle fixe de 350 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur pouvant contenir 13 litres de béton et d'une pièce tournante de forme cylindrique de 150 mm de diamètre. Un tapis en caoutchouc est placé au fond de cette pièce ; il permet d'assurer l'étanchéité entre la gamelle fixe et la pièce tournante. Le diamètre de la pièce tournante est de 150 mm. Les deux pièces sont montées sur un bloc de moteur qui transmet la rotation à vitesse contrôlée au cylindre central et mesure le couple généré par frottement avec le béton contenu entre la gamelle fixe et la pièce tournante.
- Le tribomètre de Chapdelaine [50] développé avec le rhéomètre IBB d'origine utilise le même bol que le rhéomètre IBB dans le but d'éliminer les frottements parasites observés dans le tribomètre de Kaplan. Des pales fixes de 12 mm de largeur ont été placées sur les parois internes du bol, au fond de celui-ci et en porte-à-faux dans le centre du bol pour que le béton frais ne soit pas en mouvement. Il utilise un cylindre interne creux comportant des nervures à l'intérieur pour empêcher la rotation du béton à l'intérieur du cylindre.
- Un autre tribomètre basé sur le rhéomètre IBB a été développé à l'Université de Cergy [51]. Il est composé d'un agitateur, d'un cylindre rotatif lisse en acier et d'un récipient et piloté par ordinateur. L'agitateur est placé sur le dessus du cylindre rotatif qui est plongé dans le récipient contenant le béton pour éviter le frottement parasite au fond du récipient. La procédure de mesure se fait en deux séries de mesure consécutives. Une première série de rotation où le récipient est rempli à moitié pour déterminer l'effet de la couche de béton au fond du récipient sur les mesures. Ensuite, le bol est complètement rempli de béton et on mesure à nouveau le couple résultant de différentes vitesses imposées. Le couple à l'interface est déterminé en faisant la différence entre le couple enregistré en deuxième partie et celui de la première mesure.

Les spécificités de ces tribomètres sont résumées sur la Figure 2-4.

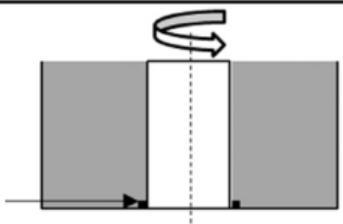
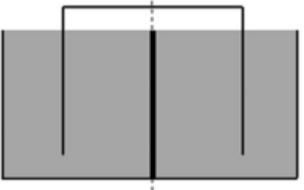
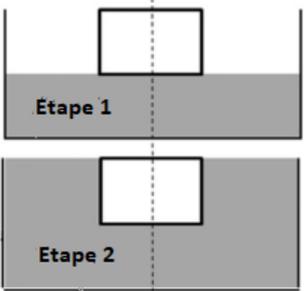
Type	Schéma	Quelques limites
<p><b>Kaplan</b>  <math>R_i = 75 \text{ mm}</math>  <math>R_o = 175 \text{ mm}</math>  <math>h = 200 \text{ mm}</math>                      Joint en caoutchouc</p>		<p>L'utilisation d'un joint qui crée un frottement parasite entre la partie tournante et le tapis en caoutchouc.</p>
<p><b>Chapdelaine</b>  <math>R_i = 105 \text{ mm}</math>  <math>R_o = 155 \text{ mm}</math>  <math>h = 140 \text{ mm}</math></p>		<p>L'utilisation du cylindre creux provoque une erreur lors du développement de la couche de glissement et de la mesure de la force de frottement.                      Formation potentielle d'une autre couche limite près des nervures au centre.</p>
<p><b>Ngo</b>  <math>R_i = 54 \text{ mm}</math>  <math>R_o = 150 \text{ mm}</math>  <math>h = 100 \text{ mm}</math>                      Résultat= Etape 2-1</p>		<p>Eventuel problème d'écoulement en 3-D dans le bloc du béton dans au fond du récipient</p>

Figure 2-4: Les différents tribomètres rotatifs utilisés sur les bétons classiques (adapté de [26])

Ces derniers tribomètres rotatifs permettent de déterminer efficacement les paramètres d'interface nécessaire pour la prédiction de la pression de pompage. L'hypothèse de base dans les mesures tribologiques est que le bloc de béton n'est pas cisailé. Tout le cisaillement est localisé dans la couche limite. Or dans le cas des bétons très fluides, comme les BAP, cette hypothèse n'est pas toujours valable. En effet, en raison de leur seuil de cisaillement faible, une partie du bloc de béton est généralement cisailée, contribuant ainsi à la résistance à l'écoulement (ou au couple mesuré). Ces derniers tribomètres sont par conséquent non adaptés aux bétons très fluides.

- Tribomètre de l'UdeS [26,52] : ce tribomètre a été développé pour remédier aux différents problèmes rencontrés avec les précédents. Une méthode de calcul a été proposée afin de prendre en compte le cas où le béton est cisailé ou non. Ce tribomètre est ainsi adapté à tous types de bétons. Son design est fait de telle sorte qu'il n'y ait pas de problème d'étanchéité comme dans le cas du tribomètre de Kaplan. Aussi, il n'y a pas de cisaillement à la fois à l'intérieur et à l'extérieur du cylindre interne comme celui de Chapdelaine [50]. En fin la conception de ce tribomètre permet d'éviter le cisaillement en 3D qu'on pourrait avoir dans le cas du tribomètre de Ngo et al. [51]. Le tribomètre est basé sur le rhéomètre IBB. Les palettes du rhéomètre sont remplacées par un cylindre plein et lisse en acier qui peut tourner à différentes vitesses à l'intérieur d'un réservoir cylindrique. Le diamètre de cylindre interne et celui du cylindre externe sont respectivement de 140 mm et 240 mm et de hauteurs respectives de 250 mm et 265 mm. Le cylindre interne a une tête en forme de cône pour faciliter sa pénétration dans le béton.

Le profil de cisaillement lors de l'essai est montré par la Figure 2-5. Un pré-cisaillement de 0.9 tour/s pendant 30 s est appliqué afin d'éliminer l'effet de la thixotropie et de permettre la formation de la couche limite. Après cette période la vitesse de rotation (N) est réduite en 10 pas de 0,9 tours/s jusqu'à

0,01 tour/s avec une période de cisaillement de 5 s par palier. Le couple résultant est enregistré pour chaque vitesse de rotation.

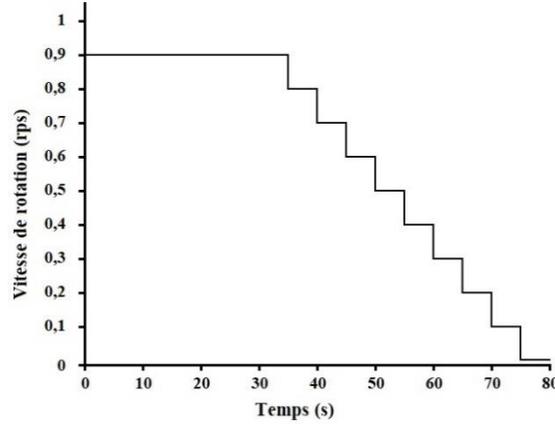


Figure 2-5: Profil de vitesse du tribomètre Udes

Une correction est faite à la fin sur le couple mesuré pour éliminer l'effet de l'écoulement secondaire dû au cône en enregistrant le couple résultant pour différents niveaux de remplissage du béton dans le tribomètre. Ainsi, selon la viscosité du béton, le couple mesuré est corrigé en soustrayant la valeur du couple ( $T_{\text{cône}}$ ) dû au cône selon les valeurs de la viscosité du béton [52] :

- Si la viscosité plastique du béton est entre 40 et 140 Pa.s :

$$T_{\text{cône}} = (5,38 \times 10^{-4} \mu_p + 1,32 \times 10^{-1})N + 54,28 \times 10^{-4} \mu_p + 4,41 \times 10^{-2} \quad (2-25)$$

- Si la viscosité plastique du béton est inférieure à 40 Pa.s.

$$T_{\text{cône}} = 1,53 \times 10^{-1} \frac{\mu_p}{40} N + 6,12 \times 10^{-2} \frac{\mu_p}{40} \quad (2-26)$$

La détermination des propriétés de la couche limite se fait selon que le bloc de béton est cisailé ou pas. Cette condition peut être vérifiée en calculant le rayon ( $R_p$ ) de la partie cisailée : si  $R_p$  inférieur au rayon du cylindre interne ( $R_i$ ), le béton n'est pas cisailé, si  $R_p$  est compris entre le rayon du cylindre interne et celui du cylindre externe ( $R_0$ ), une partie du béton est cisailée; sinon ( $R_p > R_0$ ) tout le béton est cisailé.

$$R_p = \sqrt{\frac{T}{2\pi\tau_0 h}} \quad (2-17)$$

Pour chaque vitesse de rotation, la valeur corrigée de couple est connue. On peut donc calculer la contrainte de cisaillement en tout point distant de  $r$  du centre du cylindre :

$$\tau(r) = \frac{T}{2\pi h r^2} \quad (2-28)$$

Connaissant les paramètres rhéologiques du béton le profil de taux de cisaillement peut s'écrire :

$$\dot{\gamma}(r) = \frac{\tau(r) - \tau_0}{\mu_p} \quad (2-29)$$

En intégrant le taux de cisaillement sur le rayon et comme la vitesse est nul au voisinage du cylindre externe, on peut obtenir la vitesse de rotation ( $N_i$ ) du béton au niveau du cylindre interne :

$$N_i = \frac{T}{8\pi^2 h \mu_p} \left( \frac{1}{R_i^2} - \frac{1}{R_0^2} \right) - \frac{\tau_0}{2\pi \mu_p} \ln \left( \frac{R_0}{R_i} \right) \quad (2-30)$$

$N_i$  Correspond à la vitesse de rotation qui serait imposée dans un rhéomètre ayant exactement les mêmes dimensions pour observer un couple T, sans formation de la couche limite. Pour chaque vitesse de rotation, T change et donc  $N_i$  aussi.

Cette vitesse  $N_i$  est calculée dans le cas où le béton est complètement cisailé. Pour le cas où une seule partie du béton est cisailé ( $R_i < R_p < R_0$ ),  $R_0$  doit être remplacé par  $R_p$ . Dans le cas où le béton n'est pas cisailé,  $N_i$  égal à zéro.

Pour calculer les propriétés de la couche limite, on détermine la vitesse de rotation ( $N_{ll}$ ) dans la couche limite en soustrayant de chaque vitesse de rotation, la vitesse  $N_i$  correspondant.

$$N_{ll} = N - N_i \quad (2-31)$$

Par la suite, le seuil d'interface et la constante visqueuse de la couche limite sont calculés avec l' Eq. 2-19 de Kaplan [48].

Sachant que V égale  $2\pi R_i N_{ll}$  et que la contrainte de cisaillement dans la couche limite peut être calculée par :

$$\tau_l = \frac{T}{2\pi R_i^2 h} \quad (2-32)$$

Le Tableau 2-3 montre un exemple de détermination des propriétés de la couche limite d'un béton dans ce tribomètre montrant si le béton est cisailé partiellement, totalement ou pas du tout cisailé [38]. On peut noter que la méthodologie de calcul permet de déterminer si le béton est totalement ou partiellement cisailé ou pas du tout cisailé. En l'occurrence, le cisaillement du bloc de béton augmente avec l'accroissement de la valeur de la contrainte de cisaillement développée dans la couche limite ( $\tau_l$ ).

Table 2-3: Exemple de calcul des propriétés de la couche limite [Adapté de 38]

Pt	T (Nm)	N (rps)	Rp (m)	Béton cisailé ?	Ni (rps)	N <sub>ll</sub> (rps)	V <sub>ll</sub> (m/s)	$\tau_l$ (Pa)
1	2,97	0,87	0,132	Oui	0,22	0,65	0,256	604
2	2,64	0,78	0,124	Oui	0,18	0,59	0,233	539
3	2,40	0,68	0,119	Oui	0,15	0,53	0,207	489
4	2,10	0,58	0,111	Partiellement	0,12	0,45	0,182	428
5	1,79	0,48	0,102	Partiellement	0,08	0,40	0,158	365
6	1,45	0,39	0,092	Partiellement	0,05	0,34	0,133	296
7	1,12	0,29	0,081	Partiellement	0,02	0,27	0,107	229
8	0,85	0,20	0,070	Partiellement	0	0,20	0,078	172
9	0,47	0,12	0,052	Non	0	0,12	0,046	96
10	0,22	0,01	0,036	Non	0	0,01	0,005	46

## 2.4 Pompage de Béton

### 2.4.1 Technique de pompage

Le pompage du béton est une des techniques de mise en place du béton utilisée depuis des décennies. Actuellement, elle est largement employée en construction neuve, en réhabilitation, réparation et transport de courte distance. La technique consiste à utiliser un système de pompage composé d'une ou plusieurs pompes et à refouler le béton dans une tuyauterie conduisant le béton à l'endroit désiré. Elle présente plusieurs avantages, mais aussi quelques inconvénients [48].

La technique de pompage présente des avantages qui rendent cette technique de plus en plus utilisée dans la construction. Quelques-uns de ces avantages sont :

- La rapidité de mise en œuvre due à un apport important et rapide du béton à l'endroit désiré. Le tuyau de la flèche restant en place à l'intérieur du coffrage jusqu'à la fin du remplissage, permet d'accélérer le coulage contrairement au bétonnage à la grue qui nécessite des rotations de remplissage/vidange de la benne à béton dont la capacité est limitée à la performance de la grue.
- Accessibilité: la technique permet la mise en place des zones de coffrage difficilement accessibles. L'accès aux différents points de mise en place est facilité par la variété de la longueur de flèches disponibles.
- Réduction de temps de déchargement permettant d'économiser la main d'œuvre et amélioration des conditions de sécurité en réduisant la circulation des camions et la présence de grues.

Toutefois, lors du pompage, des bouchons peuvent se former dans les tuyaux et compromettre le processus de mise en place. En effet, l'apparition de bouchon entraîne l'arrêt de pompage pour démonter le circuit afin de déboucher. Ceci peut prendre beaucoup de temps et retarder l'avancement des travaux ou même le gaspillage du béton. L'apparition des bouchons peut être due soit à une erreur technique (utilisation du matériel non adapté, problème de raccordement de tuyaux, etc.) [48, 50], soit aux propriétés du béton pompé. Ainsi, pour être pompable, le béton doit pouvoir se déformer et passer à travers le circuit de pompage tout en restant stable et homogène. Cette capacité dépend des propriétés rhéologiques du béton et sa capacité à former la couche limite. En effet, les récents travaux sur le pompage du béton ont montré que l'élément fondamental pour le pompage d'un béton est la couche limite. Cette couche, grâce à ses propriétés rhéologiques très faibles, joue le rôle de lubrification et permet au béton de se déplacer dans le tuyau. Elle joue un rôle crucial dans la prédiction des pertes de pression lors du pompage du béton. La capacité d'un béton à former cette couche déterminera sa facilité à être pompé. Une incapacité à former cette couche rendra le pompage d'un béton difficile, voire impossible [53].

### 2.4.2 Relation rhéologie, tribologie et pompage

À l'instar de la plupart des propriétés du béton, notamment la stabilité, la capacité de passage, de remplissage ou encore les caractéristiques de finition, la pompabilité des bétons a été pendant longtemps évaluée à travers ses paramètres d'ouvrabilité [54]. L'affaissement pour certains types de béton, l'étalement et le temps d'écoulement pour d'autres ont été les paramètres importants utilisés particulièrement en pratique, pour déterminer si un béton peut être pompable ou non [48, 55-56]. Ces paramètres relatifs aux propriétés rhéologiques et tribologiques des bétons, notamment la viscosité plastique (le temps d'écoulement) et le seuil de cisaillement tout comme le seuil d'interface (étalement) ont permis de prédire la pompabilité des bétons avec des constituants dont les propriétés sont plus ou moins maîtrisées. C'est le cas des bétons ordinaires. Avec l'avènement des bétons modernes, tels que

les BAP, dont la formulation fait intervenir des ajouts cimentaires, des agents chimiques, ces méthodes sont remises en question. Compte tenu de leur comportement lors du pompage, les simples essais d'étalement ou de temps d'écoulement qui ne représentent qu'un seul point de la courbe d'écoulement ne permettent de prédire que de manière très approximative leur pompabilité [57]. La prise en compte du comportement complet de l'écoulement du béton était alors nécessaire pour la prédiction de la pompabilité des bétons.

La rhéologie et la tribologie d'un béton sont déterminantes pour sa pompabilité. Lors de l'écoulement du béton dans un tube de pompage, la vitesse varie de la valeur maximale au bord de la paroi à la valeur minimale (ou nulle) vers le centre du béton. Le profil de vitesse est sous forme parabolique. Ainsi, dépendamment de ses propriétés rhéologiques, le profil de vitesse d'un béton dans un canal circulaire peut se présenter comme le montre la Figure 2-6. Deux cas de figure peuvent se présenter. Lors que le seuil de cisaillement du béton est élevé, toutes les contraintes sont localisées à la paroi dans une petite couche qu'on appellera couche limite plus tard (Figure 2-6a). Ce cas correspond généralement au pompage des bétons classiques [48]. Lorsque le seuil de cisaillement est faible, les contraintes à la paroi dépassent facilement ce seuil et une partie du béton se trouve cisailée (Figure 2-6b). L'écoulement des bétons fluides correspond à ce dernier cas [37, 48].

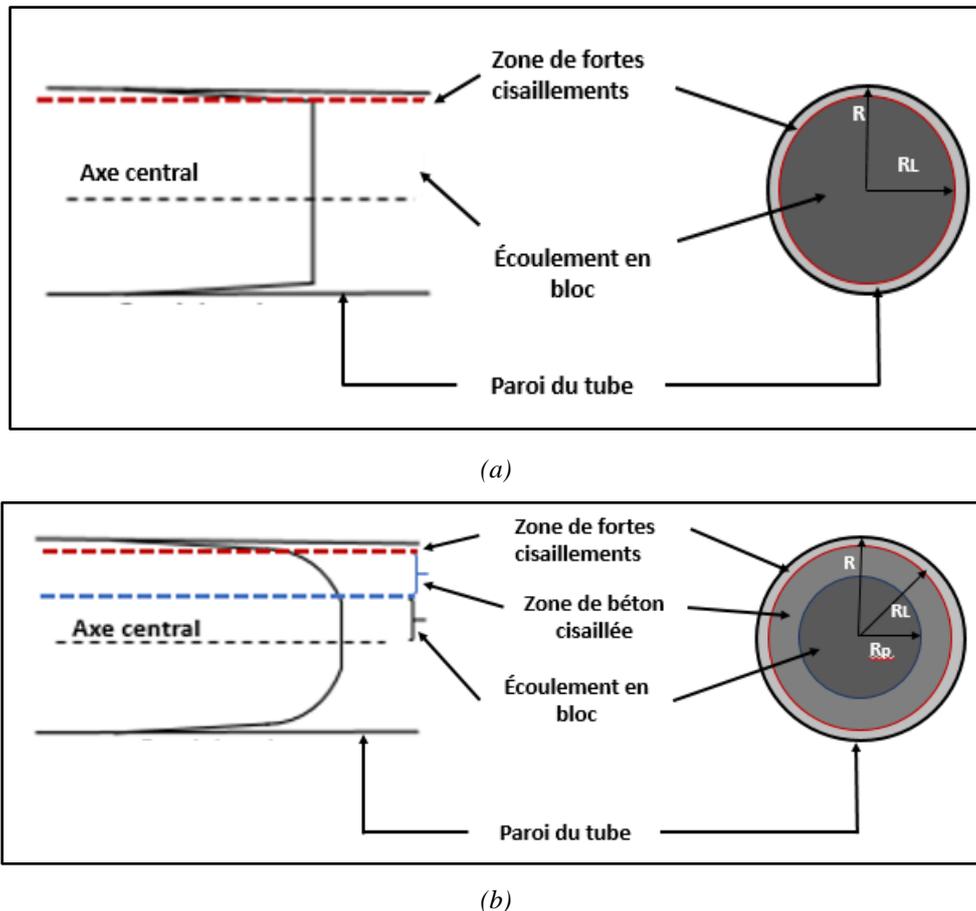


Figure 2-6: Profil d'écoulement des bétons dans une conduite circulaire : béton (a) non cisailé et (b) cisailé.

R : rayon du tube,  $R_L$  : rayon délimitant la couche limite  $R_P$  : rayon du béton non cisailé

Dans ses travaux de prédiction de la pression de pompage, Kaplan [48] a proposé une courbe de prédiction (Figure 2-7) mettant en évidence les deux situations d'écoulement. Il a ainsi développé pour chaque cas de figure, un modèle permettant de prédire la pression de pompage pour un débit donné.

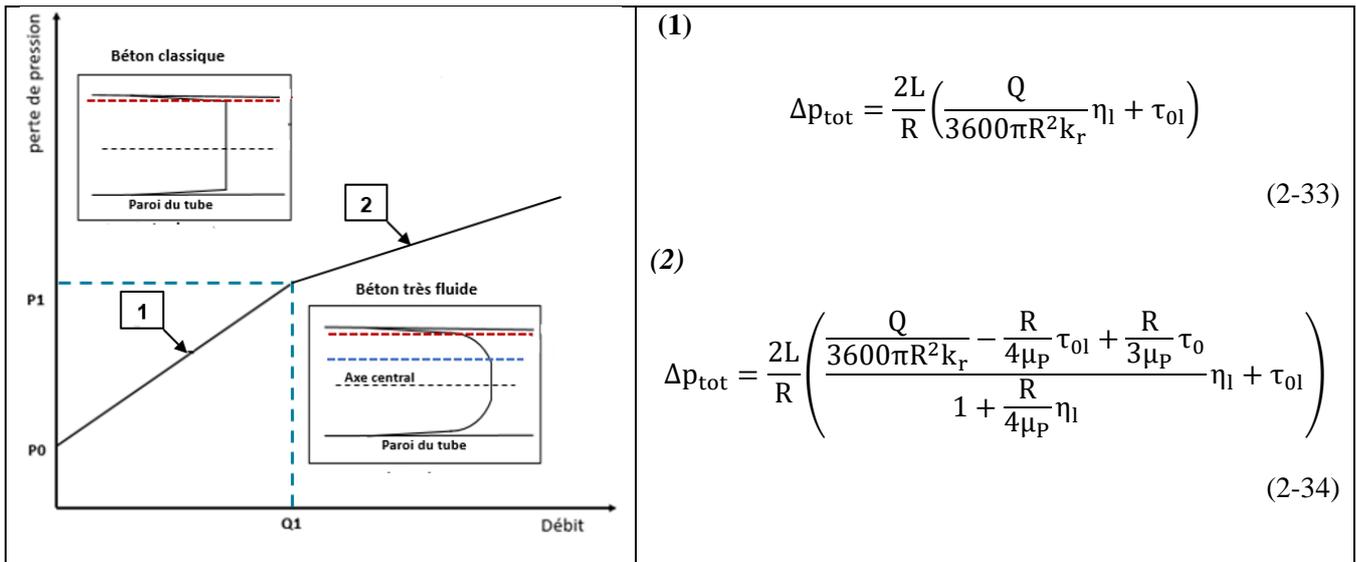


Figure 2-7: Courbe Pression débit de Kaplan

• **Le seuil de cisaillement**

Le seuil de cisaillement détermine la pression initiale pour amorcer l'écoulement du béton dans le canal. En effet, lors du pompage du béton, le gradient de pression  $\Delta P$  crée une contrainte de cisaillement au contact entre le béton et la paroi du tuyau :

$$\tau_w = \frac{\Delta P_{tot}}{L} \frac{R}{2} = \frac{R}{2} \Delta P \quad (2-35)$$

Le béton ne commence à s'écouler que lorsque cette contrainte dépasse le seuil de cisaillement du béton. Le seuil de cisaillement détermine également le type de profil d'écoulement du béton. L'écoulement en bloc est caractérisé par le rayon du bloc qui est fonction du seuil de cisaillement :

$$R_p = \frac{\tau_0}{\tau_w} R \quad (2-36)$$

Plus le seuil de cisaillement augmente, plus l'écoulement en bloc augmente. Une première étude de l'effet des propriétés rhéologiques des bétons sur la pompabilité, mesurée à travers la pression de pompage a été réalisée sur des bétons fluides par Hansen [58]. L'auteur a montré que la pression de pompage est liée aux paramètres Binghamiens, notamment le seuil de cisaillement. En effet, l'augmentation du seuil de cisaillement a entraîné une augmentation de la pression nécessaire pour initier le pompage du béton. Plus tard, Feys [37] a évalué la relation entre les propriétés rhéologiques du béton et sa pompabilité à travers les pertes de pressions enregistrées lors du pompage. Ses résultats ont montré aussi une relation entre les propriétés rhéologiques des bétons et la perte de pression. Tout de même, l'augmentation du seuil de cisaillement a montré une faible variation des pertes de pression. Par la suite, d'autres études ont reporté l'existence d'une forte relation linéaire entre le seuil de cisaillement et les pertes de pression, uniquement dans le cas des bétons ordinaires [31] et même une absence de relation évidente entre le seuil de cisaillement et les pertes de pression dans le cas des bétons fluides [31, 59]. Cela est probablement expliqué par le fait que le seuil de cisaillement intervient essentiellement au début de la procédure de pompage, c'est-à-dire la détermination de la pression initiale pour amorcer l'écoulement du béton. Une fois l'écoulement enclenché, et particulièrement lors que le béton est cisailé comme le cas des bétons fluides, la pression totale sera plus déterminée par la résistance à l'écoulement du béton dans le canal et celle-ci est relative à la viscosité et les paramètres d'interface entre le béton et

la paroi du tuyau. Cela peut être remarqué dans les modèles de prédiction de Kaplan [48] dans lesquels le seuil de cisaillement du béton présente peu d'effet sur les pertes de pression. Jacobsen [49] suggérait d'ailleurs qu'en ce qui concerne les bétons très fluides, le paramètre seuil de cisaillement peut être négligé dans la prédiction des pertes de pression. Lors d'une étude portant sur les paramètres pouvant affecter la pompabilité des bétons, et portant sur différentes catégories de bétons incluant les bétons conventionnels, les BAP ou les bétons très fluides, Feys [60] conclut que le seuil de cisaillement n'influence la pression de pompage que dans le cas des bétons conventionnels.

- **La viscosité du béton :**

Une fois l'écoulement commencé, la pompabilité du béton est gouvernée principalement par la viscosité plastique du béton et ses paramètres tribologiques. La viscosité du béton détermine pour sa part le profil de vitesse du béton. Dans une conduite circulaire de rayon  $R$ , la vitesse à une distance  $r$  de la paroi est exprimée en fonction du gradient de pression  $\frac{dp}{dx}$  par [59]:

$$V(r) = \frac{1}{\mu} \left[ \frac{(R^2 - r^2)}{4} \frac{dp}{dx} - \tau_0(R - r) \right] \quad (2-37)$$

La vitesse est inversement proportionnelle à la viscosité plastique. De ce fait, elle peut significativement influencer la pompabilité des bétons. Plusieurs études ont reporté l'influence de la viscosité du béton sur la pompabilité de celui-ci. Hansen [58] a montré qu'à débit constant, l'augmentation de la viscosité des bétons induit une augmentation de la pression de pompage. Par la suite, Hu [61] dans ses travaux reportait qu'à partir de la viscosité plastique du béton, on pouvait déterminer les paramètres de pompage du béton. Il a défini à ce propos un paramètre de pompage nommé indice de résistance au pompage (rapport entre pression de pompage et débit). L'auteur a montré que l'indice de résistance au pompage est linéairement corrélé à la viscosité plastique du béton. De fortes corrélations montrant cette augmentation de pertes de pression avec la viscosité plastique ont été démontrées à travers des développements analytiques [31, 49] des études expérimentales [37, 59-60, 62] ou encore dans les cas pratiques de pompage [60]. Cet effet de la viscosité du béton est d'autant plus grand lorsque le débit de pompage augmente. De plus, les développements analytiques ont révélé que la viscosité du béton a un effet plus important sur la pompabilité comparativement au seuil de cisaillement [31, 49]. Le même constat a été fait dans les études expérimentales sur les bétons conventionnels et les bétons fluides [60]. Il apparaît clairement que la viscosité est le paramètre rhéologique du béton qui influence significativement sa pompabilité. Cela est aussi traduit par sa relation entre les propriétés tribologiques qui gouvernent aussi les pertes de pression lors du pompage de tout type de béton. En effet, il a été montré que les paramètres d'interface sont fortement liés à la viscosité du béton, alors qu'aucune relation évidente n'a été observée entre le seuil de cisaillement du béton et ces paramètres tribologiques [26]. Toutefois, la prise en compte seulement des propriétés rhéologiques du béton ne permet pas de prédire efficacement la pompabilité des bétons [48, 63].

- **Les paramètres tribologiques :**

Les travaux de Kaplan [48] ont permis de mettre en évidence l'importance de la tribologie dans le pompage du béton. Le rôle de la tribologie est montré à travers les paramètres d'interface qui caractérisent la couche limite. En effet, comme on le voit dans les modèles de prédiction de perte de pression établis par l'auteur, lorsqu'on est dans la partie où le béton n'est pas cisailé, les pertes de pression sont principalement gouvernées par les paramètres d'interface. Le béton n'étant pas cisailé, la résistance à l'écoulement dépend des propriétés de la couche limite. Dans le cas des BAP où une partie du béton est cisailée, le cisaillement du béton contribue à la résistance à l'écoulement du béton. La

résistance totale à l'écoulement est ainsi la somme des contributions de la couche limite et le béton cisailé. En réalité, les propriétés de la couche limite permettant de mieux prédire la pression de pompage sont le seuil d'interface (seuil de cisaillement de la couche limite) sa viscosité plastique et son épaisseur. Cependant, nombre d'obstacles empêchent une détermination précise de l'épaisseur de la couche limite. Par conséquent, le paramètre dénommé constante visqueuse exprimé par le rapport entre la viscosité et l'épaisseur de la couche limite est souvent employé pour prédire la pression de pompage. Ces paramètres tribologiques, le seuil d'interface et la constante visqueuse sont déterminés à l'aide des tribomètres. Lors du développement de leur tribomètre, Khatib et al. [31, 52] ont définis en plus de la constante visqueuse, deux autres paramètres tribologiques pour tenir compte de la contribution du béton cisailé. Ces paramètres sont présentés sur la Figure 2-8. Ils sont déterminés à partir des relations entre la contrainte à la paroi et les vitesses de glissement relatif.

**$I_{trib_{II}}$**  : Il indique la résistance l'écoulement due à la couche limite. C'est l'équivalent de la constante visqueuse. Il est déterminé par la pente de la courbe contrainte à la paroi-vitesse dans la couche limite ( $V_{II}$ ).

**$I_{trib_{co}}$**  : Il représente la contribution du béton cisailé dans la résistance totale à l'écoulement. La vitesse considérée ici est la vitesse de glissement dans le béton cisailé.

**$I_{trib_{tot}}$**  : C'est la résistance totale à l'écoulement représentée par la pente de la courbe contrainte et vitesse totale. C'est la somme des deux premiers paramètres.

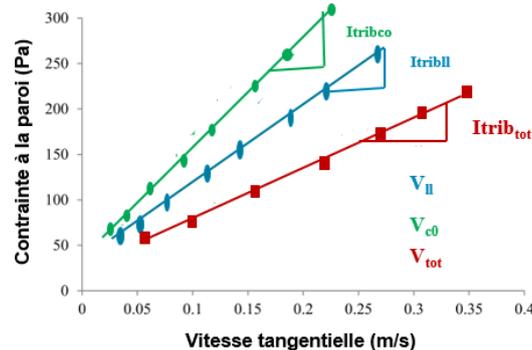


Figure 2-8: Détermination des paramètres tribologiques [31]

L'effet de ces différents paramètres d'interface sur la pression de pompage des bétons a été reporté dans la littérature. Les différentes caractéristiques de la couche limite, comprenant sa composition, ses propriétés rhéologiques et son épaisseur déterminent l'interaction entre le béton et la paroi du tuyau de pompage [63]. Une épaisseur plus grande de la couche limite permet de concentrer le cisaillement dans la couche limite et favorise le glissement du bloc de béton à l'intérieur du canal de pompage. En revanche, une très faible épaisseur de la couche limite peut conduire à un écoulement par friction nécessitant plus de pression de pompage [64]. De ce fait, une très faible épaisseur ou l'absence de formation de la couche limite peut conduire à un pompage difficile, voire impossible. Dans ses travaux sur le développement de modèles analytiques de prédiction des pertes de pression lors du pompage, Khatib [31] a montré que l'augmentation de l'épaisseur de la couche limite entraîne une diminution des pertes de pression. Des résultats similaires sont reportés à travers les études de modélisation de Choi et al. [65]. Du point de vue des propriétés rhéologiques, la couche limite présente un très faible seuil de cisaillement comparativement au béton. Par conséquent, le seuil de cisaillement de la couche limite ne présente pas d'effet significatif sur la pression de pompage [31], et est parfois négligé dans certaines études de prédiction de la pression de pompage [65]. Par ailleurs, la viscosité plastique de la couche

limite influence significativement la pompabilité du béton. Les développements analytiques de Khatib [31] ont montré que les pertes de pression augmentent avec la viscosité plastique de la couche limite. Cependant, aucune étude expérimentale n'a été menée à ce propos. En général, l'effet de la viscosité plastique est évalué à travers la constante visqueuse, les résistances à l'écoulement ou encore des paramètres de viscosité dans certains cas [66]. Différentes études ont conclu qu'il existe une forte corrélation entre la constante visqueuse et la perte de pression [48, 60]. L'accroissement de la constante visqueuse entraîne l'augmentation de perte de pression. Le paramètre de résistance à l'écoulement défini par Feys et al. [26] et qui est relatif à la constante visqueuse a montré également un effet significatif sur les pertes de pression, qui se traduit par une augmentation des pertes de pression quand ce paramètre augmente. Le taux d'augmentation de la pression de pompage avec la constante visqueuse devient plus grand lorsque le débit de pompage est élevé [31]. Certains auteurs attribuent cette relation entre la constante visqueuse et les pertes de pressions par la relation linéaire existante entre la constante visqueuse et la viscosité plastique du béton [48].

## 2.5 La couche limite

### 2.5.1 Définition de la couche limite

La couche limite est une couche mince de quelques millimètres qui se forme au contact entre le béton et la paroi de la conduite lors du pompage du béton. Elle peut être reproduite dans le tribomètre au contact entre le béton et le cylindre interne (Figure 2-9). Sa présence a été mentionnée longtemps par Weber [67], mais elle n'a intéressé les chercheurs qu'à partir des années 2000 grâce aux travaux de Kaplan [48]. Elle est constituée d'eau, du liant et de particules fines de sable [51]. Elle présente ainsi des propriétés rhéologiques très faibles comparativement au béton pompé, jouant de ce fait le rôle de lubrifiant en permettant au bloc de béton de glisser dans le tuyau.



Figure 2-9: La couche limite dans : (a) le tuyau de pompage et (b) le tribomètre

Dans ses travaux, Kaplan [48] a proposé un modèle de friction pour caractériser la couche limite, puis il a développé des modèles de prédiction de la pression de pompage en tenant compte des paramètres de la couche limite. À partir de là, plusieurs approches ont été proposées pour déterminer les caractéristiques de cette couche. Jacobsen et al. [49], en utilisant des bétons colorés, ont permis une observation qualitative de la couche limite à partir des observations directes des profils d'écoulement des bétons. Les essais réalisés consistent à pomper un béton coloré dans un béton non coloré mis préalablement dans une conduite. Le béton non coloré a un seuil de cisaillement plus faible pour permettre au béton coloré de se déplacer librement. Après la prise du béton, le bloc de béton est scié en deux parties suivant l'axe longitudinal. Les résultats ont montré l'existence d'une zone riche en pâte au voisinage de la paroi du tuyau. Cette zone correspond à la couche limite.

L'effet de la couche limite sur le pompage a été étudié à travers la relation perte de pression-débit [37]. En effet, sur la base du développement analytique de la formule de Poiseuille ou de l'équation de

Buckingham-Reiner pour un béton Binghamien, l'auteur constate que les pertes de pression sont significativement surestimées. Cette surestimation de perte de charge est attribuée à la contribution de la couche limite qui se manifeste par la diminution de la viscosité au bord de la paroi et, par conséquent, une augmentation de la vitesse de glissement qui augmente le débit. Cela a été confirmé dans les travaux de Le [59] sur la détermination analytique du débit de pompage selon que la couche limite est prise en compte ou non. Le débit théorique calculé s'est révélé sous-estimé pour tous les BAP étudiés lorsque la couche limite n'était pas prise en compte. Afin de prédire la pression de pompage pour une formulation de béton donnée, dans ses travaux, Khatib [31] s'est intéressé aux variations des propriétés de la couche limite en fonction des propriétés rhéologiques du béton puis selon les paramètres de formulation. Il a constaté que la viscosité plastique et certains paramètres de formulation influent sur les propriétés de la couche limite notamment sur la constante visqueuse et l'épaisseur.

Lorsque l'épaisseur de la couche limite est grande, elle favorise davantage la lubrification et, par conséquent, le pompage du béton. Cependant, la détermination de l'épaisseur de la couche limite reste jusqu'alors moins maîtrisée. Face à la complexité de quantifier cette épaisseur, certains chercheurs [65, 68-69] ont eu recours à des méthodes indirectes pour la quantifier. D'autres ont employé des méthodes directes approximatives et analytiques [70] pour estimer l'épaisseur de la couche limite. Les variations de cette épaisseur ou sa grandeur dans le cas des bétons fluides ne trouvent pas assez d'explications dans la littérature. Elle est en effet faible dans le cas des BAP malgré leur volume de pâte élevé comparativement aux bétons moins fluides. Ce qui ne permet pas une meilleure prédiction de la pression de pompage, car en général sa valeur est prise inférieure ou égale à 2 mm [53, 59] ou parfois négligée pour simplifier les modèles [31]. Ces observations pourraient avoir de meilleures explications dans les mécanismes de formation de la couche limite. La formation de cette couche est souvent attribuée au mécanisme de ségrégation dynamique qui a lieu au contact entre le béton et la paroi du tuyau. Feys [37], dans ses travaux, évoque en plus de la ségrégation dynamique d'autres phénomènes comme l'effet de bord. Dans le cas des BAP où le bloc de béton est cisailé, d'autres phénomènes peuvent apparaître et affecter les propriétés de la couche limite. Pour mieux maîtriser les paramètres qui influent sur les propriétés de la couche limite, il sera nécessaire de tenir compte de tous les phénomènes qui interviennent dans la formation de cette couche.

### **2.5.2 Caractérisation de la couche limite**

Les propriétés essentielles de la couche limite sont ses propriétés rhéologiques et son épaisseur. La détermination de ces propriétés est très complexe, car il est difficile de séparer physiquement la couche limite du béton afin de mesurer ses propriétés. Choi [69] a proposé une méthode d'évaluation des propriétés rhéologiques de la couche limite pour prédire le débit de pompage. Le principe de la méthode consiste à considérer un mortier équivalent à la couche limite. Ce mortier est obtenu par tamisage du béton pompé sur un tamis de 5 mm. Les propriétés rhéologiques de ce mortier sont considérées comme celles de la couche limite. Les résultats de prédiction du débit sur la base de la méthode de cette méthode ont montré une corrélation encourageante entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales. Toutefois, il convient de noter qu'il est peu pratique de réaliser des tamisages pour chaque essai, et la qualité du mortier tamisé peut être incompatible. Aussi, l'hypothèse que le mortier grossier a les mêmes propriétés que la couche limite n'a pas été strictement vérifiée sachant que l'épaisseur de la couche limite reportée dans la littérature reste au tour de 2 mm.

Les propriétés de la couche limite ont été évaluées [59] en prélevant une couche de mortier du béton dans une conduite ouverte sur un circuit de pompage. Cette méthode peut ne pas représenter le cas réel du pompage à cause du fait que l'écoulement du béton se fait à surface libre dans la conduite. Pour tenir compte de l'influence de la couche limite sur la pression de pompage, les paramètres d'interface, qui sont

la constante visqueuse et le seuil d'interface, sont souvent utilisés. Ces paramètres sont déterminés dans un tribomètre en mettant en relation la contrainte de cisaillement à la paroi interne et la vitesse relative de glissement (Eq. 2-19). Sur une droite présentant la contrainte de cisaillement à la paroi en fonction de la vitesse relative de glissement, le seuil d'interface est obtenu en déterminant l'ordonnée à l'origine et la constante visqueuse correspond à la pente de la droite (Figure 2-10).

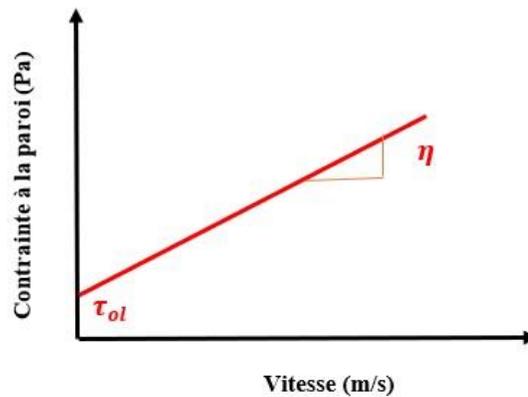


Figure 2-10: Détermination des paramètres d'interface dans le tribomètre

Physiquement, la constante visqueuse représente le rapport entre la viscosité et l'épaisseur de la couche limite et le seuil d'interface représente le seuil de cisaillement de la couche limite [48]. La constante visqueuse détermine la résistance à l'écoulement du béton. La détermination de ces paramètres en plus des propriétés rhéologiques du béton a permis d'améliorer considérablement la prédiction de la pression de pompage [52, 57]. Toutefois, des écarts entre les valeurs de prédiction et les valeurs expérimentales persistent ; sans doute en raison du niveau actuel de caractérisation de cette couche limite. Par exemple, dans le cas des tribomètres, il n'est pas possible d'avoir une idée précise de l'épaisseur de la couche limite, pourtant il est admis que la perte de pression diminue lorsque l'épaisseur de la couche limite augmente [31]. En plus, l'effet de la couche limite (viscosité et épaisseur) est obtenu à travers la constante visqueuse (viscosité/ épaisseur). Il est ainsi difficile de distinguer la part de l'épaisseur de celle de la viscosité sur la perte de pression vu que l'augmentation de ces deux paramètres influe sur la perte de pression de manières opposées.

La détermination de l'épaisseur de la couche limite reste ainsi un grand défi. Dans la littérature, sa valeur varie entre 2 mm pour les bétons fluides [59, 65] à 9 mm pour les bétons classiques [51]. Sa détermination se fait soit de façon qualitative ou par des méthodes indirectes basées sur la détermination des profils de vitesse. En effet, le profil de vitesse du BAP lors de son écoulement dans une conduite circulaire peut être représenté sur la Figure 2-11. Le gradient de vitesse est très grand sur une très petite distance de la paroi à cause des propriétés rhéologiques très faibles dans cette couche qui correspond à la couche limite.

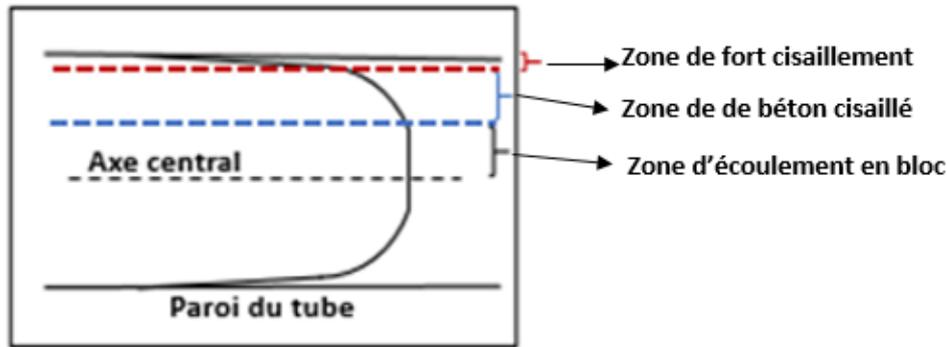


Figure 2-11: Profil de vitesse d'un BAP dans une conduite circulaire

Ainsi, si on détermine avec une bonne précision, le profil de vitesse lors de l'écoulement du béton dans le tuyau de pompage, on arriverait à estimer l'épaisseur de la couche limite qui correspond à la zone de gradient de vitesse élevé. L'approche est présentée par Choi et al. [65] en utilisant les profils de vitesse ultrasonique. Le principe consiste à émettre des ondes pulsées sur le béton en écoulement dans une partie transparente du tuyau de pompage. L'impulsion ultrasonore frappe la particule du béton et une partie de l'énergie ultrasonore est dispersée et perdue pour l'échosondage. Ainsi, à mesure que la profondeur de mesure augmente, l'amplitude de l'énergie ultrasonore écho diminue. La réception d'écho et la détection de la fréquence de décalage Doppler permettent de déterminer le profil de vitesse jusqu'à une profondeur donnée. Dans ce cas, ils ont déterminé les profils de vitesse jusqu'à une épaisseur de 15 mm du bord de la paroi. Le profil de vitesse augmente très rapidement à partir de la paroi du tuyau jusqu'à une distance donnée à partir de laquelle un changement brusque du taux de variation de la vitesse est observé avec un ralentissement de la vitesse pour se stabiliser. L'épaisseur de la couche limite se termine par le point de changement brusque du profil de vitesse. Les auteurs ont reporté des valeurs d'épaisseur d'environ 2 mm pour les BAP étudiés. Ces méthodes permettent d'estimer l'épaisseur de la couche limite. Mais, il faut noter que dans ces méthodes, la détermination de point de la limite entre la couche limite et le béton reste délicate.

Egor et al. [70] ont évalué les propriétés rhéologiques de la couche limite à travers les mortiers tamisés sur tamis de 2 mm avec un viscosimètre. Avec les propriétés rhéologiques obtenues par le viscosimètre et les paramètres de la couche limite obtenus avec le rhéomètre coulissant (Sliding rheometer) [66], ils ont proposé des modèles analytiques pour calculer l'épaisseur de la couche limite. Cette méthode également reste à vérifier, car elle fait appel à la viscosité plastique de la couche limite qui est déterminée sur un mortier tamisé inférieur à 2 mm dont la représentativité est discutable.

### 2.5.3 Mécanismes de formation de la couche limite

La couche limite se forme au contact entre le béton et la paroi du tube lors du pompage. En effet, lors du contact entre le béton et la paroi, sous l'effet de quelques mécanismes, les grosses particules se dirigent vers les zones à faible cisaillement, c'est-à-dire le centre du tuyau, laissant ainsi l'eau et les particules fines formant la couche limite à la paroi. Ces mécanismes sont la ségrégation dynamique et l'effet géométrique de la paroi.

#### 2.5.3.1 Effet géométrique de la paroi

Lors de l'écoulement du béton dans la conduite, le déplacement des granulats dans le sens transversal est bloqué par la paroi, car ceux-ci ne peuvent pas traverser la paroi. Ceci diminue la concentration des granulats à côté de la paroi. Cette diminution entraîne la création d'une couche mince du matériau au voisinage de la paroi. Cette couche est la couche limite ou « couche de Vand » [71]. Ce phénomène se

manifeste jusqu'à une distance égale à la moitié du diamètre maximal des granulats ( $D_{\max}/2$ ) de la paroi (Figure 2-12). L'épaisseur de cette couche pourrait donc dépendre de la taille maximale des granulats, mais Le [59] a montré que l'épaisseur de la couche limite était presque constante malgré la variation de  $D_{\max}$  de 4 à 16 mm.

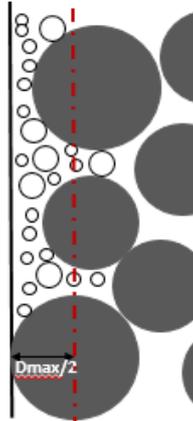


Figure 2-12: Illustration de l'effet géométrique de la paroi

### 2.3.3.2 Ségrégation dynamique

La ségrégation dynamique est la séparation des particules du matériau granulaire lors de son écoulement [72-73]. Le béton peut être considéré comme une suspension de particules (granulats) dans un milieu de suspension (pâte). Ses deux phases ayant des propriétés physiques différentes, ils tendent à se séparer lors de l'écoulement du béton. Elle est régie par le mode d'écoulement et les propriétés intrinsèques de la suspension [37]. Cette séparation de phases peut être due à l'effet de la gravitation à cause de la différence de densité ou à la migration des particules due au cisaillement [38]. La ségrégation gravitationnelle apparaît lorsque le granulat est assez lourd pour vaincre la force de poussée exercée par la pâte, il commence à s'enfoncer dans la pâte. Ce qui entraîne la diminution de la vitesse d'écoulement des granulats par rapport à celle de la pâte conduisant à la formation d'une couche pauvre en granulats à la surface supérieure du béton (Figure 2-13) [38]. Ce cas est présent principalement dans les applications verticales.

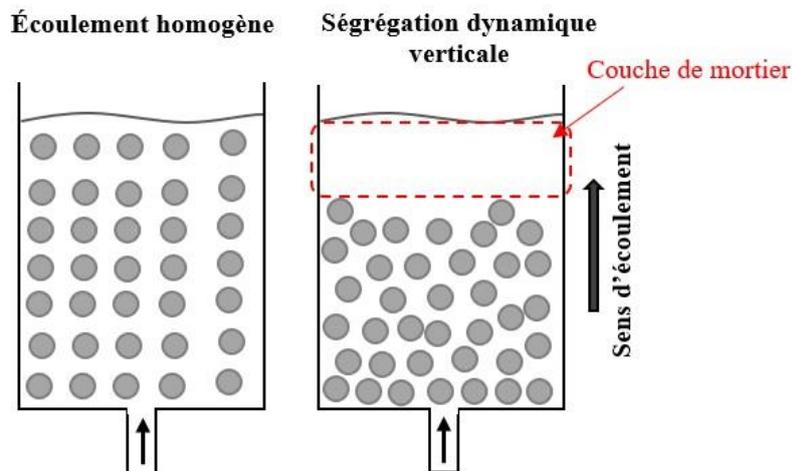


Figure 2-13: Illustration de la ségrégation dynamique verticale

La ségrégation induite par le cisaillement est définie comme la migration des particules des régions de cisaillement plus élevé vers les régions de cisaillement inférieur. Ceci entraîne la diminution de la viscosité du béton dans la zone de faible cisaillement (Figure 2-14). Ce cas de figure est très présent dans l'écoulement horizontal du béton, notamment lors de l'écoulement du béton dans le tuyau de pompage.

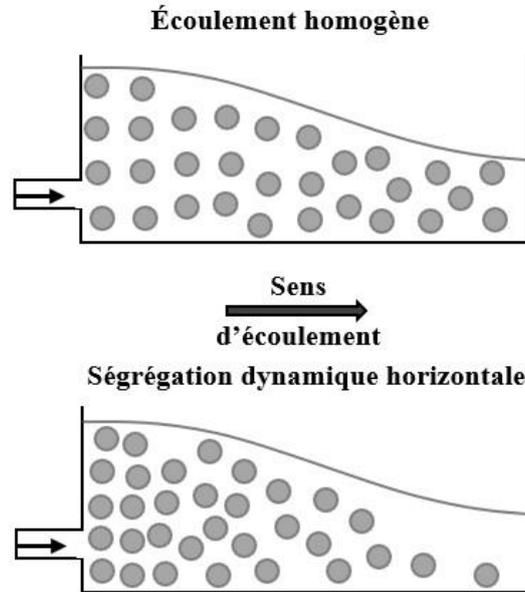


Figure 2-14: Illustration de la ségrégation dynamique horizontale

Ce phénomène est le plus évoqué pour expliquer la formation de la couche limite. Il est considéré comme le mécanisme majeur contribuant à la formation de la couche limite [48]. Elle se manifeste par la migration des grosses particules de la paroi vers le centre du tuyau sous l'effet de cisaillement. Le cisaillement étant élevé au voisinage de la paroi, les particules ont tendance à fuir les zones de fort cisaillement vers les zones plus stable. Cette migration laisse alors l'eau et les particules fines au bord de la paroi qui vont former la couche limite, alors que les grosses particules se dirigent vers le centre de la conduite (Figure 2-15).

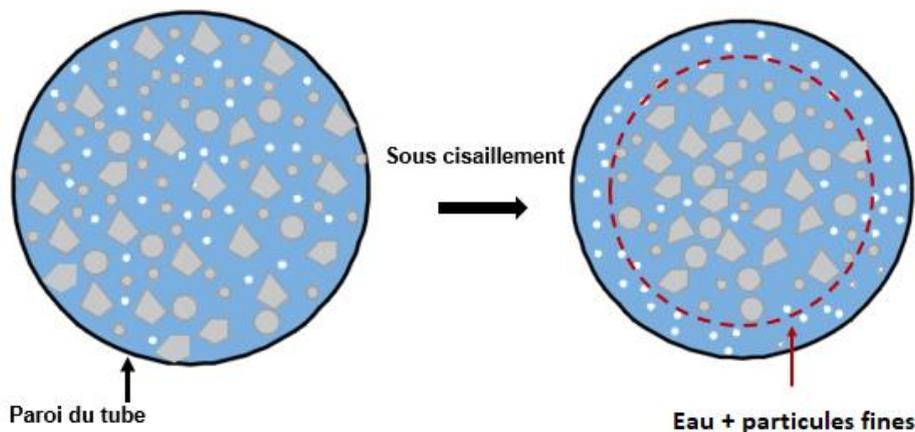


Figure 2-15: Représentation schématique de la migration des particules sous cisaillement

Lors de la migration d'une particule solide (P) dans la pâte dans un tube, elle peut être soumise aux différentes forces représentées sur la Figure 2-16 :

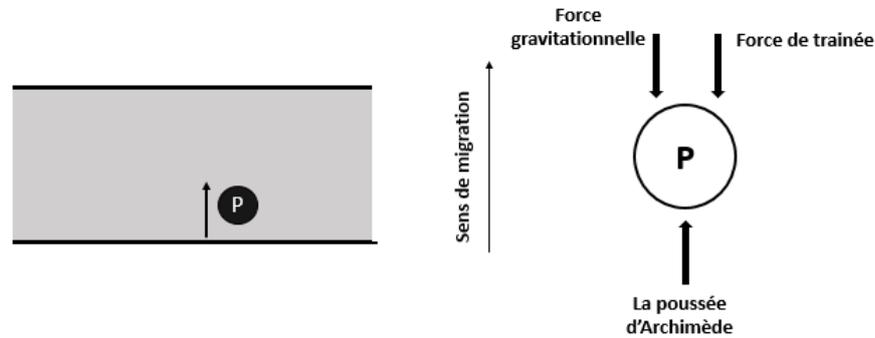


Figure 2-16: Principales forces appliquées à la particule en suspension (adapté de [74])

La force qui s'oppose à la migration de la particule est principalement la force de trainée ( $F_d$ ) qu'exerce le fluide (pâte ou mortier) sur le solide. La force de trainée est la force qui s'oppose au mouvement d'un corps dans un fluide et agit comme un frottement. Elle dépend des propriétés du fluide, de la taille et la forme du solide et de la vitesse relative du solide. Elle est exprimée dans le cas d'un fluide Newtonien par l' Eq. 2-38 [75] :

$$D = 3\pi d\eta v \quad (2-38)$$

Avec  $\eta$  la viscosité du fluide et  $v$  la vitesse de la particule.

Dans le cas d'un fluide non Newtonien, cette relation est modifiée en tenant compte de la viscosité apparente du fluide. Pour le cas d'un fluide de Bingham, on a :

$$\eta_{app} = \frac{\tau_0}{\dot{\gamma}} + \mu_p \quad (2-39)$$

En remplaçant l' Eq. 2-39 dans l' Eq. 2-38, nous obtenons une nouvelle expression de la force de trainée :

$$D = 3\pi d u \left( \frac{\tau_0}{\dot{\gamma}} + \mu_p \right) \quad (2-40)$$

Cette force est contrôlée par la viscosité dans le cas des faibles vitesses, c'est-à-dire dans un régime laminaire. Selon Phillip et al. [76], la migration des particules induite par le cisaillement est contrôlée par deux flux induits par le gradient de collision des particules et le gradient de viscosité. Ils définissent le flux de collision comme provenant des gradients de vitesse de cisaillement et de concentration des particules :

$$N_c = -a^2 K_c \varphi \nabla(\varphi \dot{\gamma}) \quad (2-41)$$

Il s'explique physiquement par la migration des particules des zones où elles subissent un nombre élevé de collisions (zones à taux de cisaillement élevé) à des régions de plus faible nombre de collisions entre les particules (zones à taux de cisaillement faible). Le flux induit par le gradient de viscosité s'exprime par :

$$N_\eta = -K_\eta \frac{\varphi^2 a^2 \dot{\gamma}}{\eta_{app}} \frac{\partial \eta}{\partial \varphi} \nabla \varphi \quad (2-42)$$

Il prend en compte la tendance des particules à migrer des zones de viscosité élevée vers les zones de basse viscosité. Avec  $\varphi$  la concentration des particules,  $a$  le rayon de la particule,  $\eta_{app}$  la viscosité apparente de la suspension et  $K_c$  et  $K_\eta$  des constantes sans dimension.

Ainsi, le flux total responsable de la migration est donné par :

$$N_t = N_c + N_\eta \quad (2-43)$$

Une extension de cette équation a été proposée dans le cas du béton par Choi et al. [53] pour prédire la distribution de la concentration des particules de suspension lors de l'écoulement sous pression dans un tuyau :

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial(u_z \varphi)}{\partial z} = \nabla \cdot \left\{ a^2 K_c \varphi \nabla \left( \varphi \frac{\partial u_z}{\partial r} \right) + K_\eta \varphi^2 a^2 \frac{\partial u_z}{\partial r} \frac{\nabla \eta}{\eta} \right\} \quad (2-44)$$

Où  $t$  représente le temps,  $u_z$  la composante de la vitesse dans le sens de l'écoulement,  $z$  la distance dans le sens de l'écoulement et  $r$  la distance radiale.

En théorie, cette migration continue jusqu'à l'atteinte de la capacité maximale d'empilement granulaire dans la zone de faible cisaillement. À ce stade, on atteint alors la valeur théorique maximale de l'épaisseur de la couche limite. La migration des particules dépend du taux de cisaillement et de la viscosité du milieu de suspension, une faible viscosité facilite la migration des particules [77]. Elle dépend aussi de l'empilement granulaire du béton. En effet, dans le cas des bétons avec une compacité granulaire élevée, il y aura moins d'espace pour initier la migration des particules. Le gradient de cisaillement est la force motrice pour déplacer les particules vers le centre du tuyau comme décrit dans le premier terme du côté droit dans l'équation. À mesure que la migration continue, la concentration en particules augmente. Ce qui peut augmenter la viscosité et empêcher la migration supplémentaire des particules. En conséquence, la concentration des particules à l'intérieur de la conduite est déterminée par l'équilibre entre les deux actions, à savoir la migration due au gradient de contrainte et l'encombrement dû à l'augmentation des propriétés rhéologiques [53].

La ségrégation dynamique est donc nécessaire pour la formation de la couche limite afin d'assurer le pompage du béton. Cette ségrégation doit, cependant, être optimale pour éviter les problèmes d'instabilité pendant et après le pompage. En effet, le plus grand problème lors du pompage est celui de la formation des bouchons. Une ségrégation excessive du béton peut facilement entraîner la formation de bouchon. D'autre part, une forte ségrégation dynamique laissera le béton non homogène à la sortie de tuyau de la pompe et altérer, de ce fait, ses performances mécaniques ou de durabilité.

Quelques essais d'évaluation de la stabilité dynamique des BAP existent dans la littérature [78-81]. L'essai T-Box développé par Esmailkhanian [55] sera utilisé dans cette étude. L'appareil présenté sur la Figure 2-17 est constitué d'un canal rectangulaire de 1 m de long, 0,2 m de largeur et 0,4 m de hauteur, articulé au centre. Un support est placé sous une extrémité du canal pour limiter la rotation du canal dans une seule direction. Le béton dans le canal est soumis à un nombre de cycles de rotation. Chaque cycle correspond au mouvement du canal de sa position initiale (horizontale) jusqu'à ce qu'il touche le sol, puis revenir à la position horizontale. Ainsi, pour une vitesse de rotation donnée, on peut simuler la distance parcourue par le béton par le nombre de cycles. À la fin de l'essai, on distingue deux parties du béton. Une partie du côté de canal qui s'incline où il y a accumulation des granulats (Tilt-down) et l'autre partie du côté où la rotation est empêchée par un support (Tilt-up). Dans cette dernière partie, une couche de mortier se forme à la surface supérieure. La stabilité dynamique du béton est évaluée par un indice volumétrique (VI) :

$$VI = \frac{V_{td} - V_{tu}}{\text{moyenne}(V_{td}, V_{tu})} \times 100 \quad (2-45)$$

Avec  $V_{td}$  et  $V_{tu}$  les volumes relatifs des granulats (rapport entre le volume de granulats  $> 4,75$  mm sur le volume total du BAP) respectivement dans la section soumise aux rotations et la section du côté dont la rotation est empêchée. Les auteurs considèrent un indice  $VI \leq 25$  % comme la limite acceptable de la résistance à la ségrégation.

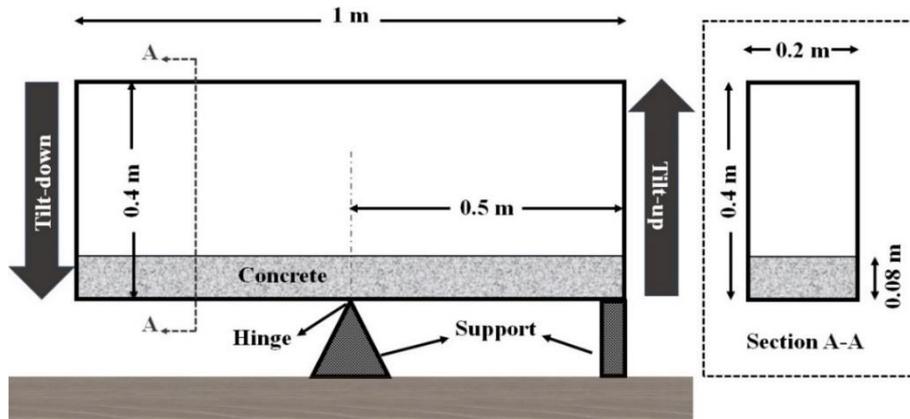


Figure 2-17: Dispositif de l'essai T-Box [81]

Les paramètres affectant la résistance à la ségrégation dynamique sont principalement le volume de pâte, le rapport  $E/L$ , la taille du granulat maximale, la densité et la distribution granulaire des granulats [82]. Le paramètre majeur est le volume de pâte. En effet, une augmentation du volume de pâte de 35 % à 40 % peut induire une augmentation de la ségrégation dynamique de plus de 90 % (Figure 2-18a). Ceci est peut-être dû au fait que l'augmentation du volume de pâte entraîne une augmentation des espaces entre particules, ce qui facilite la migration des granulats au sein de la matrice. La résistance à la ségrégation dynamique augmente lorsque le rapport eau sur liant diminue (Figure 2-18b), ceci à cause de l'augmentation de la viscosité et du seuil de cisaillement du béton.

L'augmentation de la taille maximale de granulat peut augmenter la ségrégation dynamique en raison du fait que le coefficient de traînée diminue avec la taille du granulat. La distribution granulaire peut affecter considérablement la stabilité dynamique du BAP. Les auteurs ont montré qu'un BAP avec une distribution granulaire étalée montre une réduction de ségrégation dynamique comparativement à un BAP avec une distribution uniforme de granulats. Une granulométrie étalée augmente à la fois le ratio surface sur volume des granulats et augmente l'effet de groupe des granulats conduisant à la réduction de la séparation de phases [82]. La viscosité plastique également joue un rôle significatif dans la stabilité dynamique des BAP. Dans leurs travaux de simulation de la ségrégation dynamique, Hosseinpour et al. [83] ont montré que l'augmentation de la viscosité plastique de la matrice fluide du BAP de 10 à 50 Pa.s a entraîné une diminution de la ségrégation dynamique du BAP de 88 % (Figure 2-19). Toutefois, l'effet des propriétés rhéologiques de la matrice de suspension, notamment le mortier sur la ségrégation dynamique du BAP ou même d'autres phénomènes d'hétérogénéité des BAP n'a pas encore été évalué expérimentalement. En outre, à travers des études numériques et expérimentales, des auteurs ont reporté que la migration des particules d'une suspension à travers son fluide suspendant dépend de la capacité de relaxation du fluide [84, 85]. Cette capacité de relaxation est directement relative aux propriétés viscoélastiques du fluide, notamment le module de stockage. Cependant, aucune étude dans la littérature ne s'est intéressée à l'évaluation expérimentale des effets des propriétés viscoélastiques de la matrice de suspension du mélange de BAP sur sa ségrégation dynamique.

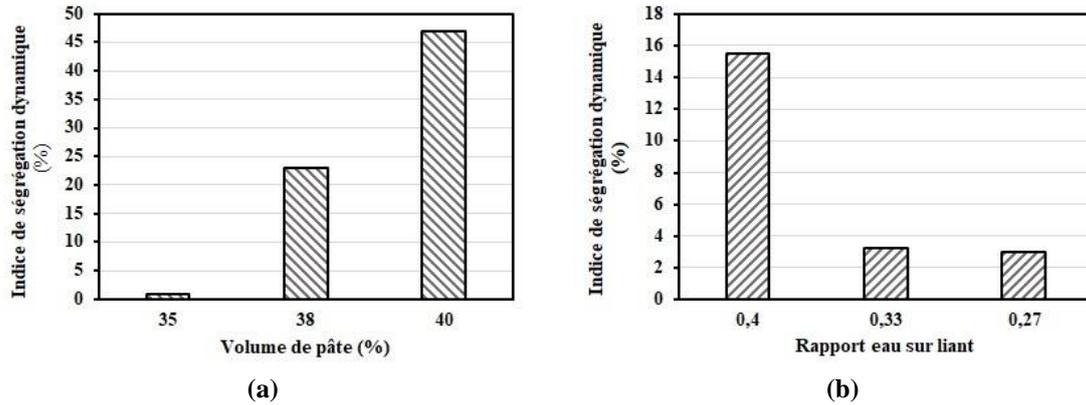


Figure 2-18: Effet du volume de pâte (a) et du rapport eau/liant (b) sur la stabilité dynamique des BAP [82]

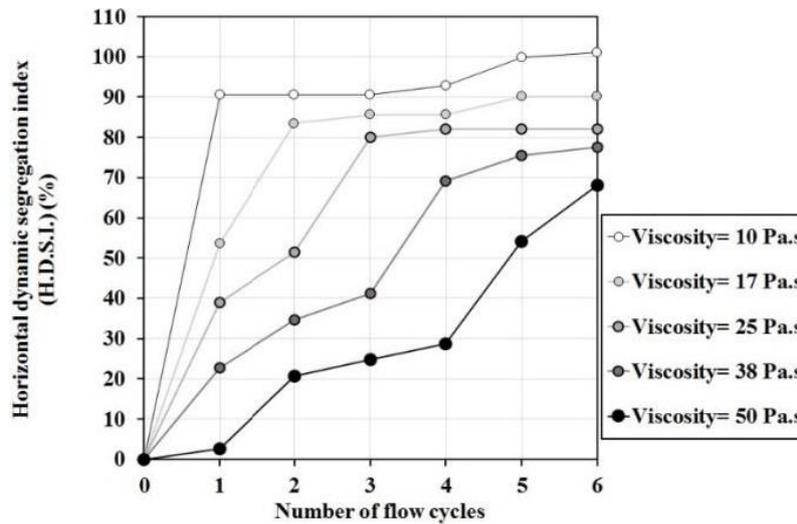


Figure 2-19: Effet de la viscosité de la suspension sur la ségrégation dynamique [83]

### 2.5.3.3 Paramètres affectant les propriétés de la couche limite

La variation des propriétés de la couche limite est jusqu' alors compliquée à cerner, car plusieurs paramètres entrent en jeu. Les paramètres qui affectent les propriétés de la couche limite vont des dimensions du tuyau aux paramètres de formulation du béton en passant par les propriétés rhéologiques du béton. Le diamètre du tuyau peut avoir un effet sur l'épaisseur de la couche limite. Khatib [31] a montré dans ses travaux de simulation sur la couche limite qu'à viscosité constante, l'épaisseur de la couche limite diminue lorsque le diamètre du tube augmente. Cette diminution peut être expliquée par une plus grande surface de la paroi.

Les propriétés de la couche limite dépendent également de la rhéologie du béton. Il existe une corrélation entre la rhéologie du béton et les propriétés de la couche limite [31, 48, 60]. Par ailleurs, son épaisseur diminue lorsque la viscosité du béton augmente. Quant au seuil de cisaillement du béton, aucune relation le reliant aux paramètres de la couche limite n'a été prouvée. Ceci n'est pas étonnant, car lors du pompage, après que l'écoulement est amorcé, le seuil de cisaillement n'a plus d'effet sur la pression de pompage. En outre, les paramètres de formulation, dont les effets sur la couche limite ont été étudiés dans la littérature, sont le rapport E/L, le volume de pâte, le diamètre de granulats max ( $D_{max}$ ), le pourcentage des fines, le rapport sable sur granulats (S/A) [31, 50]. Le rapport E/L et le volume de pâte se sont révélés comme les paramètres présentant plus d'effet d'après les études de Khatib [31]. Une

diminution de ce rapport entraîne une forte diminution de la constante visqueuse, ceci à cause de la baisse de la viscosité du béton.

Le volume de pâte est un paramètre critique de la formation et des propriétés de la couche limite, car elle détermine la quantité de fines qui va migrer vers la paroi. La constante visqueuse et la résistance totale à l'écoulement diminuent lorsque le volume de pâte croît. Ce qui s'explique par une diminution de la viscosité du béton et une épaisseur de la couche limite probablement plus conséquente. Un autre paramètre qui pourrait affecter significativement les caractéristiques de la couche limite est le niveau d'empilement du système granulaire relatif à la teneur volumétrique et à la compacité des granulats. En effet, plus le système devient compact, la migration des particules vers le centre serait moins importante. Ce qui pourrait rendre difficile, voire impossible, la création de la couche limite [86].

#### **2.5.4 La couche limite dans le cas des BAP**

Nous avons expliqué précédemment que le phénomène majeur contribuant à la formation de la couche limite est la migration des grosses particules du bord de la paroi vers le centre du tuyau sous l'effet du cisaillement (ségrégation dynamique). Dans le cas des bétons classiques, ce phénomène est nécessaire à la formation de la couche limite et peut continuer jusqu'à l'atteinte de la capacité maximale d'empilement des granulats [48]. Ce qui explique les observations d'épaisseur de la couche limite jusqu'à 9 mm dans ce cas de béton [51]. Dans le cas des BAP avec leur volume de pâte élevé comparativement aux bétons classiques, on s'attendrait à une couche limite plus grande et, par conséquent, la réduction de perte de pression. Or, les études ont montré que l'épaisseur de cette couche dans le cas des BAP est faible (environ 2 mm) [65, 68-70]. Certains auteurs attribuent cela à l'augmentation de la viscosité par la concentration des granulats [53]. Cette hypothèse n'explique pas pourquoi dans le cas des bétons classiques, on arrive à des valeurs plus grandes. Si on revient aux différents phénomènes qui peuvent apparaître lors du pompage on verra que cela peut être dû au fait que lors du pompage de ce type de béton, une partie du béton est cisailé en plus de la couche limite. En effet, dans la partie du béton cisailée, il peut apparaître un phénomène appelé dilatance (Dilatance de Reynolds) [87]. Ce phénomène se manifeste par une augmentation de volume consécutive à la redistribution des particules sous l'effet de cisaillement. L'apparition de ce phénomène dans la partie centrale du béton empêche l'atteinte de la compacité maximale. Les grosses particules y sont repoussées vers la paroi. On assiste donc à un va et vient des gros granulats à travers l'interaction ségrégation dynamique-dilatance [26]. Toutefois, la dilatance reste un phénomène très peu étudié dans le cas des bétons. Dans cette étude, l'existence de la dilatance lors du cisaillement des BAP sera évaluée puis voir sa relation avec d'autres mécanismes de formation de couche limite.

Dans certains types de BAP ayant des compacités très élevées comme les bétons à faible volume de pâte tel que les BAP écologiques (BAP-éco), on peut rencontrer des problèmes de non-formation de la couche limite [86]. En effet, les BAP-éco sont obtenus par l'optimisation de la compacité granulaire et la minimisation du volume de pâte. La formation de la couche limite dans ce cas peut être difficile. D'une part, la compacité élevée laissera moins d'espace pour la migration des grosses particules vers le centre. D'autre part, le volume de pâte étant faible, il y aura moins de pâte pour former assez de couche limite.

## **2.6 Phénomène de dilatance**

### **2.6.1 Compacité granulaire**

Le béton est un matériau composé de trois phases : gazeuse, liquide et solide. La partie solide est un ensemble de particules solides de tailles différentes et constitue le système granulaire du béton. La compacité granulaire est le ratio entre le volume de la phase solide et le volume total du matériau. Celle-

ci dépend de la taille, de la forme et de la distribution des particules. Comme le montre la Figure 2-20, plus les tailles des granulats diffèrent, plus le système devient compact. La compacité qui caractérise le squelette granulaire est un paramètre déterminant pour les propriétés mécaniques ou d'écoulement du béton. Plusieurs études ont été faites sur la base de ce paramètre pour l'optimisation des bétons afin d'accroître leur résistance mécanique [88] ou d'augmenter leur ouvrabilité ou même pour réduire considérablement le volume de pâte tout en maintenant une bonne ouvrabilité [10]. Dans le cas de l'écoulement du béton frais, une compacité élevée conduit à plus de contact entre particules solides et, par conséquent, une résistance à l'écoulement élevée due à la friction entre les particules.

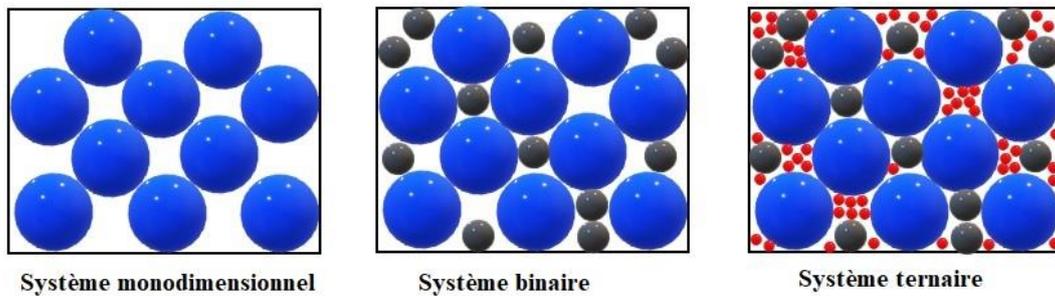


Figure 2-20: Illustration de la compacité de mélange binaire et tertiaire

### 2.6.1.1 Méthodes de détermination de la compacité granulaire

On peut distinguer trois catégories de méthodes pour la détermination de la compacité granulaire : les méthodes directes (ou à sec), les méthodes indirectes (ou humides) et les méthodes analytiques.

#### a) La méthode directe ou à sec

La méthode directe détermine la compacité directement à partir de la densité apparente du système compacté. Pour une quantité d'agrégats  $M$  avec une masse volumique apparente  $\rho_{app}$  et un volume du contenant  $V_c$ , la compacité est donnée par :

$$\varphi_{max} = \frac{V_s}{V_c} = \frac{M}{V_c \times \rho_{app}} \quad (2-46)$$

De Larrard [64] a proposé une correction pour tenir compte de l'effet de paroi à l'aide de l'équation :

$$\varphi_{max}' = [1 - (1 - k_w)V_p] \varphi_{max} \quad (2-47)$$

Avec  $\varphi_{max}'$ , la compacité granulaire corrigée,

$k_w$  : Constante dépendant de l'angularité des particules (0,88 pour les granulats roulés et 0,77 pour les granulats concassés)

$V_{pe}$  : Volume perturbé par l'effet de paroi ( $\text{mm}^3$ ). Il est calculé en supposant que dû à l'effet de paroi, la compacité granulaire est affectée à une distance  $d/2$  de la paroi du contenant utilisé,  $d$  étant le diamètre moyen des particules. Le volume perturbé est déterminé avec l'équation suivante [64] :

$$V_{pe} = \pi/4 [D^2 H - (D - d)^2 \left( H - \frac{d}{2} \right)] \quad (2-48)$$

Où  $D$  et  $H$  sont respectivement le diamètre intérieur et la hauteur intérieure du contenant (mm).

Il existe trois méthodes directes de détermination de la compacité granulaire :

- **La méthode de la faible consolidation**

Cette méthode est utilisée pour la détermination de la compacité granulaire des granulats fins ou grossiers. Elle est réalisée conformément à la deuxième partie de la norme britannique BSI 812 [BS 812 Part 2, 1995]. L'essai consiste à remplir un contenant avec les granulats. Les granulats sont versés dans le contenant à une distance ne dépassant pas les 50 mm au-dessus du contenant. L'opérateur doit prendre soin d'éviter toute ségrégation des granulats. Après avoir rempli le contenant plus qu'au ras, il s'agit de pilonner à l'aide d'une barre métallique de 16 mm de diamètre de façon que le contenant soit rempli jusqu'au ras. On réalise deux essais et la moyenne sera retenue.

- **La Méthode par pilonnage**

Cette méthode s'applique selon les exigences de la norme ASTM C29 [ASTM C29, 2009]. On peut distinguer la méthode manuelle (ASTM C29) et la méthode à l'aide d'un appareil (Intensive Compaction Tester).

- **La méthode ASTM C 29**

Cette méthode permet de déterminer la masse volumique pilonnée à l'aide d'une procédure manuelle et de déterminer le volume de vides entre particules fines, granulats ou un mélange. L'essai consiste à remplir un contenant métallique de 7 L en trois couches. Chaque couche est pilonnée en 25 coups. Après la troisième couche, on rase le contenant et on mesure la masse pilonnée. Connaissant le volume du contenant, on détermine la masse volumique pilonnée des granulats. La compacité granulaire et le volume de vides intergranulaires sont par la suite, déterminés.

- **Compacteur à cisaillement giratoire (Intensive Compaction Tester) [89]**

Cet appareil est utilisé pour déterminer le degré de consolidation des granulats, du sol et du béton en fournissant la masse volumique compactée. Ce dispositif est également employé pour la détermination des compacités granulaires expérimentales des granulats [90]. La description détaillée de l'essai sera discutée dans le chapitre 3.

Un problème de la méthode directe est que lorsque la taille des particules diminue les phénomènes d'adhérence dus aux forces électrostatiques et de Wan der Waal deviennent de plus en plus importants causant des agglomérations qui augmentent le volume d'air. Par conséquent, l'empilement des particules fines sera différent de celui des granulats [91]. En général, la méthode directe tend à surestimer le volume d'air et sous-estimer la compacité [92].

### **2.6.1.2 Méthodes indirectes ou humides**

La méthode indirecte est souvent utilisée pour les microfines et les liants. Elle détermine la compacité indirectement à partir d'essais de consistance. Le pourcentage des vides dans le matériau cimentaire est ainsi déterminé en termes de demande en eau. Cette eau correspond, pour un matériau cimentaire donné, au dosage en eau minimal nécessaire pour former une pâte de consistance spécifique. Une telle procédure est basée sur le fait que pour tout matériau cimentaire, il existe une teneur minimale en eau pour la formation de la pâte et à cette teneur minimale en eau, la teneur en vides est également minimale. Dans de nombreux cas, on suppose en outre qu'il n'y a pas d'air emprisonné dans la pâte. Par conséquent, le volume occupé par la teneur en eau minimale peut être considéré comme la teneur minimale en vides des matériaux cimentaires. Cette teneur en vides est utilisée pour évaluer la compacité.

Une méthode a été développée par Fung et al. [93] pour déterminer la compacité des matériaux cimentaires en condition humide. Cette méthode tient en compte le fait que la présence d'eau permet de

lubrifier les particules et, par conséquent, augmenter la compacité de ces dernières. Contrairement aux autres méthodes basées sur les observations et calcul de consistance, le rapport volumique eau sur solide ( $w/s$ ) est varié et la teneur en vides résultante et la concentration en solide sont déterminées en mesurant la densité apparente des granules. Plus tard, cette méthode a été adaptée pour calculer la compacité des granulats fins [93] des gros granulats ainsi que des mélanges gros granulats-sables [94]. Le principe de la méthode est basé sur la variation du rapport eau sur solide ( $w/s$ ) et détermination de la densité apparente des solides. En effet, il existe un rapport  $w/s$  optimal correspondant à l'étape de saturation. En deçà de cette valeur, la quantité d'eau n'est pas assez suffisante pour remplir les vides entraînant l'emprisonnement de l'air. Ceci entraîne la diminution de la compacité lorsque le ratio  $w/s$  diminue. Au-delà de cette valeur optimale, la quantité d'eau est trop élevée et provoque la dispersion des particules solides. La compacité diminue donc lorsque le rapport  $w/s$  augmente. Ainsi, la compacité maximale est obtenue en variant le rapport  $w/s$  jusqu'à la valeur optimale, à partir de laquelle la compacité chute. À cette valeur optimale, le volume des vides est minimal et la concentration de solides est maximale. En considérant un volume total  $V$  (du contenant) et le volume de solides  $V_s$ , la concentration en solides  $\varphi$  et le pourcentage des vides (ou la porosité)  $u$  sont obtenus par les équations suivantes :

$$\varphi = \frac{V_s}{V} \quad (2-49)$$

$$u = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \varphi \quad (2-50)$$

En traçant les courbes de  $\varphi$  et  $u$  en fonction du rapport  $w/s$ , la compacité maximale peut être déterminée au point correspondant au pourcentage minimal des vides. Les études comparatives de cette méthode avec les méthodes à sec ont montré que la capacité d'empilement d'un mélange granulaire est bien meilleure en condition humide qu'à l'état sec [93-94]. Des valeurs optimales de  $w/s$  et du dosage en ciment sont nécessaires pour l'obtention de la compacité maximale. Aussi, la présence du superplastifiant améliore la capacité d'empilement.

### 2.6.1.2 Modèles analytiques de compacité granulaire

Les modèles de compacité granulaire sont des équations mathématiques qui fournissent la compacité théorique d'un mélange granulaire à base de la distribution granulométrique, du mélange et des compacités de chaque classe granulaire. Ils sont souvent utilisés pour l'optimisation des formulations de béton. On dénombre plusieurs modèles de compacité granulaire dans la littérature. Une étude succincte de ces modèles a été menée récemment par Mehdipour et al. [27]. De cette étude, il apparaît que ces modèles tiennent compte à la fois des effets de forme et d'interaction. Il s'agit principalement de l'effet de paroi des grosses particules et l'effet de desserrement des particules fines. L'effet de desserrement est l'effet des particules fines sur la compacité des grosses particules (Figure 2-21a). Cet effet apparaît lorsque les grosses particules sont dominantes et que les particules fines sont assez insuffisamment fines pour remplir les vides entre les grosses particules sans perturber l'empilement. Quant à l'effet de paroi (Figure 2-21b), il correspond à l'effet de grosses particules sur la compacité des particules fines. Il apparaît lorsque les particules fines sont dominantes. Dans ce cas, la compacité des particules fines est perturbée au niveau des parois des grosses particules.

Les premiers modèles de compacité prenaient en compte soit l'effet de desserrement des particules fines. Plus tard, d'autres modèles plus développés prenant en compte les deux effets ont été proposés par Yu et al. [91], Stovall et al. [95], De Larrard [96] et Dewar [97]. Ces modèles sont appelés modèles à 2 paramètres [27]. Par la suite, De Larrard développe le modèle d'empilement compressible (MEC) en

introduisant l'indice de compaction. L'indice de compaction caractérise l'énergie de compaction. Kwan [98], de son côté, a proposé un modèle à 3 paramètres en introduisant, en plus de l'effet de paroi et l'effet de desserrement, un autre paramètre appelé effet de coincement (wedging effect) (Figure 2-21c). Cet effet réduit également la compacité granulaire et est plus important avec les particules de formes angulaires [27]. Il apparaît lorsque la quantité des fines est légèrement insuffisante pour remplir les vides entre les granulats.

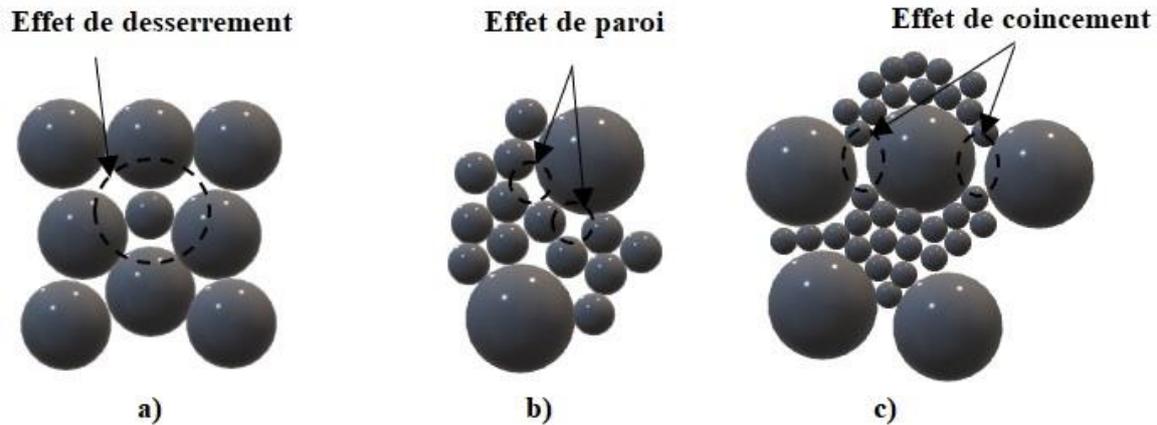


Figure 2-21: Illustration des interactions entre particules : (a) effet de desserrement, (b) effet de paroi et (c) effet de coincement sur compacité de granulat

Les fonctions d'interaction pour les différents cas sont regroupées dans le Tableau 2-4. [27] avec  $s$  le rapport de tailles de particules:

Table 2-4: Fonctions d'interaction des modèles de compacité

Modèle	a : effet desserrant	b : effet de paroi	c : effet de coincement
Yu et al. [78]	$1 - (1 - s)^{3,3} - 2,8s(1 - s)^{2,7}$	$1 - (1 - s)^2 - 0,4s(1 - s)^{3,7}$	
De Larrard [83]	$\sqrt{1 - (1 - s)^{1,02}}$	$1 - (1 - s)^{1,5}$	
Kwan et al. [85]	$1 - (1 - s)^{3,3} - 2,6s(1 - s)^{3,6}$	$1 - (1 - s)^{1,9} - 2s(1 - s)^6$	$0,322 \tanh(11,9s)$

Les modèles MEC [96] et le modèle linéaire (LPM) de De Larrard sont largement utilisés dans la littérature. Dans le modèle MEC, la compacité est déterminée via la compacité virtuelle ( $\beta$ ) définie comme étant la compacité maximale atteignable lorsque les particules sont arrangées une à une. La compacité réelle est inférieure à la compacité virtuelle et dépend de l'indice de compaction  $K$ . Lorsque  $K$  tend vers l'infini, la compacité réelle s'approche de celle virtuelle. Si on détermine la compacité et l'indice de compaction  $K$  de chaque classe granulaire, le MEC peut prédire la compacité du mélange de ces différentes classes [96]. La compacité virtuelle d'un mélange de  $n$  classes avec la classe dominante  $i$  est donnée par l' Eq. 2-1:

$$\beta_{ti} = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ 1 - \beta_i + b_{ij} \beta_i \left( 1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right] r_j - \sum_{j=i+1}^n \left[ 1 - a_{ij} \beta_i / \beta_j \right] r_j}$$

La compacité réelle  $\alpha_t$  du mélange s'obtient par la formule :

$$K = \sum_{i=1}^n K_i = \sum_{i=1}^n \frac{r_i / \beta_i}{\frac{1}{\alpha_t} - \frac{1}{\beta_{ti}}} \quad (2-51)$$

Le modèle linéaire de compacité de De Larrard [95] est souvent utilisé pour déterminer les granulométries optimales d'un mélange de béton. Dans ce modèle, la compacité granulaire d'un mélange de n classes de granulats peut être obtenue par :

$$\alpha_t = \min_{i=1}^n \left[ \frac{\alpha_i}{1 - (1 - \alpha_i) \sum_{j=1}^{i-1} a_{ij} \cdot \varphi_j - \sum_{j=i+1}^n b_{ij} \cdot \varphi_j} \right] \quad (2-52)$$

Avec  $\alpha_i$  la compacité de la classe i,  $\varphi_j$  la proportion volumique de la classe j dans une unité de volume,  $a_{ij}$  et  $b_{ij}$  représentent respectivement l'effet de desserrement et l'effet de paroi induit par les particules de la classe j sur l'empilement des particules de la classe i.

### 2.6.2 Définition de la dilatance

La dilatance, ou dilatance de Reynolds, est un phénomène par lequel des particules, organisées initialement selon une configuration très compacte, occupent un volume plus grand sous cisaillement à cause d'un réarrangement spatial de ces particules, engendrant une augmentation des espaces interparticulaires (Figure 2-22). Ce phénomène a été étudié pour la première fois par Reynolds [87]. Selon l'auteur, la dilatance se manifeste par une augmentation du volume qui entraîne l'augmentation de la viscosité du système. Selon Reynolds [87], tant que les particules sont maintenues en équilibre mutuel par les contraintes transmises à travers la masse, chaque changement de position relative des grains en réponse aux contraintes de cisaillement peut entraîner un changement de volume. Si le volume est fixe, cela peut induire des contraintes normales. Par conséquent, lorsqu'un système granulaire bien compacte est soumis à une contrainte de cisaillement externe, il a tendance à dilater en augmentant les vides intergranulaires et donc diminuer sa compacité granulaire.

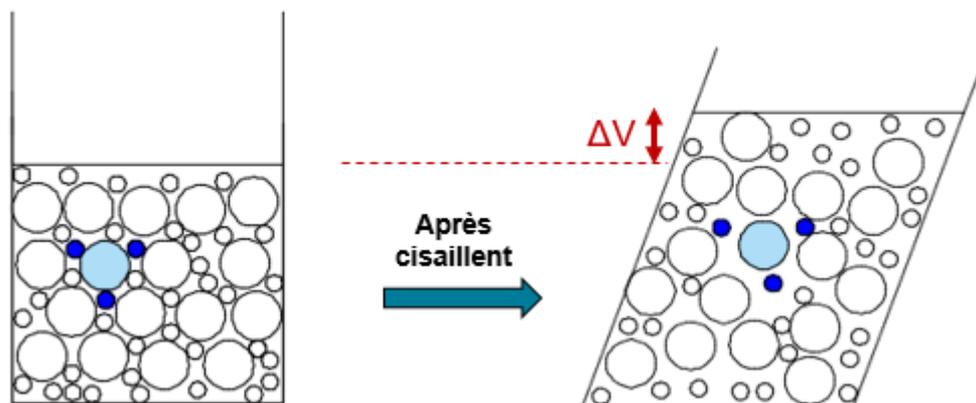


Figure 2-22: Illustration du changement de volume d'un système de sphères granulaires

Plusieurs études existent dans la littérature sur dilatance, notamment dans l'étude des systèmes granulaires [99–102]. Ce phénomène occupe, par exemple, une place importante dans le domaine de

mécanique des sols, car il a été montré que ce phénomène peut affecter les coefficients de frottement des sols et leur résistance au cisaillement [99, 100]. La dilatance d'un sol dépend fortement de sa densité. Pour un système dense, la résistance au cisaillement augmente au fur et à mesure que la contrainte de cisaillement augmente jusqu'à un pic et diminue pour se stabiliser à une valeur correspondant au stade critique. Dans le cas d'un sol lâche, on a directement une augmentation jusqu'à la valeur critique. La dilatance caractérisée par la déformation volumique associée apparaît dans le cas de sol dense à partir du pic. Pour un sol lâche, on a plutôt une compression du volume jusqu'au stade critique où le volume reste constant [99]. En générale, dans le cas des sols la dilatance dépend de frottements interparticulaires et de la concentration de solides. Kruyt [102], dans ses travaux sur la simulation de la dilatance d'un matériau granulaire, a montré que le taux de dilatance ou la variation volumétrique des systèmes granulaires est d'autant plus élevé que lorsque le coefficient de friction du système granulaire est grand.

Il existe, par ailleurs, une valeur seuil de concentration de solide qui gouverne la variation de volume d'un matériau granulaire. Cette valeur seuil est caractérisée par une déformation principale donnée à partir de laquelle la concentration demeure constante. En deçà de cette valeur seuil de fraction de particules solides (cas d'un système lâche), on a une compression (ou compactance). À des concentrations supérieures (système dense), la dilatance se manifeste.

Les observations similaires sont reportées sur le cisaillement de différents systèmes granulaires. Wegner et al. [103] ont évalué l'effet de la morphologie des particules sur la dilatance des matériaux granulaires sous cisaillement dans une boîte de cisaillement. Ils ont observé que sous cisaillement l'orientation et l'alignement des particules dans le sens d'écoulement qui dépend de la morphologie des particules réduit la dilatance. Metzger et Butler [104] ont également évalué la variation de la pression des pores des matériaux granulaires due à la dilatance sous l'effet du cisaillement périodique. Il apparaît que lorsqu'un système granulaire initialement compact est dilaté sous l'effet du cisaillement, les distances entre les particules augmentent. Cela entraîne la diminution à la fois de la fraction volumique des granulats et de la pression des pores. L'abaissement de la pression des pores peut conduire à l'absorption du fluide de suspension dans ces espaces intergranulaires. On assistera par conséquent à la diminution de la friction intergranulaire et aussi de la compacité du système cisailé.

Dans le cas des matériaux cimentaires, notamment les bétons, ce phénomène de dilatance pourrait expliquer en partie la formation de la couche limite lors du pompage des bétons autoplaçants. Comme expliqué précédemment, lors du pompage de béton, sous l'effet du cisaillement, les grosses particules migrent vers le centre du tuyau de pompage. Ce qui laisse former une couche mince de mortier au niveau de la zone de forte cisaillement, qui correspond à la frontière entre le bloc de béton et la paroi du tuyau de pompage [52, 86]. En théorie, cette migration de grosses particules peut continuer jusqu'à ce que le système granulaire atteigne son degré d'empilement maximal et, par conséquent une épaisseur plus grande de la couche limite. Cependant, dans le cas de pompage des bétons très fluides, notamment les BAP, une partie du béton est cisailée et peut être sujette à la dilatance. L'apparition de la dilatance dans la zone du BAP cisailée peut empêcher l'atteinte de l'empilement maximale des granulats; les granulats migrant vers le centre seraient repoussés vers le bord à cause de la dilatance [44]. Ainsi, lors du pompage des BAP, le matériau reste sans cesse à la recherche d'équilibre entre d'une part, l'augmentation de la compacité granulaire due à la ségrégation dynamique et d'autre part, la diminution de la compacité granulaire qu'entraîne la dilatance. L'occurrence simultanée de ces deux phénomènes peut influencer considérablement sur les différentes propriétés de la couche limite des BAP. En outre, si l'expansion du volume du béton est contrainte comme dans le cas de pompage, une contrainte hydrostatique se développe sur la paroi comme les particules sont cisailées. Par ailleurs, aucune étude sur la dilatance des BAP n'existe actuellement dans la littérature. Afin de mieux comprendre la formation de la couche

limite lors du pompage, il est nécessaire d'investiguer l'occurrence de la dilatance de Reynolds des BAP lors de son écoulement.

### 2.6.2.1 Essais existant pour l'évaluation de la dilatance des matériaux cimentaires

Très peu d'études sur la dilatance des matériaux cimentaires existe dans la littérature [105–109]. Ukrainčik [105] a modifié le rhéomètre BETRHEOM pour mesurer la variation de volume du béton ordinaire sous cisaillement. Récemment, Daukšys et al. [109] ont développé un essai pour quantifier la dilatance des pâtes de ciment. Le dispositif consiste à un tube en « L » de diamètre interne 103 mm munis de d'un pistons P1 à l'extrémité basse du tube en L et d'un autre piston P2 à l'extrémité haute du tube et un système hydraulique de transmission de puissance (Figure 2-23). À l'aide de ce système hydraulique, le piston 1 pousse le matériau placé entre ces deux pistons pour le mettre en mouvement. Le matériau à son tour pousse le piston P2. Les déplacements ( $Y_1$  et  $Y_2$ ) des pistons P1 et P2, respectivement sont enregistrés à l'aide des capteurs de déplacement. La dilatance (variation de volume) est obtenue en déterminant la différence de déplacement  $Y_1$  et  $Y_2$  des pistons P1 et P2.

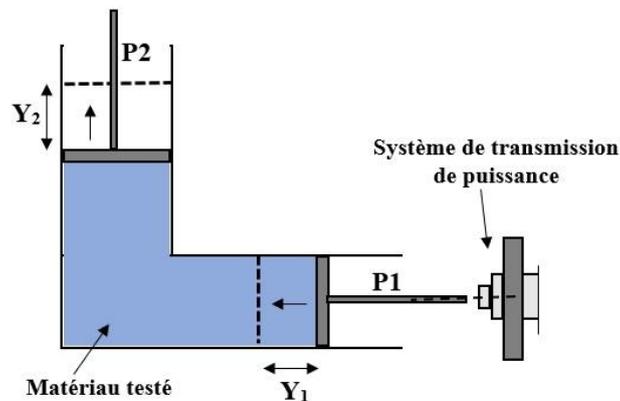


Figure 2-23: Représentation schématique de l'essai de Dilatance [109]

### 2.6.2.2 Mécanisme de dilatance (changement de volume)

La dilatance se manifeste par une augmentation du volume d'un système granulaire sous cisaillement. Cette augmentation volumique peut entraîner une éventuelle augmentation de la viscosité du mélange. En effet, sous l'effet de cisaillement, le déplacement du volume des particules solides provoqué par le mouvement des particules entre elles entraîne l'augmentation du volume du système dispersé. On a ensuite une diminution du volume relative du milieu de dispersion (le volume de pâte dans le cas du béton) augmentant ainsi la viscosité du béton. Daukšys et al. [109] ont proposé un mécanisme décrivant le changement du volume des pâtes de ciment sous cisaillement en quatre (4) étapes (Figure 2-24). La figure montre une déformation élastique consécutive à la compression de l'air des pores et le rapprochement des particules les unes des autres (stade 2). Cette déformation élastique dépend du volume d'air dans le matériau. Au début de l'écoulement les particules reviennent à leur position initiale à cause de l'expansion de l'air des pores (stade 3). Lorsque les différentes couches de pâte commencent à se déplacer, les particules de ciment changent leur distribution de forme hexagonale en une distribution cubique. Cela cause une augmentation du volume de pâte et une diminution du volume relatif de la phase liquide dans le ciment et par conséquent sa viscosité.

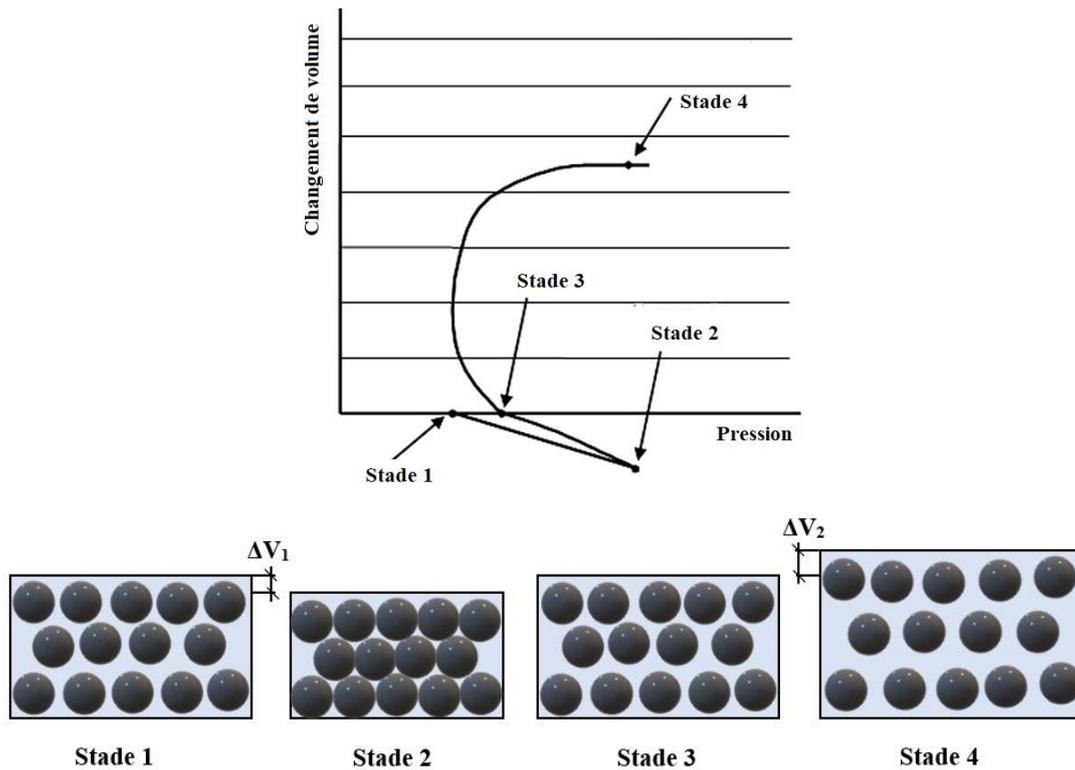


Figure 2-24: Comportement de la pâte de ciment en cisaillement sous pression [109]

### 2.6.2.3 Paramètres affectant la dilatance des bétons

Très peu de données existe dans la littérature sur la dilatance des matériaux cimentaires. Parmi quelques études réalisées sur ce phénomène, les paramètres affectant la dilatance sont essentiellement le degré de cisaillement, la compacité granulaire du mélange, le rapport E/L, le dosage en gros granulats et la présence des particules fines. Ukrainčik [105] a constaté que la dilatance des bétons est liée à la contrainte de cisaillement. En effet, sur un rhéomètre BTRHEOM, et en mesurant la variation de la hauteur de l'échantillon, il a constaté que l'augmentation du volume est une fonction croissante de la contrainte de cisaillement appliquée. Le Tableau 2-5 montre quelques résultats de dilatance obtenus par Ukrainčik [105]. On observe que le phénomène de dilatance est moins manifeste pour les mortiers, et qu'il est quasiment absent pour les pâtes de ciment. En outre, la dilatance des bétons augmente avec le volume des agrégats (G/C) représentant le ratio massique des agrégats sur le ciment), cette augmentation est plus marquée lorsque le dosage en eau (E/C) est élevé.

Table 2-5: Dilatance des bétons ordinaires [105]

		Béton 1	Béton 2	Béton 3	Pâte de ciment	Granulats
		G/C= 9	G/C = 6	G/C = 4,5		
$\tau_k$ (KPa)	E/C faible	3,7	2,8	3,9	6,2	3,1
	E/C moyen	4,0	4,2	4,4	2,3	3,1
	E/C élevé	4,6	4,2	2,7	1,5	4,7
$\varepsilon_{ks}$ (%)	E/C faible	2,3	2,3	2,1	0	2,3
	E/C moyen	2,3	2,0	1,3	0	3,2
	E/C élevé	2,0	1,2	0	0	3,2

Selon Hu et al. [79], la dilatance des bétons n'a pas de lien direct avec ses paramètres Binghamiens. L'auteur avance que la dilatance des bétons ordinaires est faible, elle augmente avec la taille des gros granulats et peut être limitée par l'augmentation du volume de particules fines. Daukšys et al. [109] ont montré sur les pâtes de ciment que la dilatance dépend de la distribution initiale du système granulaire (la compacité) et du volume des particules fines (Figure 2-25). En substituant une partie du ciment par de la fumée de silice (FS) qui améliore la compacité, la dilatance diminue et lorsqu'une partie du ciment est remplacée par de poudre de quartz plus grossier que le ciment, la dilatance augmente.

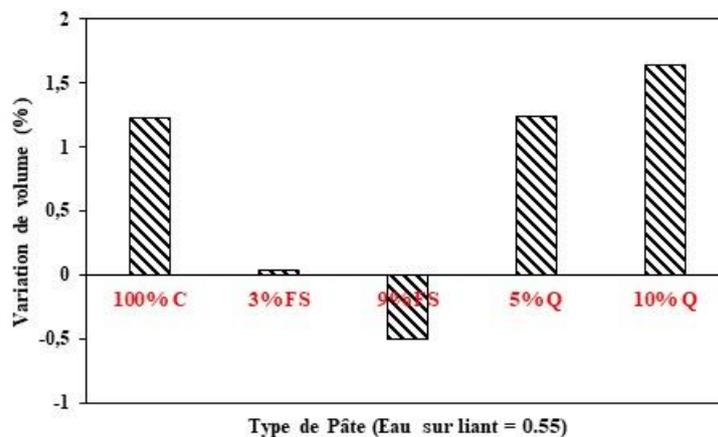


Figure 2-25: Dilatance des pâtes de ciment [109]

Onada et al. [110] affirment que la compacité granulaire est le paramètre majeur qui détermine l'occurrence de la dilatance. Selon eux, la dilatance diminue à mesure que la compacité diminue. Ils ont proposé un paramètre appelé compacité de déclenchement qui représente le seuil en deçà duquel la dilatance ne se manifestera pas. Pour les auteurs, ce seuil correspond à la compacité d'empilement aléatoire. Cette compacité est définie comme la plus petite valeur de compacité qui peut maintenir un système granulaire stable avec un empilement aléatoire. Cette valeur est de 0,555 dans le cas de particules sphériques.

## 2.7 Conclusion

Dans ce chapitre, une revue des connaissances relatives à l'étude des bétons autoplaçants, particulièrement leur pompabilité a été faite. Dans le contexte actuel de développement durable, il est aujourd'hui de grand intérêt de développer des bétons combinant les performances des BAP et un faible impact environnemental. Deux voies sont généralement suivies dans l'optimisation de ces types de BAP appelé BAP-éco, ayant une faible teneur en ciment. D'une part, en substituant une partie du ciment du mélange de BAP conventionnel par des matériaux alternatifs supposés moins polluants, notamment les cendres volantes, les laitiers de haut fourneau, etc. D'autre part, les BAP-éco sont obtenus à travers l'optimisation du squelette granulaire. Si dans le premier cas, les ajouts cimentaires sont supposés non polluants, car considérés comme des déchets, en réalité le processus de leur obtention et également leur transport génèrent un impact environnemental non considérable. Il est nécessaire de prendre en compte leur part dans l'impact environnemental global. Une des solutions est de travailler sur la diminution du volume de l'ensemble des matériaux cimentaires (ciment et ajouts cimentaires). En outre, malgré l'existence de quelques méthodologies existantes d'optimisation du squelette granulaire, leur usage dans la pratique n'est pas encore généralisé. Ceci en partie à cause de leur complexité ou parfois leur dépendance à des matériaux spécifiques. Des modèles d'optimisation plus simple d'application sont alors nécessaires pour favoriser l'emploi de ce type de BAP dans différentes applications. La technique de pompage qui est souvent utilisée pour la mise en place des BAP a été largement étudiée. Il en est de même pour la couche limite qui est l'élément qui détermine la capacité d'un béton à être facilement pompé. En effet, une bonne maîtrise de l'épaisseur et les propriétés rhéologiques de cette couche permet de mieux prédire la pression de pompage pour un débit voulu. L'accès au matériau de la couche limite dans le tuyau de pompage ou lors des essais de tribométrie est très compliqué. Différentes études ont proposé des approches alternatives pour évaluer les propriétés de la couche limite, notamment ses paramètres rhéologiques. La pâte de ciment et le mortier tamisé des BAP ont été proposés comme matériau de la couche limite. Toutefois, il a été reporté que la couche limite est constituée de la pâte de ciment et des particules fines de sable. En conséquence, ni la pâte de ciment ni le mortier grossier ne semblent pas correspondre à la composition de la couche limite. Par ailleurs, à défaut de ces caractéristiques rhéologiques, la couche limite est souvent caractérisée par les paramètres d'interface qui sont liés au seuil de cisaillement, la viscosité plastique et l'épaisseur de cette couche. L'épaisseur de la couche est quant à elle estimée à partir de l'étude des profils de vitesse d'écoulement des bétons dans le tuyau, à travers des modèles analytiques ou encore à travers des modèles numériques. Il apparaît que les bétons plus fluides, notamment les BAP présentent un plus faible volume de couche limite (épaisseur d'environ 2 mm) par rapport aux bétons conventionnels (épaisseur jusqu'à 9 mm) alors que les premiers ont un volume plus élevé de liant par rapport aux seconds. Ce qui est en contradiction avec la théorie de formation de la couche limite par le seul mécanisme de migration des grosses particules sous cisaillement (ségrégation dynamique) de la paroi vers le centre du tuyau. En effet, dans cette théorie, la migration des gros granulats se poursuit jusqu'à l'atteinte de l'empilement maximal du système granulaire du bloc de béton au centre et, en conséquence, l'atteinte de l'épaisseur maximale de la couche limite. Dans le cas de l'écoulement des bétons fluides dans le tuyau de pompage, en raison de leurs seuils de cisaillement relativement faibles, une partie ou tout le bloc de béton est cisailé contrairement aux bétons conventionnels qui ne sont pas cisailés. Ceci peut faire apparaître, dans le cas des bétons fluides, le phénomène de dilatance de Reynolds lors du cisaillement du bloc de béton. La dilatance de Reynolds peut empêcher l'atteinte de l'empilement théorique maximal du bloc de béton en réduisant la migration des gros granulats vers le centre et affecter considérablement la formation de la couche limite. Toutefois, ce phénomène de dilatance de Reynolds n'est pas encore reporté dans l'étude des BAP. Il est alors nécessaire d'évaluer le potentiel d'apparition de ce phénomène lors du cisaillement des bétons

fluides afin de mieux expliquer la formation de la couche limite. En outre, la ségrégation dynamique des BAP est souvent évaluée à travers la seule variation volumétrique des gros granulats. Seulement, le changement de la distribution des granulats sous l'effet du cisaillement peut induire également une variation importante de l'empilement granulaire en différents points d'écoulement. Cette variation devrait être prise en compte dans l'appréciation de la ségrégation dynamique. Enfin, afin de faciliter le choix des matériaux lors de l'optimisation des bétons pour une meilleure pompabilité, les effets des paramètres de formulation et leurs propriétés sur les différents mécanismes de formation de la couche limite ont été investigués. Toutefois, les études effectuées ne tenant pas compte de l'ensemble des paramètres n'ont pas permis de déterminer les paramètres les plus influents. Aussi, le mélange de BAP est généralement étudié comme une seule phase homogène. De récentes études numériques ont montré que les comportements des BAP lors de l'écoulement peuvent être mieux évalués à travers une approche multiphasique du mélange. Une approche diphasique du mélange de BAP sera alors proposée dans cette étude pour l'optimisation des BAP conventionnels et BAP-éco, pour l'étude des principaux mécanismes de formation de la couche limite, ainsi que d'autres phénomènes d'hétérogénéité due à l'écoulement, notamment le blocage, qui peuvent aussi affecter la formation de cette couche. La prise en compte de l'ensemble des caractéristiques de chaque phase du mélange permettra de ressortir les paramètres clés de l'optimisation des BAP pour une meilleure pompabilité.

## Références

- [1] K. H. Khayat, A. Ghezal, and M. S. Hadriche, Utility of statistical models in proportioning self-consolidating concrete, *Mater. Struct.*, 33 (2000) 338–344
- [2] H. Okamura and M. Ouchi, Self-compacting high performance concrete, *Prog. Struct. Eng. Mater.*, 1 (1998) 378–383.
- [3] T. Sedran and de L. Francois, “Optimization of self-compacting concrete thanks to packing model packing model,” in *st International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*, 1999, pp. 321–332.
- [4] K. D. KABAGIRE, Modélisation expérimentale et analytique des propriétés rhéologiques des bétons autoplaçants, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2018.
- [5] A. Schwartzentruber and C. Catherine, La méthode du mortier de béton équivalent (MBE)—Un nouvel outil d'aide à la formulation des bétons adjuvantés, *Mater. Struct.*, 33 (2000) 475–482.
- [6] O. S. Ghee, T. Noguchi, and F. Tomosawa, Toward mix design for rheology of self-compacting concrete, *International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures*, (1999) 361–372.
- [7] I. M. Krieger, Rheology of monodisperse latices, *Adv. Colloid Interface Sci.*, 3 (1972) 111–136.
- [8] X. Chateau, G. Ovarlez, and K. L. Trung, Homogenization approach to the behavior of suspensions of noncolloidal particles in yield stress fluids, *J. Rheol.*, 52 (2008) 489–506.
- [9] O. H. Wallevik, F. V Mueller, B. Hjartarson, and S. Kubens, The green alternative of self-compacting concrete, *Eco-SCC*, XVII IBAUSIL Weimar, 1 (2009) 1105–1116.
- [10] B. Esmailkhanian, K. H. Khayat, and O. H. Wallevik, Mix design approach for low-powder self-consolidating concrete: Eco-SCC—content optimization and performance, *Mater. Struct.*, 50 (2017) 124.
- [11] S. A. A. M. Fennis, Design of Ecological Concrete by Particle Packing Optimization, Pasaia, Thèse de doctorat, Université de technologie de Delft 2011.
- [12] M. Hunger, An integral design concept for ecological self-compacting concrete, Thèse de doctorat Université technique d'Eindhoven, 2010.
- [13] J. E. Funk and D. R. Dinger, *Predictive Process Control of Crowded Particulate Suspensions*. Springer Science & Business Media, 1993.
- [14] K. H. Khayat, A. Ghezal, and M. S. Hadriche, Factorial design model for proportioning self-consolidating concrete, *Mater. Struct.*, 32 (1999) 679–686.
- [15] B. Esmailkhanian, P. Diederich, K. H. Khayat, A. Yahia, and Ó. H. Wallevik, Influence of particle lattice effect on stability of suspensions: application to self-consolidating concrete, *Mater. Struct.*, 50 (2017) 39.

- 
- [16] ASTM C1611 / C1611M-18, Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018.
- [17] EN, B. S. 12350. Testing fresh concrete, self-compacting concrete; Technical committee. London, 2010.
- [18] EFNARC The European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, The European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, Production and Use, Eur. Guidel. Self Compact. Concr. 2005.
- [19] ASTM C1621 / C1621M-17, Standard Test Method for Passing Ability of Self-Consolidating Concrete by J-Ring, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.
- [20] EN, N. F. 12350-11. Essai pour béton frais–Partie 11: béton auto-plaçant–Essai de stabilité au tamis [Test for fresh concrete-Part 11: self-compacting concrete-sieve stability test], 2010.
- [21] ASTM C29 / C29M-09, Standard Test Method for Bulk Density (Unit Weight) and Voids in Aggregate, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009.
- [22] N. Roussel, The LCPC BOX: a cheap and simple technique for yield stress measurements of SCC, *Mater. Struct.*, 40 (2017) 889–896.
- [23] B. Esmailkhanian, D. Feys, K. H. Khayat, and A. Yahia, New test method to evaluate dynamic stability of self-consolidating concrete, *ACI Mater. J.*, 111 (2014) 299–307.
- [24] ASTM C1610 / C1610M-19, Standard Test Method for Static Segregation of Self-Consolidating Concrete Using Column Technique, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019.
- [25] K. H. KHAYAT and J. J. ASSAAD, Effect of w/cm and high-range water-reducing admixture on formwork pressure and thixotropy of self-consolidating concrete., *ACI Mater. J.*, 103 (2006) 186.
- [26] D. Feys, K. H. Khayat, A. Perez-Schell, and R. Khatib, Development of a tribometer to characterize lubrication layer properties of self-consolidating concrete, *Cem. Concr. Compos.*, 54 (2014) 40–52.
- [27] I. Mehdipour and K. H. Khayat, Understanding the role of particle packing characteristics in rheo-physical properties of cementitious suspensions: A literature review, *Constr. Build. Mater.*, 161 (2018) 340–353.
- [28] D. J. Jeffrey and A. Acrivos, The rheological properties of suspensions of rigid particles, *AIChE J.*, 22 (1976) 417–432.
- [29] T. G. M. Van De Ven, The flow of suspensions, *Polym. Compos.*, 6 (1985) 209–214.
- [30] P. J. Carreau, Philippe Coussot: Rheometry of Pastes, Suspensions and Granular Materials. Applications in Industry and Environment, *Rheol. Acta*, 46 (2006) 317–318.
- [31] R. Khatib, Analysis and Prediction of Pumping Characteristics of High-Strength Self-Consolidating Concrete, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2013.
- [32] A. Yahia and K. . Khayat, Analytical models for estimating yield stress of high-performance pseudoplastic grout, *Cem. Concr. Res.*, 31 (2001) 731–738.
- [33] G. H. Tattersall, The workability of concrete, a viewpoint publication., *Portl. Cem. Assoc.*, 1976.
- [34] W. H. Herschel, Consistency of Rubber Benzene Solutions, *Ind. Eng. Chem.*, 16 (1924) 927–927.
- [35] N. Casson, A flow equation for pigment-oil suspensions of the printing ink type., *Rheol. disperse Syst.*, 1959.
- [36] A. Yahia and K. H. Khayat, “Applicability of rheological models to high-performance grouts containing supplementary cementitious materials and viscosity enhancing admixture,” *Mater. Struct.*, vol. 36, no. 6, pp. 402–412, Jul. 2003.
- [37] D. Feys, Interacties tussen de reologische eigenschappen en het verpompen van zelfverdichtend beton Interactions between Rheological Properties and Pumping of Self-Compacting Concrete. 2009.
- [38] M. Hosseinpour, Numerical simulation of fresh SCC flow in wall and beam elements using flow dynamics models, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2016.
- [39] R. Pasquino, N. Grizzuti, P. L. Maffettone, and F. Greco, Rheology of dilute and semidilute noncolloidal hard sphere suspensions, *J. Rheol.*, 52 (2008) 1369–1384.
- [40] A. Einstein, Berichtigung zu meiner Arbeit: Eine neue Bestimmung der Moleküldimensionen, *Ann. Phys.*, 339 (1911) 591–592.
- [41] G. K. Batchelor and J. T. Green, The hydrodynamic interaction of two small freely-moving spheres in a linear flow field, *J. Fluid Mech.*, 56 (1972) 375–400.
- [42] G. K. Batchelor, The effect of Brownian motion on the bulk stress in a suspension of spherical particles, *J.*

- Fluid Mech., 83 (1977) 97–117.
- [43] J. Murata and H. Kukawa, Viscosity Equation For Fresh Concrete, *ACI Mater. J.*, 89 (1992) 230–237.
- [44] A. W. Saak, H. M. Jennings, and S. P. Shah, A generalized approach for the determination of yield stress by slump and slump flow, *Cem. Concr. Res.*, 34 (2004) 363–371.
- [45] N. Roussel, C. Stefani, and R. Leroy, From mini-cone test to Abrams cone test: measurement of cement-based materials yield stress using slump tests, *Cem. Concr. Res.*, 35 (2005) 817–822.
- [46] K. D. Kabagire, P. Diederich, A. Yahia, and M. Chekired, Experimental assessment of the effect of particle characteristics on rheological properties of model mortar, *Constr. Build. Mater.*, 151 (2017) 615–624.
- [47] K. D. Kabagire, A. Yahia, and M. Chekired, Toward the prediction of rheological properties of self-consolidating concrete as diphasic material, *Constr. Build. Mater.*, 195 (2019) 600–612.
- [48] D. Kaplan, *Pompape des Bétons*, Thèse de doctorat, Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées, France, 2000.
- [49] S. Jacobsen, J. H. Mork, S. F. Lee, and L. Haugan, Pumping of concrete and mortar–State of the art, *SINTEF Build. Infrastruct.*, 5 (2008) 1–46.
- [50] F. Chapdelaine, *Étude fondamentale et pratique sur le Pompape du béton*, Thèse de doctorat, Université de Laval, 2007.
- [51] T. T. Ngo, E. H. Kadri, R. Bennacer, and F. Cussigh, Use of tribometer to estimate interface friction and concrete boundary layer composition during the fluid concrete pumping, *Constr. Build. Mater.*, 24 (2010) 1253–1261.
- [52] D. Feys, K. H. Khayat, A. Perez-Schell, and R. Khatib, Prediction of pumping pressure by means of new tribometer for highly-workable concrete, *Cem. Concr. Compos.*, 57 (2015) 102–115.
- [53] M. S. Choi, Y. J. Kim, and S. H. Kwon, Prediction on pipe flow of pumped concrete based on shear-induced particle migration, *Cem. Concr. Res.*, 52 (2013) 216–224.
- [54] S. Morinaga, Pumpability of concrete and pumping pressure in pipelines., *Proceedings of Rilem Seminar*, 1973.
- [55] M. Sakuta, I. Yamane, and S. A., Pumpability of fresh concrete, *Tech. Res. Lab.* 1989.
- [56] ACI 304.2R-96, *Placing concrete by pumping methods*, ACI committee Rep., 1998.
- [57] E. Secrieru, W. Mohamed, S. Fataei, and V. Mechtcherine, Assessment and prediction of concrete flow and pumping pressure in pipeline, *Cem. Concr. Compos.*, 107 (2020) 103495, Mar. 2020.
- [58] J. K. B. Hansen, Characterisation of concrete pumpability using the two-point apparatus, *High Perform. Concr. Mater. Dev.*, 1988.
- [59] H. D. Le, *Etude de l'effet de la couche limite sur les profils de vitesses du béton pompé*, Thèse de doctorat, Université de Cergy-Pontoise, 2014.
- [60] D. Feys, K. H. Khayat, and R. Khatib, How do concrete rheology, tribology, flow rate and pipe radius influence pumping pressure?, *Cem. Concr. Compos.*, 66 (2016) 38–46.
- [61] C. Hu, *Rhéologie des bétons fluides*, Thèse de doctorat, École des ponts et chaussée, 1995.
- [62] D. Feys, G. De Schutter, and R. Verhoeven, Parameters influencing pressure during pumping of self-compacting concrete, *Mater. Struct.*, 46 (2013) 533–555.
- [63] E. Secrieru, S. Fataei, C. Schröfl, and V. Mechtcherine, Study on concrete pumpability combining different laboratory tools and linkage to rheology, *Constr. Build. Mater.*, 144 (2017) 451–461.
- [64] B. Chouinard, *Étude Des Relations Entre La Rhéologie Du Béton Et Sa Pompabilité*, mémoire de maitrise, Université de Laval 1999.
- [65] M. Choi, N. Roussel, Y. Kim, and J. Kim, Lubrication layer properties during concrete pumping,” *Cem. Concr. Res.*, 45 (2013) 69–78.
- [66] V. Mechtcherine, V. N. Nerella, and K. Kasten, Testing pumpability of concrete using Sliding Pipe Rheometer, *Constr. Build. Mater.*, 53 (2014) 312–323.
- [67] R. Weber, *The transport of concrete by pipeline*. Cem. and Concr. Assoc., 1968.
- [68] M. S. Choi, Y. S. Kim, and Y. Kim, Effect of Ultrasound on the Formation of a Lubrication Layer in Concrete Pumping, *J. Adv. Concr. Technol.*, 14 (2016) 95–101.
- [69] M. S. Choi, Prediction of concrete pumping performance base on the evaluation of lubrication layer properties, Thèse de doctorat Institut supérieur coréen de science et de technologie, 2013.

- 
- [70] E. Secrieru, J. Khodor, C. Schröfl, and V. Mechtcherine, Formation of lubricating layer and flow type during pumping of cement-based materials, *Constr. Build. Mater.*, 178 (2018) 507–517.
- [71] V. Vand, Viscosity of Solutions and Suspensions. I. Theory, *J. Phys. Colloid Chem.*, 52 (1948) 277–299.
- [72] L. N. Thrane, Form Filling with Self-Compacting Concrete, Thèse de doctorat, Danish technological institute, 2007.
- [73] B. Esmailkhanian, Dynamic stability of self-consolidating concrete: Development of test methods and influencing parameters, Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, 2011.
- [74] A. W. Saak, H. M. Jennings, and P. S. Surendra, New methodology for designing self-compacting concrete, *ACI Mater. J.*, 98 (2001) 429–434.
- [75] D. L. Lin Shen, Leslie Struble, Modeling dynamic segregation of self-consolidating concrete, *ACI Mater. J.*, 106 (2009) 375–380.
- [76] R. J. Phillips, R. C. Armstrong, R. A. Brown, A. L. Graham, and J. R. Abbott, A constitutive equation for concentrated suspensions that accounts for shear-induced particle migration, *Phys. Fluids A Fluid Dyn.*, 4 (1992) 30–40.
- [77] D. Feys and K. H. Khayat, Particle migration during concrete rheometry: How bad is it?, *Mater. Struct.*, 50 (2017) 122.
- [78] V. K. Bui, D. Montgomery, I. Hinczak, and K. Turner, Rapid testing method for segregation resistance of self-compacting concrete, *Cem. Concr. Res.*, 32 (2002) 1489–1496.
- [79] E.-C. Hassan and N. Moncef, Effect of mixture design parameters on segregation of self-consolidating concrete, *ACI Mater. J.*, 103 (2006) 374–383.
- [80] L. Shen, H. Bahrami Jovein, Z. Sun, Q. Wang, and W. Li, Testing dynamic segregation of self-consolidating concrete, *Constr. Build. Mater.*, 75 (2015) 465–471.
- [81] E. Behrouz, F. Dimitri, K. Kamal H., and Y. Ammar, New Test Method to Evaluate Dynamic Stability of Self-Consolidating Concrete, *ACI Mater. J.*, 111 (2014) 299–308.
- [82] B. Esmailkhanian, K. H. Khayat, A. Yahia, and D. Feys, Effects of mix design parameters and rheological properties on dynamic stability of self-consolidating concrete, *Cem. Concr. Compos.*, 54 (2014) 21–28.
- [83] M. Hosseinpour, K. H. Khayat, and A. Yahia, Numerical simulation of self-consolidating concrete flow as a heterogeneous material in L-Box set-up: Effect of rheological parameters on flow performance, *Cem. Concr. Compos.*, 83 (2017) 290–307.
- [84] B. M. Lormand and R. J. Phillips, Sphere migration in oscillatory Couette flow of a viscoelastic fluid, *J. Rheol.* 48 (2004) 551–570.
- [85] Y. Dan, Z. Qianbin, Y., Sheng, et al, Recent progress of particle migration in viscoelastic fluids, *Lab Chip*, 18 (2018) 551–567.
- [86] G. De Schutter and D. Feys, Pumping of Fresh Concrete: Insights and Challenges, *RILEM Tech. Lett.*, 1 (2016) 76.
- [87] O. Reynolds, On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact. With experimental illustrations, London, Edinburgh, Dublin *Philos. Mag. J. Sci.*, 20 (1885) 469–481.
- [88] F. de Larrard and T. Sedran, Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model, *Cem. Concr. Res.*, 24 (1994) 997–1009.
- [89] N. B. 427, Concrete, Fresh. Compactibility With IC-Tester-Method NT BUILD 427, *Nord. Scand. Inst.*, 1994.
- [90] K. H. Khayat, N. A. Libre, and Z. Wu., *Roller Compacted Concrete for Rapid Pavement Construction.*, 2019.
- [91] A. B. Yu, J. Bridgwater, and A. Burbidge, On the modelling of the packing of fine particles, *Powder Technol.*, 92 (1997) 185–194.
- [92] H. H. C. Wong and A. K. H. Kwan, Packing density of cementitious materials: part 1—measurement using a wet packing method, *Mater. Struct.*, 41 (2008) 689–701.
- [93] W. W. S. Fung, A. K. H. Kwan, and H. H. C. Wong, Wet packing of crushed rock fine aggregate, *Mater. Struct.*, 42 (2009) 631–643.
- [94] A. K. H. Kwan, L. G. Li, and W. W. S. Fung, Wet packing of blended fine and coarse aggregate, *Mater. Struct.*, 45 (2012) 817–828.

- 
- [95] T. Stovall, F. de Larrard, and M. Buil, Linear packing density model of grain mixtures, *Powder Technol.*, 48 (1986) 1–12.
- [96] F. De Larrard, *Concrete mixture proportioning: A scientific approach*, CRC Press, 1999.
- [97] D. Joe and F. Taylor, *Computer Modelling of Concrete Mixtures*, CRC Press, 1999.
- [98] A. K. H. Kwan, V. Wong, and W. W. S. Fung, A 3-parameter packing density model for angular rock aggregate particles, *Powder Technol.*, 274 (2015) 154–162.
- [99] S. Sasitharan, *Stress Path Dependency of Dilatancy and Stress-strain Response of Sand*, Thèse de doctorat, University of Peradeniya, 1989.
- [100] N. Estrada, A. Taboada, and F. Radjai, Rôle des paramètres locaux de cohésion dans la résistance mécanique d'un milieu granulaire cohésif, in *Congrès Français de Mécanique*, (2007) 27–31.
- [101] M. R. Brooke Cox, *The Influence of Grain Shape on Dilatancy*, 2011.
- [102] N. P. Krut and L. Rothenburg, A micromechanical study of dilatancy of granular materials, *J. Mech. Phys. Solids*, 95 (2016) 411–427.
- [103] S. Wegner et al., Effects of grain shape on packing and dilatancy of sheared granular materials, *Soft Matter*, 10 (2014) 5157.
- [104] B. Metzger and J. E. Butler, Clouds of particles in a periodic shear flow, *Phys. Fluids*, 24 (2012) 021703.
- [105] V. Ukrainčik, Study of fresh concrete flow curves, *Cem. Concr. Res.*, 10 (1980) 203–212.
- [106] C. Hu and F. de Larrard, The rheology of fresh high-performance concrete, *Cem. Concr. Res.*, 26 (1996) 283–294.
- [107] G. Skripkiūnas and M. Daukšys, Dilatancy of cement slurries with chemical admixtures, *J. Civ. Eng. Manag.*, 10 (2004) 227–233.
- [108] G. Skripkiūnas and M. Daukšys, Influence of chemical admixtures on rheological properties and dilatancy of cement slurries, *8th Int. Conf. Mod. Build. Mater. Struct. Tech*, (2004)168–173.
- [109] M. Daukšys and G. Skripkiūnas, Investigation of dilatancy mechanism of Portland cement paste, *Constr. Build. Mater.*, 83 (2015) 53–61.
- [110] G. Y. Onoda and E. G. Liniger, Random loose packings of uniform spheres and the dilatancy onset, *Phys. Rev. Lett.*, 64 (1990) 2727–2730.

## Chapitre 3 Méthodologie

### 3.1 Matériaux utilisés

#### 3.1.1 Liant

Dans cette étude, le liant utilisé pour confectionner les bétons est un liant ternaire TerC<sup>3</sup>, composé de 70 % de ciment portland (GU), de 25 % de cendre volante et de 5 % de la fumée de silice. Ce liant ternaire a une densité de 2,96. Un superplastifiant (SP) à base de polycarboxylate ainsi qu'un agent entraîneur d'air (AEA) sont respectivement utilisés pour améliorer la fluidité et assurer un réseau d'air de 5 à 8 %.

#### 3.1.2 Granulats

Un sable naturel (0-5 mm) et trois granulats calcaires concassés CA1 (1,25-14 mm), CA2 (1,25-20 mm), et CA3 (10-28 mm) sont utilisés pour optimiser les mélanges de BAP. Les valeurs de la densité et de l'absorption du sable et des granulats sont représentées au Tableau 3-1

Table 3-1: Propriétés physiques des granulats

Matériau	Densité	Absorption (%)
Sable	2,67	1,09
CA1	2,72	0,42
CA2	2,73	0,49
CA3	2,76	0,49

Les distributions granulométriques du sable et sa portion fine (< 1,25 mm), ainsi que celles de gros granulats sont présentées sur les Figures 3-1 à 3-4 :

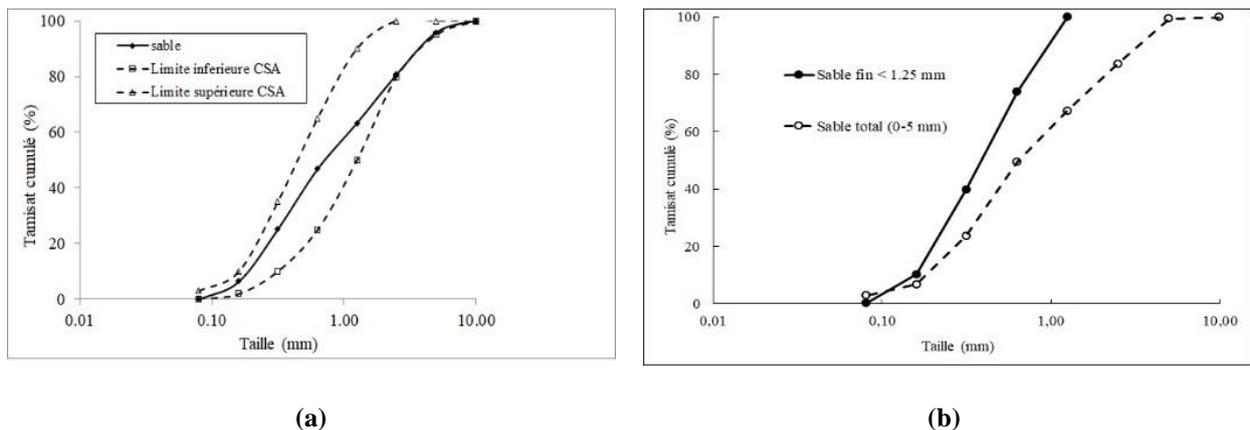


Figure 3-1: Courbe granulométrique (a) du sable et (b) de la partie fine de sable (< 1,25 mm)

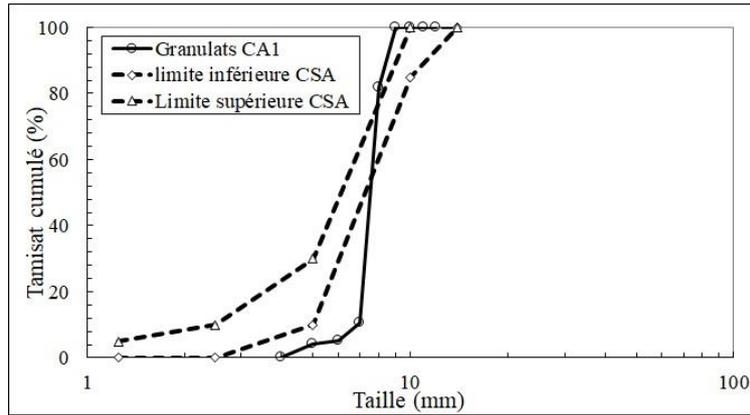


Figure 3-2: Courbe granulométrique du granulat CA1 (1,25-14 mm)

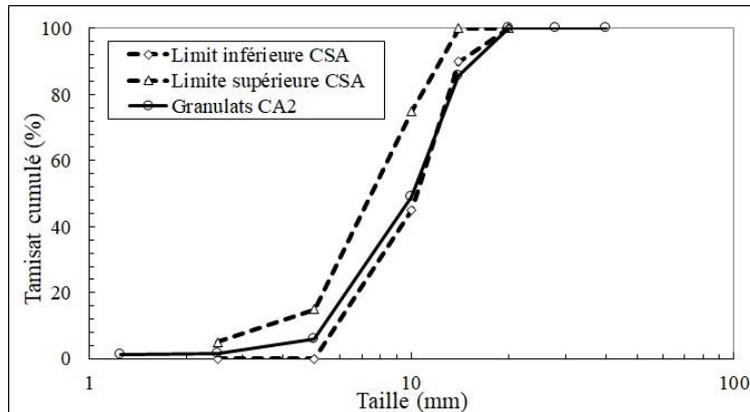


Figure 3-3: Courbe granulométrique du granulat CA2 (1,25-20 mm)

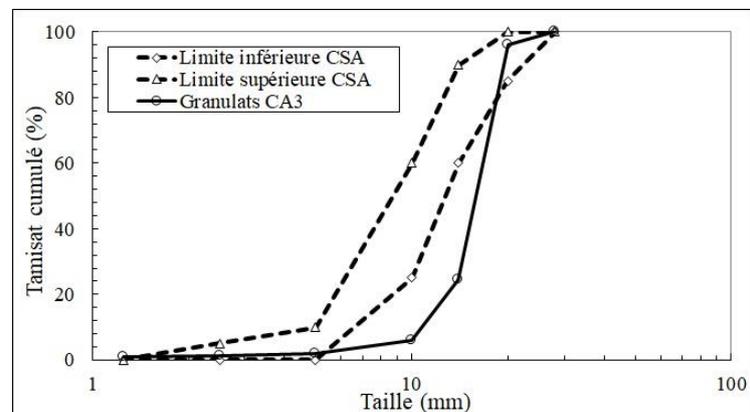


Figure 3-4: Courbe granulométrique du granulat CA3 (10-28 mm)

## 3.2 Méthodes

### 3.2.1 Formulation

Les principaux paramètres de formulation dans notre étude sont la compacité granulaire, le rapport eau sur liant (E/L ou w/b) et le volume de pâte. Ces paramètres sont retenus en raison de leurs influences directes sur les propriétés d'écoulement et les performances mécaniques des BAP. Considérant les différents granulats utilisés, cinq valeurs théoriques de compacité des particules solides (granulats + sable) ont été définies pour tous les mélanges de BAP conventionnels et BAP-éco. Également, cinq

rapports eau sur liant et cinq volumes de pâte sont définis pour chaque type de BAP. Les valeurs de ces paramètres pour les deux types de BAP sont résumées dans le Tableau 3-2.

Table 3-2: Paramètres de formulations des BAP

BAP conventionnels	$\varphi_{\max}$	0,550	0,570	0,585	0,597	0,623
	$V_{\text{pâte}} (\%)$	30	32	35	38	40
	E/L	0,36	0,38	0,40	0,43	0,45
BAP-éco	$\varphi_{\max}$	0,550	0,570	0,585	0,597	0,623
	$V_{\text{pâte}} (\%)$	25	26	29	32	33
	E/L	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70

À partir de ces paramètres, 30 différents mélanges dont 15 BAP conventionnels et 15 BAP-éco (Tableau 3-3) sont définis en utilisant la méthode de plans composites centrés. Le rapport E/L et le volume de pâte étant fixés, les dosages en granulats (sable et gros granulats) sont choisis de telle manière à obtenir la compacité granulaire recherchée pour le mélange. À partir des propriétés physiques de ces différentes classes granulaires, le modèle linéaire de compacité de De Larrard [1] a été utilisé pour déterminer les dosages optimaux correspondant à la compacité ( $\alpha_t$ ) recherchée. Pour améliorer la précision du modèle, le sable et les trois classes de gros granulats sont subdivisés en 15 sous classes de granulats correspondant aux particules retenues entre chacun des deux tamis standards successifs (Tableau 3-4). Par ailleurs, les compacités expérimentales de toutes les 15 sous-classes obtenues sont déterminées en utilisant l'essai de compactage intensif, ICT (Tableau 3-4). Ces valeurs sont ensuite utilisées dans le modèle linéaire de compacité. La compacité granulaire théorique du mélange de granulats des 15 sous-classes peut être obtenue par :

$$\alpha_t = \min_{i=1}^{n=15} \left[ \frac{\alpha_i}{1 - (1 - \alpha_i) \sum_{j=1}^{i-1} a_{ij} \cdot \varphi_j - \sum_{j=i+1}^{n=15} b_{ij} \cdot \varphi_j} \right] \quad (3-1)$$

Avec  $\alpha_i$  la compacité de la classe  $i$ ,  $\varphi_j$  la proportion volumique de la classe  $j$  dans une unité de volume,  $a_{ij}$  et  $b_{ij}$  représentent respectivement l'effet de desserrement et l'effet de paroi induit par les particules de la classe  $j$  sur l'empilement des particules de la classe  $i$ . Ils sont calculés par :

$$a_{ij} = \begin{cases} \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^{1,02}}, & d_i > d_j \\ 0, & d_i \leq d_j \end{cases} \quad (3-2)$$

$$b_{ij} = \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{d_i}{d_j}\right)^{1,50}, & d_j > d_i \\ 0, & d_j \leq d_i \end{cases} \quad (3-3)$$

Table 3-3: Composition des BAP conventionnels

Type	N°	E/L	Liant (kg/m <sup>3</sup> )	V <sub>pâte</sub> (%)	$\Phi_{\max}$ G+S	Sable (kg/m <sup>3</sup> )	CA1 (kg/m <sup>3</sup> )	CA2 (kg/m <sup>3</sup> )	CA3 (kg/m <sup>3</sup> )	SP (L/100 kg de liant)	AEA
BAP conventionnel	N1	0,38	446	32	0,570	925	451	0	325		
	N2	0,38	446	32	0,597	925	125	504	146		
	N3	0,38	529	38	0,570	837	408	0	294		
	N4	0,38	529	38	0,597	837	113	456	132		
	N5	0,43	417	32	0,570	925	451	0	325		
	N6	0,43	417	32	0,597	925	125	504	146		
	N7	0,43	508	38	0,570	837	408	0	294		
	N8	0,43	508	38	0,597	837	113	456	132	0,900	0,016
	N9	0,40	488	35	0,585	881	618	0	118		
	N10	0,40	488	35	0,550	881	200	0	542		
	N11	0,40	488	35	0,623	881	623	112	0		
	N12	0,40	418	30	0,585	955	670	0	128		
	N13	0,40	558	40	0,585	808	567	0	108		
	N14	0,36	517	35	0,585	881	618	0	118		
	N15	0,45	456	35	0,585	881	618	0	118		
BAP-éco	E1	0,55	293	26	0,570	1013	493	0	356		
	E2	0,55	293	26	0,597	1013	137	552	160		
	E3	0,55	360	32	0,570	925	451	0	325		
	E4	0,55	360	32	0,597	925	125	504	146		
	E5	0,65	263	26	0,570	1013	493	0	356		
	E6	0,65	263	26	0,597	1013	137	552	160		
	E7	0,65	324	32	0,570	925	451	0	325		
	E8	0,65	324	32	0,597	925	125	504	146	0,988	0,016
	E9	0,60	309	29	0,585	969	680	0	130		
	E10	0,60	309	29	0,550	969	220	0	596		
	E11	0,60	309	29	0,623	969	685	123	0		
	E12	0,60	267	25	0,585	1028	721	0	138		
	E13	0,60	352	33	0,585	910	639	0	122		
	E14	0,50	346	29	0,585	969	680	0	130		
	E15	0,70	279	29	0,585	969	680	0	130		

Table 3-4: Compacité granulaire expérimentale de différentes sous classes granulaire

N° de sous classe	Taille de tamis (mm)	Source de granulats	Compacité granulaire expérimentale
1	20 – 28	CA3	0,452
2	14 – 20	CA3	0,460
3	14 – 20	CA2	0,467
4	10 – 14	CA3	0,472
5	10 – 14	CA2	0,490
6	10 – 14	CA1	0,486
7	5 – 10	CA2	0,498
8	5 – 10	CA1	0,502
9	5 – 10	Sable	0,511
10	2,5 – 5	CA2	0,520
11	2,5 – 5	CA1	0,513
12	2,5 – 5	Sable	0,528
13	1,25 – 2,5	CA2 et CA1	0,530
14	1,25 – 2,5	Sable	0,546
15	0 – 1,25	Sable	0,623

Étant donné que dans notre cas l'objectif final n'est pas de calculer la compacité du mélange, mais de déterminer la composition granulaire correspondant à une compacité granulaire prédéfinie, un solveur associé au modèle de compacité linéaire a été développé. Celui-ci permet, pour une valeur de compacité donnée (0,550 à 0,623), de déterminer le pourcentage volumique de chacune des 15 sous-classes et, par conséquent, chaque classe de granulat (CA1, CA2, CA3) correspondant pour un rapport sable sur granulat total de 0,55). Par la suite, les compacités granulaires expérimentales des mélanges granulaires obtenues seront mesurées.

### 3.2.2 Nouvelles approches d'optimisation de BAP conventionnels et BAP-éco

Dans cette étude, le mélange de béton est considéré comme une suspension diphasique des granulats ( $> 1,25$  mm) dans une matrice fluide correspondant au mortier fin ( $< 1,25$  mm). Ce choix de mortier fin a été fait pour avoir une phase fluide homogène et stable. L'étude a permis de montrer que la phase fluide ( $< 1,25$  mm) issue des différents BAP étudiés est un mélange homogène et stable conformément aux critères de stabilité de Roussel [2] présentés dans le chapitre 8. Les différentes nouvelles approches d'optimisation proposées dans cette étude sont basées sur les propriétés des deux phases constituant le béton. Le système granulaire ( $> 1,25$  mm) est caractérisé par sa teneur volumétrique et sa compacité granulaire. Ces deux paramètres sont pris en compte en utilisant le rapport  $\phi/\phi_{\max}$ . Il a été en effet montré que ce paramètre influence significativement la rhéologie des matériaux cimentaires [3-6]. La phase fluide du mélange de béton est le mortier fin correspondant composé de la pâte de ciment et les particules de sable inférieures à 1,25 mm. Cette phase du béton est caractérisée par les propriétés rhéologiques, notamment les propriétés visco-élastoplastiques ainsi que sa résistance à la compression.

À travers une analyse tridimensionnelle de l'effet couplé des caractéristiques du système granulaire et de mortier fin, de nouvelles approches de conception des BAP conventionnels et BAP-éco en tant que matériau diphasique sont proposées. Ces approches sont basées sur d'une part, le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  de la phase granulaire et d'autre part, les propriétés d'ouvrabilité, rhéologiques et la résistance à la

compression du mortier fin. Par ailleurs, une classification de BAP basée sur leurs propriétés d'ouvrabilité a été proposée et a permis de recommander des mélanges typiques de BAP conventionnel et BAP-éco avec de très bonnes performances à l'écoulement.

### 3.2.3 Caractérisation des granulats

#### 3.2.3.1 Compacité granulaire

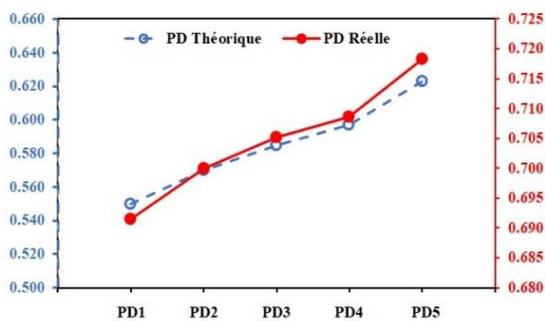
L'essai au Compacteur giratoire (Intensive Compaction Tester, ICT) représenté à la Figure 3-5b est utilisé pour la détermination de la compacité expérimentale de différents mélanges granulaires. Il s'agit des mélanges de l'ensemble des granulats (sable + gros granulats), les mélanges de particules de la phase granulaire ( $> 1,25$  mm) correspondant, ainsi que les compacités des 15 sous-classes définies précédemment. Cet appareil permet de déterminer le degré de consolidation des granulats, du sol et du béton en fournissant la masse volumique compactée. La compacité du mélange granulaire est obtenue par le rapport entre sa masse volumique compactée et sa masse volumique réelle initiale. Le dispositif comprend une unité principale composée d'un ordinateur de contrôle contenant un logiciel pour contrôler les paramètres d'essais, deux plaques et des pièces de calibration. L'essai de consolidation des granulats s'effectue comme suit :

- La première étape consiste à procéder au calibrage ou à la vérification du calibrage des paramètres de l'unité centrale. Cette calibration consiste à appliquer une pression de 20 kPa qui correspond à la pression minimale que le dispositif peut fournir. Cette pression est fixée par l'opérateur.
- La confection de l'éprouvette : ceci consiste à peser une masse équivalente à un volume fixe donné que l'on place dans la porte-échantillon métallique. Il faut, cependant, prendre soin d'éviter la ségrégation des granulats, en mélangeant des proportions 5 fois plus élevées que la quantité voulue, spécialement dans le cas des combinaisons granulaires.
- La programmation des paramètres pour exécuter l'essai : lors de cette étape, il s'agit de fournir la masse de l'échantillon à tester dans le programme et de spécifier également l'angle de giration qui dans notre cas est de 40 mrad soit  $2,29^\circ$  (valeur par défaut).
- L'exécution et le traitement des données : une fois que tout est prêt, on lance l'essai et le compacteur applique une force de compression giratoire sur l'échantillon de granulats. En même temps l'évolution de la hauteur de l'échantillon ainsi que la pression exercée sont enregistrées dans le programme. Après 150 cycles (hauteur constante au-delà), le programme fournit la hauteur et la densité finales. Le volume de vides est déterminé en se servant de la densité sèche des granulats.

Le Tableau 3-5 et la Figure 3-5a montrent les résultats typiques des compacités granulaires expérimentales ( $PD_{Réelle}$ ) des mélanges granulaires (sable + gros granulats) correspondant aux cinq compacités théoriques ( $PD_{Théorique}$ ) ainsi que les compacités expérimentales des parties grossières ( $> 1,25$  mm) correspondant. On remarque que les compacités granulaires expérimentales données par l'ICT suivent la même évolution que celle des compacités granulaires théoriques. Les valeurs expérimentales sont plus élevées en raison notamment du compactage du matériau dans le cas expérimental, mais aussi à cause de l'hypothèse de particules monosphériques de chaque sous-classe qui est faite dans le modèle de prédiction.

Table 3-5: Mélanges et compacités des cinq systèmes de granulats et leurs parties grossières correspondantes.

N° de mélange	Fraction volumétrique				Compacité granulaire		
	Sable	CA1	CA2	CA3	PD <sub>Théorique</sub>	PD <sub>Réelle</sub>	$\Phi_{\max}$ (> 1,25 mm)
1	0,55	0,12	-	0,33	0,550	0,692	0,537
2	0,55	0,26	-	0,19	0,570	0,700	0,544
3	0,55	0,38	-	0,07	0,585	0,705	0,548
4	0,55	0,07	0,29	0,08	0,597	0,709	0,568
5	0,55	0,38	0,07	0,00	0,623	0,718	0,578



(a)



(b)

Figure 3-5: (a) Exemple de Compacités réelles mesurées (b) intensive compaction tester (ICT)

### 3.2.3.1 Caractéristiques morphologiques des granulats : Nouvelle méthode

La compacité granulaire des granulats est un des paramètres clés dans cette étude. En effet, la compacité du système granulaire pourrait contrôler les performances mécaniques à travers la diminution de la porosité du béton, mais aussi les performances d'écoulement grâce à une meilleure lubrification à volume de liant constant. La valeur de la compacité est fortement influencée par les caractéristiques des granulats. La détermination de cette relation entre les caractéristiques morphologiques des granulats et la compacité granulaire pourra faciliter le choix des granulats pour aboutir à un mélange aux meilleures performances. À cet égard, une nouvelle méthodologie a été établie pour évaluer les différentes caractéristiques morphologiques des granulats utilisés en utilisant un scanner 3D et des techniques de traitement d'image.

On rappelle que les 30 mélanges de BAP conventionnels et BAP-éco sont formulés avec cinq différents systèmes granulaires ayant des proportions volumétriques de chaque type de granulats variables et qui sont définis par cinq différentes compacités granulaires (Tableau 3-5). En plus, les gros granulats (> 1,25 mm) ont été subdivisés en 14 sous-classes (Tableau 3-4). Dans un premier temps, cette nouvelle méthode est employée pour déterminer les caractéristiques morphologiques de chaque sous-classe de granulats. Ces caractéristiques comprennent les caractéristiques de taille ( $D_{\text{avg}}$  : diamètre moyen, AV : rapport aire de la surface 3D sur volume), de forme (C : circularité, S : sphéricité et AR : allongement) et de texture (R : rugosité). En suite, en tenant compte des proportions volumétriques de chaque sous-classe dans chaque système granulaire, une moyenne arithmétique pondérée est définie pour chaque caractéristique afin d'estimer les caractéristiques morphologiques de l'ensemble des granulats des cinq systèmes

granulaires des bétons. En outre, une relation est établie pour déterminer la surface 3D de l'ensemble des gros granulats ( $> 1,25$  mm) dans  $1 \text{ m}^3$  du BAP. Les différentes étapes de cette méthodologie sont résumées dans la Figure 3-6. Les détails et la description de ces étapes seront présentés dans le chapitre 7.

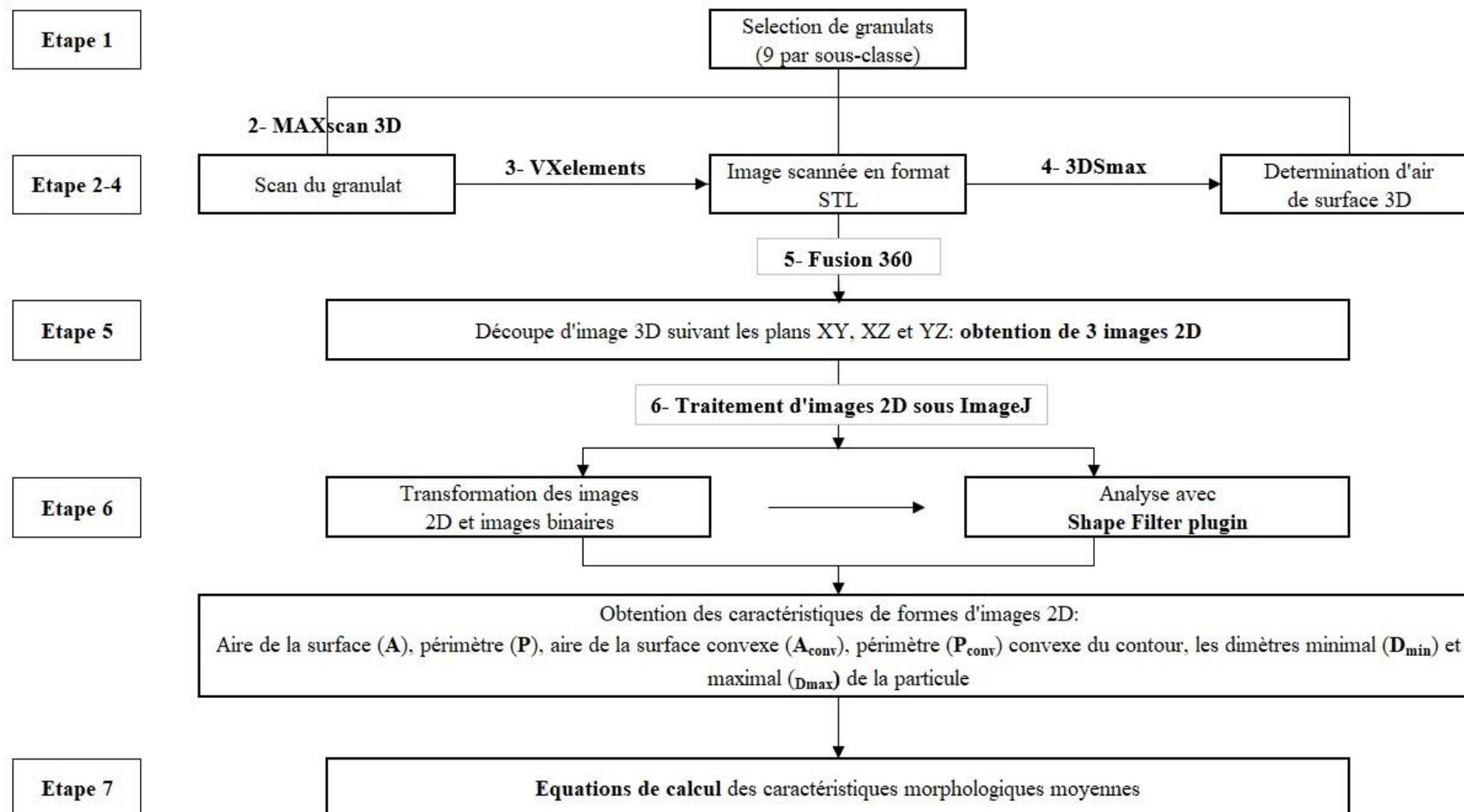


Figure 3-6: Étapes de détermination des caractéristiques morphologiques des granulats

### 3.2.4 Essais rhéologique sur la matrice fluide

A partir des 30 mélanges de BAP conventionnels et BAP-éco étudiés, 18 mélanges de mortiers fins ont été obtenus dont 9 correspondant aux BAP conventionnels et 9 issus de BAP-éco (Tableau 3-6). Les paramètres d'ouvrabilité et les propriétés rhéologiques de ces mortiers ainsi que leurs 10 pâtes correspondantes (Tableau 3-7) sont évalués.

Les mortiers et leurs pâtes correspondant sont malaxés conformément à la norme ASTM C1738 [7] et ASTM C305 [8], respectivement. Immédiatement après le malaxage, la mesure d'étalement au mini cône [9] (Figure 3-7) ainsi que les mesures rhéologiques sont effectuées.

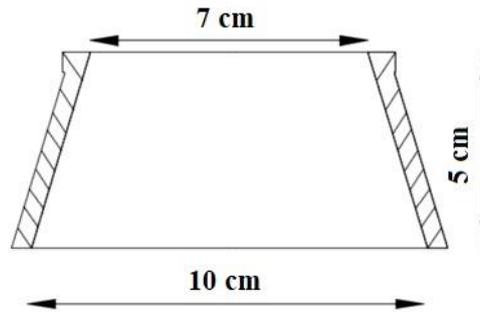


Figure 3-7: Dimensions du mini-cône d'essai d'étalement de mortier et pâte [9]

Les mesures rhéologiques des mortiers fins sont effectuées à l'aide d'un rhéomètre Anton Paar MCR302 (Figure 3-8a) équipé d'un système à plaques parallèles de 50 mm de diamètre avec un entrefer de 4 mm entre les deux plaques (Figure 3-8b). Le protocole de cisaillement utilisé consiste en un pré-cisaillement de  $150 \text{ s}^{-1}$  pendant 120 s, puis une diminution du taux de cisaillement de  $150 \text{ s}^{-1}$  à  $1 \text{ s}^{-1}$  en 7 étapes à raison de 15 secondes par étape (Figure 3-8c). Ce protocole nous permet de déterminer les paramètres rhéologiques du mélange, notamment le seuil de cisaillement et la viscosité plastique (Figure 3-8e). Par la suite, un protocole de balayage de déformation (Figure 3-8d) (ou cisaillement oscillatoire) est appliqué pour déterminer les modules de stockage ( $G'$ ) et de perte ( $G''$ ) des mélanges ainsi que la déformation critique (Figure 3-8f). Le module de stockage ( $G'$ ) représente l'énergie emmagasinée par le matériau pendant le cisaillement. Par ailleurs, le module de perte ( $G''$ ), quant à lui, représente l'énergie dissipée par le matériau pour modifier sa structure lors du cisaillement. La déformation critique ( $\gamma_{\text{critique}}$ ) correspond à la déformation minimale pour initier l'écoulement du matériau. Il s'agit d'une première étude traitant les propriétés viscoélastiques des mortiers. Le balayage de déformation consiste à augmenter l'amplitude de la déformation de cisaillement de 0,0001 % à 100 % à une vitesse angulaire constante de 10 rad/s (Figure 3-8d). Par ailleurs, dans le cas des pâtes, le même rhéomètre a été utilisé, mais avec un système de cylindres coaxiaux. Ce système consiste à un cylindre interne et un cylindre externe de diamètres respectifs de 26,660 et 28,911 mm, résultant à un entrefer de 1,126 mm. Les mêmes protocoles de cisaillement appliqués aux mortiers ont été employés pour déterminer les propriétés viscoplastiques et viscoélastiques des pâtes.

Table 3-6: Composition des mélanges de mortier fin (dosage de AEA : 0,016 L/100 kg de liant).

Type	Mélange	BAP correspondant	E/L	Liant (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	Sable fin < 1,25 mm (kg/m <sup>3</sup> )	SP (L/100 kg de liant)
Mortiers fins des BAP conventionnels	M-N-1	N1 et N2	0,38	757	305	983	
	M-N-2	N3 et N4	0,38	842	335	834	
	M-N-3	N5 et N6	0,43	702	319	975	
	M-N-4	N7 et N8	0,43	792	357	818	
	M-N-5	N9, N10, et N11	0,40	784	329	886	
	M-N-6	N12	0,40	716	305	1025	0,900
	M-N-7	N13	0,40	853	355	774	
	M-N-8	N14	0,36	835	317	891	
	M-N-9	N15	0,45	738	348	893	
Mortiers fins de BAP éco	M-E-1	E1 et E2	0,55	525	309	1135	
	M-E-2	E3 et E4	0,55	609	353	979	
	M-E-3	E5 et E6	0,65	472	328	1139	
	M-E-4	E7 et E8	0,65	557	381	995	
	M-E-5	E9, E10, et E11	0,60	543	347	1067	
	M-E-6	E12	0,60	487	314	1175	0,988
	M-E-7	E13	0,60	589	371	953	
	M-E-8	E14	0,50	605	322	1062	
	M-E-9	E15	0,70	486	361	1057	

Table 3-7: Composition des mélanges de pâte de ciment (dosage de AEA : 0,016 L/100 kg de liant).

Mélange	Mortiers fins correspondant	E/L	Liant (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	SP (L/100 kg de liant)
P-N-8	M-N-8	0,36	1433	516	
P-N-1-2	M-N-1 et M-N-2	0,38	1393	529	
P-N-5-6-7	M-N-5, M-N-6, et M-N-7	0,40	1355	542	0,900
P-N-3-4	M-N-3 et M-N-4	0,43	1302	560	
P-N-9	M-N-9	0,45	1269	571	
P-E-8	M-E-8	0,50	1194	597	
P-E-1-2	M-E-1 et M-E-2	0,55	1126	620	
P-E-5-6-7	M-E-5, M-E-6, et M-E-7	0,60	1066	640	0,988
P-E-3-4	M-E-3 et M-E-4	0,65	1012	658	
P-E-9	M-E-9	0,70	964	675	

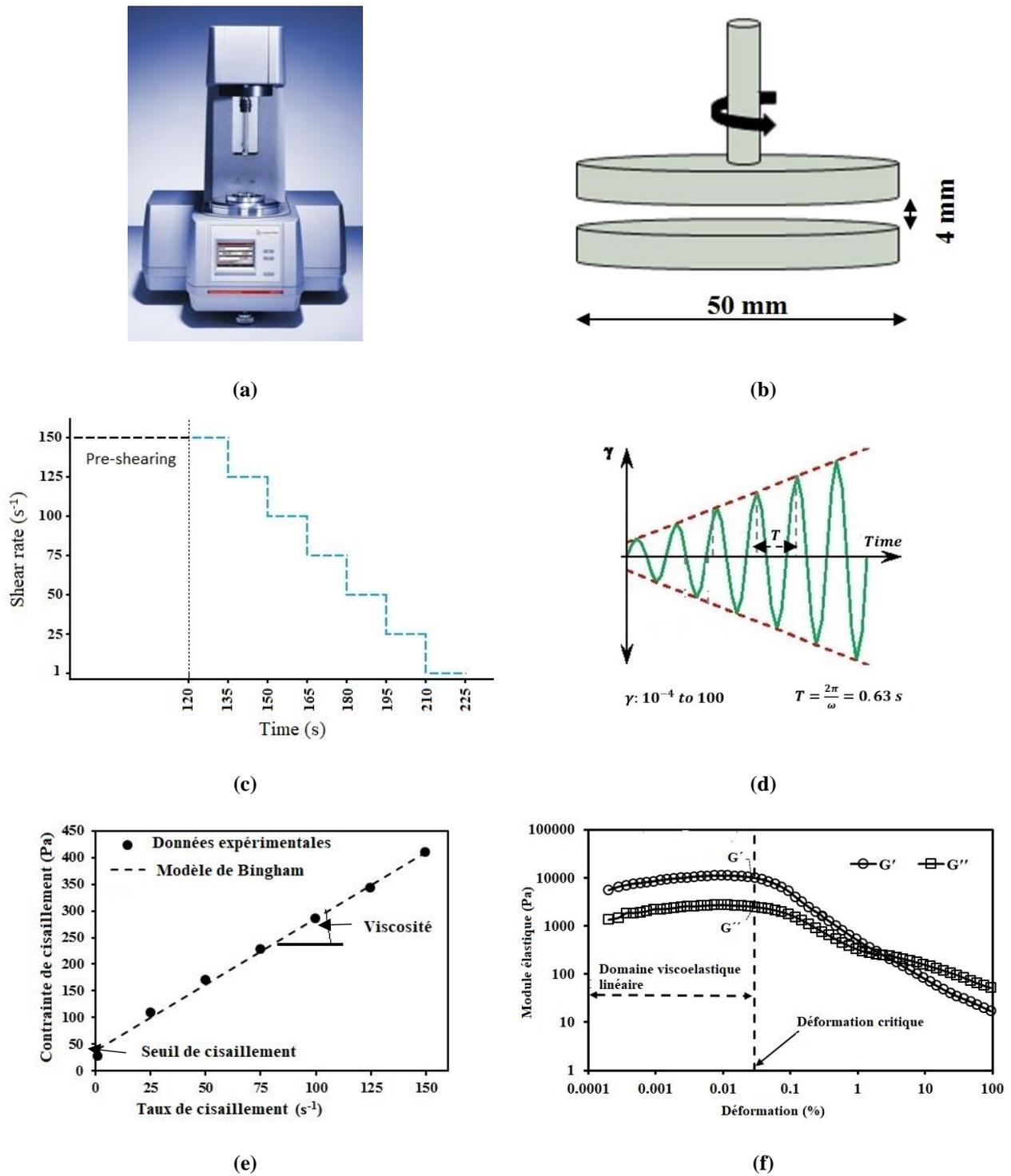


Figure 3-8: (a) Rhéomètre Anton Paar MCR 302, (b) schémas du système de mesure à plaques parallèles (c) protocole de cisaillement rotationnel, (d) protocole de balayage en déformation, exemple de courbe d'écoulement (e) viscoplastique et (f) viscoélastique.

En outre, la résistance à la compression à 28 jours et à 56 jours des mortiers et leurs pâtes correspondantes a été mesurée sur des échantillons de forme cubique de dimensions  $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$  après une cure à 100 % d'humidité relative jusqu'à l'échéance de la mesure.

### 3.2.5 Essais sur les BAP

#### 3.3.5.1 Essais de maniabilité et mécaniques

Tout juste après le malaxage du mélange de BAP, nombre d'essais à l'état frais sont réalisés sur le BAP. Il s'agit notamment de la détermination du pourcentage d'air, de la masse volumique du BAP frais, de la détermination de paramètres d'ouvrabilité ainsi que des propriétés relatives à la capacité de passage ou de résistance au blocage. La teneur en air et la masse volumique du BAP sont déterminées à l'aide de la méthode pressiométrique (air-mètre) conformément à la norme ASTM C231 [10]. Ensuite l'ouvrabilité des BAP a été évaluée à travers les essais d'étalement [11] et de V-Funnel [12]. L'ouvrabilité se réfère au diamètre final d'écoulement en lien avec le seuil d'écoulement du matériau puis le temps d'écoulement à travers le canal de V-Funnel qui indique la résistance à l'écoulement du mélange en relation avec sa viscosité. En outre, l'essai de J-Ring [13] et celui de L-Box [14] sont effectués pour caractériser la capacité de passage du BAP. Dans le cas de l'essai de J-Ring (Figure 3-9a) l'essai consiste à mesurer comme dans le cas d'étalement, le diamètre final d'écoulement à travers des espaces confinés (Figure 3-9b). La valeur du diamètre d'étalement (JRF) ou la différence entre le diamètre d'étalement et celui mesuré dans l'essai de J-Ring ( $\Delta JR$ ) permet d'évaluer la capacité de passage du matériau. Plus JRF est élevé ou  $\Delta JR$  est faible, meilleure est la capacité de passage du BAP. Le dispositif de L-Box consiste à deux compartiments l'un vertical et l'autre horizontal, séparés par une porte coulissante et de dimensions présentées à la Figure 3-9d. L'essai consiste à remplir le compartiment vertical puis ouvrir la porte coulissante et permettre au béton de s'écouler sous l'effet de son propre poids dans le canal horizontal à travers un espace renforcé de 3 barres de 12 mm de diamètre. À la fin de l'écoulement du béton, les hauteurs du béton dans la section verticale ( $h_1$ ) et à la fin de la section horizontale ( $h_2$ ) sont mesurées (Figure 3-9e). Le rapport de ces deux hauteurs soit  $h_2/h_1$  est calculé et indique la capacité de passage du béton. Plus la valeur du rapport  $h_2/h_1$  est élevée, plus le béton présente une grande capacité de passage.

Par ailleurs, une nouvelle méthodologie d'évaluation de blocage des BAP, qui est un type de capacité de passage, a été proposée dans cette étude en utilisant l'essai de J-ring et l'essai de L-Box. Deux nouveaux indices de blocage de BAP sont à cet effet proposés. Ces indices permettent d'évaluer le risque de blocage des granulats du béton lors de son écoulement en conditions restreintes. La méthode consiste à évaluer la variation de la teneur volumétrique et la compacité granulaire de gros granulats ( $> 1,25$  mm) en deux zones d'écoulement opposées après l'écoulement du béton dans le dispositif par rapport à la valeur du mélange de référence. Ces zones correspondent dans le cas de J-Ring à l'intérieur (I-JR) et à l'extérieur (O-JR) de l'anneau de J-Ring (Figure 3-9c). Dans le cas de L-Box, il s'agit de la section située avant les barres d'acier (B-LB) et la zone correspondant aux 15 derniers centimètres à la fin du canal horizontale (E-LB) (Figure 3-9f). Ainsi, dans chaque essai (J-Ring et L-Box), une fois l'écoulement du béton terminé, deux échantillons cylindriques ( $100 \times 200$  mm) sont pris respectivement dans les deux zones d'écoulement. Ses échantillons sont lavés et tamisés sur un tamis de 1,25 mm puis séchés afin de déterminer leurs teneurs volumétriques ( $\phi$ ) des granulats ( $> 1,25$  mm). Par la suite, les compacités théorique et réelle de ces portions des granulats de chaque échantillon sont déterminées avec le modèle de De Larrard (Eq. 3-1) et l'essai ICT, respectivement. Le rapport  $\frac{\phi}{\phi_{\max}}$  de chaque échantillon est alors déterminé. À partir de ces données, les indices de blocage de J-Ring ( $BI_{JR}$ ) et de L-Box ( $BI_{LB}$ ) sont calculés à l'aide des formules suivantes :

$$BI_{JR} (\%) = \frac{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{I-JR} - \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{O-JR}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{\text{reference}}} \times 100 \% \quad (3-4)$$

$$BI_{LB} (\%) = \frac{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{B-LB} - \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{E-LB}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{\text{reference}}} \times 100 \% \quad (3-5)$$

Par la suite, en faisant une extrapolation à partir des modèles numériques établies par Hosseinpoor et al. [15] pour les différentes propriétés rhéologiques des BAP, la vitesse maximale d'écoulement dans le L-Box peut être estimée en fonction des paramètres Binghamiens des BAP étudiés comme suit :

$$V_{LB} = \frac{2,922}{\tau_{0-SCC}^{0,520} \times \mu_{p-SCC}^{0,613}} \quad (3-6)$$

Où le seuil de cisaillement ( $\tau_{0-SCC}$ ) et la viscosité plastique ( $\mu_{p-SCC}$ ) du BAP sont estimés en fonction de  $\varphi$ ,  $\varphi_{\max}$  des granulats, ainsi que le seuil de cisaillement et la viscosité plastique du mortier fin correspondant, en utilisant les modèles proposés par Chateau et al. [16] et Krieger et Dougherty [17], respectivement comme suit:

$$\tau_{0-SCC} = \tau_0 \times \sqrt{(1 - \varphi) \times \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-\eta \times \varphi_{\max}}} \quad (3-7)$$

$$\mu_{p-SCC} = \mu_p \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-\eta \times \varphi_{\max}} \quad (3-8)$$

Par ailleurs, les résistances à la compression à 28 jours et à 56 jours des BAP ont été mesurées sur des échantillons cylindriques de dimensions 200 × 100 mm après une cure à 100 % d'humidité relative jusqu'à l'échéance de la mesure et à température ambiante.

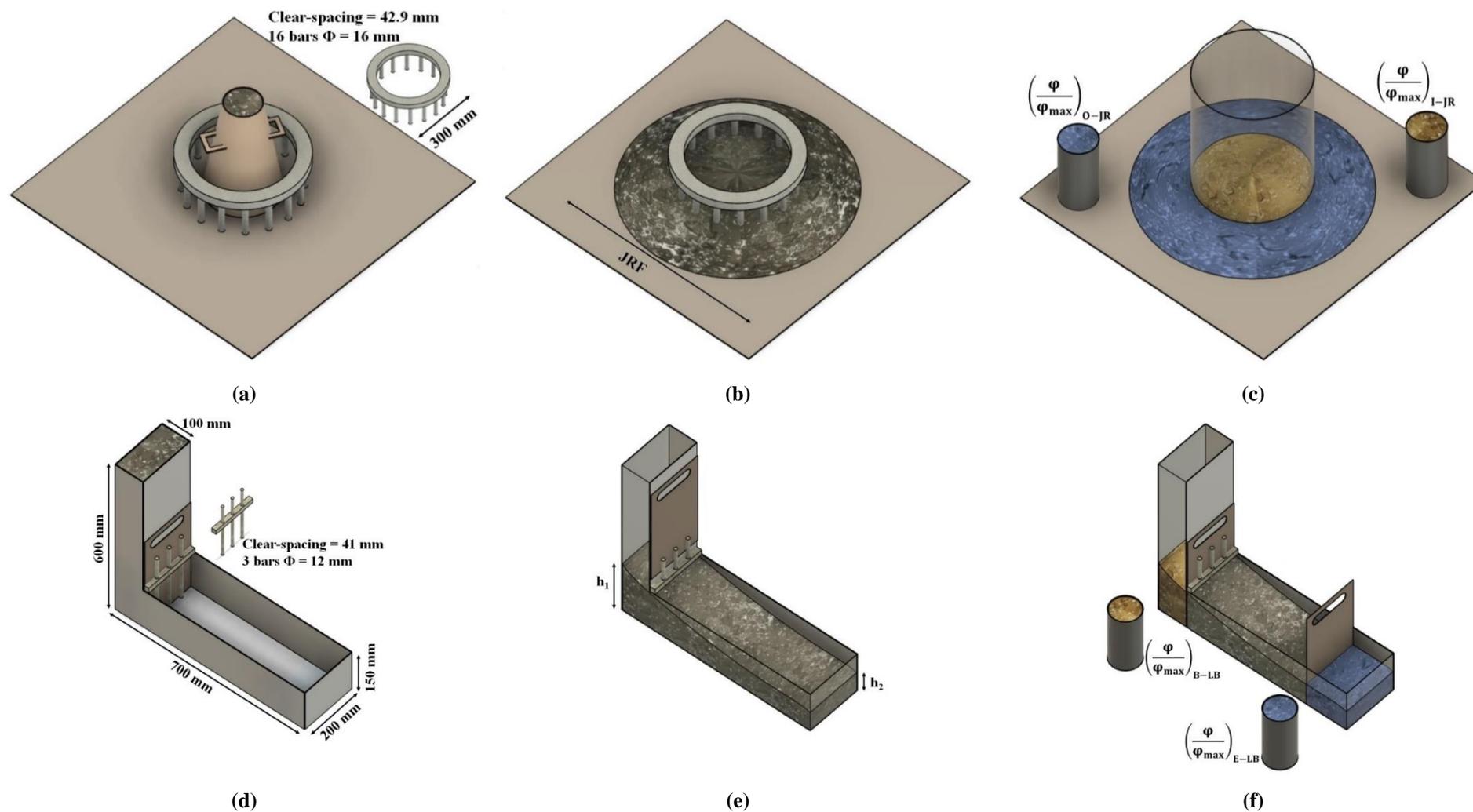


Figure 3-9: Dispositifs des essais (a) J-Ring et (d) L-Box; profil final du BAP à l'arrêt dans (b) J-Ring et (e) L-Box; échantillonnage du béton situé (c) à l'intérieur et à l'extérieur de J-ring et (f) au début et à la fin du canal horizontal de L-Box.

### 3.3.5.2 Evaluation de la stabilité statique et dynamique de BAP

L'essai T-Box avait été mis en place récemment et utilisé pour évaluer la ségrégation dynamique des BAP [18]. Cet essai est utilisé dans cette étude pour évaluer la stabilité dynamique des BAP étudiés. Une nouvelle méthodologie d'évaluation de la stabilité dynamique a été mis en place dans ce travail. Le dispositif T-Box consiste en un canal rectangulaire de 1 m de longueur, 0,4 m de hauteur et d'épaisseur 0,3 m articulé à son milieu par un support de 0,14 m de hauteur (Figure 3-10a). Un autre support est placé sous une extrémité du canal pour limiter le mouvement de rotation de la boîte. Un échantillon de BAP frais de 16 L est introduit dans le canal en position horizontale. L'essai consiste à soumettre le béton placé dans le canal à 60 cycles de rotation. Chaque cycle de 2 secondes correspond au mouvement de l'extrémité libre du canal de l'état initial (horizontal) jusqu'à ce qu'il touche le sol (en 1 s) puis le retour à l'état initial (en 1 s). À la fin de l'essai, on distingue deux parties du béton. Une partie du côté de canal qui s'incline (Tilt-down) où il y a accumulation des granulats (Figure 3-11a) au fur et à mesure que le nombre de cycles augmentait, et l'autre partie où la rotation est empêchée par un support (Tilt-up) où on retrouvera moins de gros granulats (Figure 3-11b). Dans cette dernière partie, une couche de mortier se forme à la surface supérieure. Un échantillon cylindrique de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur est pris dans les deux parties dans la section de 20 cm à partir de chaque extrémité (Figures 3-11c). Ces échantillons sont immédiatement lavés et tamisés sur un tamis de 1,25 mm (Figures 3-11d) puis la partie retenue ( $> 1,25$  mm) est séchée.

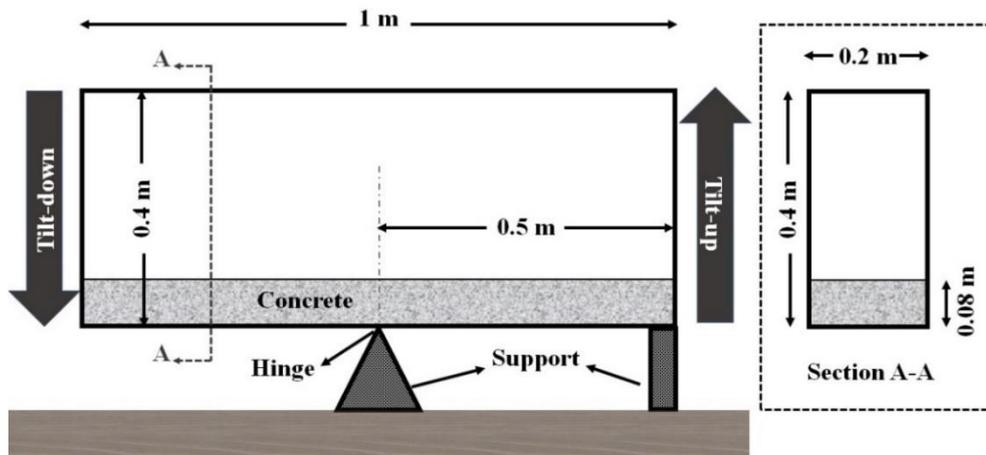
Par la suite, les distributions granulométriques des granulats séchés des échantillons sont déterminées. Pour un échantillon de granulats donné, à partir de la distribution granulaire, la densité et la proportion de chaque classe de granulats dans le mélange de BAP correspondant (Tableau 3-5), la teneur volumétrique de chacune des 14 sous-classes (du Tableau 3-4) de gros granulats sont déterminées. Les compacités granulaires ( $\varphi_{\max}$ ) théorique et expérimentale des granulats de l'échantillon sont alors déterminées en utilisant le modèle linéaire de compacité (Eq. 3-1) avec les teneurs et les compacités des sous-classes, et le dispositif de ICT, respectivement. Le mélange de gros granulats des deux échantillons du BAP et le mélange de référence correspondant sont ainsi caractérisés chacun par sa teneur volumétrique ( $\varphi$ ) et sa compacité granulaire ( $\varphi_{\max}$ ). L'indice de ségrégation dynamique du BAP (DSI) est alors déterminé en comparant la différence du rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  de la section de T-Box qui s'incline,  $\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{\text{tilt-down}}$  et la section où la rotation est empêchée  $\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{\text{tilt-up}}$  avec la valeur du mélange de référence correspondant  $\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{\text{Reference}}$  par la relation suivante:

$$D. S. I._{T-Box} (\%) = \frac{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{\text{tilt-down}} - \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{\text{tilt-up}}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)_{\text{Reference}}} \times 100 \% \quad (3-9)$$

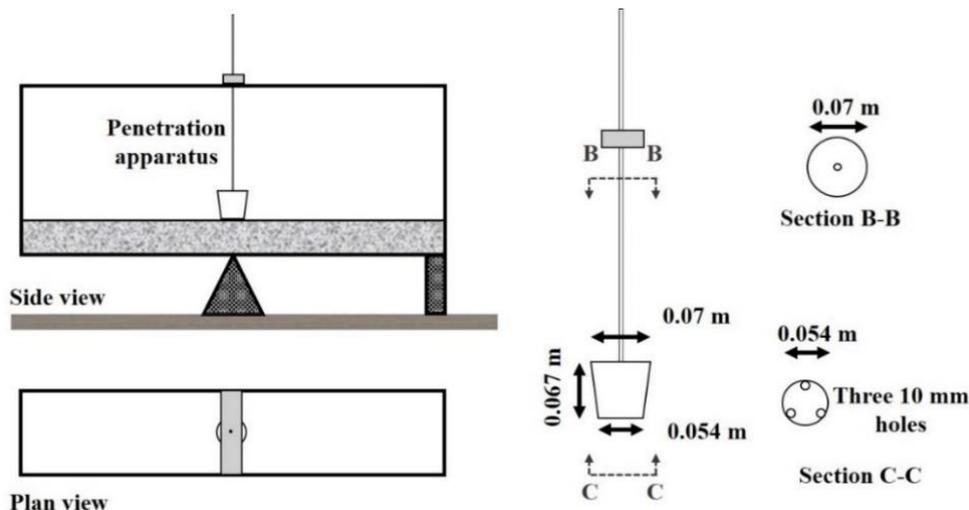
Selon qu'on utilise les valeurs des compacités théoriques ou expérimentales, on parlera de l'indice de ségrégation théorique ( $DSI_{\text{Theo}}$ ) ou expérimentale ( $DSI_{\text{Exp}}$ ). Il faut noter que pour un rapport sable sur total de granulats donné, la teneur volumétrique ( $\varphi$ ) des gros granulats ( $> 1,25$  mm) représente indirectement le volume du mortier fin ( $V_m = 1 - \varphi$ ). En plus, la distribution des granulats influence directement la valeur de leur compacité granulaire ( $\varphi_{\max}$ ). Par conséquent, contrairement aux indices de ségrégation dynamique proposés par les études récentes [19-21], le nouvel indice proposé dans cette étude peut évaluer non seulement la variation de la teneur volumétrique des gros granualts sous cisaillement (comme c'est le cas dans les précédentes études), mais aussi celle de leur distribution granulaire et le volume de mortier ou de la pâte. Par ailleurs, selon Esmailkhanian et al. [22], avec la

géométrie du T-Box et le déplacement du centre de masse de l'échantillon du béton dans le dispositif à chaque cycle d'inclinaison de la boîte, le nombre (60) de cycles d'inclinaison de la boîte pour une durée de 2s par cycle correspond à une distance d'écoulement de 9 m et une vitesse de 0,253 m/s.

En outre, à partir de ce même dispositif de T-Box, la stabilité statique des BAP a été évaluée à travers un pénétromètre. Le pénétromètre se présente sous forme tronc conique de 64 mm de hauteur avec des diamètres supérieur et inférieur de 70 et 54 mm, respectivement, et une masse totale de 104 g (Figure 3-10b). Trois trous de diamètre 10 mm et un de diamètre 2 mm sont percés dans les sections circulaires basse et haute, respectivement. Les premiers permettent d'éliminer l'effet de flottabilité et le dernier permet à l'air entrappé dans le tronc conique de s'échapper. Le pénétromètre a été assemblé à un châssis vertical lui permettant de glisser verticalement sans dévier. Deux minutes après l'introduction du béton dans le canal rectangulaire ( temps de ségrégation statique,  $t_{S-Seg} = 120$  s) on laisse le pénétromètre glisser librement et pénétrer dans le béton jusqu'à ce qu'il s'arrête. La profondeur de pénétration (PD) ainsi que la vitesse moyenne de ségrégation statique ( $V_{S-Seg} = PD / t_{S-Seg}$ ) sont déterminées comme indices de ségrégation statique du béton.



(a)



(b)

Figure 3-10: Représentation schématique du dispositif de (a) T-Box et (b) le pénétromètre [18].

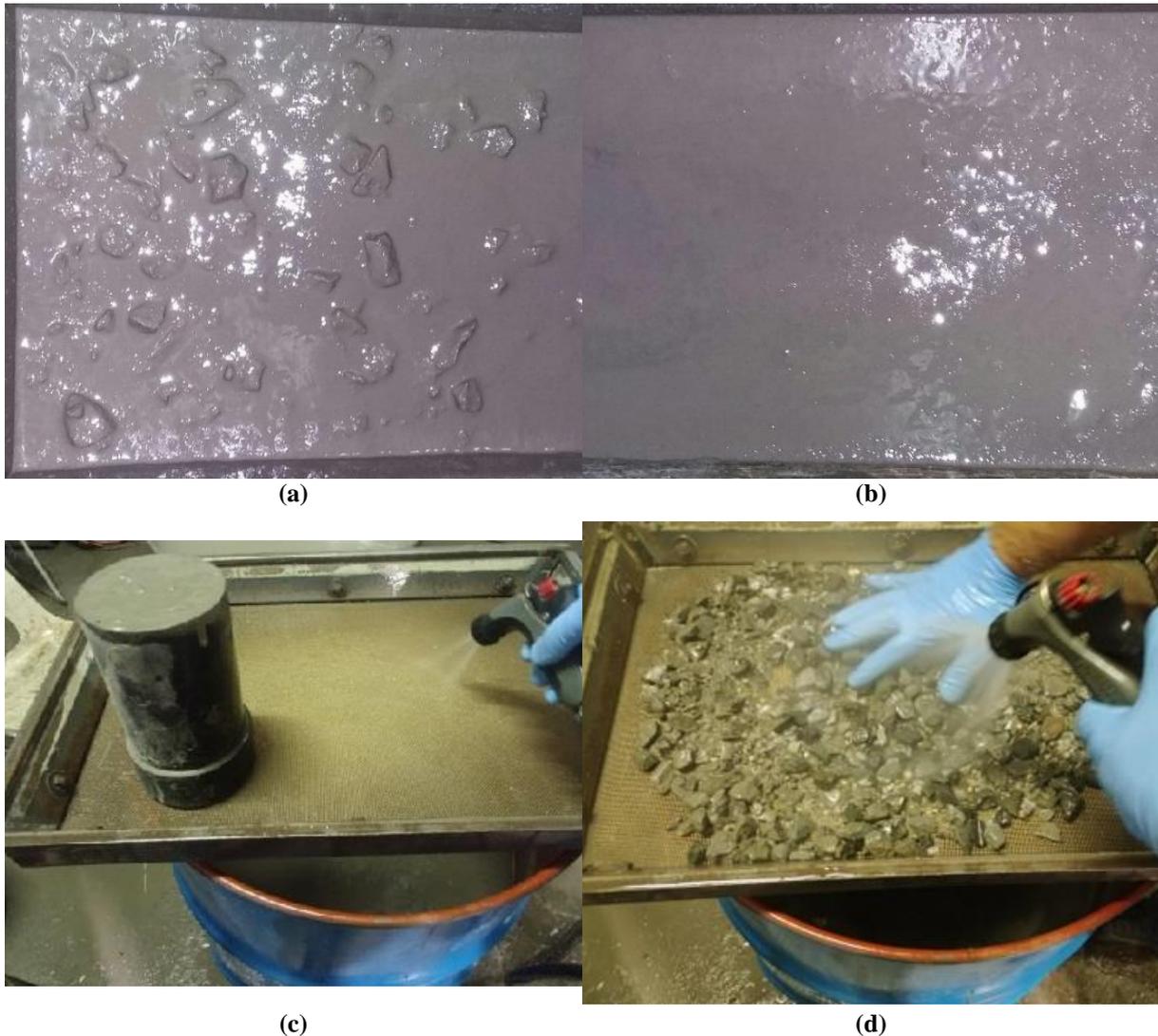


Figure 3-11: (a) Béton ségrégué dans la section (a) descendante, et (b) montante, (c) échantillon cylindrique, et (d) tamisage à l'eau sur le tamis de 1,25 mm.

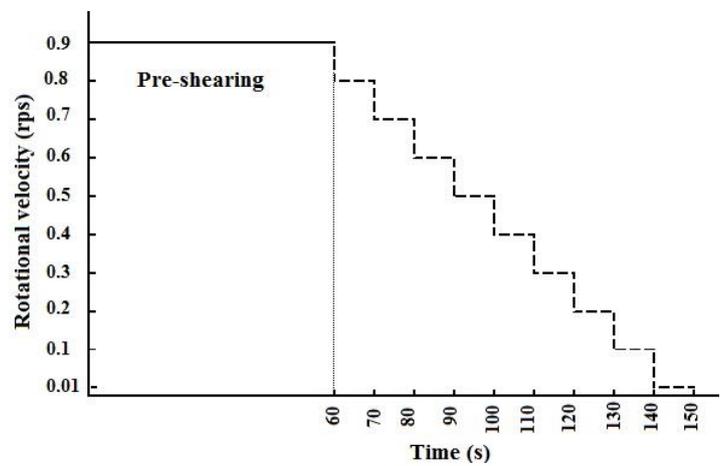
### 3.3.5.3 Evaluation de la dilatance de Reynolds de BAP

L'étude de la dilatance de Reynolds est nouvelle dans le domaine des BAP. Un essai d'évaluation de ce phénomène lors du cisaillement des BAP est nécessaire afin d'affirmer si ces bétons présentent une dilatance de Reynolds lorsqu'ils sont soumis au cisaillement. Pour cela, dans cette étude, un nouvel essai a été mis en place pour déterminer la dilatance de Reynolds des BAP. Le dispositif est composé d'un tribomètre et d'un scanner 3D. L'essai proposé consiste à déterminer la profondeur du matériau dans un cylindre avant et après cisaillement (c.-à-d. la variation de volume due au cisaillement). Pour cela, on utilise le tribomètre (Figure 3-12a) pour cisailier le béton en se mettant dans les conditions de pompage. Le tribomètre est un appareil permettant de reproduire les conditions de cisaillement du béton dans le tuyau de pompage et utilisé à la base pour déterminer les paramètres d'interface (constante visqueuse et seuil d'interface) des bétons. L'augmentation du volume relatif au phénomène de la dilatance sera évaluée lors de cet essai. Les variations de profondeur attendues sont dans l'ordre de quelques centaines de  $\mu\text{m}$  à quelques millimètres. Les essais préliminaires ont montré qu'après cisaillement du béton dans le tribomètre, la surface du béton pourrait ne plus être plane (Figure 3-12c et 3-12d). Ceci peut rendre la mesure de la hauteur du béton plus compliquée. Pour pallier cette problématique, le scanner 3D

(MAXscan), ayant une résolution de 500  $\mu\text{m}$ , est utilisé pour scanner la surface du béton avant (Figure 3-12e) et après (Figure 3-12f) cisaillement.



(a)



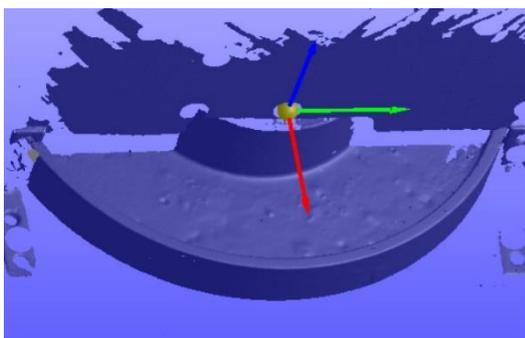
(b)



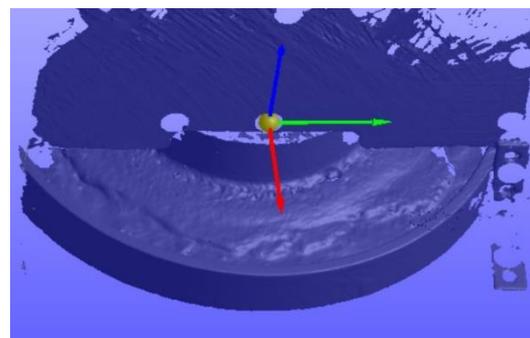
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 3-12: (a) Tribomètre et (b) Protocole de cisaillement du tribomètre, exemple de la surface du béton (c) avant et (d) après le cisaillement, image de la surface de béton scannée (e) avant et (f) après le cisaillement.

**Tribomètre** : le tribomètre utilisé est celui développé à l'université de Sherbrooke [23]. C'est un tribomètre coaxial constitué de deux cylindres interne et externe de diamètres respectifs de 125 mm et

237 mm et de hauteur respectifs de 203 mm et 260 mm avec un entrefer de 56 mm. Le cylindre interne est complété à sa base inférieure par un cône de hauteur 50 mm. Un volume de béton de 8,6 L est introduit dans le cylindre externe. Le cylindre interne est ensuite inséré à l'intérieur du béton jusqu'à une profondeur laissant un espace entre la base du cylindre externe et la pointe conique. Le protocole de cisaillement appliqué est composé d'un précisaillement de 60 s à 0,9 tours/s suivi d'une phase de cisaillement descendante pendant 90 s et représenté à la Figure 3-12b.

**Scanner 3D (MAXscan 3D) :** Un scanner 3D est un appareil qui analyse un objet réel pour collecter des données sur sa forme et éventuellement son apparence. Les données collectées sont ensuite utilisées pour construire des modèles numériques tridimensionnels de l'objet. Le scanner 3D, MAXscan (Figure 3-13) utilisé dans cette étude est un scanner manuel fonctionnant sur la base du mécanisme de triangulation à l'aide d'une bande laser [24]. Il est ainsi équipé d'un émetteur laser, de deux capteurs laser, et d'un photomètre (Figure 3-13a). Le scanner fait projeter initialement différentes bandes laser sur la surface de l'objet et utilise une caméra (le photomètre) pour rechercher l'emplacement des points laser. Les données de localisation sont collectées par rapport à un système de coordonnées interne du scanner qui a été initialement calibré avant le processus de numérisation. Le scanner étant lui-même en mouvement lors du processus de numérisation, sa position doit être déterminée. Dans ce cas, la position est déterminée par le scanner en utilisant des points de repère caractéristiques qui sont des cibles adhésives réfléchissantes (Figure 3-13b) sur la surface en cours de numérisation. Les données sont collectées par un ordinateur et enregistrées en tant que points de données dans un espace tridimensionnel. Sur la base du mécanisme de triangulation mettant en relation l'émetteur laser, le point ciblé et le photomètre, les points de données sont convertis en un maillage triangulé avec une précision de 500  $\mu\text{m}$ , représentant la surface scannée.

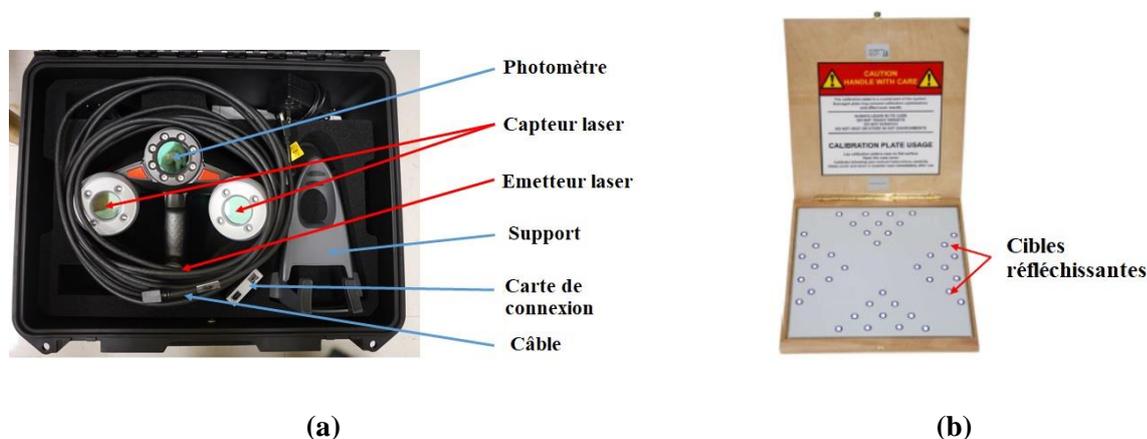


Figure 3-13: (a) MAXscan 3D et (b) la table de calibration avec des cibles réfléchissantes

Les différentes étapes de cet essai peuvent se résumer dans le diagramme de la Figure 3-14 : (1) après la mise en place du béton dans le cylindre externe et l'insertion du cylindre interne, le tribomètre est équipé d'un casque immobile avec des cibles adhésives réfléchissantes. Ces cibles permettront de scanner le béton, mais serviront aussi (pour certaines) de points de repère pour déterminer la position du scanner lors de son mouvement. (2) La surface du béton est scannée pour servir de référence. (3) Après cela, le protocole de cisaillement du tribomètre est lancé. (4) À la fin du cisaillement, la surface finale du béton est scannée. Une seule origine des coordonnées des deux images est définie à partir des cibles réfléchissantes du casque dans le logiciel VXElements. Cela permet de comparer la position des deux images 3D de la surface du béton scannée avant et après cisaillement. (4) Les images 3D au maillage

triangulaire de côté 500  $\mu\text{m}$  sont ensuite exportées vers l'extension 3D du logiciel AutoCad afin d'analyser le profil de surface du béton et obtenir les coordonnées X, Y et Z de chaque point de la surface maillée. Cette analyse permettra de calculer la variation de la hauteur de la surface du béton et, par conséquent, la variation du volume (dilatance) à la suite du cisaillement. Les détails de cette analyse sont présentés dans le chapitre 7.

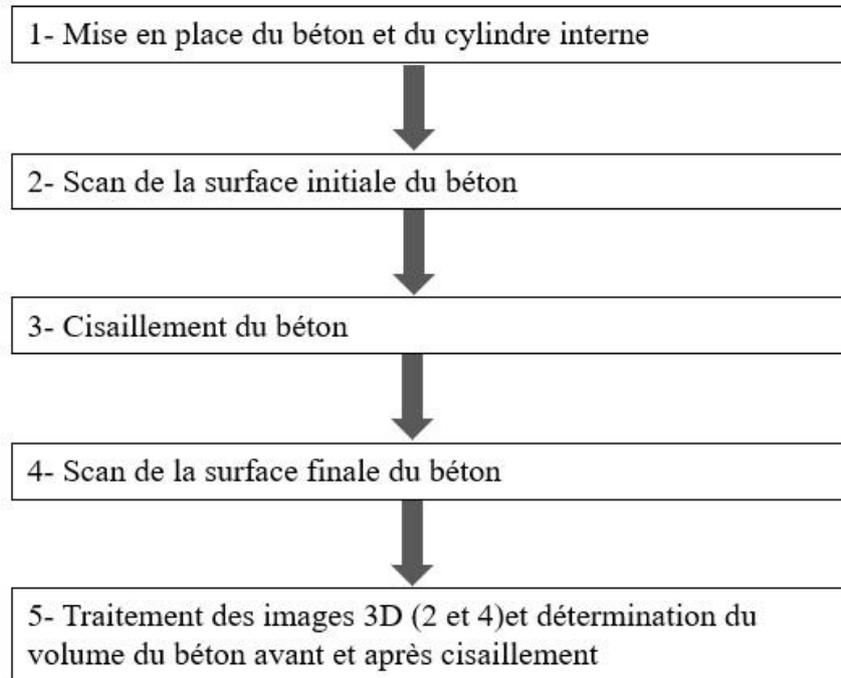


Figure 3-14: Étape de l'essai d'évaluation de dilatance de Reynolds des BAP

## Référence

- [1] F. de Larrard, Concrete mixture proportioning — a scientific approach, in: S. Mindess, A. Bentur (Eds.), Modern Concrete Technology Series No. 7, E&FN SPON, London (1999) ISBN 9780419235002.
- [2] N. Roussel, A theoretical frame to study stability of fresh concrete, *Materials and Structures* 39 (1) (2006) 81-91, <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9036-1>
- [3] I.M. Krieger, T.J. Dougherty, A Mechanism for non-Newtonian flow in suspensions of rigid spheres, *Trans. Soc. Rheol.* 3 (1) (1959) 137-152
- [4] X. Chateau, G. Ovarlez, K.L. Trung, Homogenization approach to the behavior of suspensions of noncolloidal particles in yield stress fluids, *J. Rheol.* 52 (2) (2008) 489-506
- [5] I. Mehdipour, K.H. Khayat, Understanding the role of particle packing characteristics in rheophysical properties of cementitious suspensions: A literature review, *Construction and Building Materials*, 161 (2018) 340-353
- [6] K.D. Kabagire, A. Yahia, M. Chekired, Toward the prediction of rheological properties of self-consolidating concrete as diphasic material, *Construction and Building Materials*, 195 (2019) 600-612
- [7] T. Wagner, H.-G. Lipinski, An ImageJ library for connected component analysis and shape analysis, *Journal of Open Research Software*, 1(1) (2013) p.e6. <http://doi.org/10.5334/jors.ae>
- [8] ASTM C1738/C1738M-19, Standard practice for high-shear mixing of hydraulic cement pastes, West Conshohocken, PA; ASTM International, 2019
- [9] ASTM C305-14, Standard practice for mechanical mixing of hydraulic cement pastes and mortars of plastic consistency, West Conshohocken, PA; ASTM International, 2014.

- [10] ASTM C230 / C230M-14 Standard Specification for Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement, PA; ASTM International, 2014
- [11] ASTM C231 Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method, West Conshohocken, PA; ASTM International, 2017,
- [12] ASTM C1611 / C1611M-18, Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018.
- [13] EN, B. S. 12350. Testing fresh concrete, self-compacting concrete; Technical committee. London, 2010
- [14] ASTM C1621 / C1621M-17, Standard Test Method for Passing Ability of Self-Consolidating Concrete by J-Ring, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017
- [15] EFNARC The European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, The European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, Production and Use, Eur. Guidel. Self Compact. Concr. 2005
- [16] M. Hosseinpoor, K.H. Khayat, A. Yahia, Numerical simulation of self-consolidating concrete flow as a heterogeneous material in L-Box set-up: Effect of rheological parameters on flow performance, 83 (2017) 290-307, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.07.027>
- [17] X. Chateau, G. Ovarlez, K.L. Trung, Homogenization approach to the behavior of suspensions of noncolloidal particles in yield stress fluids, *Journal of Rheology*, 52 (2) (2008) 489-506, <https://doi.org/10.1122/1.2838254>.
- [18] I.M. Krieger, T.J. Dougherty, A mechanism for non-Newtonian flow in suspensions of rigid spheres, *Transaction of the Society of Rheology*, 3 (1959) 137-152, <https://doi.org/10.1122/1.548848>.
- [19] B. Esmailkhanian, D. Feys, K.H. Khayat, A. Yahia, New test method to evaluate dynamic stability of self-consolidating concrete, *ACI Materials Journal*, 111 (3) (2014) 299-308.
- [20] G.J. Rodin, Squeeze film between two spheres in a power-law fluid, *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, 63 (2-3) (1996) 141-152, [https://doi.org/10.1016/0377-0257\(95\)01414-4](https://doi.org/10.1016/0377-0257(95)01414-4).
- [21] F. de Larrard, Concrete mixture proportioning — a scientific approach, in: S. Mindess, A. Bentur (Eds.), *Modern Concrete Technology Series No. 7*, E&FN SPON, London (1999) ISBN 9780419235002.
- [22] ASTM C1610/C1610M-19, Standard test method for static segregation of self-consolidating concrete using column technique, West Conshohocken, PA; ASTM International (2019), [https://doi.org/10.1520/C1610\\_C1610M-19](https://doi.org/10.1520/C1610_C1610M-19)
- [23] B. Esmailkhanian, K.H. Khayat, A. Yahia, D. Feys, Effects of mix design parameters and rheological properties on dynamic stability of self-consolidating concrete, *Cement and Concrete Composites*, 54 (2014) 21-28, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.03.001>
- [24] D. Feys, K.H. Khayat, A. Perez-Schell, R. Khatib, Development of a tribometer to characterize lubrication layer properties of self-consolidating concrete, *Cement and Concrete Composites*, 54 (2014) 40-52.
- [25] J.G.D.M. Franca, M.A. Gazziro, A.N. Ide, J.H. Saito, A 3D scanning system based on laser triangulation and variable field of view, *IEEE International Conference on Image Processing 2005*, Genova (2005), I-425

## Chapitre 4 Nouvelle approche d'optimisation de béton autoplaçant à teneur en liant faible et normal basée sur les caractéristiques du mortier fin et du système granulaire

A new proportioning approach of low and normal binder self-consolidating concrete based on the characteristics of fine mortar and granular skeleton

### Auteurs et affiliations

Baba-Issa Ouro Koura : Candidat au doctorat, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, 2500, Boulevard de l'Université, Sherbrooke (QC), J1K 2R1, Canada. Laboratoire L2MGC, Université de Cergy-Pontoise, 12 mail gay lussac, 95000 Cergy-Pontoise, France

Masoud Hosseinpour : Chercheur (Post-doc), Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, 2500, Boulevard de l'Université, Sherbrooke (QC), J1K 2R1, Canada.

Ammar Yahia : Professeur agrégé, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, 2500, Boulevard de l'Université, Sherbrooke (QC), J1K 2R1, Canada.

El-Hadj Kadri: Professeur des universités, Laboratoire L2MGC, Université de Cergy-Pontoise, 12 mail gay lussac, 95000 Cergy-Pontoise, France

Abdelhak Kaci: Maitre de conférences, Laboratoire L2MGC, Université de Cergy-Pontoise, 12 mail gay lussac, 95000 Cergy-Pontoise, France

**Titre du journal** : Construction and Building Materials (CBM)- Elsevier

**Statut** : Accepté le 16 Décembre 2019

**Référence**: B-I. Ouro Koura, M. Hosseinpour, A. Yahia, E-H. Kadri and A. Kaci, (2020). A new proportioning approach of low and normal binder self-consolidating concrete based on the characteristics of fine mortar and granular skeleton.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117892>

## 4.1 Résumé

Un total de 30 bétons autoplaçants (BAP) avec des teneurs en liant normal et faible sont étudiés comme des suspensions diphasiques de gros granulats ( $> 1,25$  mm) et dans des matrices visco-élastoplastiques de mortiers fins ( $< 1,25$  mm). Les propriétés à l'état frais de ces BAP sont évaluées à travers les essais d'étalement, V-Funnel, J-ring et L-Box. Aussi, le développement de la résistance à la compression à 28 et 56 jours des BAP a été investigué. Par ailleurs, les propriétés d'ouvrabilité, rhéologiques et mécanique des mortiers fin correspondant ont été déterminés à partir de l'étalement au mini-cône, le seuil de cisaillement, la viscosité plastique, les modules de stockage et de perte ainsi que la résistance à la compression à 28 et 56 jours.

Les résultats expérimentaux ont montré que les valeurs de l'ouvrabilité, la capacité de passage, et la résistance à la compression des BAP étudiés sont bien corrélées avec les propriétés d'ouvrabilité, les propriétés visco-élastoplastiques et la résistance à la compression de leurs mortiers fins correspondant aussi bien que le rapport de la teneur volumique des granulats ( $> 1,25$  mm) sur leur compacité maximale ( $\phi/\phi_{\max}$ ). A partir des relations empiriques établis, des nouvelles méthodes d'optimisation des BAP notamment l'approche d'ouvrabilité, l'approche rhéologique ou l'approche mécanique ont été proposées. Ces méthodes permettent de rechercher les propriétés à l'état frais et durci du mortier fin ainsi que les caractéristiques des granulats nécessaires pour l'obtention d'un BAP avec des propriétés données. Enfin, une nouvelle approche de classification des BAP basée sur leurs propriétés d'écoulement a été proposée

## 4.2 Abstract

In total, 30 self-consolidating concrete (SCC) mixtures with normal and low binder contents were investigated as diphasic suspensions of visco-elastoplastic fine mortars ( $< 1.25$  mm) and coarse aggregate ( $> 1.25$  mm). The fresh and hardened properties of the investigated SCC mixtures were evaluated by the slump flow, V-Funnel, J-Ring, and L-Box test set-ups, as well as the compressive strength development after 28 and 56 days of age. On the other hand, the workability, rheological behavior, and mechanical properties of the corresponding fine mortar mixtures were characterized by the mini-slump flow, yield stress, plastic viscosity, storage, and loss moduli, as well as 28- and 56-days compressive strengths.

The experimental results of the flowability, passing ability, and compressive strength of the investigated SCC mixtures were found to correlate well with the workability, visco-elastoplastic properties, and compressive strength of their corresponding fine mortars, as well as the relative coarse solid packing fraction ( $\phi/\phi_{\max}$ ) of coarse aggregate ( $> 1.25$  mm). According to the established empirical correlations, new workability, rheological, and compressive strength-based design methods were proposed to identify the required fresh and hardened properties of the fine mortar and coarse aggregate to ensure proper properties of SCC. A new approach was also proposed to classify SCC mixtures based on their flow performance properties.

**Keywords:** Fine mortar; Mechanical performance; Relative coarse solid packing fraction; Rheology; Self-consolidating concrete; Workability design

## 4.3. Introduction

Self-consolidating concrete (SCC) is a highly flowable concrete which can spread under its own weight, fill the reinforced formworks without any external mechanical consolidation, and maintains its

homogeneity [1-3]. The main three criteria to assess the workability characteristics of SCC are flowability, passing ability, and stability during the flow (i.e., dynamic stability) and thereafter at rest (i.e., static stability) [4-8]. SCC is a multiphase mixture of aggregate suspended in a homogeneous highly-flowable cement paste and mortar matrices [9]. Accordingly, the flow and mechanical performance properties of SCC are influenced by the characteristics of both solid (aggregate) and liquid (cement and mortar matrices) phases. The aggregate characteristics consist of volumetric content, particle-size distribution, specific gravity, packing density, and morphological properties. The characteristics of cement paste and mortar matrices include volumetric content and rheological properties [10]. In order to achieve a high level of performance in fresh and hardened states, the characteristics of the granular skeleton and the cement paste/mortar matrix of SCC should be carefully optimized.

SCC usually contain a high volume of cementitious binder. Eco-SCC with low carbon footprint is developed to reduce the negative environmental impact of SCC [11-15]. Eco-SCC is a novel type of SCC designed with lower binder content than SCC. A low content of cementitious materials and cement paste in Eco-SCC can lead to more economic and ecologic SCC [11-15]. However, the new design approach results in higher content of aggregate. From a rheological point of view, increasing the solid content (aggregate), which results in decreasing the liquid phase (i.e., cement paste and mortar), can result in higher internal friction and, therefore, interlocking between the aggregate. Due to low amount of cement paste to lubricate the granular system, this can increase the risk of blockage and reduce the flowability of the mixture [13]. Moreover, decreasing the binder content can negatively affect the mechanical properties of the mixture. Therefore, in the case of Eco-SCC, the optimization of the characteristics of aggregate and cement paste/mortar matrix is essential for successful mixture design.

SCC can be optimized to achieve targeted fresh and hardened properties [12, 16-21]. Comprehensive reviews of the various SCC design methods [18, 21] based on optimization of the packing density of aggregate and reducing the water demand [12], improving the specific surface and grading of the granular skeleton [16 and 19], and optimization of the characteristics of the cement paste [22] and mortar matrices [17] were proposed. Accordingly, the characteristics of aggregate and cement paste/mortar matrix are optimized to achieve a required level of workability and compressive strength. Jiao et al. [23] presented a critical review on the effect of the mixture constituents on fresh properties of SCC. SCC mixture was simulated either as i) a multiphase mixture of cement paste, fine, and coarse aggregate [22, 24-25], or ii) a diphasic material consisting of mortar matrix and coarse aggregate [17, 26, 27].

It was shown that SCC can be designed based on the rheological characteristics of paste [22, 24]. This approach can predict the workability of SCC from yield stress and plastic viscosity of the corresponding cement paste. Rheological thresholds were established for cement paste to ensure SCC with good flowability and stability characteristics. Zhang et al [25] reported that the optimum rheology depends on the coarse aggregate. The yield stress threshold of the cement paste decreases, while the plastic viscosity threshold increases when the increase of aggregate content increases [25].

On the other hand, Nepomuceno et al. [17] proposed a mix design method based on the interaction between different volumetric contents of coarse aggregate and the mortar phase. Mortar mixtures were proportioned with different binder compositions to achieve a wide range of rheological properties. The workability results of SCC were found in good correlations with the workability of the mortar phase and content of coarse aggregate. Kabagire et al. [27] proposed empirical models to predict the rheological properties of SCC as a diphasic function of rheological properties of the mortar phase, volumetric content, and packing density of coarse aggregate, using modified Krieger–Dougherty [28] and Chateau–Ovarlez–Trung [29] models. The modified mortar containing fine particles (finer than 5 mm) in the

coarse aggregate provided better correlations than the sieved and equivalent mortars [27]. Billberg [30, 31] studied the rheological properties of the fine mortar portion of concrete (finer than 250  $\mu\text{m}$ ) and showed that an optimal fine mortar matrix is paramount to ensure non-segregating SCC mixtures.

The effect of granular skeleton characteristics, including particle-size distribution and packing density of the aggregate on SCC performance was also studied in the literature. Hu and Wang [32] showed that due to low uncompacted void content, well graded coarse aggregate can significantly decrease the yield stress and viscosity of SCC, compared to a single-sized aggregate. Also, continuous granular skeleton can lead to higher slump flow, static stability, and compressive strength values [33]. Accordingly, in order to ensure appropriate workability and mechanical performance, Farokhzad et al. [34] proposed a logical grading zone for SCC applications. Esmailkhanian et al. [35] proposed experimental models to quantify the lattice effect of a given grading and predict the risk of segregation of a mixture of particles suspended in a yield stress fluid.

The packing characteristics of aggregate is recently of particular interest for the design of SCC to simultaneously improve flowability and stability properties [36-44]. Mehdipour and Khayat [41] reviewed the available studies on the effect of packing characteristics of solid particles from 10 nm to 10 mm on rheology and stability characteristics of cementitious suspensions. The rheological properties of cementitious suspensions were found to be significantly influenced by the relative solid packing fraction calculated as the ratio of volumetric content to packing density of solid particles [27-29 and 41]. The optimization of packing density of granular skeleton can also improve the particle lattice effect and, consequently, enhance the stability characteristics of concrete [35, 38]. An optimum packing density of aggregate results in a significant reduction of binder content to achieve Eco-SCC with targeted workability characteristics [36, 39, 40, 42]. On the other hand, higher packing densities of aggregate reduces the water demand and, consequently, increases the compressive strength of concrete mixtures [37]. Therefore, in order to design a highly flowable and stable SCC with appropriate mechanical performance, size distribution, packing density, and volume fraction of the aggregate, as well as the workability and rheological properties of the cement paste/mortar matrix should be properly tailored [41-43].

In this study, workability and mechanical performance of various low and normal binder content SCC mixtures corresponding to Eco- and Normal-SCC mixtures, respectively, are investigated. These mixtures are proportioned using different volumetric contents and types of cement pastes (i.e., different water-to-binder ratios (w/b)) and various combinations of fine and coarse aggregate to achieve low to high packing density. Furthermore, the rheological and workability properties of the fine mortar matrices, corresponding to the homogeneous and stable suspending fluid for each SCC, which consist of cement paste and finer portion ( $< 1.25$  mm) of the fine aggregate, are evaluated. Accordingly, a new SCC proportioning approach based on coupled effect of the characteristics of fine mortar ( $< 1.25$  mm) and coarse aggregate ( $> 1.25$  mm) on fresh and hardened properties of the investigated SCC mixtures is proposed. These characteristics consist of visco-elastoplastic properties and workability of the fine mortars, as well as the relative solid packing fraction of the coarser portion of granular skeleton ( $> 1.25$  mm).

#### **4.4 Experimental program**

Flow and mechanical performance of two main groups of SCC mixtures corresponding to Normal- and Eco-SCC containing normal and low content of cementitious materials, respectively, are investigated in this study.

#### 4.4.1 Aggregate

A natural sand (0-5 mm) is used at fixed volumetric sand-to-total aggregate ratio (S/A) of 0.55. On the other hand, three different types of crushed limestone coarse aggregate, corresponding to CA1 (1.25-14 mm), CA2 (1.25-20 mm), and CA3 (10-28 mm) are used to proportion SCC mixtures. The specific gravity values of sand, CA1, CA2, and CA3 aggregates are 2.67, 2.72, 2.73, and 2.76, respectively. The particle-size distribution of the fine and coarse aggregate, as well as the finer portion of the sand, passing the 1.25 mm sieve, are presented in Fig. 4-1.

The composition of granular skeleton used to proportion the SCC mixtures was designed to achieve five theoretical packing density values of 0.550, 0.570, 0.585, 0.597, and 0.623 using a linear packing model [45]. In order to have a more precise design, the fine and coarse aggregate are classified into 15 aggregate subclasses, corresponding to the aggregate remained between each two successive standard sieves. On the other hand, using the intensive compaction tester (ICT) device, the experimental particles packing densities of all the 15 aggregate subclasses were measured (Table 4-1) and then used in the linear packing model [45].

The virtual packing density of a polydisperse mixture of 15 aggregate subclasses ( $\alpha_t$ ) can be calculated, as follow:

$$\alpha_t = \min_{i=1}^{n=15} \left[ \frac{\alpha_i}{1 - (1 - \alpha_i) \sum_{j=1}^{i-1} a_{ij} \cdot \varphi_j - \sum_{j=i+1}^{n=15} b_{ij} \cdot \varphi_j} \right] \quad (4-1)$$

where,  $\alpha_i$ ,  $\varphi_j$ ,  $a_{ij}$ , and  $b_{ij}$  are packing density of subclass 'i', volumetric content of subclass 'j', loosening (Eq. 4-2), and wall effects (Eq. 4-3) for aggregate subclass 'i' due to the influence of aggregate subclass 'j', respectively.

$$a_{ij} = \begin{cases} \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^{1.02}} & , \quad d_i > d_j \\ 0, & d_i \leq d_j \end{cases} \quad (4-2)$$

$$b_{ij} = \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{d_i}{d_j}\right)^{1.50} & , \quad d_j > d_i \\ 0, & d_j \leq d_i \end{cases} \quad (4-3)$$

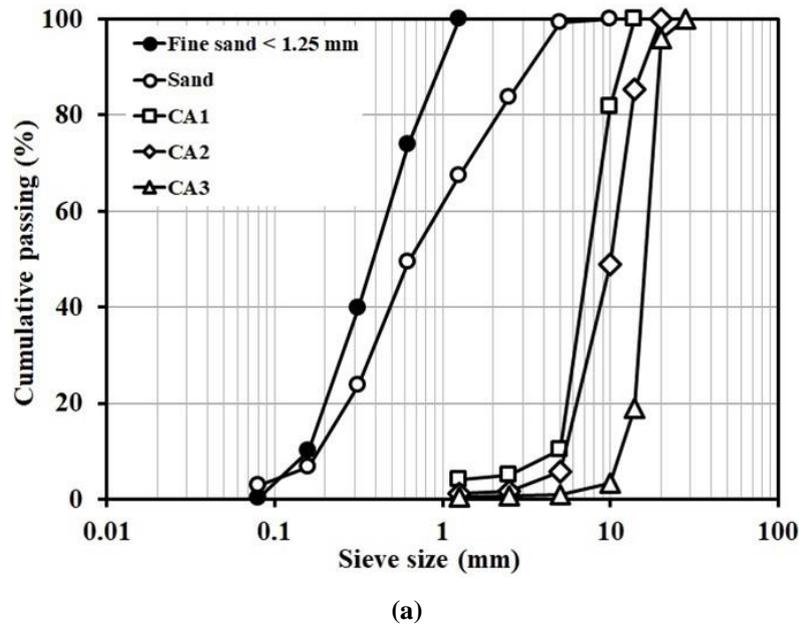


Figure 4-1: Particle size distribution of the aggregate

Table 4-1: Experimental packing density of different subclasses of aggregate.

Aggregate subclass No.	Sieve size range (mm)	Main aggregate class source	Experimental packing density
1	20 – 28	CA3	0.452
2	14 – 20	CA3	0.460
3	14 – 20	CA2	0.467
4	10 – 14	CA3	0.472
5	10 – 14	CA2	0.490
6	10 – 14	CA1	0.486
7	5 – 10	CA2	0.498
8	5 – 10	CA1	0.502
9	5 – 10	Sand	0.511
10	2.5 – 5	CA2	0.520
11	2.5 – 5	CA1	0.513
12	2.5 – 5	Sand	0.528
13	1.25 – 2.5	CA2 and CA1	0.530
14	1.25 – 2.5	Sand	0.546
15	0 – 1.25	Sand	0.623

Regarding the size distribution of each class of aggregate (Fig. 4-1a), the volumetric content of each 15 subclasses of aggregate contained in the main four classes of aggregate (i.e., CA-1 to 3 and sand) are determined. Consequently, a generalized reduced gradient (GRG) nonlinear Microsoft Excel solver is developed to calculate the volumetric content of each of three main classes of coarse aggregate (i.e., CA1, CA2, and CA3) to achieve a given theoretical packing density value of 0.550 to 0.623, and sand-to-total aggregate ratio of 0.55, using Eqs. 4-1 to 4-3. These selected aggregate compositions are presented in Table 4-2.

The experimental packing density of the whole granular skeleton (i.e. fine and coarse aggregate), as well as the experimental values of the packing density of the coarser portion (i.e., > 1.25 mm) ( $\phi_{max}$ ) of the selected aggregate compositions are measured and presented in Table 4-2. As can be observed, the experimental packing densities for the whole granular skeleton and its coarser fraction (> 1.25 mm) were obtained between 0.692 to 0.718 and 0.537 to 0.578, respectively. Unlike the assumption of full spherical shape of the particles in the linear packing model theory [45], the presence of irregular, elongated, and non-spherical particles can lead to a certain difference between the experimental and theoretical packing density values.

Table 4-2: Composition and characteristics of the selected granular skeleton and their coarser fraction (> 1.25 mm).

Granular mixture No.	Volumetric content				Theoretical	Experimental	Experimental
	Sand	CA1	CA2	CA3	packing density of whole granular skeleton	packing density of whole granular skeleton	packing density of coarse portion (> 1.25 mm) $\phi_{max}$
1	0.55	0.12	-	0.33	0.550	0.692	0.537
2	0.55	0.26	-	0.19	0.570	0.700	0.544
3	0.55	0.38	-	0.07	0.585	0.705	0.548
4	0.55	0.07	0.29	0.08	0.597	0.709	0.568
5	0.55	0.38	0.07	0.00	0.623	0.718	0.578

#### 4.4.2 Proportioning of the mixtures and testing procedures

##### 4.4.2.1 Normal- and Eco-SCC mixtures

In total, 30 SCC mixtures, including 15 Normal and 15 Eco-SCC mixtures, are investigated (Table 4-3). The Normal and Eco-SCC mixtures are proportioned with water-to-binder ratios (w/b) of 0.36 to 0.45 and 0.50 to 0.70, respectively. A ternary blended cement containing 75 % of general use Portland cement (GU), 25 % class F fly ash, and 5 % silica fume is used as the cementitious binder. The binder contents of the Normal- and Eco-SCC mixtures are varied from 417 to 558 kg/m<sup>3</sup> and 263 to 360 kg/m<sup>3</sup>, respectively. Furthermore, the investigated Normal- and Eco-SCC mixtures are proportioned using five different volumetric contents of cement paste of 30 % to 40 % and 25 % to 33 %, respectively. A polycarboxylate-based high-range water-reducer (HRWR) with 20 % of solid content and water-reducing rate of 45 % is used to enhance fluidity of the mixtures. A typical dosage of 900 and 988 ml/100 kg of binder is used for the Normal- and Eco-SCC mixtures, respectively. In order to achieve an air content between 5 and 8 %, all the mixtures contain an optimum air-entraining admixture (AEA) of 16 ml/100 kg of binder.

All the SCC mixtures were prepared in batches of 50 L using a rotating drum mixer. The mixing sequence consisted in homogenizing the aggregate (sand + coarse aggregate) for 90 s and then 1/3 of the mixing water along with AEA are introduced and mixed for 60 s. The binder is then added and mixed for 30 s. The second 1/3 of the mixing water and HRWR are added and mixed for an additional 60 s. The remaining 1/3 of water is then added and the mixing is resumed for another 90 s. After 120 s of rest,

the mixing is presumed for an additional 180 s. Immediately after mixing, air content, slump flow [46], J-Ring [47], L-Box [4], and V-Funnel [4] tests were carried out to evaluate the flowability and passing ability of the mixtures.

Flowability of the SCC mixtures were evaluated by the slump flow and V-Funnel tests. The flowability refers to the final spread diameter in slump flow and the flow time that concrete needs to pass through the V-Funnel. On the other hand, the J-Ring and L-Box tests are used to assess the passing ability of SCC mixtures. Higher difference between the slump flow and J-Ring measurements refers to lower passing ability of the SCC mixture. The L-Box set-up consists of vertical and horizontal compartments that are separated by a sliding door. The concrete is cast in the vertical compartment, and once the sliding door is opened, the concrete is gravitationally driven into the horizontal channel and passes between three 12-mm reinforcement bar obstacles. Then, the height of the concrete in the vertical channel ( $h_1$ ) and at the end of the horizontal section ( $h_2$ ) are determined. The passing ability of the concrete is evaluated by the  $h_2/h_1$  ratio. The higher  $h_2/h_1$  ratio corresponds to higher passing ability of concrete.

Furthermore, in order to evaluate the 28d and 56d compressive strength of the investigated mixtures, six  $100 \times 200$  mm cylinders are cast and cured in a 100 % relative humidity room for 28 and 56 days. Proportioning, workability properties, 28- and 56-days compressive strength ( $f'_{c28d}$  and  $f'_{c56d}$ ) values of the investigated SCC mixtures are summarized in Table 4-3. Moreover,  $V_{paste}$ ,  $\phi$ , and  $\phi_{max}$  letters correspond to the volumetric content of cement paste, volumetric content, and experimental packing density values of the coarse portion of the aggregate ( $> 1.25$  mm), respectively.

#### ***4.4.2.2 The fine mortars corresponding to the Normal- and Eco-SCC mixtures***

In total, 18 fine mortar mixtures, which contain the finer portion of sand ( $< 1.25$  mm), corresponding to the 30 investigated SCC mixtures are prepared with the same dosages of HRWR and AEA used to proportion SCC mixtures (Table 4-4). The mortar mixtures are mixed according to the ASTM C305 standard [48]. Immediately after mixing, mini-slump flow (mini-cone test) [49] and visco-elastoplastic measurements are performed. Rheological measurements of fine mortars are carried out using Anton Paar MCR302 rheometer (Fig. 4-2a) equipped with a 50-mm diameter parallel-plates system having a gap of 4 mm (Fig. 4-2b). The viscoplastic properties are determined by applying a pre-shearing of  $150 \text{ s}^{-1}$  for 2 min followed by step wise decrease of shear from  $150 \text{ s}^{-1}$  to  $1 \text{ s}^{-1}$  during 105 s (Fig. 4-2c). In order to determine the viscoelastic properties of the investigated fine mortars, including the storage and loss moduli, a strain sweep test is carried out. This consists of increasing the shear strain amplitude from 0.0001 % to 100 % at a constant angular speed of 10 rad/s (Fig. 4-2d). Two examples of the rheograms of M-N-14 fine mortar mixture, indicating the visco-elastoplastic properties, are illustrated in Figs. 4-2e and 4-2f.

The 28-d and 56-d compressive strength of fine mortar mixtures were determined using  $50 \times 50 \times 50$  mm samples that are cured in a 100 % relative humidity room until the age of testing. The mixture proportions, workability, visco-elastoplastic properties, 28- and 56-days compressive strength values of the investigated fine mortars are summarized in Table 4-4. The  $\mu_p$ ,  $\tau_0$ ,  $G'$ ,  $G''$ ,  $f'_{c28d}$ , and  $f'_{c56d}$  refer to the plastic viscosity, yield stress, storage and loss moduli, 28- and 56-days compressive strength of the investigated fine mortars, respectively.

Table 4-3: Proportioning, workability, and compressive strength of the investigated Normal- (N1-15) and Eco-SCC (E1-15) mixtures

Type	Mix	w/b	Binder (kg/m <sup>3</sup> )	V <sub>paste</sub> (%)	Sand (kg/m <sup>3</sup> )	CA1 (kg/m <sup>3</sup> )	CA2 (kg/m <sup>3</sup> )	CA3 (kg/m <sup>3</sup> )	φ > 1.25 mm	φ <sub>max</sub> > 1.25 mm	Air (%)	Slump flow (mm)	J-Ring flow (mm)	V-Funnel (s)	L-Box index (h <sub>2</sub> /h <sub>1</sub> )	f'c <sub>28d</sub> * (MPa)	f'c <sub>56d</sub> ** (MPa)
Normal SCC	N1	0.38	446	32	925	451	0	325	0.403	0.544	5.6	515	460	8.4	0.43	58.0	66.0
	N2	0.38	446	32	925	125	504	146	0.406	0.568	4.9	580	520	6.4	0.53	60.2	68.0
	N3	0.38	529	38	837	408	0	294	0.371	0.544	4.7	755	745	3.1	0.95	58.8	65.9
	N4	0.38	529	38	837	113	456	132	0.371	0.568	4.6	750	730	3.4	0.89	57.0	62.4
	N5	0.43	417	32	925	451	0	325	0.403	0.544	5.5	685	645	5.0	0.48	52.9	59.3
	N6	0.43	417	32	925	125	504	146	0.406	0.568	5.2	655	635	5.1	0.69	57.9	64.2
	N7	0.43	508	38	837	408	0	294	0.365	0.544	5.2	765	755	1.9	0.89	52.8	58.3
	N8	0.43	508	38	837	113	456	132	0.367	0.568	5.2	765	740	2.2	0.88	54.9	62.7
	N9	0.40	488	35	881	618	0	118	0.382	0.548	5.4	690	665	4.4	0.68	58.6	66.4
	N10	0.40	488	35	881	200	0	542	0.386	0.537	5.6	660	625	3.0	0.57	56.1	62.4
	N11	0.40	488	35	881	623	112	0	0.382	0.578	5.3	660	625	4.3	0.70	57.9	65.9
	N12	0.40	418	30	955	670	0	128	0.414	0.548	4.9	380	355	11.3	0.00	56.5	61.9
	N13	0.40	558	40	808	567	0	108	0.350	0.548	5.1	790	760	2.6	0.88	59.0	64.3
	N14	0.36	517	35	881	618	0	118	0.382	0.548	4.8	495	475	6.1	0.35	67.3	71.7
	N15	0.45	456	35	881	618	0	118	0.382	0.548	5.0	715	675	2.0	0.86	50.9	57.2
Eco-SCC	E1	0.55	293	26	1013	493	0	356	0.441	0.544	5.8	390	345	9.2	0.00	38.1	43.1
	E2	0.55	293	26	1013	137	552	160	0.445	0.568	5.9	455	360	9.4	0.00	37.9	43.2
	E3	0.55	360	32	925	451	0	325	0.403	0.544	5.4	765	745	1.5	0.87	36.9	42.9
	E4	0.55	360	32	925	125	504	146	0.406	0.568	5.1	770	760	1.4	0.89	35.1	37.8
	E5	0.65	263	26	1013	493	0	356	0.441	0.544	6.0	500	430	4.0	0.11	27.8	31.8
	E6	0.65	263	26	1013	137	552	160	0.445	0.568	5.4	525	470	6.1	0.04	28.7	32.3
	E7	0.65	324	32	925	451	0	325	0.403	0.544	4.3	895	780	1.5	0.94	25.1	32.5
	E8	0.65	324	32	925	125	504	146	0.406	0.568	4.2	865	765	4.3	0.62	26.6	29.6
	E9	0.60	309	29	969	680	0	130	0.420	0.548	5.5	645	610	2.6	0.62	32.6	38.0
	E10	0.60	309	29	969	220	0	596	0.425	0.537	4.6	675	660	2.1	0.34	33.0	36.3
	E11	0.60	309	29	969	685	123	0	0.420	0.578	4.5	575	520	2.4	0.57	33.4	39.0
	E12	0.60	267	25	1028	721	0	138	0.445	0.548	5.4	335	285	Blocked	0.00	32.2	36.8
	E13	0.60	352	33	910	639	0	122	0.395	0.548	5.2	775	745	1.6	0.93	31.8	38.2
	E14	0.50	346	29	969	680	0	130	0.420	0.548	5.2	550	535	Blocked	0.24	42.8	48.2
	E15	0.70	279	29	969	680	0	130	0.420	0.548	5.4	700	675	3.5	0.51	25.1	28.3

\*Standard deviation is between 0.1 and 1.7 MPa

\*\*Standard deviation is between 0.1 and 1.8 MPa

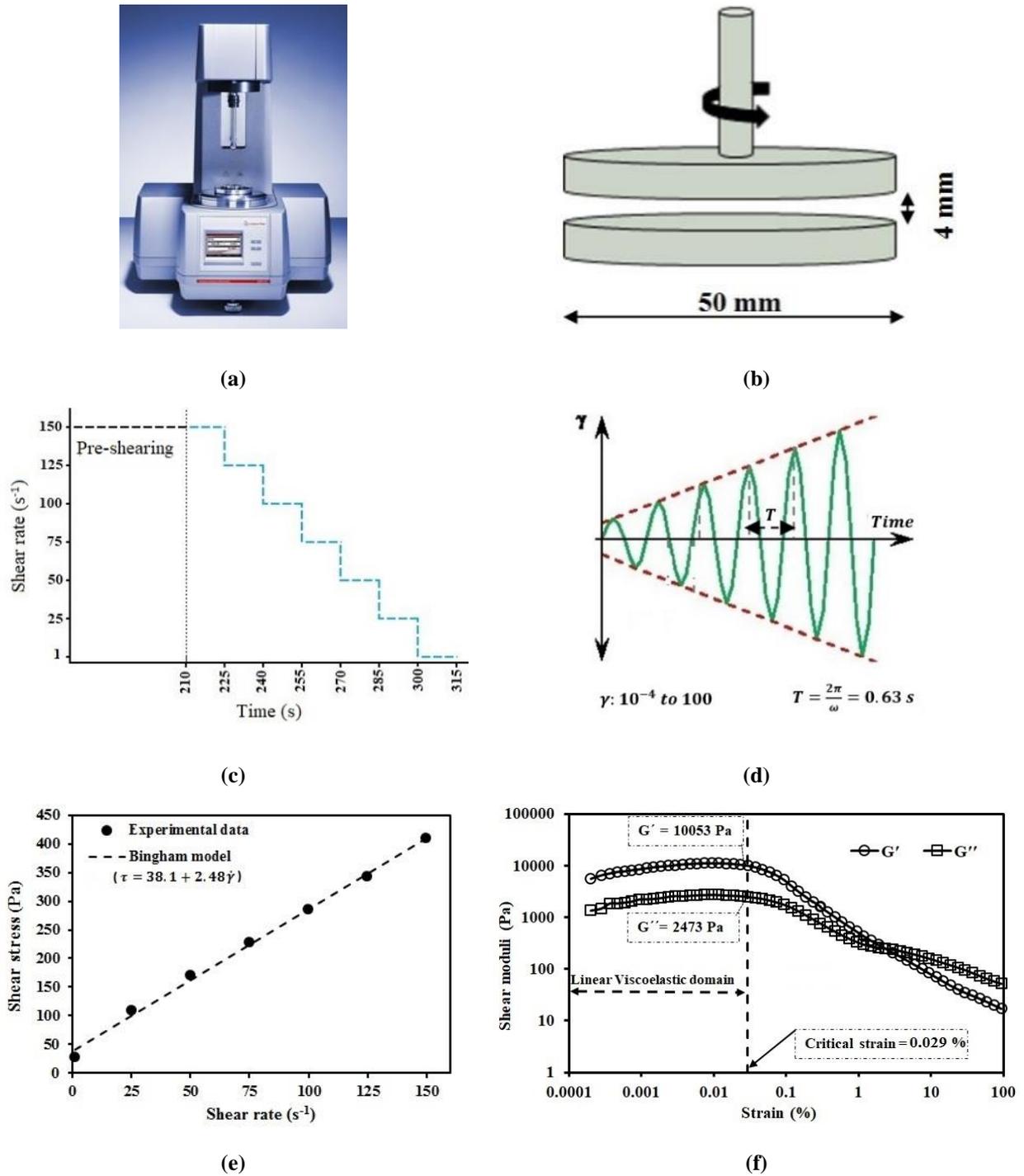


Figure 4-2: (a) Anton Paar MCR 302 rheometer, (b) schematics of the parallel-plate measuring system, (c) rotational shearing, and (d) strain sweep protocols, experimental rheograms for M-N-14 fine mortar mixture, including (e) viscoplastic and (f) viscoelastic properties.

Chapitre 4 : Nouvelle approche d'optimisation de béton autoplaçant à teneur en liant faible et normal basée sur les caractéristiques du mortier fin et du système granulaire

Table 4-4: Mixture proportioning, workability, visco-elastoplastic properties, and compressive strength values of the investigated fine mortars.

Type	Mixture	Corresponding SCC mixture	w/b	Binder (kg/m <sup>3</sup> )	Water (kg/m <sup>3</sup> )	Fine sand < 1.25 mm (kg/m <sup>3</sup> )	Mini-slump flow (mm)	$\mu_p$ (Pa,s)	$\tau_0$ (Pa)	G' (Pa)	G'' (Pa)	f'c <sub>28d</sub> * (MPa)	f'c <sub>56d</sub> ** (MPa)
Normal SCC fine mortars	M-N-1-2	N1 and N2	0.38	757	305	983	205	2.30	38.5	5662	1388	69.2	68.2
	M-N-3-4	N3 and N4	0.38	842	335	834	230	1.90	21.7	3780	869	67.8	70.8
	M-N-5-6	N5 and N6	0.43	702	319	975	255	1.49	19.9	2723	588	59.7	60.5
	M-N-7-8	N7 and N8	0.43	792	357	818	268	1.10	11.2	1532	322	54.0	61.0
	M-N-9-10-11	N9, N10, and N11	0.40	784	329	886	225	1.66	22.8	3971	940	66.9	62.8
	M-N-12	N12	0.40	716	305	1025	215	2.14	40.6	6243	1568	61.8	64.8
	M-N-13	N13	0.40	853	355	774	240	1.41	16.3	2429	535	63.6	63.8
	M-N-14	N14	0.36	835	317	891	200	2.48	38.1	10053	2473	74.4	74.1
	M-N-15	N15	0.45	738	348	893	280	0.94	9.5	1370	305	58.4	59.7
	Eco-SCC fine mortars	M-E-1-2	E1 and E2	0.55	525	309	1135	283	0.94	9.46	1315	304	41.4
M-E-3-4		E3 and E4	0.55	609	353	979	327	0.50	2.37	383	104	44.4	45.1
M-E-5-6		E5 and E6	0.65	472	328	1139	311	0.52	3.24	650	189	33.5	35.5
M-E-7-8		E7 and E8	0.65	557	381	995	351	0.35	2.04	361	113	30.1	36.8
M-E-9-10-11		E9, E10, and E11	0.60	543	347	1067	316	0.49	3.35	539	143	33.5	39.2
M-E-12		E12	0.60	487	314	1175	288	0.94	9.81	1355	317	35.6	41.6
M-E-13		E13	0.60	589	371	953	338	0.37	1.54	166	41	37.6	40.1
M-E-14		E14	0.50	605	322	1062	289	0.84	6.02	938	212	46.0	54.0
M-E-15		E15	0.70	486	361	1057	330	0.36	2.08	590	166	26.9	30.9

\*Standard deviation is between 0.3 and 3.2 MPa

\*\*Standard deviation is between 0.3 and 2.6 MPa

## 4.5 Results and discussions

The coupled effect of the characteristics of coarse fraction of granular skeleton ( $> 1.25$  mm) and the fine mortar mixtures ( $< 1.25$  mm) on flow performance and compressive strength of the investigated SCC mixtures is evaluated. Accordingly, the coarser fraction of the granular system ( $> 1.25$  mm) is characterized by its volumetric content ( $\phi$ ) and experimental packing density ( $\phi_{max}$ ) values (Table 4-3). In order to take into account both parameters, the relative coarse solid packing fraction, calculated by the ratio of  $\phi/\phi_{max}$ , is defined. The characteristics of the coarse fraction of aggregate and fine mortar are exploited to propose a new design approach for SCC mixtures as a diphasic material, as follow:

### 4.5.1 Workability design

#### 4.5.1.1 Flowability-based design

The flowability characteristics of the investigated SCC mixtures are evaluated using the slump flow and V-Funnel test results. On the other hand, the workability of fine mortar mixtures is evaluated by mini-slump flow test results. The relationships between the flowability of the investigated SCC mixtures with both their corresponding relative coarse solid packing fraction  $\phi/\phi_{max}$  ( $> 1.25$  mm) and workability of fine mortar mixtures ( $< 1.25$  mm) are presented in Fig. 4-3 and Eqs. 4-4 and 4-5.

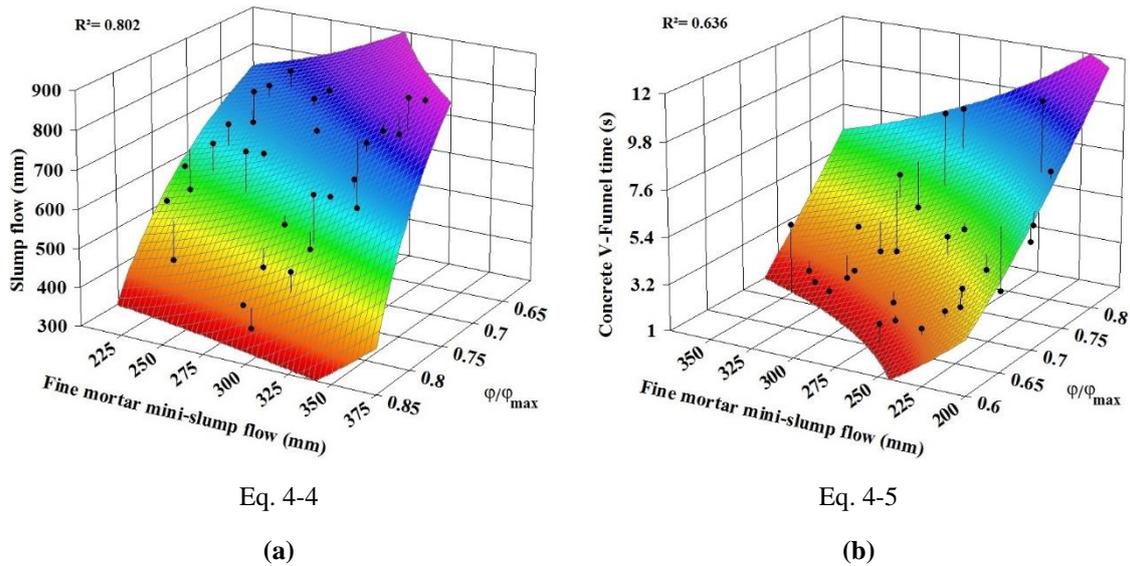


Figure 4-3: Relationships between flowability of the investigated SCC mixtures with both their corresponding relative coarse solid packing fraction  $\phi/\phi_{max}$  ( $> 1.25$  mm) and mini-slump flow of fine mortar ( $< 1.25$  mm) mixtures: (a) slump flow and (b) V-Funnel.

$$SF = 1009.092 + \frac{171.609}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)} + 8.752 \times 10^{-6} \times SF_m^3 \quad (4-4)$$

$$VF = 3.929 + 58.020 \times \frac{\phi}{\phi_{max}} \times \ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right) + 657.497 \times \frac{\ln(SF_m)}{SF_m} \quad (4-5)$$

Where, SF (mm), VF (s), and  $SF_m$  (mm) are the slump flow and V-Funnel results of SCC mixture, and mini-slump flow of fine mortars, respectively. As can be observed in Fig. 4-3, the flowability characteristics of Normal- and Eco-SCC mixtures are well correlated with workability of their

corresponding fine mortar ( $< 1.25$  mm) and the relative coarse solid packing fraction ( $> 1.25$  mm) values. However, slump flow of SCC showed better correlation with workability of fine mortar and relative coarse solid packing fraction than V-Funnel results (i.e.,  $R^2$  of 0.802 versus 0.636).

Indeed, for a given relative coarse solid packing fraction, a fine mortar with higher mini-slump flow value can lead to SCC mixture with higher slump flow and lower V-Funnel time. On the other hand, for a given workability of fine mortar, increasing the relative coarse solid packing fraction can lead to lower slump flow and higher V-Funnel values and, therefore, decrease the flowability of SCC. This can be explained by the fact that increasing the relative solid packing fraction results in higher internal friction and, therefore, interlocking between the aggregate. This can reduce the flowability of the SCC mixture to spread and flow under its own weight.

Using the two empirical Eqs. 4-4 and 4-5, for a required level of flowability of SCC (i.e., given slump flow, SF, and V-Funnel, VF, values), the required relative coarse solid packing fraction ( $\phi/\phi_{\max}$ ) and mini-slump flow of the fine mortar ( $SF_m$ ) can be estimated. These can be simply obtained using Eqs. 4-4 and 4-5. This can be called the flowability-based design of SCC. For example, in order to design SCC mixture with a given slump flow and V-Funnel values of 650 mm and 4 s, respectively, a fine mortar ( $< 1.25$  mm) with mini-slump flow value of 252 mm and a granular skeleton with relative coarse solid packing fraction ( $> 1.25$  mm) of 0.704 can be recommended, according to Eqs. 4-4 and 4-5.

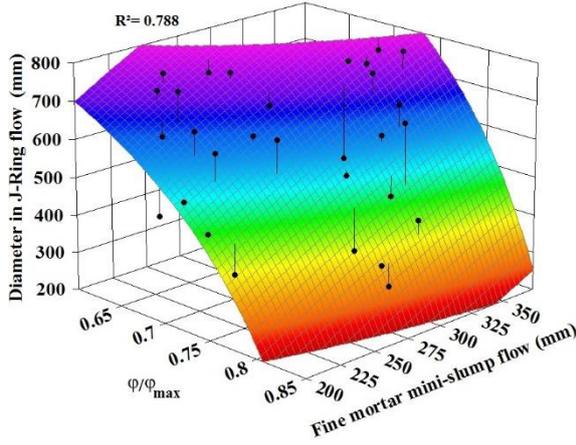
#### 4.5.1.2 Passing ability-based design

The passing ability properties of the SCC mixtures are evaluated using J-Ring flow and L-Box test methods. The relationships between the J-Ring and L-Box results of the investigated SCC mixtures with mini-slump flow of their corresponding fine mortar mixtures and relative coarse solid packing fraction are presented in Eqs. 4-6 and 4-7 and Fig. 4-4.

$$JRF = 167.244 + \frac{185.584}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{\max}}\right)} + 63.301 \times \sqrt{SF_m} \quad (4-6)$$

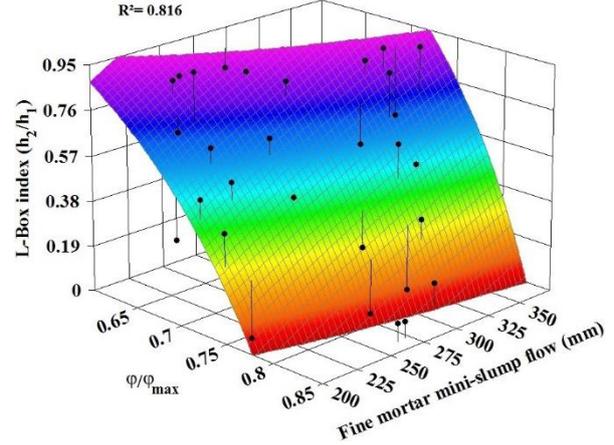
$$\frac{h_2}{h_1} = 0.253 + \frac{0.434}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{\max}}\right)} + 0.104 \times \sqrt{SF_m} \quad (4-7)$$

Where, JRF (mm) and  $h_2/h_1$  are the J-Ring flow and L-Box index results of the SCC mixtures, respectively. As shown in Fig. 4-4, the passing ability of both Normal- and Eco-SCC mixtures are well correlated with the workability of their corresponding fine mortar ( $< 1.25$  mm) and relative coarse solid packing fraction ( $> 1.25$  mm) values. The L-Box index showed slightly higher correlation coefficients than J-Ring flow results (i.e.,  $R^2$  of 0.816 versus 0.788). As can be observed in Fig. 4-4, for a given relative coarse solid packing fraction, increasing the slump flow of fine mortar can increase the J-Ring flow and L-Box index values and, therefore, the passing ability of SCC. On the other hand, for a given value of mini-slump flow of fine mortar, decreasing the relative coarse solid packing fraction of granular skeleton can significantly enhance the passing ability of SCC (i.e., higher J-Ring flow and L-Box index values). This can be explained by less aggregate-aggregate and aggregate-reinforcing bars interactions due to lower  $\phi/\phi_{\max}$ .



Eq. 4-6

(a)



Eq. 4-7

(b)

Figure 4-4: Relationships between the experimental passing ability results of the investigated SCC mixtures with both their corresponding relative coarse solid packing fraction  $\phi/\phi_{max}$  ( $> 1.25$  mm) and mini-slump flow values of fine mortars ( $< 1.25$  mm): (a) J-Ring flow and (b) L-Box index ( $h_2/h_1$ )

Using Eqs. 4-4 and 4-6, the difference between the slump flow and J-Ring flow values (i.e.,  $\Delta_{JR} = SF - JRF$ ) can be expressed as a function of the mini-slump flow of fine mortar and relative coarse solid packing fraction, as follows:

$$\Delta_{JR} = 841.848 - \frac{13.975}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)} + 8.752 \times 10^{-6} \times (SF_m)^3 - 63.301 \times \sqrt{SF_m} \quad (4-8)$$

Accordingly, using Eqs. 4-7 and 4-8, for a targeted passing ability of SCC (i.e., given  $\Delta_{JR}$  and  $h_2/h_1$  values), the appropriate values of relative coarse solid packing fraction ( $\phi/\phi_{max}$ ) and mini-slump flow of fine mortar ( $SF_m$ ) can be established by solving simultaneously Eqs. 4-7 and 4-8. For example, a given SCC mixture is expected to exhibit the maximum difference between the slump flow and J-Ring flow ( $\Delta_{JR}$ ) of 25 mm and the minimum L-Box index ( $h_2/h_1$ ) values of 0.70. According to the passing ability-based design method, using Eqs. 4-7 and 4-8, a fine mortar with the mini-slump flow value of 224 mm and a granular skeleton with the maximum relative coarse solid packing fraction of 0.675 can be used.

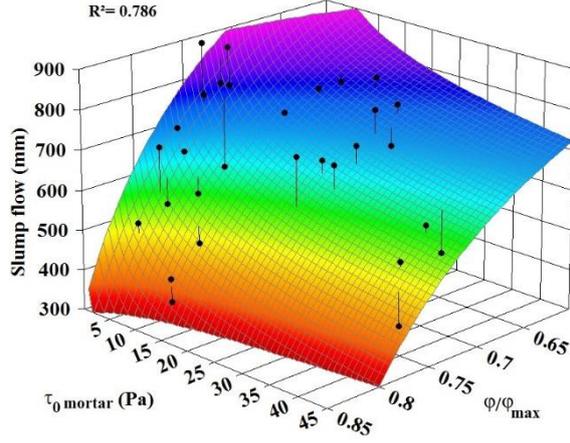
## 4.5.2 Rheological design

In order to achieve a target level of workability for SCC mixtures, the selection of a proper relative coarse solid packing fraction value and appropriate fine mortar matrix is essential. The flowability and passing ability characteristics of the investigated SCC mixtures are correlated to both the visco-elastoplastic properties of their corresponding fine mortars and relative coarse solid packing fraction values. The following rheological design models are proposed:

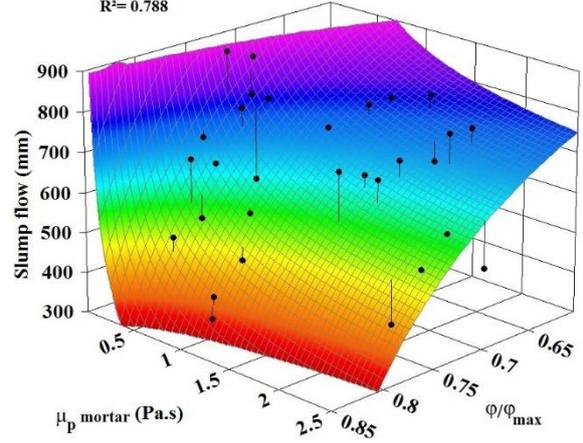
### 4.5.2.1 Viscoplasticity-based design

#### a) Viscoplasticity-flowability-based design

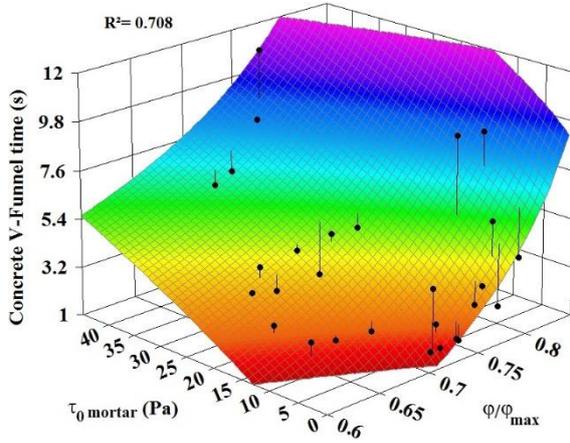
The viscoplastic properties of fine mortars are evaluated by the Bingham yield stress and plastic viscosity values. The coupled effect of relative coarse solid packing fraction and viscoplastic properties of fine mortar on flowability characteristics of the investigated SCC mixtures are expressed by Eqs. 4-9 to 4-12 and presented in Fig. 4-5.



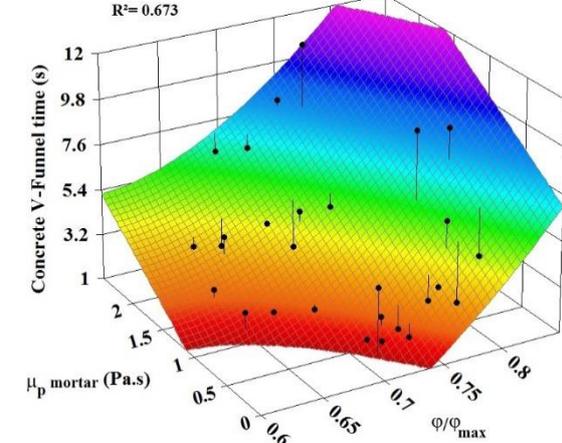
Eq. 4-9  
(a)



Eq. 4-10  
(b)



Eq. 4-11  
(c)



Eq. 4-12  
(d)

Figure 4-5: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction  $\phi/\phi_{max}$  ( $> 1.25$  mm), (a) and (c) yield stress, (b) and (d) plastic viscosity of fine mortar on slump flow and V-Funnel values of the investigated SCC mixtures, respectively.

$$SF = 1387.070 + \frac{168.587}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)} - 87.587 \times \ln(\tau_0) \quad (4-9)$$

$$SF = 916.302 + \frac{170.386}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)} + \frac{264.196}{\sqrt{\mu_p}} \quad (4-10)$$

$$VF = -6.546 - \frac{2.554}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)} + 0.278 \times \sqrt{\tau_0} \times \ln(\tau_0) \quad (4-11)$$

$$VF = 17.665 + 77.557 \times \ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right) + 74.808 \times \left[\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)\right]^2 + 3.056 \times \mu_p \quad (4-12)$$

Where,  $\tau_0$  (Pa) and  $\mu_p$  (Pa.s) are the Bingham yield stress and plastic viscosity values of fine mortar, respectively. As can be observed in Fig. 4-5, the flowability characteristics of the investigated SCC mixtures are well correlated with both the viscoplastic properties of their corresponding fine mortar and relative coarse solid packing fractions. The slump flow results showed higher correlation coefficients than the V-Funnel results (i.e.,  $R^2$  of 0.786 and 0.788 versus 0.708 and 0.673, respectively). As can be observed in Fig. 4-5, for a given relative coarse solid packing fraction, a fine mortar with lower plastic viscosity and yield stress values results in higher flowable SCC, i.e., higher slump flow and lower V-Funnel values.

As presented earlier, for a given level of flowability of SCC mixtures (i.e., given SF and VF values), the required values of relative coarse solid packing fraction ( $\varphi/\varphi_{\max}$ ) can be estimated using the flowability-based design, Eqs. 4-4 and 4-5. Furthermore, solving the Eqs. 4-9 and 4-11 for yield stress ( $\tau_0$ ), and Eqs. 4-10 and 4-12 for plastic viscosity ( $\mu_p$ ), the appropriate viscoplastic parameters ( $\tau_0$  and  $\mu_p$ ) of fine mortar, respectively, can be established. This is referred to the viscoplasticity-flowability-based design of SCC. For example, in order to design SCC mixture with a given slump flow and V-Funnel values of 650 mm and 4 s, respectively, a fine mortar with  $\tau_0$  and  $\mu_p$  of 18.7 Pa and 1.45 Pa.s, respectively, as well as a granular skeleton with a  $\varphi/\varphi_{\max}$  of 0.704 are required.

#### **b) Viscoplasticity-passing ability-based design**

The coupled effect of the relative coarse solid packing fraction and viscoplastic properties of fine mortar on passing ability of the investigated SCC mixtures is expressed by Eqs. 4-13 to 4-16 and presented in Fig. 4-6.

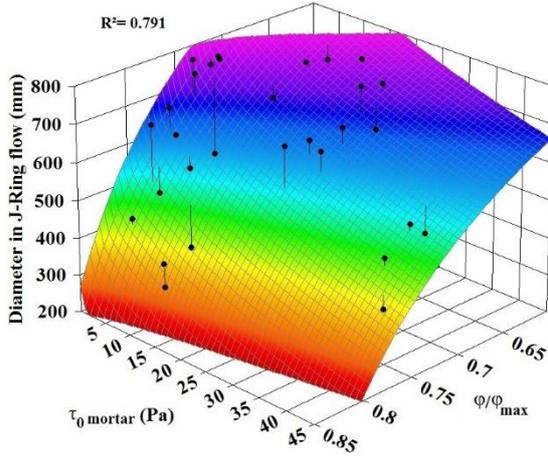
$$JRF = 1375.625 + \frac{179.847}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 53.717 \times \sqrt{\tau_0} \quad (4-13)$$

$$JRF = 1499.793 + \frac{185.715}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 280.090 \times \sqrt{\mu_p} \quad (4-14)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 2.241 + \frac{0.424}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 0.088 \times \sqrt{\tau_0} \quad (4-15)$$

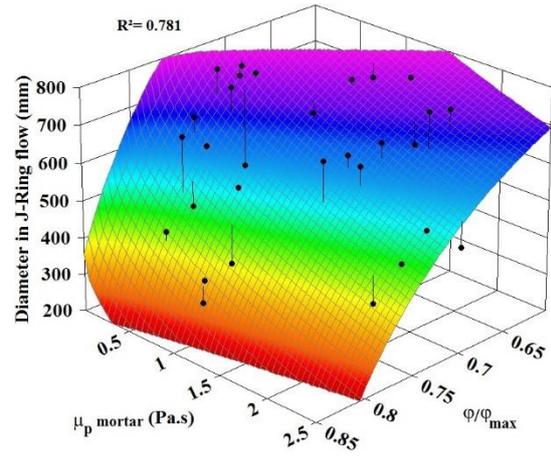
$$\frac{h_2}{h_1} = 2.217 + \frac{0.433}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 0.214 \times \mu_p \quad (4-16)$$

As can be observed in Fig. 4-6, good correlations between the passing ability characteristics of the investigated SCC mixtures and both the viscoplastic properties of their corresponding fine mortar and relative coarse solid packing fraction values are established. For a given relative coarse solid packing fraction, increasing the yield stress and plastic viscosity values of fine mortar results in a decrease in J-Ring flow and L-Box index values and, therefore, increases the risk of blockage during flow.



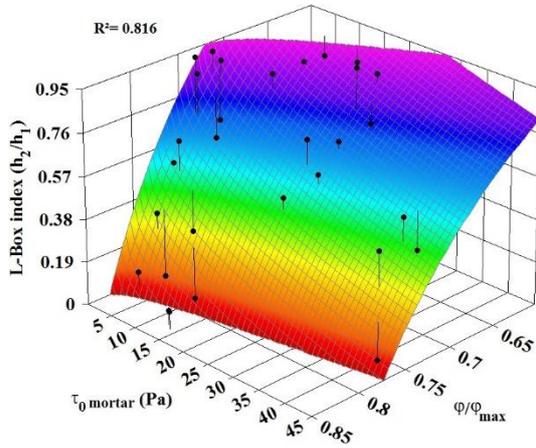
Eq. 4-13

(a)



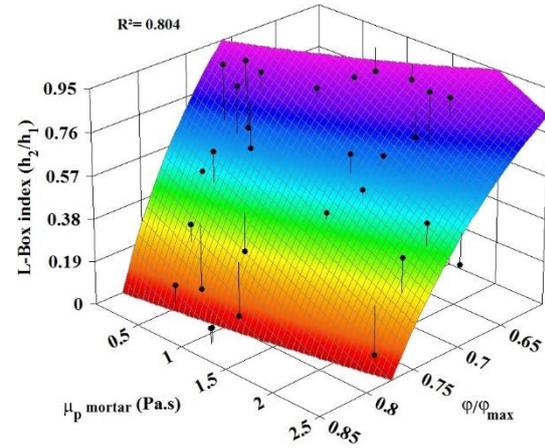
Eq. 4-14

(b)



Eq. 4-15

(c)



Eq. 4-16

(d)

Figure 4-6: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction  $\phi/\phi_{max}$  ( $> 1.25$  mm), (a) and (c) yield stress, (b) and (d) plastic viscosity of fine mortar on J-Ring flow (JRF) and L-Box index ( $h_2/h_1$ ) values of the investigated SCC mixtures, respectively.

Using Eqs. 4-9 to 4-10 and 4-13 to 4-14, the blocking potential in J-Ring ( $\Delta_{JR}$ ) can be estimated as functions of  $\tau_0$  and  $\mu_p$  of fine mortar and  $\phi/\phi_{max}$  of granular skeleton, as follow:

$$\Delta_{JR} = 11.445 - \frac{11.260}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)} - 87.587 \times \ln(\tau_0) + 53.717 \times \sqrt{\tau_0} \quad (4-17)$$

$$\Delta_{JR} = -583.491 - \frac{15.329}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)} + 280.090 \times \sqrt{\mu_p} + \frac{264.196}{\sqrt{\mu_p}} \quad (4-18)$$

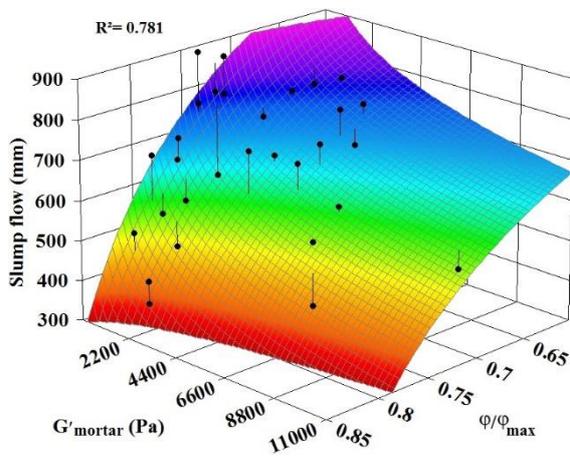
As presented earlier, for a given level of passing ability of SCC mixtures (i.e., given  $\Delta_{JR}$  and  $h_2/h_1$  values),  $\phi/\phi_{max}$  of the granular system can be determined, using Eqs. 4-7 and 4-8. Furthermore, solving simultaneously the Eqs. 4-15 and 4-17 for yield stress ( $\tau_0$ ), and Eqs. 4-16 and 4-18 for plastic viscosity

( $\mu_p$ ), appropriate viscoplastic parameters ( $\tau_0$  and  $\mu_p$ ) of fine mortar can be established to ensure SCC mixture with adequate passing ability. This is referred to the viscoplasticity-passing ability-based design of SCC. For example, in order to design SCC mixture that exhibits maximum  $\Delta_{JR}$  of 25 mm and minimum  $h_2/h_1$  value of 0.70, a fine mortar with the maximum yield stress and plastic viscosity values of 24.0 Pa and 1.73 Pa.s, respectively, as well as a granular skeleton with  $\phi/\phi_{max}$  of 0.675 can be recommended.

#### 4.5.2.2 Viscoelasticity-based design

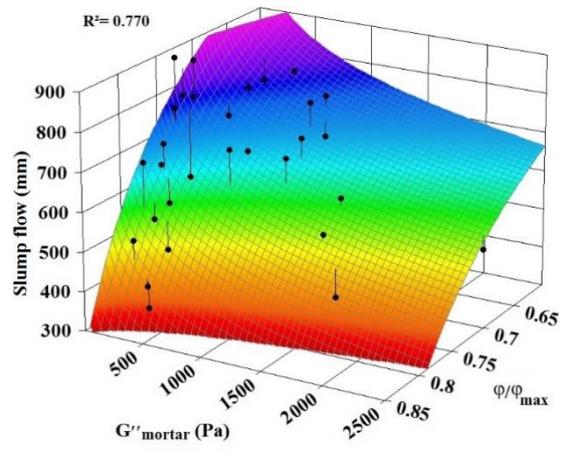
##### a) Viscoelasticity-flowability-based design

The viscoelasticity of fine mortar mixtures is characterized by storage and loss moduli. The coupled effect of the relative coarse solid packing fraction and viscoelastic properties of fine mortar on flowability characteristics of the investigated SCC mixtures are given in Eqs. 4-19 to 4-22 and showed in Fig. 4-7, as follow:



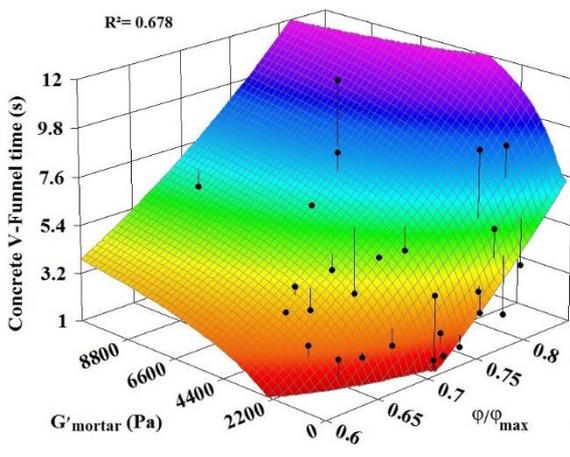
Eq. 4-19

(a)



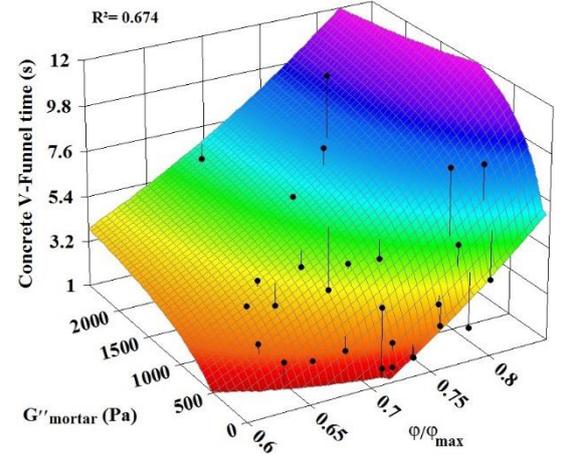
Eq. 4-20

(b)



Eq. 4-21

(c)



Eq. 4-22

(d)

Figure 4-7: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction  $\phi/\phi_{max}$  ( $> 1.25$  mm), (a) and (c) storage, (b) and (d) loss moduli of fine mortar on slump flow and V-Funnel values of the investigated SCC mixtures, respectively.

$$SF = 1521.931 + \frac{169.062}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 6.015 \times [\ln(G')]^2 \quad (4-19)$$

$$SF = 1457.395 + \frac{165.845}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 7.636 \times [\ln(G'')]^2 \quad (4-20)$$

$$VF = 1.889 + 25.468 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^3 - \frac{442.794}{\sqrt{G'}} + 803.996 \times \frac{\ln(G')}{G'} \quad (4-21)$$

$$VF = 1.541 + 24.288 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^3 - \frac{160.515}{\sqrt{G''}} + \frac{658.987}{G''} \quad (4-22)$$

Where,  $G'$  (Pa) and  $G''$  (Pa) are the storage and loss moduli of fine mortar, respectively. As can be observed in Fig. 4-7, the flowability characteristics of SCC mixtures are well correlated with  $G'$  and  $G''$  values of fine mortar, as well as  $\varphi/\varphi_{\max}$  of the granular skeleton. The slump flow showed higher correlation coefficients than the V-Funnel (i.e.,  $R^2$  of 0.781 and 0.770 versus 0.678 and 0.674, respectively). For a given  $\varphi/\varphi_{\max}$  value, increasing the storage and loss moduli can decrease the slump flow and increase the V-Funnel time values. However,  $\varphi/\varphi_{\max}$  of the aggregate showed more significant effects than the viscoelastic properties of fine mortar.

As presented earlier, for given SF and VF targeted values, appropriate  $\varphi/\varphi_{\max}$  can be recommended using the flowability-based design, Eqs. 4-4 and 4-5. Furthermore, solving simultaneously the Eqs. 4-19 and 4-21 for  $G'$ , and Eqs. 4-20 and 4-22 for  $G''$ , the appropriate viscoelastic parameters ( $G'$  and  $G''$ ) of the fine mortar can be predicted. This is referred to viscoelasticity-flowability-based design. For example, SCC mixture with given slump flow and V-Funnel values of 650 mm and 4 s, respectively, can be designed with a fine mortar having  $G'$  and  $G''$  moduli of 3146 and 751 Pa, respectively, as well as a granular skeleton with  $\varphi/\varphi_{\max}$  of 0.704.

#### ***b) Viscoelasticity-passing ability-based design***

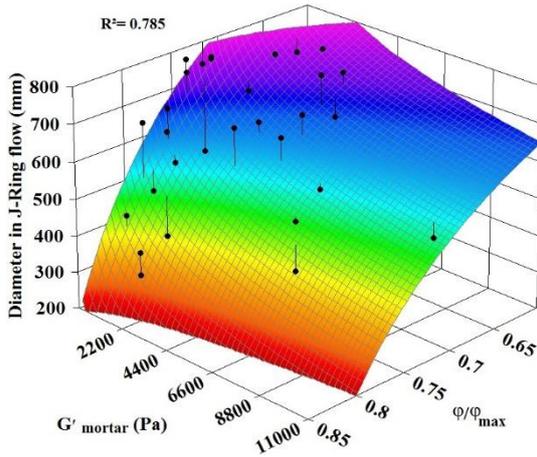
The coupled effect of the relative coarse solid packing fraction and viscoelastic characteristics of fine mortar on passing ability of the investigated SCC mixtures are given in Eqs. 4-23 to 4-26 and presented in Fig. 4-8.

$$JRF = 1498.452 + \frac{178.418}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 5.741 \times [\ln(G')]^2 \quad (4-23)$$

$$JRF = 1440.789 + \frac{175.751}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 7.361 \times [\ln(G'')]^2 \quad (4-24)$$

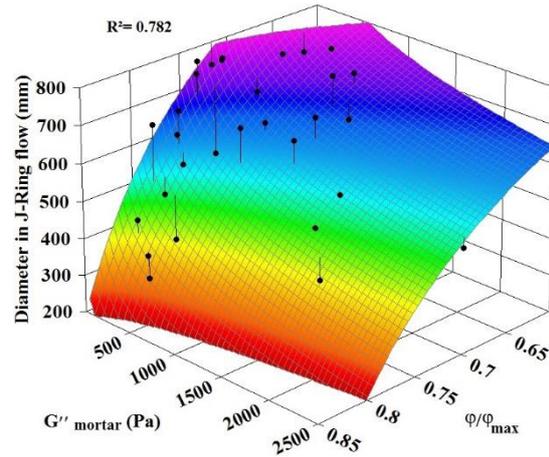
$$\frac{h_2}{h_1} = 2.476 + \frac{0.425}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 0.0098 \times [\ln(G')]^2 \quad (4-25)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 2.383 + \frac{0.421}{\ln\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)} - 0.0127 \times [\ln(G'')]^2 \quad (4-26)$$



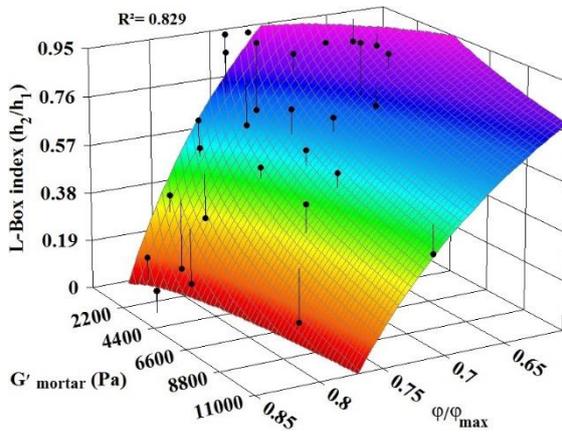
Eq. 4-23

(a)



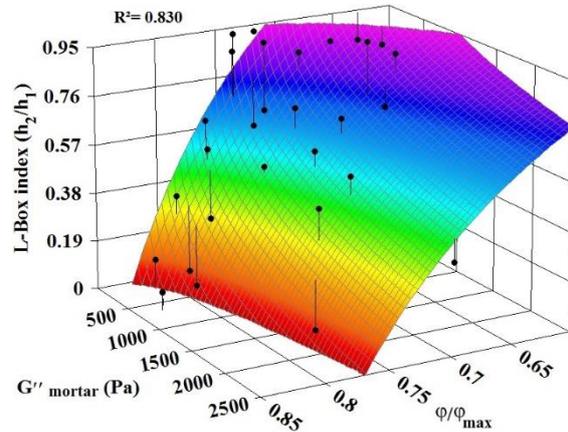
Eq. 4-24

(b)



Eq. 4-25

(c)



Eq. 4-26

(d)

Figure 4-8: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction  $\phi/\phi_{max}$  ( $> 1.25$  mm), (a) and (c) storage, (b) and (d) loss moduli of fine mortar on J-Ring flow (JRF) and L-Box index ( $h_2/h_1$ ) values of the investigated SCC mixtures, respectively.

As can be observed in Fig. 4-8, the passing ability characteristics of both Normal- and Eco-SCC mixtures are well correlated with the viscoelastic properties of their corresponding fine mortar and relative coarse solid packing fraction values. The L-Box index showed slightly better correlation coefficients than the J-Ring flow. On the other hand,  $\phi/\phi_{max}$  showed more dominant effect on passing ability of SCC than the viscoelastic properties of fine mortar.

Furthermore, for a given  $\phi/\phi_{max}$  of granular skeleton, fine mortar with higher storage and loss moduli can lead to lower J-Ring flow and L-Box index values and, therefore, higher risk of blockage. This can be explained by the Hooke's Law (Eq. 4-27). Indeed, since storage and loss moduli are related to the elastic state deformation, in given gravitational, viscous, and shear stress conditions, increasing  $G'$  and  $G''$  values results in lower initial flow energy, velocity, and strain rate magnitudes to initiate plastic state, as follows:

$$F_i = K_i \Delta x_i \quad (4-27)$$

where  $K_i$  is the stiffness factor in Hooke's Law and  $V_i = \Delta x_i / \Delta t_i$  is the velocity corresponding to a displacement of  $\Delta x_i$  for a period of time ( $\Delta t_i$ ) under an applied force of  $F_i$ . According to Eq. 4-27, applying a constant force ( $F_1 = F_2 = F$ ) to two different springs in a constant period of time ( $\Delta t_1 = \Delta t_2 = \Delta t$ ) results in higher displacement and, consequently, higher velocity ( $V_2 > V_1$ ) for the spring with the lower stiffness factor ( $K_2 < K_1$ ). Since the storage and loss moduli in the elastic state of fluids are equivalent to the stiffness factor of solid springs, lower flow velocity and flow energy are expected for the SCC mixtures made with the fine mortars having higher  $G'$  and  $G''$  values. Decreasing the flow energy leads to less energy applied to transport coarse aggregate [10]. Therefore, in the case of fine mortar having higher  $G'$  and  $G''$  values, less passing ability (i.e., less JRF and  $h_2/h_1$  values) can be obtained.

Using Eqs. 4-19, 4-20, 4-23, and 4-24, the  $\Delta_{JR}$  values can be estimated as functions of  $G'$ ,  $G''$ , and,  $\phi/\phi_{max}$ , as follow:

$$\Delta_{JR} = 23.479 - \frac{9.356}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)} - 0.274 \times [\ln(G')]^2 \quad (4-28)$$

$$\Delta_{JR} = 16.606 - \frac{9.906}{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)} - 0.275 \times [\ln(G'')]^2 \quad (4-29)$$

As presented earlier in section 3.1.2, using the empirical Eqs. 4-7 and 4-8 for given  $\Delta_{JR}$  and  $h_2/h_1$  values, an appropriate  $\phi/\phi_{max}$  can be determined. Furthermore, solving simultaneously the Eqs. 4-25 and 4-28 for  $G'$ , and Eqs. 4-26 and 4-29 for  $G''$ , the appropriate viscoelastic values ( $G'$  and  $G''$ ) of fine mortar can be estimated. This is referred to the viscoelasticity-passing ability-based design of SCC. For example, in order to design a given SCC mixture with a maximum  $\Delta_{JR}$  of 25 mm and a minimum  $h_2/h_1$  value of 0.70, a fine mortar having the maximum  $G'$  and  $G''$  moduli of 8316 and 2507 Pa, respectively, as well as granular skeleton with a maximum  $\phi/\phi_{max}$  of 0.675 can be recommended.

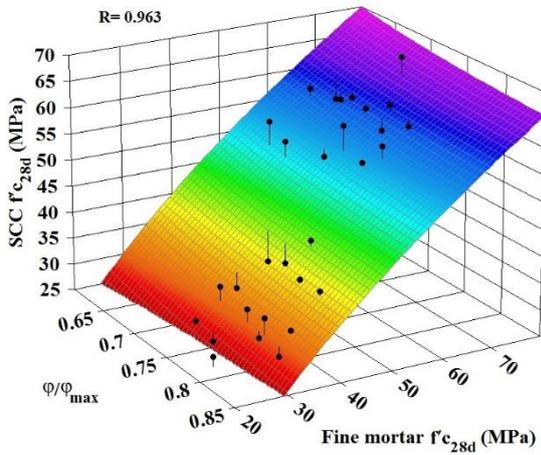
It is worthy to mention that in order to extend the proposed mix design methods and develop comprehensive ones, further investigations on the mixture proportioning, workability, and rheological characteristics of the fine mortar are necessary. These include the effect of the volumetric content, particle size distribution, and relative solid packing fraction of the fine sand, as well as the rheological characteristics of the cement paste. On the other hand, the effect of water-to-binder ratio, HRWR dosage, volumetric content, and composition of the cementitious materials on the workability and visco-elastoplastic properties of the cement paste should also be investigated.

### 4.5.3 Mechanical performance design

The 28-d and 56-d compressive strength of the investigated SCC and their corresponding fine mortar mixtures were evaluated after 28 ( $f'_{c_{28d}}$ ) and 56 days ( $f'_{c_{56d}}$ ) of age. The coupled effect of the relative coarse solid packing fraction of aggregate and compressive strength of fine mortars on compressive strength of the investigated SCC mixtures is given in Eqs. 4-30 and 4-31 and presented in Fig. 4-9.

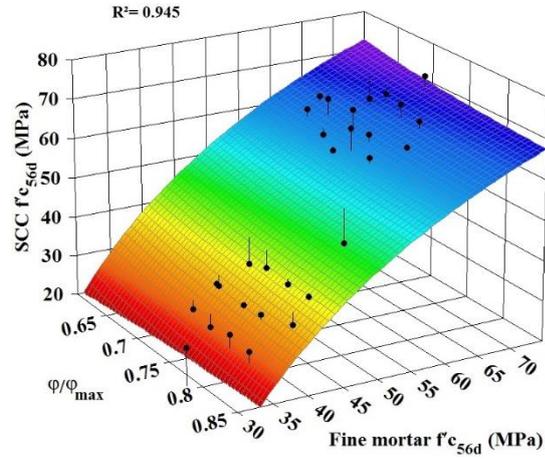
$$f'_{c_{28d_{SCC}}} = -38.125 - 3.554 \times \frac{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)}{\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)^2} + 11.533 \times \sqrt{f'_{c_{28d_{fine\ mortar}}} \quad (4-30)$$

$$f'c_{56d_{SCC}} = -57.264 - 1.229 \times \frac{\ln\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)}{\left(\frac{\phi}{\phi_{max}}\right)^2} + 14.867 \times \sqrt{f'c_{56d_{fine\ mortar}}} \quad (4-31)$$



Eq. 4-30

(a)



Eq. 4-31

(b)

Figure 4-9: Coupled effect of the relative coarse solid packing fraction  $\phi/\phi_{max}$  ( $> 1.25$  mm) and compressive strength of fine mortar on compressive strength of the investigated SCC mixtures at (a) 28 and (b) 56 days of age.

As can be observed in Fig. 4-9, the 28- and 56-days compressive strengths of SCC are very well correlated with those of fine mortar and the relative coarse solid packing fraction of aggregate ( $R^2$  of 0.945 and 0.963). These correlations revealed that the compressive strength of fine mortars showed more significant effect on compressive strength of SCC than  $\phi/\phi_{max}$  of granular skeleton. For a given  $\phi/\phi_{max}$  value which can be determined by the workability designs, in order to achieve a targeted compressive strength of SCC, the required compressive strength of fine mortar can be estimated using Eqs. 4-30 and 4-31. This is referred to mechanical performance designed of SCC. For example, to achieve a 50 MPa 28-d compressive strength of SCC with a granular skeleton  $\phi/\phi_{max}$  of 0.675, the 28-d compressive strength of fine mortar should be around 54.4 MPa.

It is worthy to mention that the minimum  $R^2$  values were obtained for the equations which predicted the V-Funnel values as functions of  $\phi/\phi_{max}$ , workability, and visco-elastoplastic properties of the investigated fine mortars. This can be due to the relatively high operator's error in measuring flow time in V-Funnel test [3,4], as well as the non-continuous V-Funnel flow that can be induced by coarse aggregate blocking due to lack of stability of some mixtures.

#### 4.5.4 Workability design classification

The filling ability of SCC is its ability to flow through narrow gaps between obstacles (reinforcing bars and concrete cover), while maintaining the homogeneity of coarse aggregate into the suspending mortar [10]. In order to classify the investigated SCC mixtures based on their level of flow performance characteristics, three different ranges of flowability (slump flow and V-Funnel) and passing ability ( $\Delta_{JR}$  and  $h_2/h_1$ ) characteristics, corresponding to low, medium, and high flow performances are defined (Table 4-5). Consequently, the passing ability and flowability characteristics of the investigated SCC mixtures are correlated to each-other to propose workability design classifications. Accordingly, as can be observed in Figs. 4-10 and 4-11, the investigated SCC mixtures can be classified in three different levels of flow performance.

According to the proposed flow performance classifications (Figs. 4-10 and 4-11), two Normal SCC (N3 and N4) and two Eco-SCC mixtures (E3 and E4) can be recommended as high flowability SCC mixtures. These selected mixtures can achieve high levels of both flowability (i.e., high slump flow and low V-Funnel) and passing ability (i.e., low  $\Delta J_R$  and high  $h_2/h_1$ ) properties. The diphasic characteristics of these mixtures are presented in Table 4-6. Moreover, from mechanical performance point of view, these mixtures exhibited adequate compressive strength values higher than 57 and 62 MPa for Normal SCC, as well as 35 and 37 MPa for Eco-SCC mixtures at 28- and 56-days of age, respectively.

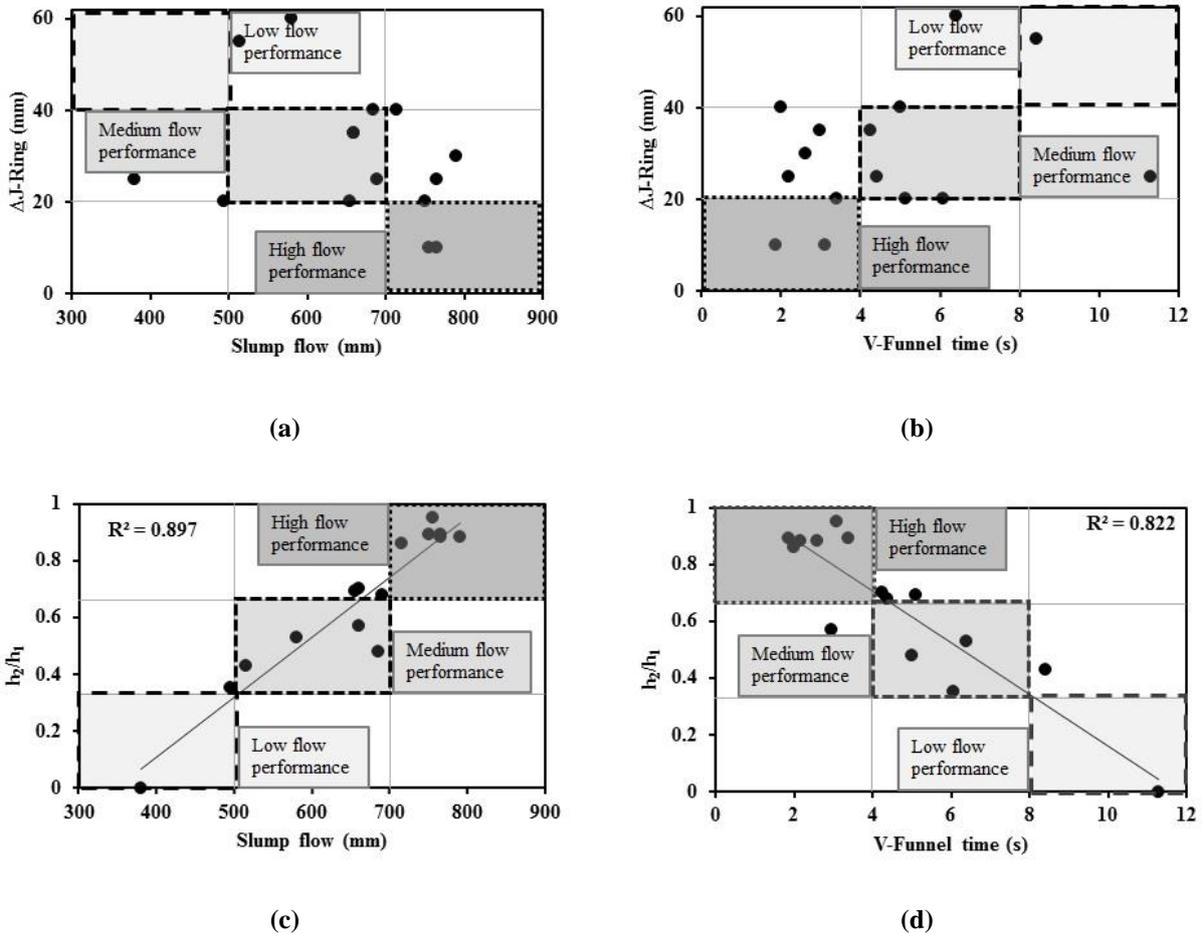


Figure 4-10: Classification of the investigated Normal SCC mixtures based on flow performance characteristics. Passing ability versus flowability properties; including: (a) and (b)  $\Delta J_R$ , and (c) and (d) L-Box index ( $h_2/h_1$ ) values versus slump flow and V-Funnel value

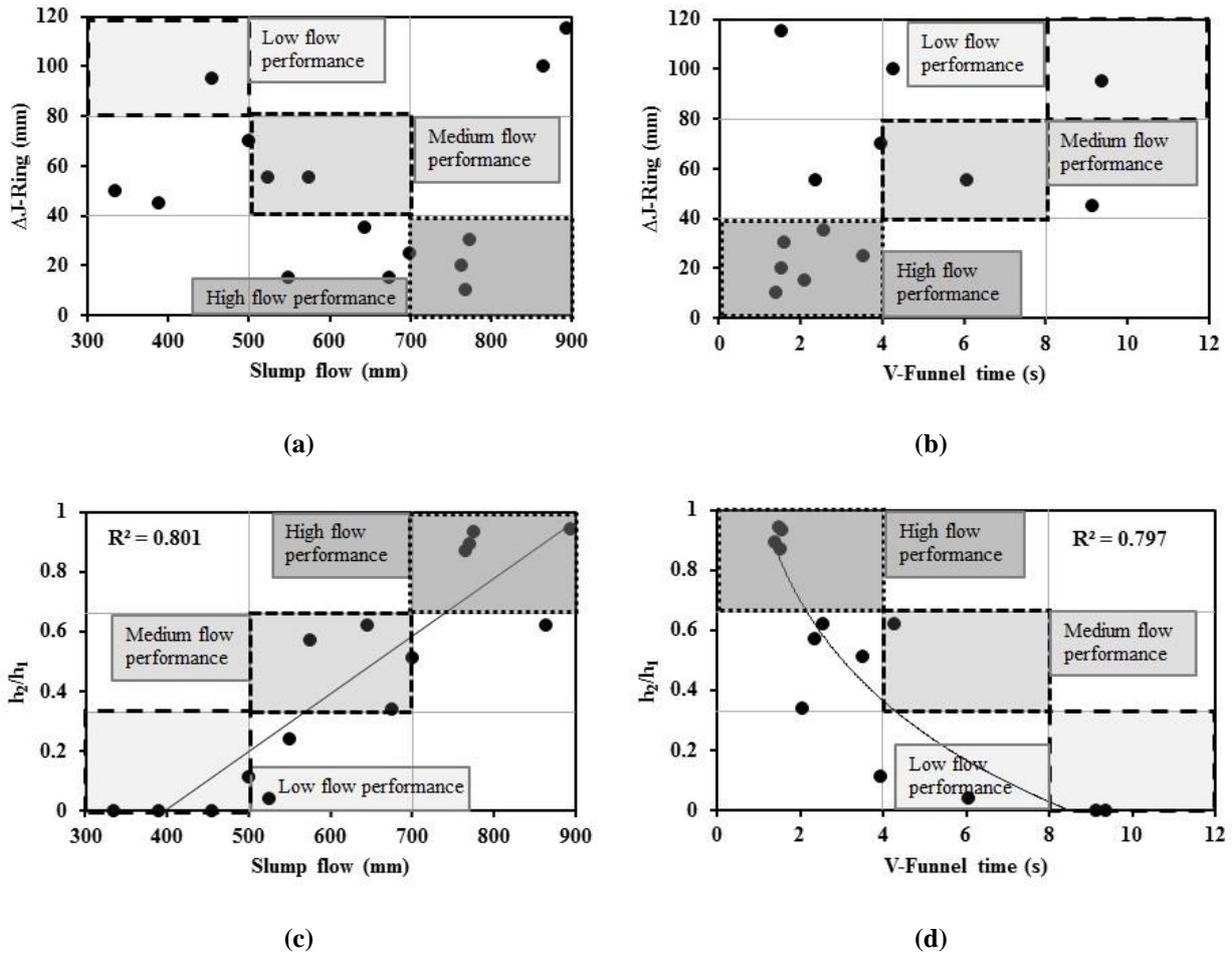


Figure 4-11: Classification of the investigated Eco-SCC mixtures based on flow performance characteristics. Passing ability versus flowability properties; including: (a) and (b)  $\Delta J_R$ , and (c) and (d) L-Box index ( $h_2/h_1$ ) values versus slump flow and V-Funnel values.

Table 4-5: Classification of the investigated SCC mixtures based on flowability and passing ability criteria.

SCC type	Flow performance level	Flowability criteria		Passing ability criteria	
		Slump flow	V-Funnel	J-Ring	L-Box
		SF (mm)	VF (s)	$\Delta J_R$ (mm)	$h_2/h_1$
Normal SCC	Low	300 – 500	8 – 12	40 – 60	0.00 – 0.33
	Medium	500 – 700	4 – 8	20 – 40	0.33 – 0.66
	High	700 – 900	0 – 4	0 – 20	0.66 – 1.00
Eco-SCC	Low	300 – 500	8 – 12	80 – 120	0.00 – 0.33
	Medium	500 – 700	4 – 8	40 – 80	0.33 – 0.66
	High	700 – 900	0 – 4	0 – 40	0.66 – 1.00

Table 4-6: Characteristics of the diphasic compositions of high flow performance SCC mixtures.

SCC type	Mix	$\phi/\phi_{\max}$	Mortar	$V_{\text{mortar}}$ (%)	$SF_m$ (mm)	$\mu_p$ (Pa.s)	$\tau_0$ (Pa)	$G'$ (Pa)	$G''$ (Pa)	$f'_{c28d\text{-mortar}}$ (MPa)	$f'_{c56d\text{-mortar}}$ (MPa)
Normal	N3	0.682	M-N-3-4	64	230	1.90	21.7	3780	869	67.8	70.8
SCC	N4	0.653		63						(± 0.3)	(± 0.8)
Eco-	E3	0.741	M-E-3-4	60	327	0.50	2.37	383	104	44.4	45.1
SCC	E4	0.715		59						(± 0.4)	(± 2.3)

The selected Normal SCC (N3 and N4) and Eco-SCC (E3 and E4) mixtures are proportioned with w/b ratios of 0.38 and 0.55, as well as volumetric contents of cement paste of 38 % and 32 %, respectively. On the other hand, the ideal particle size distribution, proposed by Funk and Dinger [50] (FD model), is examined for these mixtures, as follows:

$$P(d_i) = \frac{d_i^q - d_{\min}^q}{d_{\max}^q - d_{\min}^q} \times 100 \% \quad (4-32)$$

Where,  $P(d_i)$  is the fraction of total aggregate smaller than  $d_i$ ,  $q$  is the distribution modulus, and  $d_{\min}$  and  $d_{\max}$  correspond to the minimum and maximum size of particles in the granular skeleton, respectively. In the case of aggregate used in this study, the values of  $d_{\min}$  and  $d_{\max}$  of 0.021 and 27.84 mm, respectively, were obtained. These values were determined using a 3D scanner and electronic microscope tools. According to the particle-size distribution of the selected high flow performance SCC mixtures, a distribution modulus ( $q$ ) value of 0.261 for N3 and E3, and 0.256 for N4 and E4 mixtures were obtained. It must be noted that the granular skeleton of all the selected mixtures consist of a sand-to-total aggregate ratio of 0.55.

## 4.6 Conclusions

In this study, 30 SCC mixtures with low and normal binder content, corresponding to Normal- and Eco-SCC mixtures, were investigated as a diphasic suspension of a visco-elastoplastic fine mortar (< 1.25 mm) and coarse aggregate (> 1.25 mm). Accordingly, the coupled effects of the characteristics of the fine mortar and granular skeleton on flow and mechanical properties of the investigated SCC mixtures were evaluated. Based on the results presented in this paper, the following conclusions can be pointed out:

- Increasing the mini-slump flow of fine mortar (< 1.25 mm) and decreasing the relative coarse solid packing fraction ( $\phi/\phi_{\max}$ ) of granular skeleton resulted in higher slump flow and L-Box index, as well as lower V-Funnel and difference between the slump flow and J-Ring flow values (i.e., better flowability and passing ability) of SCC.
- For a given relative coarse solid packing fraction of granular skeleton, the SCC mixtures proportioned with low plastic viscosity, yield stress, storage, and loss moduli fine mortars exhibited higher flowability and passing ability properties.
- The flowability-, passing ability-, viscoplasticity- and viscoelasticity-workability-based design methods were proposed to identify the required workability and visco-elastoplastic properties of

fine mortar, as well as the relative coarse solid packing fraction of granular skeleton to achieve SCC mixtures with proper flowability and passing ability properties.

- At a given age of concrete, the compressive strength of SCC can be well estimated as functions of those of the corresponding fine mortar and  $\phi/\phi_{\max}$  of aggregate. The compressive strength of fine mortar showed more significant effect than  $\phi/\phi_{\max}$  of granular skeleton on compressive strength of SCC.
- According to the proposed workability classifications, two high-flow performance Normal- and Eco-SCC mixtures were recommended. These Normal- and Eco-SCC mixtures were proportioned with w/b ratio of 0.38 and 0.55, and paste volume of 38 % and 32 %, respectively. The granular skeleton used to proportion these mixtures corresponds to a Funk-Dinger particle size distribution modulus of  $q \approx 0.26$  and a sand-to-total aggregate ratio of 0.55.

#### 4.7 Declaration of competing interest

The authors declare that they have no conflict of interest.

#### 4.8 Acknowledgment

The authors wish to thank the financial support of the National Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the 8 industrial partners participating in the NSERC Chair on Development of Flowable Concrete with Adapted Rheology and Their Application in Concrete Infrastructures, held by Professor Ammar Yahia of the Université de Sherbrooke.

#### References

- [26] K.H. Khayat, Use of viscosity-modifying admixture to reduce top-bar effect of anchored bars cast with fluid concrete, *ACI Mater. J.* 95 (2) (1998) 158-167.
- [27] T. Uomoto, K. Ozawa (Eds.), *Recommendations for Self-Compacting Concrete*, Japan Society of Civil Engineers (JSCE), Tokyo, Japan, 1999.
- [28] K.H. Khayat, Workability, testing, and performance of self-consolidating concrete, *ACI Mater. J.* 96 (3) (1999) 346-353.
- [29] ACI Committee 237, *Self-consolidating Concrete*, ACI 237R-07, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2007.
- [30] N. Roussel, A theoretical frame to study stability of fresh concrete, *Mater. Struct.* 39 (2006) 81-91 <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9036-1>.
- [31] L.N. Thrane, *Form Filling with Self-compacting Concrete*, Ph.D. thesis, Danish technological institute, 2007.
- [32] I. Mehdipour, M. Vahdani, K. Amini, M. Shekarchi, Linking stability characteristics to material performance of self-consolidating concrete-equivalent mortar incorporating fly ash and metakaolin, *Constr. Build. Mater.* 105 (2016) 206-217 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.090>.
- [33] J. Assaad, K.H. Khayat, J. Dazczko, Evaluation of static stability of self-consolidating concrete, *ACI Mater. J.* 101 (3) (2004) 207-215.
- [34] N. Roussel, *Understanding the Rheology of Concrete*, first ed., Woodhead Publishing, Sawston, Cambridge, United Kingdom, 2011 9780857090287.
- [35] M. Hosseinpoor, K.H. Khayat, A. Yahia, Numerical simulation of self-consolidating concrete flow as a heterogeneous material in L-Box set-up: effect of rheological parameters on flow performance, *Cement Concr. Compos.* 83 (2017) 290-307 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.07.027>.
- [36] S.A.A.M. Fennis, J.C. Walraven, J.A. den Uijl, The use of particle packing models to design ecological concrete, *Heron* 54 (2/3) (2009) 185-204.

- [37] S.A.A.M. Fennis, J.C. Walraven, J.A. den Uijl, Defined-performance design of ecological concrete, *Mater. Struct.* 46 (2013) 639-650 <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9922-2>.
- [38] B. Esmailkhanian, K.H. Khayat, O.H. Wallevik, Mix design approach for low-powder self-consolidating concrete: Eco-SCC—content optimization and performance, *Mater. Struct.* 50 (2017) 124 <https://doi.org/10.1617/s11527-017-0993-y>.
- [39] W-J. Long, Y. Gu, J. Liao, F. Xing, Sustainable design and ecological evaluation of low binder self-compacting concrete, *Journal of Cleaner Production*, 167 (2017) 317-325 <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.08.192>.
- [40] F. Pelisser, A. Viera, A.M. Bernardin, Efficient self-compacting concrete with low cement consumption, *Journal of Cleaner Production*, 175 (2018) 324-332 <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.12.084>.
- [41] F. Li, J. Wei, J. Wang, X. Pei, G. Wang, L. Ma, Q. Yu, New method of mix design for self-compacting concrete based on material characteristics, *Procedia Eng.* 27 (2012) 214-222 <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.12.446>.
- [42] M. Nepomuceno, L.A. Pereira-de-Oliveira, S.M.R. Lopes, Methodology for the mix design of self-compacting concrete using different mineral additions in binary blends of powders, *Construction and Building Materials*, 64 (2014) 82-94 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.021>.
- [43] C. Shi, Z. Wu, K. Lv, L. Wu, A review on mixture design methods for self-compacting concrete, *Construction and Building Materials*, 84 (2015) 387-398 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.079>.
- [44] K. Ma, J. Feng, G. Long, Y. Xie, X. Chen, Improved mix design method of self-compacting concrete based on coarse aggregate average diameter and slump flow, *Construction and Building Materials*, 143 (2017) 566-573 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.142>.
- [45] A. Habibi, J. Ghomashi, Development of an optimum mix design method for self-compacting concrete based on experimental results, *Construction and Building Materials*, 168 (2018) 113-123 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.113>.
- [46] D.K. Ashish, S.K. Verma, An overview on mixture design of self-compacting concrete, *Structural Concrete*, 20 (1) (2019) 371-395 <https://doi.org/10.1002/suco.201700279>.
- [47] Q. Wu, X. An, Development of a mix design method for SCC based on the rheological characteristics of paste, *Construction and Building Materials*, 53 (2014) 642-651 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.008>.
- [48] D. Jiao, C. Shi, Q. Yuan, X. An, Y. Liu, H. Li, Effect of constituents on rheological properties of fresh concrete-A review, *Cement Concr. Compos.* 83 (2017) 146-159 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.07.016>.
- [49] D. Nie, X. An, Optimization of SCC mix at paste level by using numerical method based on a paste rheological threshold theory, *Construction and Building Materials*, 102 (2016) 428-434 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.195>.
- [50] J. Zhang, X. An, Y. Yu, D. Nie, Effects of coarse aggregate content on the paste rheological thresholds of fresh self-compacting concrete, *Construction and Building Materials*, 208 (2019) 564-576 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.177>.
- [51] A.M. Matos, L. Maia, S. Nunes, P. Milheiro-Oliveira, Design of self-compacting high-performance concrete: Study of mortar phase, *Construction and Building Materials*, 167 (2018) 617-630 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.053>.
- [52] K.D. Kabagire, A. Yahia, M. Chekired, Toward the prediction of rheological properties of self-consolidating concrete as diphasic material, *Construction and Building Materials*, 195 (2019) 600-612 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.053>.
- [53] I.M. Krieger, T.J. Dougherty, A Mechanism for non-Newtonian flow in suspensions of rigid spheres, *Trans. Soc. Rheol.* 3 (1) (1959) 137-152 <https://doi.org/10.1122/1.548848>.
- [54] X. Chateau, G. Ovarlez, K.L. Trung, Homogenization approach to the behavior of suspensions of noncolloidal particles in yield stress fluids, *J. Rheol.* 52 (2) (2008) 489-506 <https://doi.org/10.1122/1.2838254>.
- [55] P. Billberg, Some rheology aspects on fine mortar part of concrete, Licentiate Thesis, Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering (1999), TRITA-BKN. Bulletin 51, ISRN KTH/BKN/B--51--SE.

- [56] P. Billberg, Fine mortars rheology in mix design of SCC, in: A. Skarendahl, O. Petersson (Eds.), *Proceedings of the first International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*, RILEM, Cachan Cedex. (1999) 47-58.
- [57] J. Hu, K. Wang, Effect of coarse aggregate characteristics on concrete rheology, *Construction and Building Materials*, 25 (2011) 1196-1204 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.09.035>.
- [58] A.C.P. Santos, J.A. Ortiz-Lozano, N. Villegas, A. Aguado, Experimental study about the effects of granular skeleton distribution on the mechanical properties of self-compacting concrete (SCC), *Construction and Building Materials*, 78 (2015) 40-49 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.01.006>.
- [59] R. Farokhzad, M. Mahdikhani, A. Bagheri, J. Baghdadi, Representing a logical grading zone for self-consolidating concrete, *Construction and Building Materials*, 115 (2016) 735-745 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.006>.
- [60] B. Esmailkhanian, P. Diederich, K.H. Khayat, A. Yahia, O.H. Wallevik, Influence of particle lattice effect on stability of suspensions: application to self-consolidating concrete, *Mater. Struct.* 50 (2017) 39 <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0908-3>.
- [61] S.A.A.M. Fennis, J.C. Walraven, Using particle packing technology for sustainable concrete mixture design, *Heron* 57 (2) (2012) 73-102.
- [62] S.A.A.M. Fennis, J.C. Walraven, J.A. den Uijl, Compaction-interaction packing model: regarding the effect of fillers in concrete mixture design, *Mater. Struct.* 46 (2013) 463-478 <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9910-6>.
- [63] P. Ghoddousi, A.A.S. Javid, J. Sobhani, Effects of particle packing density on the stability and rheology of self-consolidating concrete containing mineral admixtures, *Construction and Building Materials*, 53 (2014) 102-109 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.076>.
- [64] F. Mueller, O.H. Wallevik, K.H. Khayat, Linking solid particle packing of Eco-SCC to material performance, *Cement and Concrete Composites*, 54 (2014) 117-125 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.04.001>.
- [65] X. Wang, K. Wang, P. Taylor, G. Morcou, Assessing particle packing based self-consolidating concrete mix design method, *Construction and Building Materials*, 70 (2014) 439-452 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.08.002>.
- [66] I. Mehdipour, K.H. Khayat, Understanding the role of particle packing characteristics in rheophysical properties of cementitious suspensions: A literature review, *Construction and Building Materials*, 161 (2018) 340-353 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.147>.
- [67] W. Zuo, J. Liu, Q. Tian, W. Xu, W. She, P. Feng, C. Miao, Optimum design of low-binder Self-Compacting Concrete based on particle packing theories, *Construction and Building Materials*, 163 (2018) 938-948 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.167>.
- [68] S. Yong, W. Zonglin, G. Qingfei, L. Chenguang, A new mixture design methodology based on the Packing Density Theory for high performance concrete in bridge engineering, *Construction and Building Materials*, 182 (2018) 80-93 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.062>.
- [69] W. Yuli, H. Hang, L. Xiaoxing, Influences of aggregate micro fines on the packing of fresh mortar and the performances of mortar, *Composites Part B: Engineering*, 164 (2019) 493-498 <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2019.01.073>.
- [70] F. de Larrard, Concrete mixture proportioning — a scientific approach, in: S. Mindess, A. Bentur (Eds.), *Modern Concrete Technology Series No. 7*, E&FN SPON, London (1999) ISBN 9780419235002.
- [71] ASTM C1611/C1611M, Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete [https://doi.org/10.1520/C1611\\_C1611M-18](https://doi.org/10.1520/C1611_C1611M-18).
- [72] ASTM C1621/C1621M, Standard Test Method for Passing Ability of Self-Consolidating Concrete by J-Ring [https://doi.org/10.1520/C1621\\_C1621M-17](https://doi.org/10.1520/C1621_C1621M-17).
- [73] ASTM C305, Standard Practice for Mechanical Mixing of Hydraulic Cement Pastes and Mortars of Plastic Consistency <https://doi.org/10.1520/C0305-14>.
- [74] N. Roussel, C. Stefani, R. Leroy, From mini-cone test to Abrams cone test: measurement of cement-based materials yield stress using slump tests, *Cement and Concrete Research*, 35 (2) (2005) 817-822 <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.07.032>.
- [75] J.E. Funk, D.R. Dinger, Predictive Process Control of Crowded Particulate Suspension, Kluwer Academic Press, Applied to Ceramic Manufacturing (1994) <https://doi.org/10.1007/978-1-4615-3118-0>

## Chapitre 5 Nouvelle Investigation diphasique des propriétés visco-élastoplastiques du mortier fin simulant la couche limite lors du pompage.

Diphasic investigation of visco-elastoplastic characteristics of highly flowable fine mortars, simulating the lubrication layer in pumping process.

### **Auteurs et affiliations**

Baba-Issa Ouro Koura : Candidat au doctorat, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, 2500, Boulevard de l'Université, Sherbrooke (QC), J1K 2R1, Canada. Laboratoire L2MGC, Université de Cergy-Pontoise, 12 mail gay lussac, 95000 Cergy-Pontoise, France

Masoud Hosseinpoor : Chercheur (Post-doc), Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, 2500, Boulevard de l'Université, Sherbrooke (QC), J1K 2R1, Canada.

Ammar Yahia : Professeur agrégé, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, 2500, Boulevard de l'Université, Sherbrooke (QC), J1K 2R1, Canada.

El-Hadj Kadri: Professeur des universités, Laboratoire L2MGC, Université de Cergy-Pontoise, 12 mail gay lussac, 95000 Cergy-Pontoise, France

**Titre du journal:** Construction and Building Materials

**Statut :** Soumis le 23 Juin 2020

## 5.1 Résumé

Les propriétés de la couche limite, qui se forme entre le bloc du béton et la paroi du tuyau, constitue un paramètre gouvernant la pompabilité des bétons autoplaçants (BAP). Dans cette étude, la couche limite a été étudiée comme une suspension de différents teneurs volumétriques de sable fin ( $< 1,25$  mm) dans un fluide visco-élastoplastique de pâte de ciment. Plusieurs mortiers fins et leurs pâtes de ciment correspondant ont été formulés avec des rapports eau sur liant de 0,36 à 0,70, des teneurs en liant de 472 à 853 kg/m<sup>3</sup> et des teneurs volumétriques de de sable fin allant de 0,31 à 0,48. Les propriétés visco-élastoplastiques des mortiers fins ainsi que de leurs pâtes correspondantes ont été évaluées en utilisant respectivement les systèmes de mesure de type plaques parallèles et cylindres coaxiaux. Les résultats expérimentaux ont montré que les mortiers et les pâtes de ciment présentent un comportement rhéofluidifiant. En outre, de fortes corrélations empiriques ont été établis entre les propriétés visco-élastoplastiques et les valeurs de l'étalement au mini-cône des mélanges étudiés. Ces relations permettent de simplifier l'étude rhéologique de la couche limite.

Les résultats obtenus ont montré que l'augmentation de la teneur en sable fin entraîne une augmentation des propriétés visco-élastoplastiques relatives des mélanges étudiés. De nouveaux modèles diphasiques ont été proposés et employés avec succès pour évaluer l'effet couplé de degré de compaction (rapport entre la teneur volumétrique et la compacité) du sable fin, la dispersion des particules du liant, le volume de la pâte en excès et les caractéristiques de la pâte de ciment sur l'ouvrabilité, les propriétés rhéologiques et la résistance en compression du mortier fin. Ces nouveaux modèles proposés ont montré une meilleure précision de la prédiction des résultats expérimentaux comparativement aux modèles existant dans la littérature.

## 5.2 Abstract

The rheological properties of the lubrication layer between the bulk concrete and the wall of the pumping pipe is a key factor governing the pumpability of concrete. In this study, the lubrication layer was simulated as a suspension of different volumetric contents of fine sand ( $< 1.25$  mm) in visco-elastoplastic cement pastes, namely fine mortars. Various fine mortar and their corresponding cement paste mixtures were proportioned with water-to-binder ratios of 0.36 to 0.70, binder content of 472 to 853 kg/m<sup>3</sup>, and volumetric content of fine sand of 0.31 to 0.48. The visco-elastoplastic properties of the fine mortar and their cement paste mixtures were evaluated using parallel-plate and coaxial cylinders measuring systems, respectively. According to the experimental results, all the investigated cement paste and fine mortar mixtures exhibited shear-thinning behavior. Moreover, good empirical relationships were established between the visco-elastoplastic properties and mini-slump flow values of the investigated mixtures. The established correlations can simplify the rheological evaluation of the lubrication layer materials.

The obtained results revealed that increasing the fine sand content increased the relative visco-elastoplastic properties of the investigated mixtures. New diphasic models were proposed and successfully employed to evaluate the coupled effect of the relative solid packing fraction of fine sand, dispersion of binder particles, excess paste volume, and cement paste characteristics on workability, rheological properties, and compressive strength of the fine mortar. These proposed models were in better agreement with the experimental values compared to the existing models in literature.

**Keywords:** Cement paste; Diphasic suspension; Fine mortar; Lubrication layer; Relative solid packing fraction; Visco-elastoplastic characteristics.

### 5.3 Introduction

During the pumping process, when the coarser particles migrate from the higher shear zone (pipe wall) towards the stable zone (center), a thin layer of cement paste and fine particles, namely lubrication layer (LL), is formed between the bulk concrete and pipe walls [1]. This lubricates the rest of concrete and facilitates its flow inside the pipe. The rheological characteristic of LL can significantly influence the pumpability of concrete [1-4]. A high portion of the shear stress applied to the concrete during pumping is allocated to the LL zone. Hence, in order to predict the pressure loss during the pumping process, it is essential to investigate the rheological properties of this layer [2-4]. In fact, the absence of LL can make the pumping difficult and even impossible due to the increase in friction, which consequently increase the required pumping pressure and risk of blocking [5-6]. This phenomenon can be explained using an analytical model [7] to predict the pressure loss in concrete pumping process. The model shows that in addition to the rheological properties of concrete and the geometry of the pipe, the rheological properties and thickness of the lubrication layer are required to predict the pressure loss. These effects were confirmed using various theoretical models to predict the pressure loss values during pumping of self-consolidating concrete (SCC) [4, 8-11]. The analytical and numerical models in literature showed that increasing the ratio of plastic viscosity-to-thickness of LL, namely viscous constant, can significantly increase the pressure loss values [9,11]. Choi et al. [9] numerically showed that decreasing LL thickness results in an increase in the required pumping pressure to achieve a given flow rate. Moreover, using numerical simulations, the estimated pressure loss values were 3 times higher for the pumping process in the absence of LL compared to those obtained considering LL. Using an analytical investigation, Secrieru et al. [11] reported that the pumping pressure is inversely proportional to the LL thickness.

However, due to the difficulties in experiencing the formation of LL during and after pumping process, determination of its thickness, rheological properties, and constituents is still challenging. Tribometers were developed to simulate the flow of concrete inside the pipe and determine the properties of LL by means of interface parameters, including viscous constant and yield stress [7, 12-15]. The tribometer allows investigating the interaction at the interface between the pipe's wall and the concrete [15-16]. It was used to estimate the pressure loss during pumping process with good agreement with experimental measurements, using theoretical models [3, 7, 12]. Accordingly, the effects of some mixture design parameters and concrete rheological properties on LL parameters were established [13-15, 17]. In order to obtain an accurate estimation of the pumping pressure, attempts were made to determine the rheological properties and thickness of LL. For rheometric purposes, the LL material can be directly extracted from the pipe [18-19] or tribometer after the pumping process and tribological test [13], respectively. This can also be obtained indirectly by wet-screening fresh concrete [9,13] or using a high-pressure filter set-up [20]. Due to the structural build-up, the elapsed time of sampling in these approaches can lead to overestimate the rheological properties of LL [16] and, therefore, negatively affect the accuracy of the prediction of pressure loss during pumping.

Secrieru et al. [11,21] used a sliding pipe rheometer (sliper) [22] to establish relationships between the pumping pressure and flow rate, and estimate the viscous constant as well as thickness of the created LL. Choi et al. [23] investigated the visco-elastoplastic properties of the equivalent concrete cement paste simulating the LL. They reported that the initial behavior of pumped concrete can be analyzed systematically by examining the shear elastic modulus of cement paste via oscillatory measurements. The visco-elastoplastic properties of cement pastes were widely investigated in the literature [23-28]. Employing low-amplitude oscillatory shear measurements, Schultz and Struble [24] found that increasing water-to-binder ratio (w/b) resulted in lowering the storage modulus and critical strain of cement paste. Studying different cement and polymer-based pastes, Mahaut et al. [25] found that the

elastic modulus is strongly correlated to the solid concentration. However, a number of challenges was reported for cement paste rheometry, such as settlement, variation of gap, slippage, bleeding, and water evaporation during the test in parallel-plates geometry [28]. These can negatively affect on the characterization accuracy of LL. However, LL can also contain finer portion of sand particles (i.e., fine mortar) in addition to the cement paste (i.e., water, binder, and admixtures) [13,29]. Therefore, the viscoelastic properties of LL can depend on the rheological behavior of cement paste and fine sand concentration. According to the literature, the visco-elastoplastic properties of the LL can be assessed considering the corresponding fine mortar of concrete mixture. Using this hypothesis, Hosseinpoor et al. [17] experimentally estimated the thickness of LL in the tribology tests. The authors reported the coupled effect of the visco-elastoplastic properties of fine mortar (< 1.25 mm) and ratio of the volumetric content-to-packing density of coarse aggregate (> 1.25 mm) on the Reynolds dilatancy of SCC, as a main mechanism causing the formation of LL.

Considering fine mortar as a homogeneous and stable portion of concrete mixtures, it can be assumed as an isotopic suspension of noncolloidal particles of fine sand in a non-Newtonian cement paste suspending fluid, as a continuum medium [17, 29-30]. The visco-elastoplastic properties of the suspending fluid (cement paste) and volumetric fraction of solid particles (fine sand) were investigated in the literature [25, 31-40]. A critical review of the existing theories, expressing the influence of noncolloidal particles in non-Newtonian fluids, can be found in Chateau et al. [35]. In these studies, the paste was considered as a continuum medium of known visco-elastoplastic properties, in which the noncolloidal solid particles are dispersed. Accordingly, the rheological behavior of the suspensions was investigated considering the purely mechanical contribution of the solid particles to the paste behavior, independently of the physicochemical properties of the materials. In order to achieve this goal, three conditions must be fulfilled, including (i) the size of solid particles must be much larger than the paste microstructure size, (ii) the results depend only on the visco-elastoplastic properties of the paste and volumetric fraction of solid particles (i.e., independent of the physicochemical origins, such as structural build-up of the paste and particle-size distribution of solid dispersions), and (iii) the particle-particle and particle-paste physicochemical interactions must be neglected [25].

#### 5.4 Common predicting models

Krieger and Dougherty [32] proposed a relative viscosity model for the concentrated suspensions, as follows:

$$\frac{\mu(\varphi)}{\mu(0)} = \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-\eta \times \varphi_{\max}} \quad (5-1)$$

where,  $\mu(\varphi)$  is the viscosity of the suspension as a function of volumetric fraction ( $\varphi$ ) and packing density of solid particles ( $\varphi_{\max}$ ),  $\mu(0)$  is the viscosity of suspending fluid,  $\eta$  is the intrinsic viscosity, which is a measure of the effect of individual particles on viscosity and it is a function of particle shape. Similarly, Chateau et al. [35] developed predicting models to estimate the yield stress ( $\tau_0(\varphi)$ ) and consistency ( $k(\varphi)$ ) of the Herschel-Bulkley suspensions as functions of the characteristics of solid particles ( $\varphi$  and  $\varphi_{\max}$ ), yield stress  $\tau_0(0)$ , consistency  $k(0)$ , and pseudoplastic index  $n(0)$  of the suspending fluid, as follow:

$$\frac{\tau_0(\varphi)}{\tau_0(0)} = \sqrt{(1 - \varphi) \times \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-\eta \times \varphi_{\max}}} \quad (5-2)$$

$$\frac{k(\varphi)}{k(0)} = \sqrt{(1 - \varphi)^{[1-n(0)]} \times \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-\eta \times [1+n(0)] \times \varphi_{\max}}} \quad (5-3)$$

Considering the water-to-binder ratio (w/b), volumetric content of cement paste ( $V_P$ ), and sand particles ( $V_S$ ), Kabagire et al. [39] proposed modified versions of Chateau et al. [35] and Krieger-Dougherty [32] models to evaluate the yield stress and consistency of SCC, using Eqs. 5-4 and 5-5, respectively:

$$\frac{\tau_0(\varphi)}{\tau_0(0)} = \sqrt{\left[ (1 - \varphi) \times \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-\eta \times \varphi_{\max}} \right]^{\frac{a}{(V_P/V_S)^b}} \quad (5-4)$$

$$\frac{k(\varphi)}{k(0)} = \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-\eta \times \varphi_{\max} \times \frac{c}{(w/b)^d \times (V_P/V_S)^e}} \quad (5-5)$$

where, a, b, c, d, and e are empirical adjustments. From viscoelasticity point of view, Mahaut et al. [25] reported that the relationship between the concentration of solid particles ( $\varphi$ ) and the elastic modulus ( $G'$ ) of the suspensions can follow the Krieger-Dougherty law, shown in Eq. 5-6, while a modified version of Chateau et. al [35] model was proposed for the critical strain values ( $\gamma_{\text{critical}}$ ) (Eq. 5-7), as follow:

$$\frac{G'(\varphi)}{G'(0)} = \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{-\eta \times \varphi_{\max}} \quad (5-6)$$

$$\frac{\gamma_{\text{critical}}(\varphi)}{\gamma_{\text{critical}}(0)} = \sqrt{(1 - \varphi) \times \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{\eta \times \varphi_{\max}}} \quad (5-7)$$

These models can be employed to evaluate the rheological properties of LL knowing the characteristics of the cement paste and fine sand of the concrete mixtures. However, the use of these different models can lead to different predictions compared to the experimental values. This can also pose several problems, e.g.: 1) how accurate do these models can predict the properties of cement-based fine mortars with a wide range of concentrations of cement and sand particles?; 2) Can a single model govern different visco-elastoplastic characteristics of suspensions to simplify the rheological evaluation of LL?; 3) Can any similar model be established to predict the rheological characteristics of LL and its corresponding cement paste using simpler empirical tests, such as mini-cone test [41], rather than sophisticated rheometers? Moreover, no theoretical model was established to predict the effect of solid particles on pseudoplastic index (n) of Herschel-Bulkley (HB) rheological models, neither loss modulus ( $G''$ ) nor workability characteristics of fine mortar suspensions.

In this study, both the viscoplastic and viscoelastic behavior of the lubrication layer as a fine mortar mixture, considering a wide range of fine sand (< 1.25 mm) concentrations and water-to-binder (w/b) ratios, were evaluated using a parallel-plate measuring system. The visco-elastoplastic properties of the corresponding cement pastes were also determined using a coaxial cylinders system. An attempt was made to establish correlations between the visco-elastoplastic properties of the fine mortars, their corresponding cement pastes, and mini-slump flow values. Moreover, new diphasic model was proposed to evaluate the coupled effect of volumetric fraction and packing density of fine sand, characteristics of cement pastes, and excess paste volume on visco-elastoplastic properties, workability, and compressive strength of fine mortar suspensions. The accuracy of the new proposed models was eventually compared with the existing models in the literature (Eqs. 5-1 to 5-7).

## 5.5 Experimental program

As reported by Ngo et al. [13] and Secrieru [29], the maximum size of the solid particles of the lubrication layer in the pumping process do not exceed 2 mm. Accordingly, in this study, various fine mortar mixtures were proportioned with sand particles with the maximum size of 1.25 mm. Accordingly, in total 18 fine mortar mixtures proportioned with normal and low binder contents, corresponding to Normal- and Eco-SCC-fine mortar mixtures, respectively, were investigated. It is worthy to mention that the investigated fine mortars correspond to the fine (< 1.25 mm), homogeneous, and stable portion of the SCC mixtures with low to normal binder contents, investigated in previous studies by the authors [17,30]. Furthermore, in total 10 cement paste mixtures, corresponding to the investigated fine mortars were also studied.

### 5.5.1 Mixture proportioning

All the investigated fine mortar and cement paste mixtures were proportioned with water-to-binder ratios (w/b) of 0.36 to 0.45 and 0.50 to 0.70 for normal- and low- binder content, respectively. A ternary blended cement with specific gravity of 2.96, containing 70 % of general use Portland cement (GU), 25 % class F fly ash, and 5 % silica fume was used as the cementitious binder. The binder content of fine mortar and their 10 corresponding cement paste mixtures varied from 472 to 853 and 964 to 1433 kg/m<sup>3</sup>, respectively. A polycarboxylate-based high-range water-reducer (HRWR) having 20 % of solid content with dosages of 0.900 and 0.988 L/100 kg of binder was used for normal- and low-binder content fine mortars and cement paste mixtures, respectively. Moreover, an air-entraining admixture (AEA) was also employed at a fixed dosage of 0.016 L/100 kg of binders for all the investigated mixtures. These dosages are similar to those used to proportion SCC mixtures reported in references [17,30].

### 5.5.2 Fine sand

The fine sand consists of the sieved finer fraction (< 1.25 mm) of a natural river sand (0-5 mm) with a specific gravity and water absorption of 2.67 and 1.09 %, respectively. The particle-size distributions of the natural river sand (0-5 mm) and its finer portion (fine sand < 1.25 mm) are presented in Fig. 5-1. This fine sand showed a maximum packing density ( $\phi_{max}$ ) of 0.623, determined using an intensive compaction tester (ICT) [42]. The volumetric contents of fine sand ( $\phi$ ) in the investigated fine mortar mixtures varie from 0.31 to 0.48 for all the fine mortar mixtures. The proportionings of the investigated fine mortar and cement paste mixtures are summarized in Tables 5-1 and 5-2, respectively.

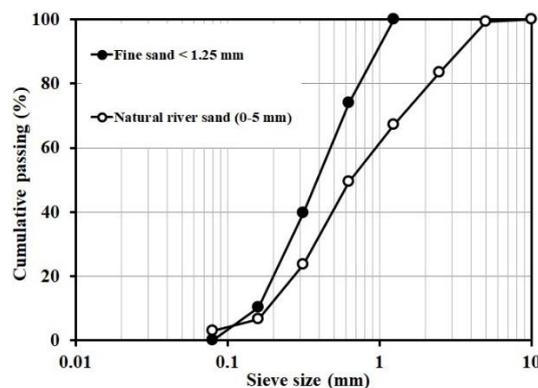


Figure 5-1: Particle-size distribution of the natural and fine sands [30].

Chapitre 5 : Nouvelle Investigation diphasique des propriétés visco-élastoplastiques du mortier fin simulant la couche limite lors du pompage

Table 5-1: Mixture proportioning of the investigated fine mortar mixtures (AEA dosage = 0.016 L/100 kg of binder and  $\phi_{max}$  of fine sand = 0.623) [30].

Mixture	w/b	Binder (kg/m <sup>3</sup> )	Water (kg/m <sup>3</sup> )	Fine sand < 1.25 mm (kg/m <sup>3</sup> )	Volumetric fine sand content ( $\phi$ )	$\phi/\phi_{max}$	HRWR (L/100 kg of binder)
M-N-1	0.38	757	305	983	0.39	0.627	
M-N-2	0.38	842	335	834	0.33	0.530	
M-N-3	0.43	702	319	975	0.39	0.627	
M-N-4	0.43	792	357	818	0.33	0.530	
M-N-5	0.40	784	329	886	0.36	0.578	0.900
M-N-6	0.40	716	305	1025	0.41	0.659	
M-N-7	0.40	853	355	774	0.31	0.498	
M-N-8	0.36	835	317	891	0.35	0.562	
M-N-9	0.45	738	348	893	0.36	0.578	
M-E-1	0.55	525	309	1135	0.46	0.739	
M-E-2	0.55	609	353	979	0.39	0.627	
M-E-3	0.65	472	328	1139	0.46	0.739	
M-E-4	0.65	557	381	995	0.39	0.627	
M-E-5	0.60	543	347	1067	0.43	0.691	0.988
M-E-6	0.60	487	314	1175	0.48	0.771	
M-E-7	0.60	589	371	953	0.38	0.610	
M-E-8	0.50	605	322	1062	0.43	0.691	
M-E-9	0.70	486	361	1057	0.43	0.691	

Table 5-2: Mixture proportioning of the investigated cement paste mixtures (AEA dosage is 0.016 L/100 kg of binder).

Mixture	Corresponding fine mortar mixture	w/b	Binder (kg/m <sup>3</sup> )	Water (kg/m <sup>3</sup> )	HRWR (L/100 kg of binder)
P-N-8	M-N-8	0.36	1433	516	
P-N-1-2	M-N-1 and M-N-2	0.38	1393	529	
P-N-5-6-7	M-N-5, M-N-6, and M-N-7	0.40	1355	542	0.900
P-N-3-4	M-N-3 and M-N-4	0.43	1302	560	
P-N-9	M-N-9	0.45	1269	571	
P-E-8	M-E-8	0.50	1194	597	
P-E-1-2	M-E-1 and M-E-2	0.55	1126	620	
P-E-5-6-7	M-E-5, M-E-6, and M-E-7	0.60	1066	640	0.988
P-E-3-4	M-E-3 and M-E-4	0.65	1012	658	
P-E-9	M-E-9	0.70	964	675	

### 5.5.3 Mixing, workability, and rheological measurement procedures

All the cement paste and fine mortar mixtures were prepared in batches of 1 L according to ASTM C1738 [43] and ASTM C305 [44] standards, respectively. Immediately after mixing, the mini-slump flow (mini-cone test) [41] and visco-elastoplastic measurements were performed using the MCR302 rheometer. A coaxial-cylinders measurement system was employed for cement paste mixtures. This consists of inner and outer cylinders with diameters of 26.660 and 28.911 mm, respectively, hence providing a gap of 1.126 mm. A serrated inner cylinder was used to avoid slippage during measurements. On the other hand, a parallel plate measurement system was used to evaluate the rheological properties of fine mortar mixtures. The gap-controlled system enables us to prevent the variation of the gap during the shearing procedure. The samples were covered during the test to avoid water evaporation that can negatively affect the results. Moreover, all the rheological measurements were carried out at a constant temperature of 25°C. The gap size of 4 mm was selected given more than three times of the maximum size of fine sand particles of 1.25 mm.

The same shearing protocol was performed for both the fine mortar and cement paste mixtures. The viscoplastic properties were assessed using a pre-shearing regime of 150 s<sup>-1</sup> for 2 min followed by step wise decreasing of shear rate from 150 s<sup>-1</sup> to 1 s<sup>-1</sup> for 105 s (Fig. 5-2a). The Bingham and Herschel-Bulkley models were applied to determine the viscoplastic properties. These include yield stress ( $\tau_{0-B}$ ) and plastic viscosity ( $\mu_p$ ) for the Bingham model, as well as yield stress ( $\tau_{0-HB}$ ), consistency ( $k$ ), and pseudoplastic index ( $n$ ) for the Herschel-Bulkley. On the other hand, the viscoelastic properties of fine mortars and their corresponding cement paste mixtures were determined using strain sweep protocol (Fig. 5-2b). This consists in increasing the rotational strain from 0.0001 % to 100 % at a constant rotational velocity of 10 rad/s. The viscoelastic moduli and viscoelastic threshold were determined. The storage ( $G'$ ) and loss ( $G''$ ) moduli characterize the stored elastic energy and the energy dissipated in the elastic domain, respectively. On the other hand, the critical strain ( $\gamma_{critical}$ ) corresponds to the highest deformation below which the material exhibits an elastic behavior. For  $\gamma > \gamma_{critical}$  the structure of the suspension is irreversibly modified. In this study, the  $\gamma_{critical}$  is defined as the strain amplitude at which  $G'$  deviates by 10 % from its linear maximum value. The rheograms and visco-elastoplastic properties of M-N-8 fine mortar mixture are illustrated in Figs. 5-2c, and 5-2d, respectively. Furthermore, the 28- and 56-days compressive strength ( $f'_{c28d}$  and  $f'_{c56d}$ ) of the investigated cement paste and fine mortar mixtures were determined according to ASTM C109 [45] (using 50 × 50 × 50 mm cubic samples) at 28 and 56 days of age. The evaluated properties of the investigated fine mortar and cement paste mixtures are summarized in Tables 5-3 and 5-4, respectively.

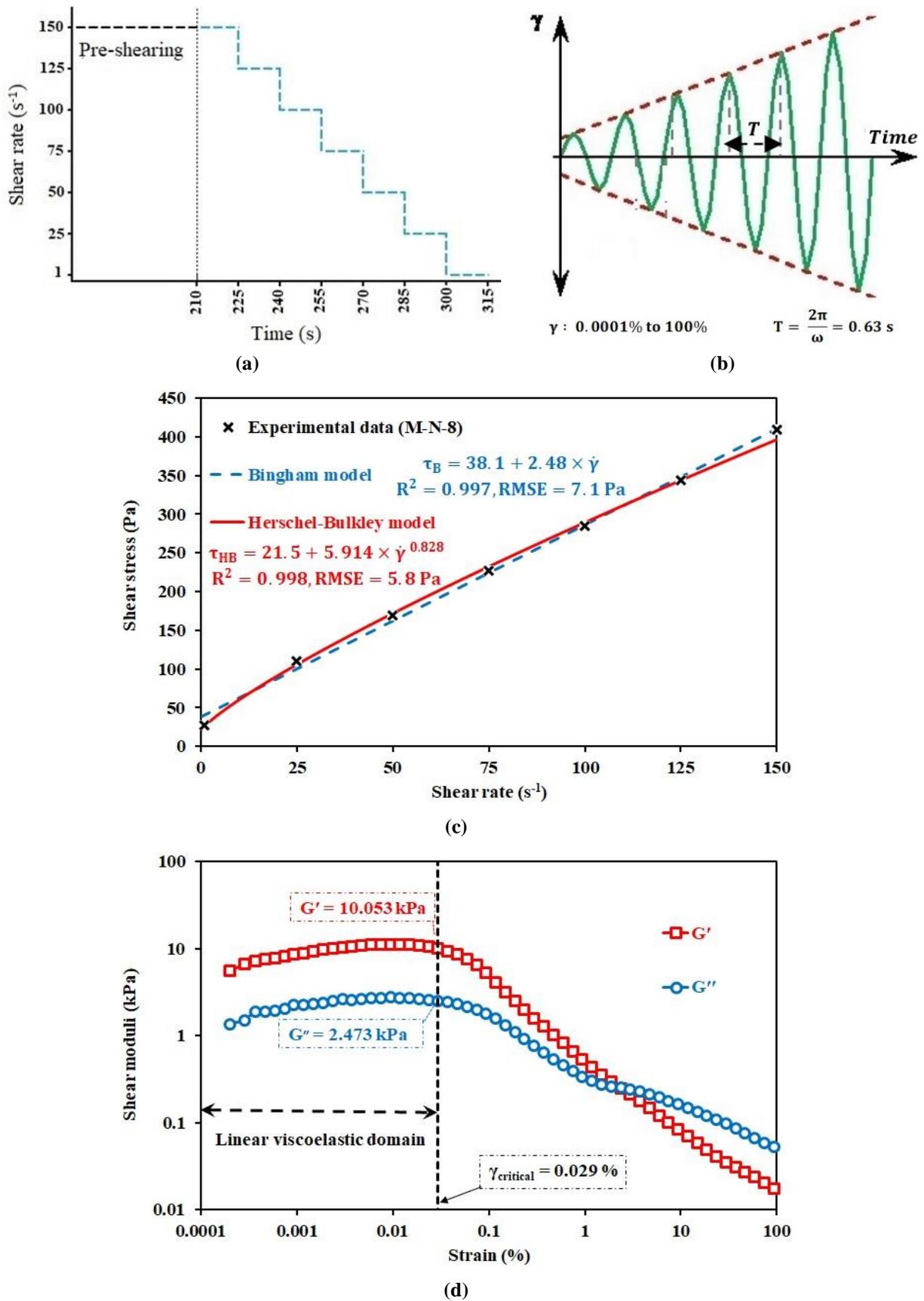


Figure 5-2: (a) Shear and (b) strain sweep protocols, (c) flow curve and (d) viscoelastic curve for M-N-8 fine mortar mixture [30].

Table 5-3: Workability, visco-elastoplastic properties, and compressive strength of the investigated fine mortar mixtures [30].

Fine mortar mixtures	Workability	Viscoplastic properties					Viscoelastic properties			Compressive strength*	
		Bingham model		Herschel-Bulkley model			$G'_M$ (kPa)	$G''_M$ (kPa)	$\gamma_{critical-M}$ (%)	$f'_{c_{28d-M}}$ (MPa)	$f'_{c_{56d-M}}$ (MPa)
		Mini-slump flow - $MSF_m$ (m)	$\tau_{0-B-M}$ (Pa)	$\mu_{p-M}$ (Pa.s)	$\tau_{0-HB-M}$ (Pa)	$k_M$					
M-N-1	0.205	38.5	2.30	18.4	6.474	0.797	5.662	1.388	0.045	69.2	68.2
M-N-2	0.230	21.7	1.90	13.3	3.526	0.877	3.780	0.869	0.037	67.8	70.8
M-N-3	0.255	19.9	1.49	10.4	3.361	0.840	2.723	0.588	0.043	59.7	60.5
M-N-4	0.268	11.2	1.10	7.0	1.910	0.889	1.532	0.322	0.022	54.0	61.0
M-N-5	0.225	22.8	1.66	12.0	3.842	0.835	3.971	0.940	0.037	66.9	62.8
M-N-6	0.215	40.6	2.14	19.5	6.577	0.781	6.243	1.568	0.042	61.8	64.8
M-N-7	0.240	16.3	1.41	9.9	2.677	0.873	2.429	0.535	0.031	63.6	63.8
M-N-8	0.200	38.1	2.48	21.5	5.914	0.828	10.053	2.473	0.029	74.4	74.1
M-N-9	0.280	9.5	0.94	5.5	1.722	0.879	1.370	0.305	0.019	58.4	59.7
M-E-1	0.283	9.46	0.94	3.81	1.928	0.861	1.315	0.304	0.027	41.4	44.0
M-E-2	0.327	2.37	0.50	1.19	0.785	0.927	0.383	0.104	0.021	44.4	45.1
M-E-3	0.311	3.24	0.52	1.07	0.896	0.892	0.650	0.189	0.011	33.5	35.5
M-E-4	0.351	2.04	0.35	0.66	0.511	0.853	0.362	0.113	0.008	30.1	36.8
M-E-5	0.316	3.35	0.49	0.95	0.977	0.870	0.539	0.143	0.020	33.5	39.2
M-E-6	0.288	9.81	0.94	4.77	1.778	0.875	1.355	0.317	0.024	35.6	41.6
M-E-7	0.338	1.54	0.37	0.61	0.490	0.948	0.166	0.041	0.038	37.6	40.1
M-E-8	0.289	6.02	0.84	2.98	1.383	0.901	0.938	0.212	0.023	46.0	54.0
M-E-9	0.330	2.08	0.36	1.10	0.490	0.938	0.590	0.166	0.012	26.9	30.9

\*Standard deviation is between 0.3 and 3.2 MPa for  $f'_{c_{28d-M}}$  and between 0.3 and 2.6 MPa for  $f'_{c_{56d-M}}$  values.

Table 5-4: Workability, visco-elastoplastic properties, and compressive strength of the cement paste mixtures.

Cement paste mixtures	Workability	Viscoplastic properties					Viscoelastic properties			Compressive strength*	
		Bingham model		Herschel-Bulkley model			$G'_P$ (kPa)	$G''_P$ (kPa)	$\gamma_{critical-P}$ (%)	$f'_{c_{28d-P}}$ (MPa)	$f'_{c_{56d-P}}$ (MPa)
		Mini-slump flow - $MSF_P$ (m)	$\tau_{0-B-P}$ (Pa)	$\mu_{p-P}$ (Pa.s)	$\tau_{0-HB-P}$ (Pa)	$k_P$					
P-N-8	0.208	24.6	0.092	23.6	0.292	0.775	6.498	0.829	0.040	61.5	81.3
P-N-1-2	0.235	18.4	0.071	17.7	0.199	0.799	3.411	0.444	0.068	59.7	64.0
P-N-5-6-7	0.253	12.4	0.054	12.1	0.115	0.851	1.899	0.253	0.115	56.6	56.8
P-N-3-4	0.274	6.3	0.039	6.1	0.072	0.883	0.670	0.092	0.207	46.3	49.2
P-N-9	0.295	5.9	0.037	5.7	0.070	0.875	0.617	0.083	0.205	36.6	44.5
P-E-8	0.360	2.1	0.025	1.8	0.077	0.783	0.162	0.023	0.372	36.5	43.6
P-E-1-2	0.374	1.2	0.018	1.0	0.058	0.779	0.069	0.012	0.554	33.4	43.0
P-E-5-6-7	0.401	0.8	0.014	0.7	0.039	0.800	0.033	0.0063	0.787	30.5	38.3
P-E-3-4	0.446	0.6	0.011	0.5	0.032	0.793	0.031	0.0055	0.709	30.2	36.2
P-E-9	0.494	0.5	0.009	0.4	0.028	0.782	0.022	0.0043	0.878	27.0	31.6

\*Standard deviation is between 0.1 and 4.6 MPa for  $f'_{c_{28d-P}}$  and between 0.1 and 4.4 MPa for  $f'_{c_{56d-P}}$  values.

## 5.6 Results and discussions

As can be observed in Fig. 5-2, the viscoplastic parameters were successfully estimated using the Bingham and Herschel-Bulkley (HB) models. Moreover, the viscoelastic curves show the linear viscoelastic (LVE) domain, in which the storage modulus is constant. Beyond the critical strain, the storage modulus starts to decrease, indicating the structural breakdown of the material. In the linear viscoelastic domain, the storage modulus of all the mixtures is higher than the loss modulus, indicating more elastic solid-like behavior of the materials. After this linear viscoelastic domain, the storage modulus became lower than loss modulus. The significant values of storage modulus after the LVE domain indicate the yield stress in the steady flow [23]. It is worthy to mention that during the visco-elastoplastic tests procedure no segregation was visually observed. Therefore, it can be concluded that the employed measurement systems were suitable for visco-elastoplastic measurements of the investigated fine mortars and cement paste mixtures.

### 5.6.1 Effect of non-linear viscoplastic behavior on yield stress measurements

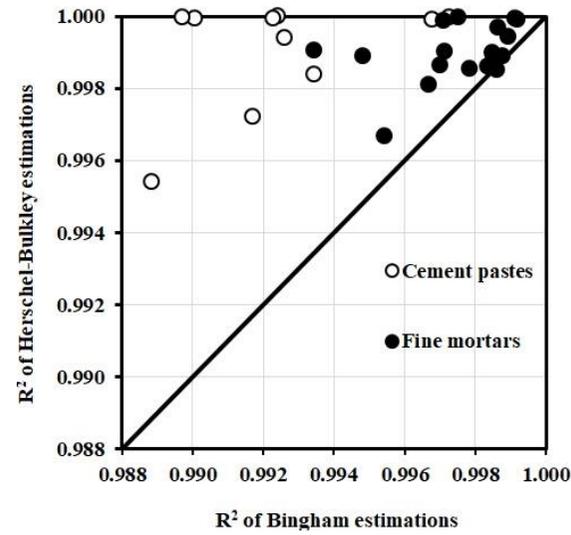
The values of coefficient of correlation ( $R^2$ ) of rheological estimations using the Bingham and HB models are compared together for all the investigated cement pastes and fine mortars. As can be observed in Fig. 5-3a, both models exhibited high  $R^2$  values (more than 0.988), however, the HB model resulted in more accurate estimations than the Bingham one. This confirms the non-linear viscoplastic behavior of the cement paste and fine mortar mixtures. Moreover, as presented in Tables 5-3 and 5-4, using the HB estimation, all the investigated paste and fine mortar mixtures exhibited shear-thinning behavior, having pseudoplastic index ( $n$ ) values less than 1. This non-linear viscoplastic behavior can impact on the estimation accuracy of the yield stress values of the investigated mixtures. The yield stress values obtained using HB model were correlated to those obtained using Bingham model and pseudoplastic index ( $n$ ) values of the HB estimations for both the investigated cement pastes and fine mortars (Figs. 5-3b and 5-3c). As can be observed, the yield stress values obtained using different rheological models and pseudoplastic indices ( $n$ ) are in good power law agreements for both cement paste and fine mortar mixtures. However, regarding the correlated equations, non-linear viscoplastic behavior, determined by pseudoplastic index values ( $n$ ), showed more significant effect on the estimated yield stress values for the fine mortar mixtures, compared to those of the cement pastes (i.e., correlated power index of 3.284 versus 0.170). In fact, in the case of cement pastes, the yield stress values obtained using the Bingham and HB models are more comparable compared to those of the fine mortars. This can emphasize the effect of concentrations of solid particles (fine sand) on shear-thinning behavior of fine mortars. Moreover, as expected, increasing “ $n$ ” values, closer to unity (i.e., more linear viscoplastic behavior), resulted in more comparable values of the Bingham and HB yield stress values.

### 5.6.2 Relationship between the workability and rheological characteristics of the investigated cement paste and fine mortar mixtures

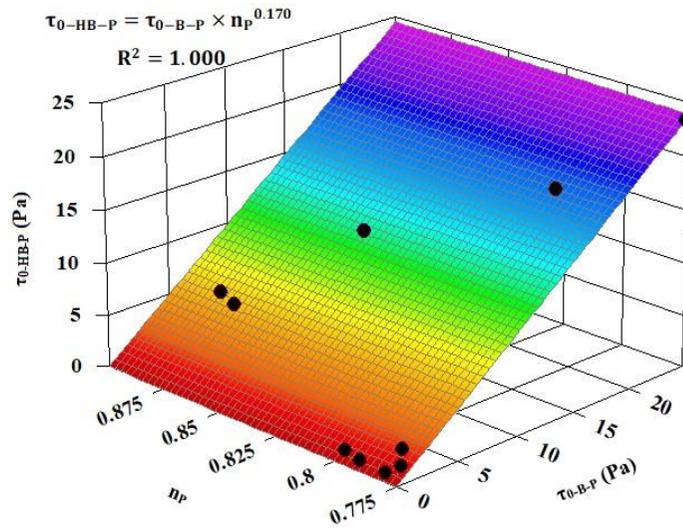
The visco-elastoplastic properties of the investigated cement paste and fine mortar mixtures are correlated to their corresponding mini-slump flow values. This can simplify evaluation of the rheological behavior of the mixtures using the simple mini-slump flow test compared to the complicated rheometry methods.

#### 5.6.2.1 Viscoplastic properties versus mini-slump flow values

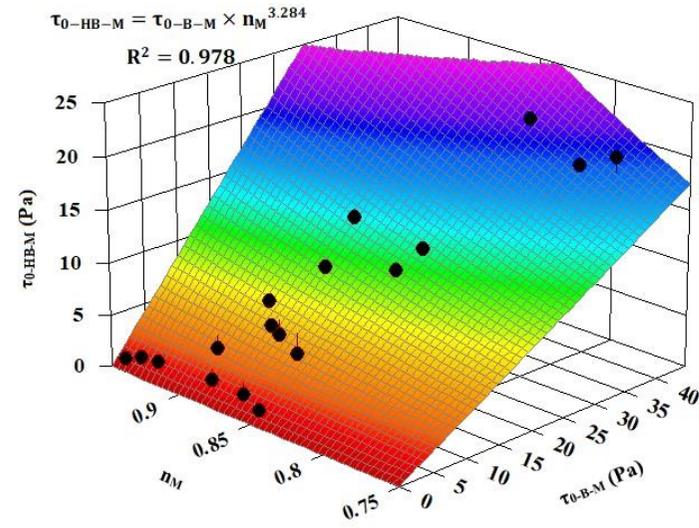
Several studies proposed relationships between the slump flow and the yield stress of cement-based suspensions [41, 46-47]. These showed a strong decrease of slump flow values with yield stress.



(a)



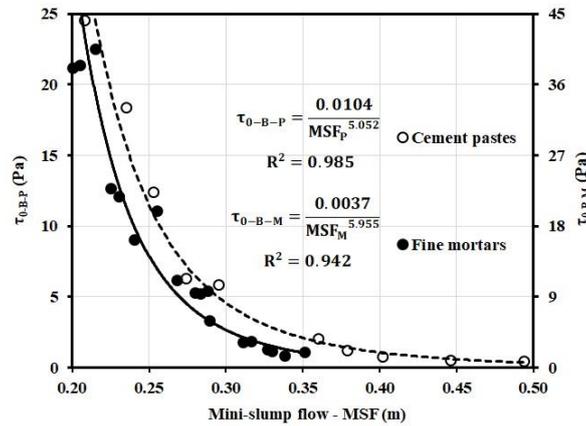
(b)



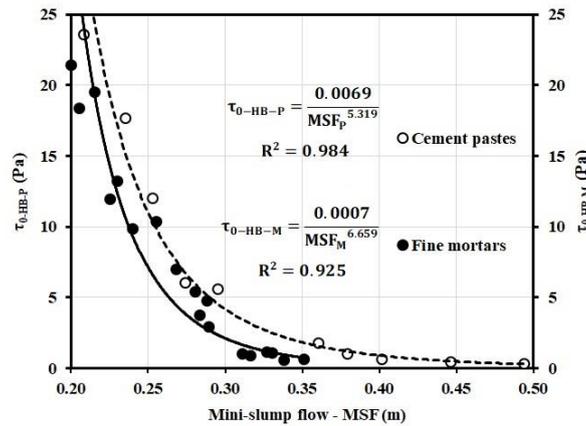
(c)

Figure 5-3: (a) Comparison between the correlation coefficients ( $R^2$ ) of the Bingham and HB estimations and correlations between the HB yield stress, Bingham yield stress, and pseudoplastic index ( $n$ ) for the investigated (b) cement paste and (c) fine mortar mixtures.

As can be observed in Fig. 5-4 and 5-5, the viscoplastic characteristics of the investigated cement pastes and fine mortars, obtained using the linear (Bingham) and non-linear (HB) rheological models, are in good power law agreements with the mini-slump flow values ( $R^2$  values of 0.925 to 0.988). As expected, the established correlations in Fig. 5-4 revealed that mixtures with higher mini-slump flow values exhibited less yield stress values, as reported in the literature [41, 46-47]. However, slightly higher  $R^2$  values were obtained for the cement pastes and Bingham yield stresses compared to those of the fine mortars and HB model.



(a)



(b)

Figure 5-4: Correlations between the mini-slump flow (MSF) and yield stress of the investigated cement paste and fine mortar mixtures, estimated using (a) Bingham ( $\tau_{0-B}$ ) and (b) HB ( $\tau_{0-HB}$ ) models.

Regarding the HB equation (Eq. 5-8), the flow resistance at any shear rate ( $\dot{\gamma}$ ) can be obtained using Eq. 5-9:

$$\tau_{HB} = \tau_{0-HB} + k \times n \times \dot{\gamma}^n \quad (5-8)$$

$$\frac{d\tau_{HB}}{d\dot{\gamma}} = k \times n \times \dot{\gamma}^{n-1} \quad (5-9)$$

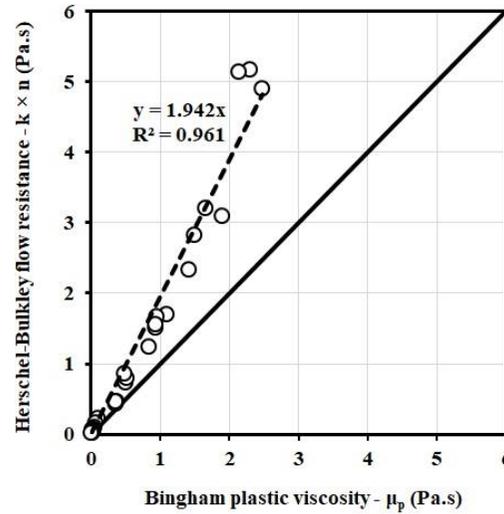
Where,  $\tau_{HB}$  is shear stress in a HB material. For a given low shear rate of  $\dot{\gamma} = 1 \text{ s}^{-1}$ , the Herschel-Bulkley flow resistance refers to the “ $k \times n$ ” values which are in good agreement with the Bingham plastic viscosity ( $\mu_p$ ) values (Fig. 5-5a). As can be observed in Figs. 5-5b and 5-5c, the mini-slump flow values are also well correlated with the Bingham plastic viscosity ( $\mu_p$ ) and HB flow resistance (i.e.,  $k \times n$ )

values of the investigated mixtures. Accordingly, lower “ $\mu_p$ ” and “ $k \times n$ ” values can be obtained for the cement paste and fine mortar mixtures with higher mini-slump flow values. Similar to the yield stress, higher  $R^2$  were obtained for the plastic viscosity values, estimated using Bingham model ( $R^2$  of 0.988 and 0.956), compared to the HB flow resistance values ( $R^2$  of 0.929 and 0.952). Furthermore, the yield stress (Fig. 5-4) and plastic viscosity (Fig. 5-5b) values of cement pastes are in better agreements with the corresponding mini-slump flow values compared to those obtained for the fine mortars. However, due to the significant effect of sand particles content on the non-linear flow behavior of the suspensions, higher  $R^2$  values were obtained between the mini-slump flow values and HB flow resistance ( $k_M \times n_M$ ) of fine mortars than those of the cement pastes ( $k_P \times n_P$ ) (i.e.,  $R^2$  of 0.952 versus 0.929 in Fig. 5-5c).

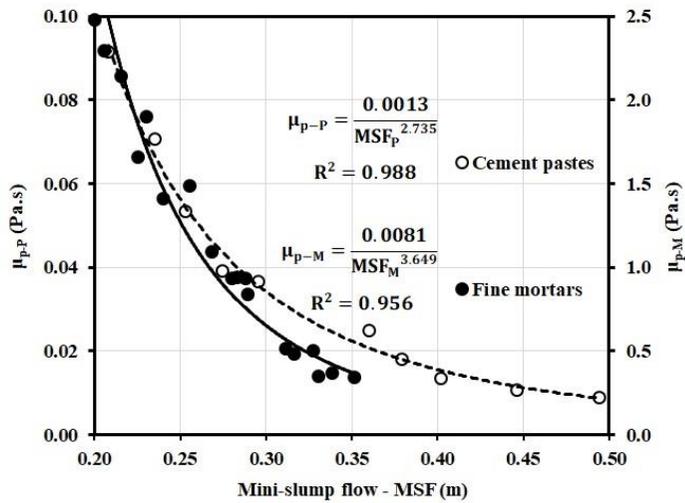
### 5.6.2.2 Viscoelastic properties versus mini-slump flow values

The viscoelastic parameters are related to the microstructure of the material and describe the behavior of the suspension in its elastic state. The storage modulus ( $G'$ ) characterizes the shear energy that the material can store before exhibiting the viscoplastic behavior. In the case of lubrication layer, this can be related to the required shear energy or shear stress to initiate the flow of concrete during pumping. Establishing the relationships between the viscoelastic properties and workability of the lubrication layer can facilitate its characterization, hence more comprehensive evaluation of pumpability of SCC. As can be observed in Fig. 5-6, the mini-slump flow values of both cement paste and fine mortar mixtures were well correlated to the viscoelastic properties. Indeed, the decrease in mini-slump flow values resulted in increasing storage (Fig. 5-6a) and loss moduli (Fig. 5-6b) of fine mortars and their corresponding cement paste mixtures. This can be explained by the fact that for a given initial flow energy, corresponding to the gravitational stresses, when the storage and loss moduli increase, higher portion of flow energy is spent during the elastic state and, therefore, less energy is remained for the plastic state, hence resulting in less flow spread values. In the case of more solid-like behavior of the suspending fine mortars (i.e., higher  $G'$  and  $G''$  values), lower suspending fine mortars can migrate during SCC pumping process towards the pipe wall. This is in agreement with the results of Yuan et al. [48] reporting that the radial particle migration of suspensions flowing in tubes is strongly affected by the fluid Deborah number [49]. It physically represents the rate at which elastic energy is stored or released.

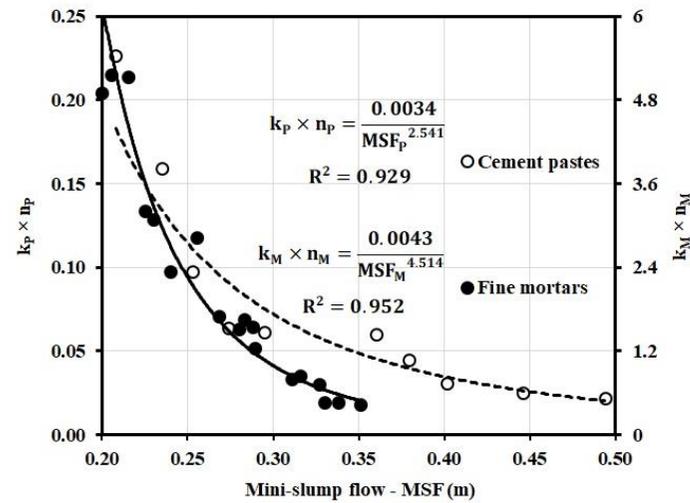
Furthermore, opposite trends were observed in Fig. 5-6c for the relationships between the mini-slump flow values and critical shear strain ( $\gamma_{critical}$ ) values of the cement paste and fine mortar mixtures. Indeed, in the case of cement paste, the increase in mini-slump flow values from 208 to 494 mm resulted in a power law increase of critical strain from 0.040 % to 0.878 %. However, the fine mortars with higher mini-slump flow spreads (from 200 to 351 mm) exhibited less critical strain values (from 0.045 % to 0.008 %). This can be due to the higher dispersion of cement particles in paste compared to that in the fine mortar, because of the higher mixing energy. In addition, as reported by Mostafa and Yahia [26], for well dispersed cement suspensions (i.e., lower concentration of cement particles), the critical strain values increase. Moreover, in the case of fine mortar, the viscoelastic behavior (critical deformation) is conferred by both sand particles and cement particles microstructure. In this case, the sand particles can affect on viscoelastic behavior and the distance between the cement particles. Hence, higher concentration of sand particles, corresponding to the fine mortars with less mini-slump flow values, can increase the distances between the cement particles. Consequently, the deformation required for structural breakdown, namely critical strain, can increase. This highlights the significant effect of the sand concentrations on rheological behavior of the fine mortar suspensions.



(a)

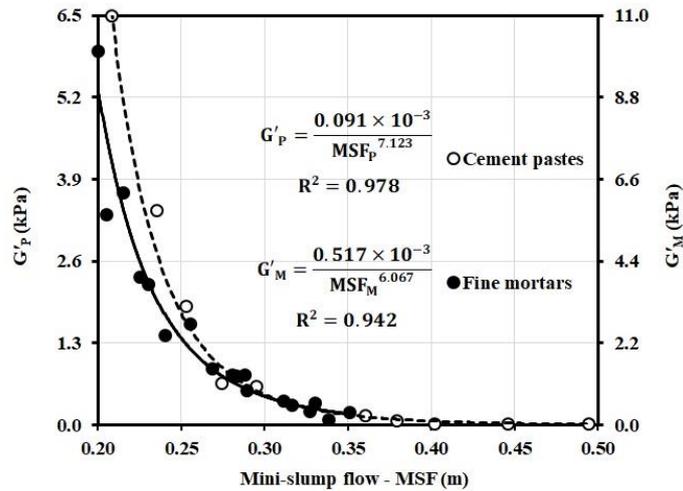


(b)

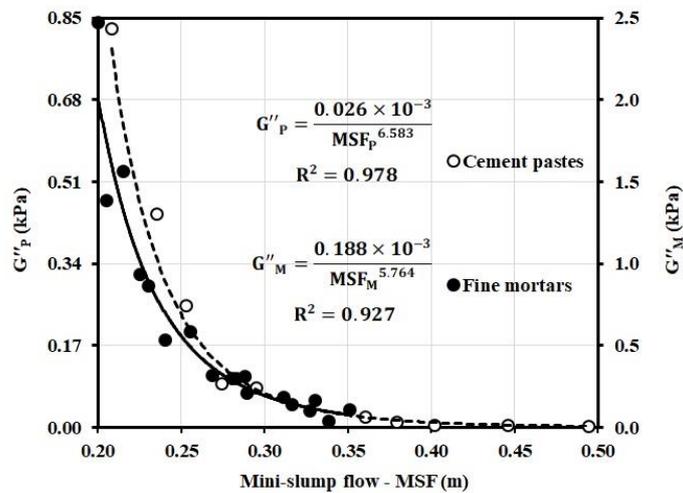


(c)

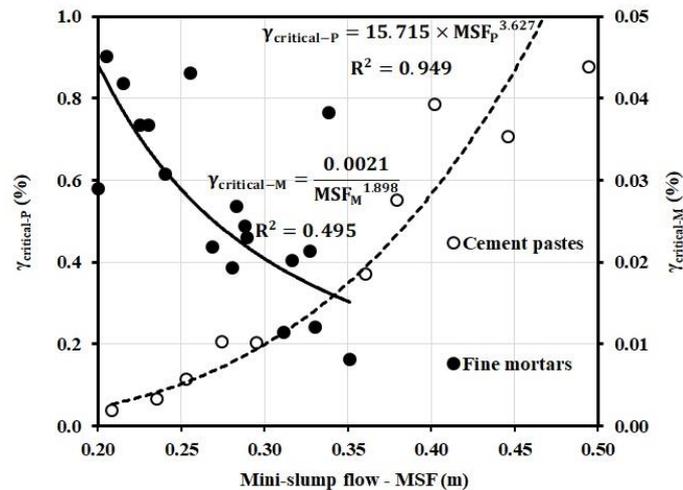
Figure 5-5: HB flow resistance ( $k \times n$ ) versus Bingham plastic viscosity values of the investigated mixtures. Correlations of the (b) Bingham plastic viscosity ( $\mu_p$ ), (c) HB flow resistance ( $k \times n$ ) values, and mini-slump flow (MSF) values of the investigated cement paste and fine mortar mixtures.



(a)



(b)



(c)

Figure 5-6: Correlations between the mini-slump flow (MSF) and viscoelastic properties of the investigated cement pastes and fine mortars, including (a) storage modulus ( $G'$ ), (b) loss modulus ( $G''$ ), and (c) critical strain ( $\gamma_{critical}$ ) values.

### 5.6.3 Diphasic investigation of the visco-elastoplastic properties of fine mortars: effect of sand concentration and excess paste

As can be observed in Tables 5-3 and 5-4, incorporating different concentrations of fine sand in cement suspensions led to higher visco-elastoplastic characteristics, including yield stress, plastic viscosity, consistency, storage, and loss moduli, as well as lower critical strain and mini-slump flow. Evaluating the coupled effect of the characteristics of fine sand and cement paste on flow behavior of fine mortar can lead to better understanding the rheological behavior of the lubrication layer. In this study, the fine mortar mixtures were investigated as diphasic suspensions of different concentrations of fine sand particles in suspending cement pastes. The properties of the investigated fine mortars depend on the volumetric fractions ( $\phi$ ) and packing density ( $\phi_{\max}$ ) of fine sand, as well as flow behavior of the cement paste. Due to presence of lower fine sand concentrations than its packing density ( $\phi < \phi_{\max}$ ), a minimum volume of paste, namely compacted paste volume ( $V_{CP}$ ), is required to fill the existing voids between the compacted fine sand particles ( $V_{CS}$ ) to achieve the highest packing density of ( $\phi_{\max}$ ). The remaining paste volume, which is referred to the excess paste volume ( $V_{EP}$ ), can reduce the internal frictions between the fine sand particles and, therefore, contributes to flowability of the fine mortar [50,51] (Fig. 5-7).

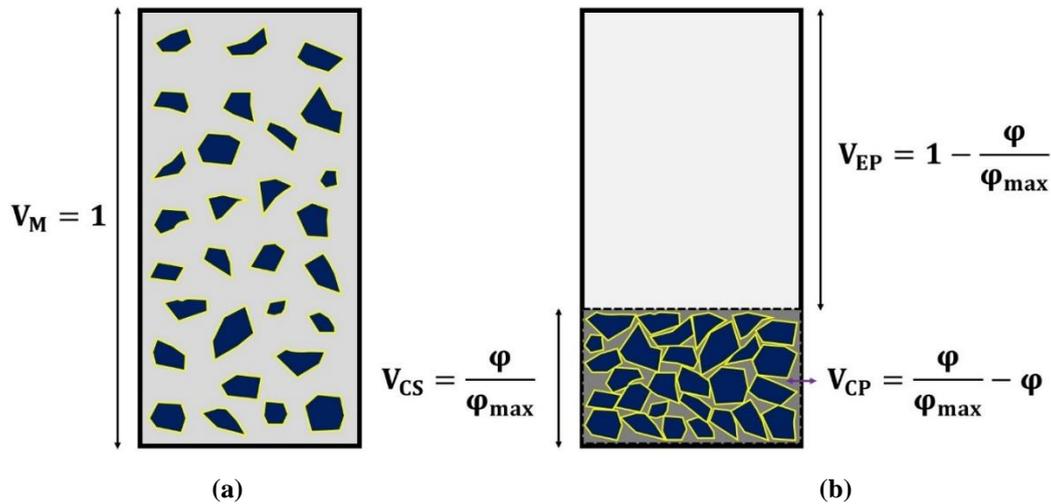


Figure 5-7: (a) Schematics of unit volume of fine mortar ( $V_M = 1$ ) as a diphasic suspension of fine sand particles ( $\phi$ ) in cement paste and (b) compacted paste volume ( $V_{CP}$ ), compacted sand particles ( $V_{CS}$ ), and excess paste volume ( $V_{EP}$ ).

As shown in Fig. 5-7, the compacted sand volume, as well as the compacted and excessive paste volumes in a given volume ( $V_M = 1$ ) of fine mortar can be estimated, as follow:

$$V_{CS} = \frac{\phi}{\phi_{\max}} \quad (5-10)$$

$$V_{CP} = \frac{\phi}{\phi_{\max}} - \phi \quad (5-11)$$

$$V_{EP} = 1 - \frac{\phi}{\phi_{\max}} \quad (5-12)$$

The excess paste volume ( $V_{EP}$ ) is a function of the ratio of the volumetric content-to-packing density of the fine sand ( $\frac{\phi}{\phi_{\max}}$ ), namely the relative solid packing fraction. Consequently, in order to investigate the coupled effect of cement paste and fine sand on the characteristics of fine mortars (Table 5-3), (i)

rheological properties or/and constituents of cement pastes (Tables 5-2 and 5-4), (ii) excess paste volume (Eq. 5-12), and (iii) relative solid packing fraction of fine sands ( $\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}$  in Table 5-1) should be considered. These parameters were somehow considered in different theoretical models in literature, which were presented earlier in Eqs. 5-1 to 5-7. However, these models do not take into account the rheological properties of the lubrication layer (fine mortar). Moreover, given the size and concentration of solid particles as well as the range of rheological properties of the lubrication layer, the adequacy of these models is still unknown. Furthermore, these models do not consider the effect of solid particles on the non-linear viscoplastic behavior of fine mortars, evaluated using pseudoplastic index (n) of HB model. On the other hand, none of these models can simulate the coupled effect of fine sand and cement paste on loss modulus ( $G''$ ) and workability characteristics of fine mortar suspensions. In order to solve the aforementioned issues of the existing models (Eqs. 5-1 to 5-7), a new theoretical trend is derived to establish a relationship between the visco-elastoplastic properties of fine mortars and their corresponding cement pastes and taking into account the relative solid packing fraction of fine sand and excess paste volume. Two extreme conditions must be fulfilled in this development:

(i) In the case of no fine sand particles in the suspension, corresponding to zero relative solid packing fraction ( $\frac{\varphi}{\varphi_{\max}} = 0$ ), the predicted characteristics of fine mortar ( $f_M$ ) and cement paste ( $f_P$ ) must be equal (Eq. 5-13).

$$\lim_{\substack{\varphi \rightarrow 0 \\ V_{EP} \rightarrow 1}} f_M = \lim_{\substack{\varphi \rightarrow 0 \\ V_{EP} \rightarrow 1}} f\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}, V_{EP}, f_P\right) = f_P \quad (5-13)$$

(ii) Incorporating the maximum possible volumetric fraction of fine sand, which refers to the packing density value (i.e.,  $\varphi = \varphi_{\max}$  and  $V_{EP} = 0$ ), the corresponding rheological property of fine mortar must be predicted as infinity (i.e., solid like), regardless of the rheological characteristic of cement paste, as follows:

$$\lim_{\substack{\varphi \rightarrow \varphi_{\max} \\ V_{EP} \rightarrow 0}} f_M = \lim_{\substack{\varphi \rightarrow \varphi_{\max} \\ V_{EP} \rightarrow 0}} f\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}, V_{EP}, f_P\right) = \infty \quad (5-14)$$

Considering these conditions (Eqs. 5-13 and 5-14), a new model can be proposed to evaluate the characteristics of fine mortars as a function of the corresponding characteristics of cement paste, relative solid packing fraction of sand, excess paste volume, and their interaction effect, as follows:

$$f_M = f\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}, V_{EP}, f_P\right) = A\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right) \times V_{EP}^{\left(\frac{B}{V_{EP}}\right)} \times C\left[\frac{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)}{V_{EP}^D}\right] \times f_P \quad (5-15)$$

where, A, B, C, and D are the adjustment factors which are individually identified for the characteristics of the investigated fine mortar mixtures. The coupled effect of fine sand content and the visco-elastoplastic properties, mini-slump flow, and compressive strength of cement pastes on flow behavior, workability, and compressive strength of the corresponding fine mortars are investigated using the existing predicting models (Eqs. 5-1 to 5-7), and the new proposed model (Eq. 5-15). The experimental relative properties of the fine mortars and cement pastes ( $\frac{f_M}{f_P}$ ) are correlated to their theoretical values using Eqs. 5-1 to 5-7 and 5-15. The established correlations, correlation coefficients ( $R^2$ ), and root-mean-square error (RMSE) values were used to assess the accuracy of the evaluated models to predict the characteristics of the fine mortars. The RMSE values were calculated, as follows:

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=18} \left[ \left( f_{M\text{Experimental}} - f_{M\text{Theoretical}} \right)^2 \right]}{N = 18}} \quad (5-16)$$

where,  $f_{M\text{Experimental}}$ ,  $f_{M\text{Theoretical}}$ , and  $N = 18$  are the experimental and theoretical characteristics, as well as the number of the investigated fine mortars, respectively.

#### 5.6.4 Diphasic investigation of viscoplastic characteristics of fine mortars

The viscoplastic characteristics of the fine mortar mixtures, determined using the Bingham and HB models, are predicted as a diphasic suspension in this section.

##### 5.6.4.1 Yield stress

As shown in Figs. 5-8a and 5-9a, the experimental relative yield stress values of fine mortars and their corresponding cement pastes, obtained using the Bingham  $\left(\frac{\tau_{0-B-M}}{\tau_{0-B-P}}\right)$  and HB  $\left(\frac{\tau_{0-HB-M}}{\tau_{0-HB-P}}\right)$  models, respectively, are correlated to their corresponding volumetric contents of fine sand ( $\phi$ ). Moreover, the Chateau et al. (Eq. 5-2) [35] and Kabagire et al. (Eq. 5-4) [39] models were examined to predict the relative yield stress values and identify their corresponding adjustment parameters and intrinsic viscosity values. As can be observed, the Chateau et al. model (Eq. 5-2) showed an acceptable precision only for a fine sand content lower than 0.38. However, for higher sand content ( $\phi > 0.38$ ), it significantly underestimated the Bingham yield stress values of the fine mortars. On the other hand, the theoretical and experimental relative yield stress values are compared to their theoretical values obtained using the theoretical models (Eqs. 5-2 and 5-4) in Figs. 5-8b and 5-9b. As can be observed, Kabagire et al. model (Eq. 5-4) exhibited higher accuracy than the Chateau et al. (Eq. 5-2) model, regardless of fine sand content, with lower RMSE and higher  $R^2$  values. Moreover, Kabagire et al. model (Eq. 5-4) exhibited significantly higher intrinsic viscosity ( $\eta = 10.658$ ) and adjustment power factor  $b = 6.169$  (expressing the effect of cement paste volume) for HB yield stress values (Fig. 5-9a), compared to those obtained for the Bingham model in Fig. 5-8a (i.e.,  $\eta = 5.186$  and  $b = 2.089$ ). This emphasize the significant effect of sand particles' shape on the non-linear behavior and yield stress of the fine mortars.

The new proposed model (Eq. 5-15) was also applied to predict the yield stress values of fine mortars as a diphasic suspension. As can be observed in Figs. 5-8c and 5-9c, increasing both relative solid packing fraction of fine sand  $\left(\frac{\phi}{\phi_{\max}}\right)$  and yield stress of cement paste ( $\tau_{0-B-P}$  and  $\tau_{0-HB-P}$ ) lead to increase the yield stress of the fine mortar ( $\tau_{0-B-M}$  and  $\tau_{0-HB-M}$ ), obtained using the Bingham and HB models, respectively. Moreover, the new proposed model showed higher accuracy than both Chateau et al. (Eq. 5-2) and Kabagire et al. models (Eq. 5-4) with lower RMSE of 2.2 and 2.7 Pa and higher  $R^2$  of 0.971 and 0.968 for the Bingham and HB models, respectively. The higher accuracy can be due to the fact that the effect of interaction between the dispersed solid particles (i.e.,  $\frac{\phi}{\phi_{\max}}$  of fine sand) and the excess cement paste ( $V_{EP}$ ) is considered in the proposed model, rather than the cement paste volume ( $V_P$ ) in Kabagire et al. model (Eq. 5-4).

Moreover, comparing the adjustment factors of the new proposed model (Eq. 5-15), obtained for the HB (Fig. 5-9c) and Bingham yield stress values (Fig. 5-8c), revealed higher and lower dependency of the HB yield stress values to the characteristics of the dispersed sand particles and suspending cement paste, respectively, compared to those obtained for the Bingham yield stresses. This can be explained by the effect of fine sand content on the non-linear behavior of suspensions due to the interactions between the solid particles.

#### 5.6.4.2 Plastic viscosity

The relative plastic viscosity values of the fine mortar and cement paste mixtures are correlated to the volumetric fractions of fine sand. As can be observed in Fig. 5-8d, the Krieger and Dougherty model (Eq. 5-1) [32] with an intrinsic viscosity of  $\eta = 5.332$  showed a relatively good accuracy in the case of medium fine sand concentration ( $\phi$ ) between 0.38 to 0.42. However, this model overestimated and underestimated the plastic viscosity values of fine mortars for relatively low ( $\phi < 0.38$ ) and high ( $\phi > 0.42$ ) fine sand contents, respectively. Moreover, as shown in Fig. 5-8e, a power law modification, (a coefficient of 11.070 and power index of 0.332) is required to enhance the prediction accuracy. On the other hand, as can be observed in Fig. 5-8f, by considering the coupled effect of the relative solid packing fraction of fine sand particles and excess cement paste volume, the new proposed model (Eq. 5-15) can ensure better accuracy of the prediction of plastic viscosity of fine mortar (lower RMSE value of 0.1 Pa.s). As expected, higher internal friction between sand particles by increasing both  $\frac{\phi}{\phi_{\max}}$  of fine sand and plastic viscosity of cement paste, led to higher plastic viscosity of fine mortars. Furthermore, employing the new proposed model (Eq. 5-15) led to higher adjustment factors for the  $\frac{\phi}{\phi_{\max}}$  and  $V_{EP}$  parameters in the case of plastic viscosity (Fig. 5-8f) compared to those of the Bingham yield stress (Fig. 5-8c). It can be concluded that the plastic viscosity of fine mortars is more influenced by the interactions between the suspended fine sand particles and suspending cement paste (increasing  $\frac{\mu_{p-M}}{\mu_{p-P}}$  values by up to 68.2 times) than the Bingham yield stress values (increasing  $\frac{\tau_{0-B-M}}{\tau_{0-B-P}}$  values by up to 12.6 times).

#### 5.6.4.3 Consistency and pseudoplastic index

The experimental relative consistency values of the investigated fine mortars and cement pastes are correlated to those obtained using the Chateau et al. [35] (Eq. 5-3) and Kabagire et al. [39] empirical models (Eq. 5-5), as shown in Figs. 5-9d and 5-9e, respectively. As can be observed, Kabagire et al. model (Eq. 5-5) resulted in lower RMSE (8.1 vs 15.4) and higher  $R^2$  (0.569 vs 0.149) values compared to the Chateau et al. model (Eq. 5-3). Moreover, the Kabagire et al. model (Eq. 5-5) exhibited lower coefficient (3.416 vs 11.304) and a power index closer to unity (0.640 vs 0.281) compared to those obtained for the Chateau et al. model (Eq. 5-3). However, the obtained RMSE values using these empirical models are relatively high. Additionally, these models do not take into account the effect of solid concentration on variation of the HB power index ( $n$ ) of mortar suspensions.

The new proposed model (Eq. 5-15) was then employed to predict the “ $k \times n$ ” values of the fine mortars (Fig. 5-9f). As can be observed, the predicted results of the new proposed model are in good agreement with the experimental “ $k \times n$ ” values (a low RMSE value of 0.626 Pa.s and high  $R^2$  of 0.840). As shown earlier in Eq. 5-9 and Fig. 5-5a, the “ $k \times n$ ” values corresponding to the HB flow resistance at a given low shear rate of  $\dot{\gamma} = 1 \text{ s}^{-1}$  are equivalent to the Bingham plastic viscosity values. As can be observed in Fig. 5-9f, higher concentration of fine sand resulted in significantly higher “ $k \times n$ ” values of fine mortars compared to their corresponding cement pastes. This is due to the increasing effect of solid concentrations on non-linear rheological behavior of the suspensions. Moreover, increasing the fine sand concentrations showed more significant effect on the HB flow resistance (increasing  $\frac{k_M \times n_M}{k_P \times n_P}$  values up to 52.5 times) than HB yield stress values (increasing  $\frac{\tau_{0-HB-M}}{\tau_{0-HB-P}}$  values up to 7.4 times).

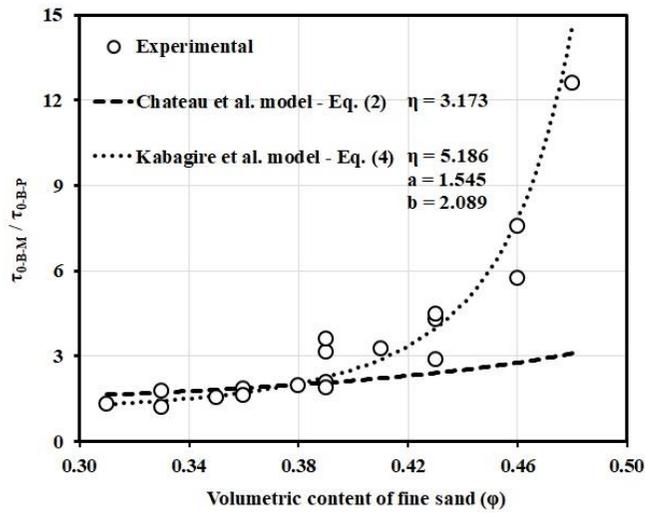
### 5.6.5 Diphasic investigation of the viscoelastic characteristics of fine mortars

The viscoelastic characteristics of the fine mortars, including the storage modulus, loss modulus, and critical strain are investigated as a diphasic suspension, as follow:

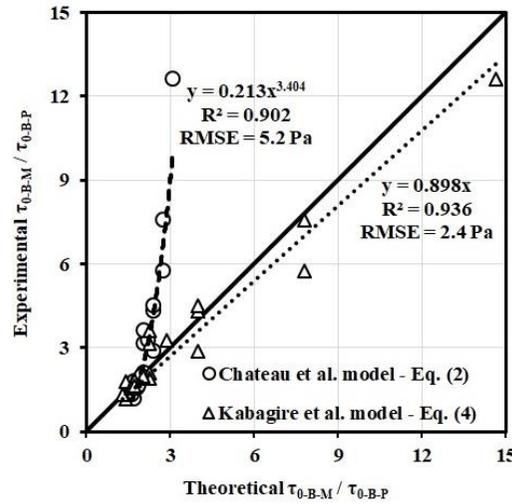
#### 5.6.5.1 Storage modulus

As presented in Fig. 5-10a, the relative storage modulus values of the fine mortars and their corresponding cement pastes are correlated to the fine sand content ( $\phi$ ). As can be observed, increasing the fine sand content can significantly increase the storage modulus by up to almost 40.8 times than that of cement paste. This reflects the more elastic-solid like behavior in presence of higher sand fractions. Moreover, the accuracy of Mahaut et al. model [25] (Eq. 5-6) to predict the storage modulus of the fine mortar suspensions is acceptable only for low fine-sand fractions lower than 0.36 (Fig. 5-10a). For higher  $\phi$  fraction, the Mahaut et al. model (Eq. 5-6) significantly underestimated the relative storage moduli of the investigated mixtures (Fig. 5-10b). It seems that a power law may ensure better correlation to enhance the precision of the Mahaut et al. model (Eq. 5-6), as shown in Fig. 5-10b.

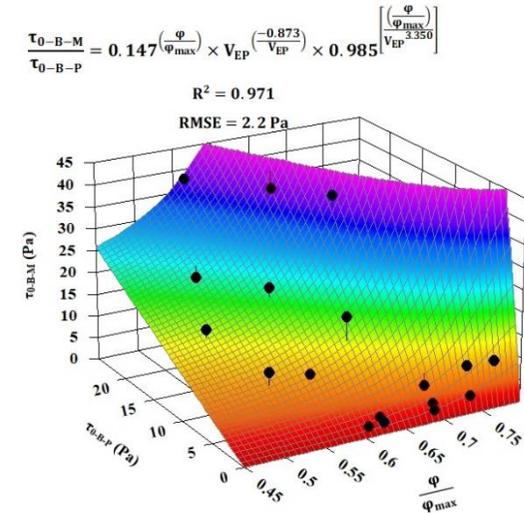
As illustrated in Fig. 5-10c, employing the new proposed model (Eq. 5-15) resulted in a more accurate prediction of storage modulus values of the fine mortars than the Mahaut et al. model (Eq. 5-6) (i.e., lower RMSE and higher  $R^2$ ). Furthermore, the comparison between the adjustment factors of the new proposed model (Eq. 5-15), identified for the yield stress (Figs. 5-8c and 5-9c) and storage modulus (Fig. 5-10c) values, showed the higher dependency of the storage modulus on the dispersion of solid particles ( $\frac{\phi}{\phi_{\max}}$ ) and excess paste volume ( $V_{EP}$ ), compared to the yield stress. Accordingly, increasing the volumetric fraction of fine sand up to 0.48 resulted in increasing the relative HB yield stress, Bingham yield stress, and storage modulus values of the investigated fine mortar and cement paste mixtures up to 7.4, 12.6, and 40.8 times, respectively.



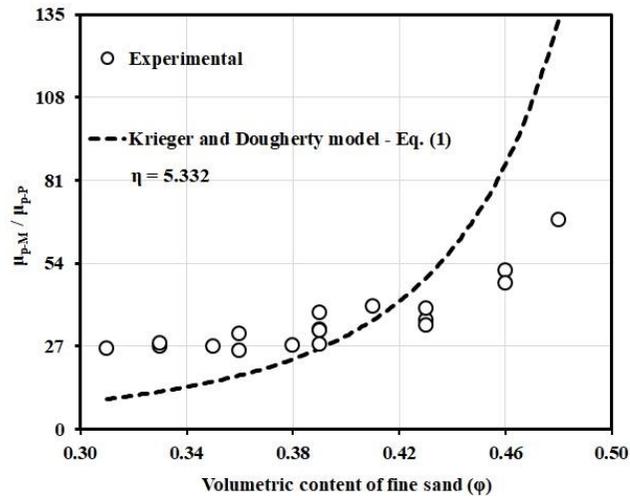
(a)



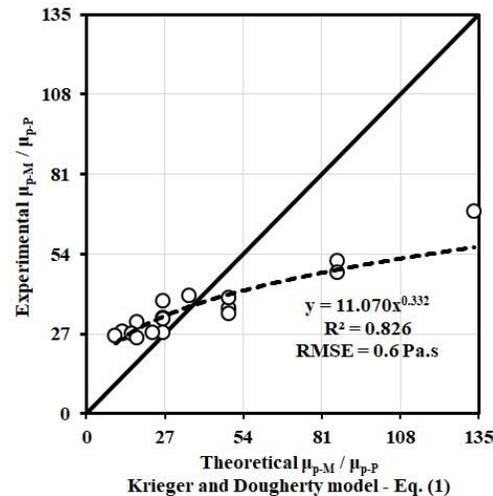
(b)



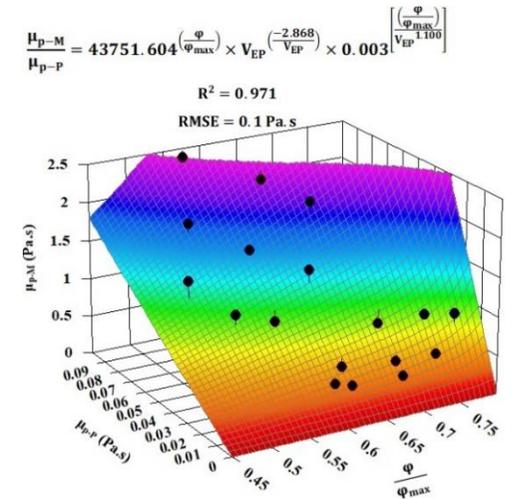
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 5-8: Experimental relative Bingham parameters versus (a, d) volumetric content of fine sand ( $\phi$ ) and (b, e) their corresponding theoretical values obtained using Eqs. 5-2, 5-4, and 5-). (c, f) The established relationship (Eq. 5-15) between the Bingham parameters of fine mortars and cement paste, as a function of the  $\frac{\phi}{\phi_{max}}$  of fine sand and excess paste volume ( $V_{EP}$ ).

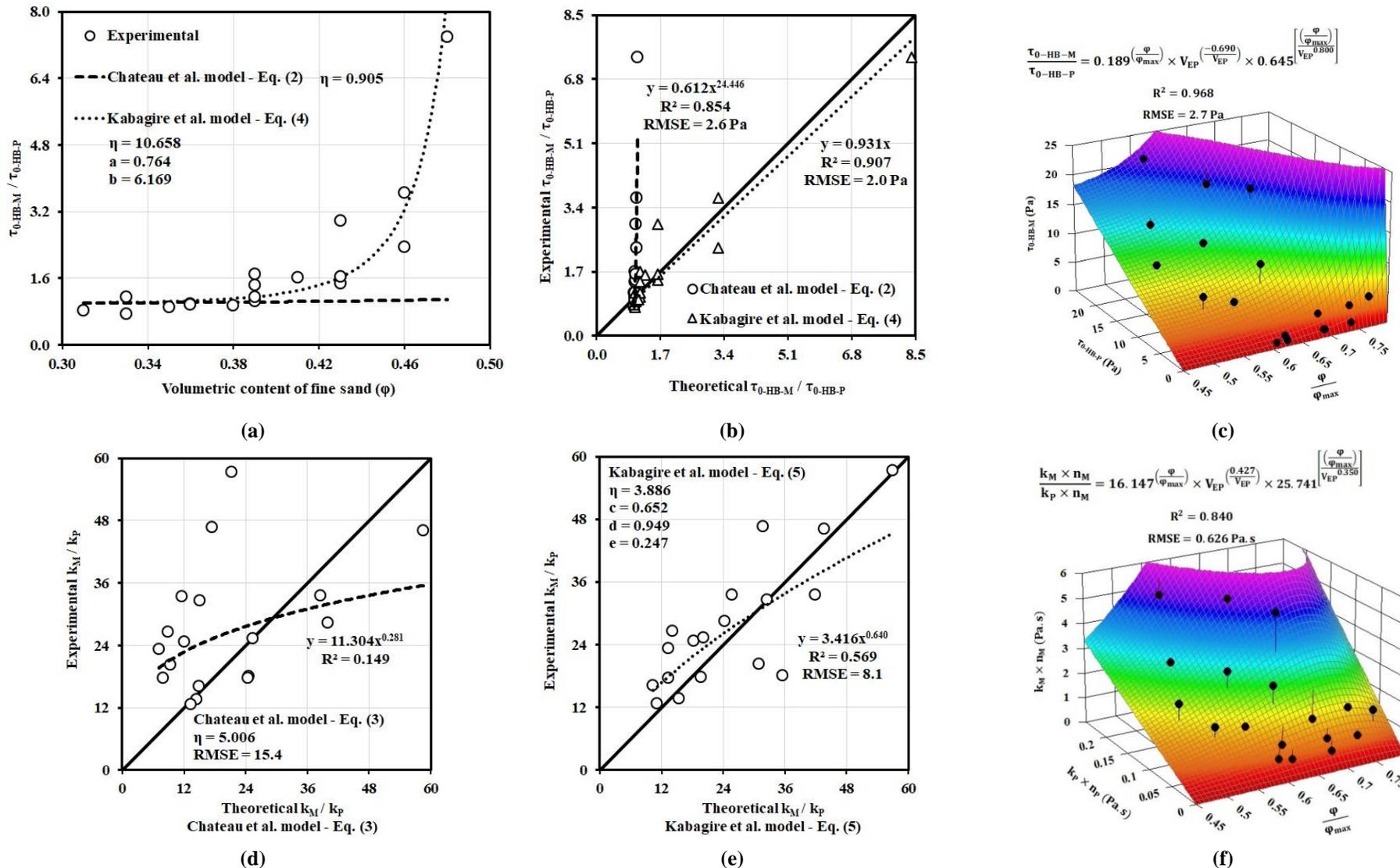


Figure 5-9: Experimental relative HB parameters versus (a) volumetric content of fine sand ( $\phi$ ) and (b, d, e) their corresponding theoretical values obtained using Eqs. 5-2, 5-4, 5-3, and 5-5. (c, f) The established relationship (Eq. 5-15) between the HB parameters of fine mortars and cement paste, as a function of the  $\frac{\phi}{\phi_{max}}$  of fine sand and excess paste volume ( $V_{EP}$ ).

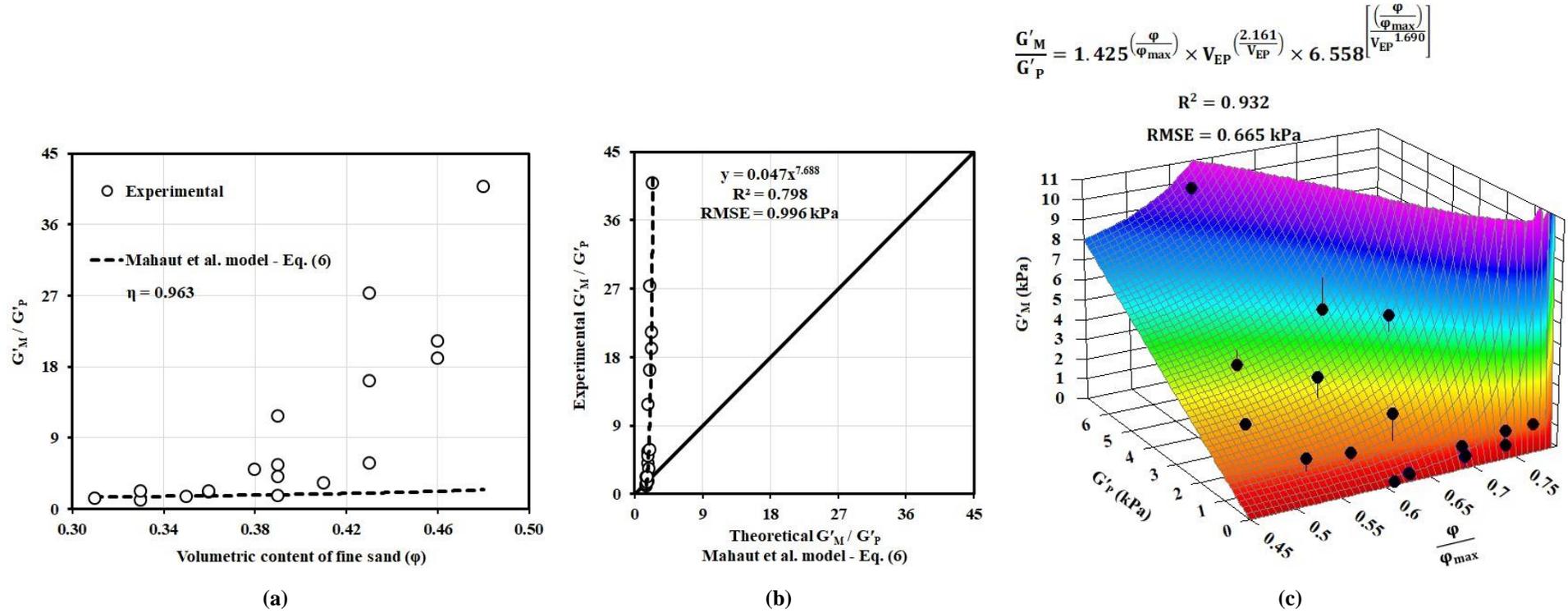


Figure 5-10: Variation of relative storage modulus ( $\frac{G'_M}{G'_P}$ ) versus (a) volumetric content of fine sand ( $\varphi$ ) and (b) its corresponding theoretical values obtained using Eq. 5-6. (c) The established relationship (Eq. 5-15) between the storage moduli of fine mortars ( $G'_M$ ) and cement pastes ( $G'_P$ ),  $\frac{\varphi}{\varphi_{max}}$  of fine sand, and excess paste volume ( $V_{EP}$ ).

### 5.6.5.2 Loss modulus

As can be observed in Fig. 5-11a, similarly to the storage modulus, increasing the fine sand concentration resulted in significantly higher loss moduli of the fine mortars compared to their corresponding cement pastes. Consequently, the solid-like behavior of the suspension is an indication of its ability to store or dissipate higher shear energy before exhibiting a viscous deformation. Similar results were reported on cement paste [24] and monodispersed yield stress suspensions [35]. Moreover, employing the Mahaut et al. model (Eq. 5-6) resulted in acceptable predictions and underestimation of loss moduli of the fine mortars for relatively low ( $\phi < 0.36$ ) and high ( $\phi > 0.36$ ) volumetric fractions of fine sand, respectively. Furthermore, a power law modification seems to ensure better accuracy ( $R^2$  of 0.808) of the Mahaut et al. model (Eq. 5-6) (Fig. 5-11b).

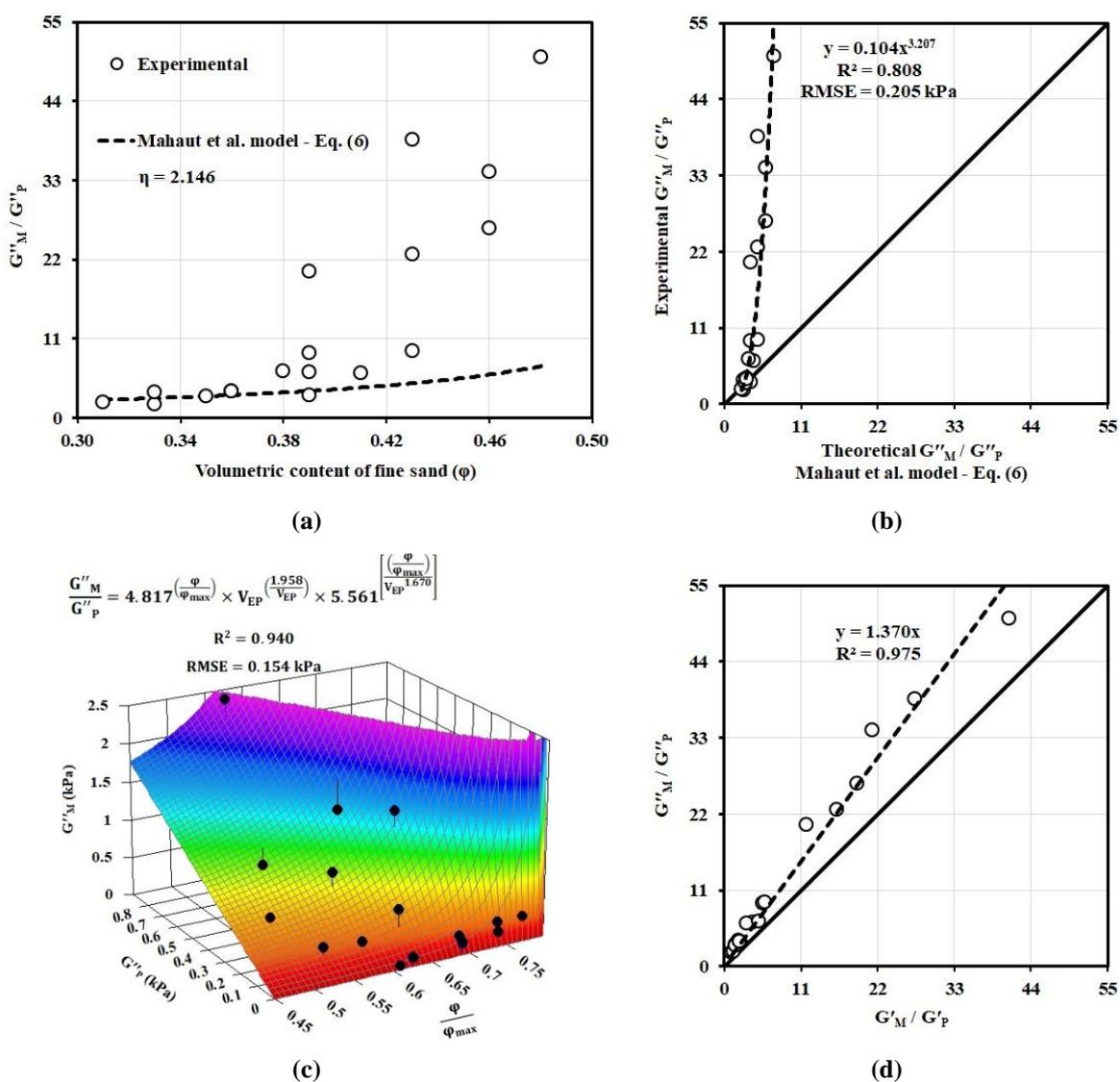


Figure 5-11: Variation of relative loss modulus ( $\frac{G''_M}{G''_P}$ ) versus (a) volumetric content of fine sand ( $\phi$ ) and (b) its corresponding theoretical values obtained using Eq. 5-6. (c) The established relationship (Eq. 5-15) between the  $G''_M$  and  $G''_P$ ,  $\frac{\phi}{\phi_{max}}$  of fine sand, and excess paste volume ( $V_{EP}$ ). (d) Relative loss moduli ( $\frac{G''_M}{G''_P}$ ) versus relative storage moduli ( $\frac{G'_M}{G'_P}$ ) of the investigated mixtures.

Furthermore, employing the new proposed model (Eq. 5-15) led to better prediction of loss moduli compared to the Mahaut et al. model (Eq. 5-6) (Fig. 5-11c). It is also worthy to mention that higher adjustment factors were obtained using the new proposed model (Fig. 5-11c) than those of the storage moduli (Fig. 5-10c) of the fine mortars. Therefore, this reflects the more influence of the fine sand concentrations on loss modulus than storage modulus values of the fine mortars (37 % higher effect), as shown in Fig. 5-11d.

### 5.6.5.3 Critical strain

The relative critical strain values of the fine mortars and their corresponding cement pastes are correlated to fine sand concentrations (Fig. 5-12a). It is worthy to mention that the critical strain values indicate the connectivity of the microstructure of the suspension. As can be observed, the investigated fine mortars exhibited lower critical strains than their corresponding cement pastes. This can be due to the effect of sand particles on microstructure of the binder particles and the applied mixing energy. However, no good agreement was observed between the relative critical strains and fine sand content. Moreover, employing Mahaut et al. model [25] (Eq. 5-7) with an intrinsic viscosity of 8.935 led to a relatively low accurate prediction (low  $R^2$  of 0.368) (Fig. 5-12b). As explained earlier in section 5.6.2.2, critical strain is affected by both sand particles and cement particles' microstructure. Accordingly, the sand particles can modify the microstructure of binder particles and influence the interparticle distance. Therefore, in order to study the critical strain of the fine mortars, in addition to the fine sand concentration, the dispersion of the cement particles must also be taken into consideration. Hence, a new dispersion index of binder particles was defined as the product of the water-to-binder ratio ( $\frac{W}{B}$ ) and HRWR dosage (i.e.,  $\frac{W}{B} \times \text{HRWR}$ ). Accordingly, higher water to binder ratio or HRWR dosage can result in higher dispersion of the binder particles. The dispersion index of binder's particles is introduced in the proposed model (Eq. 5-15), as follows:

$$\frac{\gamma_{\text{critical-M}}}{\gamma_{\text{critical-P}}} = A' \left( \frac{\phi}{\phi_{\text{max}}} \right) \times V_{\text{EP}} \left( \frac{B'}{V_{\text{EP}}} \right) \times \left( \frac{W}{B} \times \text{HRWR} \right) \left[ C' \times \left( \frac{\phi}{\phi_{\text{max}}} \right) \times \left( \frac{W}{B} \times \text{HRWR} \right)^{D'} \right] \quad (5-17)$$

where,  $A'$ ,  $B'$ ,  $C'$ , and  $D'$  are the new adjustment factors for the new critical strain prediction model. As can be observed in Fig. 5-12c, the relative critical strain values are strongly dominated by the dispersion index of the binder particles. Moreover, the results of the new modified proposed model (Eq. 5-17) were found in better agreement with the experimental values, compared to the Mahaut model (Eq. 5-7). Indeed, lower RMSE (0.016 % vs 0.022 %) and higher  $R^2$  (0.968 vs 0.368) values were obtained. According to the established model (Fig. 5-12c), it can be concluded that for a given dispersion state of cement particles, increasing the relative solid packing fraction of the fine sand can increase the relative critical strain values of the fine mortars and cement pastes. This can be explained by increasing the distances between the cement particles induced by the presence of higher content of fine sand particles.

## 5.6.6 Diphasic investigation of mini-slump flow and compressive strength of fine mortar

In addition to the visco-elastoplastic characteristics, the mini-slump flow and compressive strength of the fine mortars were also investigated by considering fine mortar as diphasic material. Therefore, the mini-slump flow and compressive strength (at 28 and 56 days) values of the investigated fine mortars and cement pastes are correlated to the relative solid packing fraction of fine sand using the proposed model (Eq. 5-15) (Fig. 5-13). As can be observed in Figs. 5-13a and 5-13b, the new proposed model (Eq. 5-15) can be successfully employed to predict the mini-slump flow and compressive strength of fine mortars, using the characteristics of their corresponding cement pastes and fine sand. The

established relationships for the mini-slump flow and compressive strength exhibited high  $R^2$  values of 0.887 and 0.845, as well as low RMSE values of 0.016 m and 5.6 MPa, respectively. Moreover, according to the established correlations (Fig. 5-13), it can be concluded that the fine sand concentrations showed more significant effect on min-slump flow values of the fine mortars compared to the compressive strength values. However, the compressive strength of the fine mortars was found to be more affected by the compressive strength of their corresponding cement pastes.

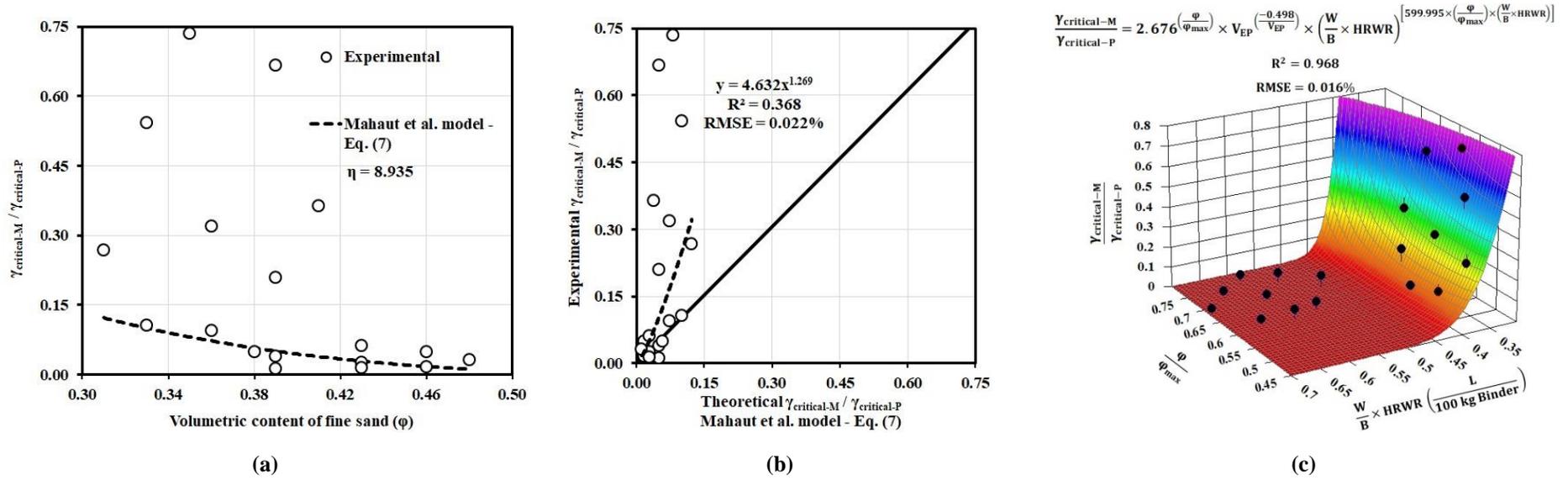


Figure 5-12: Variation of relative critical strain  $\left( \frac{\gamma_{critical-M}}{\gamma_{critical-P}} \right)$  versus (a) volumetric content of fine sand ( $\phi$ ) and (b) its corresponding theoretical values of relative critical strain obtained using Eq. 5-7, as well as the established relationship with (c) dispersion index of binder particles  $\left( \frac{W}{B} \times HRWR \right)$ , the  $\frac{\phi}{\phi_{max}}$  of fine sand, and excess paste volume ( $V_{EP}$ ) obtained using the new proposed model (Eq. 5-17).

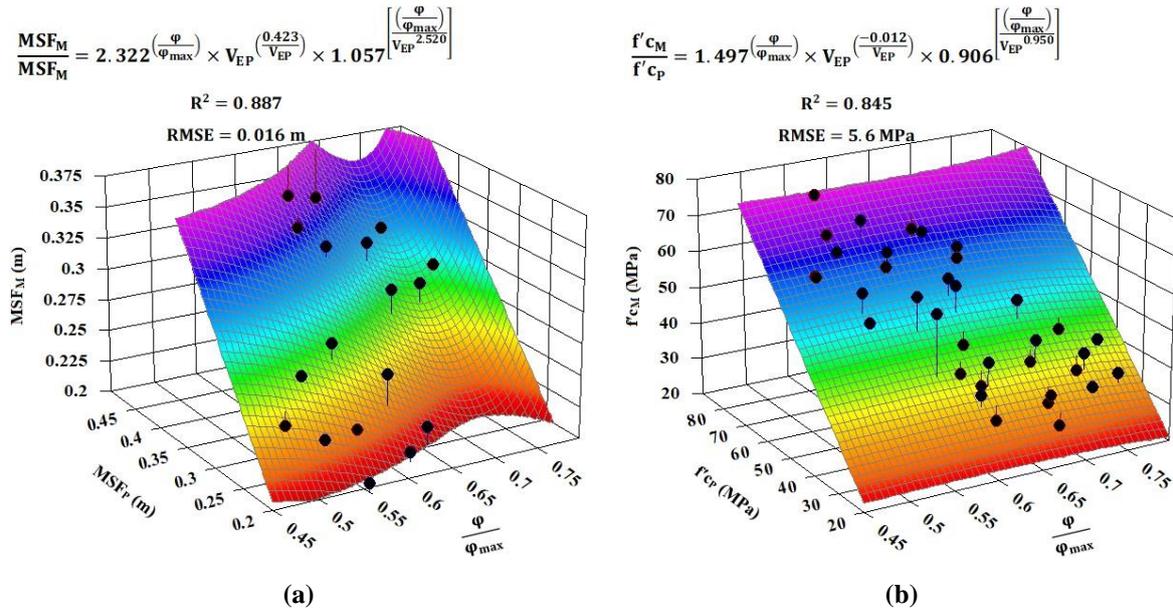


Figure 5-13: Relationships between (a) mini-slump flow (MSF) of fine mortar with mini-slump flow of cement paste and  $\frac{\varphi}{\varphi_{max}}$  of fine sand and (b) compressive strength of fine mortar with compressive strength of cement paste,  $\frac{\varphi}{\varphi_{max}}$  of fine sand, and excess paste volume ( $V_{EP}$ ), obtained using Eq. 5-15.

## 5.7 Conclusions

The lubrication layer forming during the pumping process of SCC is composed of fine particles of sand and cement paste, namely fine mortars. In order to simulate the flow behavior of the lubrication layer, the visco-elastoplastic properties of various fine mortars, corresponding to different SCC proportioned with low to normal binder contents, were investigated as diphasic suspensions of fine sand (< 1.25 mm) and cement pastes. The coupled effect of the concentration and packing density of fine sand, as well as the excess cement paste volume on relative values of the rheological, workability, and compressive characteristics of the investigated fine mortars and cement pastes were evaluated. According to the experimental results, presented in this paper, the following conclusions can be pointed out:

- All the investigated cement pastes and fine mortars, simulating the lubrication layer materials, showed a non-linear shear-thinning behavior (Herschel-Bulkley). Moreover, the Bingham and Herschel-Bulkley yield stress and pseudoplastic index “n” values of the investigated mixtures were found in very good agreements. However, “n” values showed more significant effect on the difference between the estimated yield stress values of the fine mortars, obtained using the Bingham and Herschel-Bulkley models, compared to those of cement pastes.
- Strong relationships were found between the visco-elastoplastic properties and mini-slump flow values of both investigated cement pastes and fine mortars. Increasing mini-slump flow resulted in lower  $\tau_0$ ,  $\mu_p$ ,  $k \times n$ ,  $G'$ , and  $G''$  values of both cement pastes and fine mortars. However, this led to opposite effects on  $\gamma_{critical}$  of the cement pastes (increasing) and fine mortars (decreasing). The established empirical models can be employed to simplify the rheological evaluation of the lubrication layer materials using the simple mini-cone test.
- The increase in the relative solid packing fraction of fine sand ( $\frac{\varphi}{\varphi_{max}}$ ) led to higher relative values of visco-elastoplastic properties of the fine mortars and their corresponding cement pastes, showing more significant effect on  $\mu_p$ ,  $k \times n$ , and  $G''$  values. However, due to the effect of fine

sand grains and applying different mixing energy on dispersion state of binder particles, the fine mortars exhibit lower critical strain than their corresponding cement pastes.

- New accurate diphasic model was proposed to predict the visco-elastoplastic characteristics of the fine mortars using these of cement pastes, the  $\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}$  of fine sand, and excess paste volume. The proposed model resulted in better accuracy than the existing models, including Krieger and Dougherty, Chateau et al., Kabagire et al., and Mahaut et al. models.
- The new proposed model incorporating the effect of the water-to-binder ratio and HRWR dosage was successfully employed to evaluate the relative critical strain values of the fine mortars and cement pastes.
- The proposed diphasic model was also successfully used to evaluate the mini-slump flow and compressive strength of the fine mortars, considering the characteristics of their corresponding cement pastes, excess paste volume, and the  $\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}$  of fine sand. In addition to visco-elastoplastic characterization of the lubrication layer materials, the results of this study can be employed to predict the rheological behavior, workability, and mechanical properties of the fine mortars which are generally used for the concrete 3D printing and ultra-high-performance concrete applications.

## Acknowledgment

The authors wish to thank the financial support of the National Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the 8 industrial partners participating in the NSERC Chair on Development of Flowable Concrete with Adapted Rheology and Their Application in Concrete Infrastructures, held by Professor Ammar Yahia of the Université de Sherbrooke.

## References

- [1] G. De Schutter, D. Feys, Pumping of fresh concrete: insights and challenges, RILEM Technical Letters, (1) (2016) 76-80, <https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2016.15>.
- [2] D. Kaplan, F. de Larrard, T. Sedran, Design of concrete pumping circuit, ACI Materials Journal, 102 (2) (2005) 110-117.
- [3] D. Feys, K.H. Khayat, A. Perez-Schell, R. Khatib, Prediction of pumping pressure by means of new tribometer for highly-workable concrete, Cement and Concrete Composites, 57 (2015) 102-115, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.12.007>.
- [4] J.S. Kim, S.H. Kwon, K.P. Jang, M.S. Choi, Concrete pumping prediction considering different measurement of the rheological properties, Construction and Building Materials, 171 (2018) 493-503, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.194>.
- [5] D. Kaplan, F. de Larrard, T. Sedran, Avoidance of blockages in concrete pumping process, ACI Materials Journal, 102 (3) (2005) 183-191.
- [6] M.S. Choi, Y.J. Kim, S.H. Kwon, Prediction on pipe flow of pumped concrete based on shear-induced particle migration, Cement and Concrete Research, 52 (2013) 216-224, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.07.004>.
- [7] D. Kaplan, Pompage des bétons, Ph.D. Dissertation (in French), Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 2001.
- [8] S.D. Jo, C.K. Park, J.H. Jeong, S.H. Lee, S.H. Kwon, A computational approach to estimating a lubricating layer in concrete pumping, Computers, Materials & Continua, 27 (3) (2012) 189-210.
- [9] M. Choi, N. Roussel, Y. Kim, J. Kim, Lubrication layer properties during concrete pumping, Cement and Concrete Research, 45 (2013) 69-78, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.11.001>.
- [10] H.D. Le, E.H. Kadri, S. Aggoun, J. Vierendeels, P. Troch, G. De Schutter, Effect of lubrication layer on velocity profile of concrete in a pumping pipe, Materials and Structures, 48 (2015) 3991-4003, <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0458-5>.

- [11] E. Secrieru, J. Khodor, C. Schröfl, V. Mechtcherine, Formation of lubricating layer and flow type during pumping of cement-based materials, *Construction and Building Materials*, 178 (2018) 507-517, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.118>.
- [12] F. Chapdelaine, Étude fondamentale et pratique sur le pompage du béton, Ph.D. Dissertation (in French), Université Laval, 2007, <http://hdl.handle.net/20.500.11794/18881>.
- [13] T.T. Ngo, E.H. Kadri, R. Bennacer, F. Cussigh, Use of tribometer to estimate interface friction and concrete boundary layer composition during the fluid concrete pumping, *Construction and Building Materials*, 24 (7) (2010) 1253-1261 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.12.010>.
- [14] S.H. Kwon, C.K. Park, J.H. Jeong, S.D. Jo, S.H. Lee, Prediction of concrete pumping: Part I-development of new tribometer for analysis of lubricating layer, *ACI Materials Journal*, 110 (6) (2013) 647-656.
- [15] D. Feys, K.H. Khayat, A. Perez-Schell, R. Khatib, Development of a tribometer to characterize lubrication layer properties of self-consolidating concrete, *Cement and Concrete Composites*, 54 (2014) 40-52 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.05.008>.
- [16] E. Secrieru, S. Fataei, C. Schröfl, V. Mechtcherine, Study on concrete pumpability combining different laboratory tools and linkage to rheology, *Construction and Building Materials*, 144 (2017) 451-461 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.199>.
- [17] M. Hosseinpoor, B.I.O. Koura, A. Yahia, New methodology to evaluate the Reynolds dilatancy of self-consolidating concrete using 3D image analysis - Coupled effect of characteristics of fine mortar and granular skeleton, *Cement and Concrete Composites*, 108 (2020) 103547, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103547>.
- [18] M. Haist, H.S. Müller, Optimization of the pumpability of self-compacting light weight concrete, *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*, Chicago, USA, 2005, pp. 195-202.
- [19] H. D. Le, Etude de l'effet de la couche limite sur les profils de vitesses du béton pompé, Ph.D. Dissertation (in French), Université de Cergy-Pontoise and Université de Gand, 2014, <http://hdl.handle.net/1854/LU-5941888>.
- [20] Y.A. Abebe, L. Lohaus, Optimization and design strategies for pumpable, flowable and stable concretes, 10<sup>th</sup> International Ph.D. Symposium in Civil Engineering, Québec, 2014, pp. 5-11.
- [21] E. Secrieru, W. Mohamed, S. Fataei, V. Mechtcherine, Assessment and prediction of concrete flow and pumping pressure in pipeline, *Cement and Concrete Composites*, 107 (2019) 103495, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103495>.
- [22] V. Mechtcherine, V.N. Nerella, K. Kasten, Testing pumpability of concrete using Sliding Pipe Rheometer, *Construction and Building Materials*, 53 (2014) 312-323 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.037>.
- [23] M. Choi, K. Park, T. Oh, Viscoelastic properties of fresh cement paste to study the flow behavior, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10 (2016) 65-74, <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0158-3>.
- [24] M.A. Schultz, L.J. Struble, Use of oscillatory shear to study flow behavior of fresh cement paste, *Cement and Concrete Research*, 23 (2) (1993) 273-282, [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90092-N](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90092-N).
- [25] F. Mahaut, X. Chateau, P. Coussot, G. Ovarlez, Yield stress and elastic modulus of suspensions of noncolloidal particles in yield stress fluids, *Journal of Rheology*, 52 (1) (2008) 287-313, <https://doi.org/10.1122/1.2798234>.
- [26] A.M. Mostafa, A. Yahia, New approach to assess build-up of cement-based suspensions, *Cement and Concrete Research*, 85 (2016) 174-182, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.03.005>.
- [27] A.M. Mostafa, A. Yahia, Physico-chemical kinetics of structural build-up of neat cement-based suspensions, *Cement and Concrete Research*, 97 (2017) 11-27, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.03.003>.
- [28] A.M. Ley-Hernández, D. Feys, Challenges in rheological characterization of cement pastes using a parallel-plates geometry, In: Mechtcherine V., Khayat K., Secrieru E. (eds) *Rheology and Processing of Construction Materials. RheoCon 2019, SCC 2019. RILEM Bookseries*, vol 23. Springer, Cham, 2019, pp. 228-236, [https://doi.org/10.1007/978-3-030-22566-7\\_27](https://doi.org/10.1007/978-3-030-22566-7_27).

- [29] E. Secrieru, Pumping behaviour of modern concretes – Characterisation and prediction, Ph.D. Dissertation, Technische Universität Dresden, 2018, <https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-234912>.
- [30] B.I.O. Koura, M. Hosseinpoor, A. Yahia, E.H. Kadri, A. Kaci, A new proportioning approach of low and normal binder self-consolidating concrete based on the characteristics of fine mortar and granular skeleton, *Construction and Building Materials*, 239 (2020) 117892, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117892>.
- [31] V.H. Eilers, Die viskosität von emulsionen hochviskoser stoffe als funktion der konzentration, *Kolloid-Zeitschrift*, 97 (1941) 313-321, <https://doi.org/10.1007/BF01503023>.
- [32] I.M. Krieger, T.J. Dougherty, A mechanism for non-Newtonian flow in suspensions of rigid shperes, *Transaction of the Society of Rheology*, 3 (1959) 137-152, <https://doi.org/10.1122/1.548848>.
- [33] F. Ferrini, D. Ercolani, B. de Cindio, L. Nicodemo, L. Nicolais, S. Ranaudo, *Rheologica Acta*, 18 (1979) 289-296, <https://doi.org/10.1007/BF01542776>.
- [34] J.J. Stickel, R.L. Powell, Fluid mechanics and rheology of dense suspensions, *Annual Review of Fluid Mechanics*, 37 (2005) 129-149, <https://doi.org/10.1146/annurev.fluid.36.050802.122132>.
- [35] X. Chateau, G. Ovarlez, K.L. Trung, Homogenization approach to the behavior of suspensions of noncolloidal particles in yield stress fluids, *Journal of Rheology*, 52 (2) (2008) 489-506, <https://doi.org/10.1122/1.2838254>.
- [36] G. Ovarlez, F. Mahaut, S. Deboeuf, N. Lenoir, S. Hormozi, X. Chateau, Flows of suspensions of particles in yield stress fluids, *Journal of Rheology*. 59 (2015) 1449-1486, <https://doi.org/10.1122/1.4934363>.
- [37] K.D. Kabagire, P. Diedrich, A. Yahia, M. Chekired, Experimental assessment of the effect of particle characteristics on rheological properties of model mortar, *Construction and Building Materials*, 151 (2017) 615-624, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.122>.
- [38] S. Pednekar, J. Chun, J.F. Morris, Bidisperse and polydisperse suspension rheology at large solid fraction, *Journal of Rheology*, 62 (2018) 513-526, <https://doi.org/10.1122/1.5011353>.
- [39] K.D. Kabagire, A. Yahia, M. Chekired, Towards the prediction of rheological properties of self-consolidating concrete as diphasic material, *Construction and Building Materials*, 195 (2019) 600-612, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.053>.
- [40] R.I. Tanner, Review: Rheology of noncolloidal suspensions with non-Newtonian matrices, *Journal of Rheology*, 63 (2019) 705-717, <https://doi.org/10.1122/1.5085363>.
- [41] N. Roussel, C. Stefani, R. Leroy, From mini-cone test to Abrams cone test: measurement of cement-based materials yield stress using slump tests, *Cement and Concrete Research*, 35 (2) (2005) 817-822, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.07.032>.
- [42] B.M. Aïssoun, Study of the influence of aggregate characteristics on the rheology of fluid concrete with adapted rheology (in French), M.Sc. thesis, Université de Sherbrooke (2011), <http://savoirs.usherbrooke.ca/handle/11143/1590>.
- [43] ASTM C1738/C1738M-19, Standard practice for high-shear mixing of hydraulic cement pastes, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, [https://doi.org/10.1520/C1738\\_C1738M-19](https://doi.org/10.1520/C1738_C1738M-19).
- [44] ASTM C305-14, Standard practice for mechanical mixing of hydraulic cement pastes and mortars of plastic consistency, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, <https://doi.org/10.1520/C0305-14>.
- [45] ASTM C109/C109M-20a, Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or [50-mm] cube specimens), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, [https://doi.org/10.1520/C0109\\_C0109M-20A](https://doi.org/10.1520/C0109_C0109M-20A).
- [46] N. Roussel, Correlation between yield stress and slump: comparison between numerical simulations and concrete rheometers results, *Materials and structures*, 39 (2006) 501, <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9035-2>.
- [47] J.E. Wallevik, Relationship between the Bingham parameters and slump, *Cement and Concrete Research*, 36 (7) (2006) 1214-1221, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.03.001>.
- [48] D. Yuan, Q. Zhao, S. Yan, S.Y. Tang, G. Alici, J. Zhang, W. Li, Recent progress of particle migration in viscoelastic fluid, *Royal Society of Chemistry*, 18 (4) (2018) 551-567, <https://doi.org/10.1039/C7LC01076A>.
- [49] M. Reiner, The Deborah number, *Physics Today*, 17 (1) (1964) 62, <https://doi.org/10.1063/1.3051374>.

- [50] A.K.H. Kwan, L.G. Li, Combined effects of water film thickness and paste film thickness on rheology of mortar, *Materials and Structures*, 45 (2012) 1359-1374, <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9837-y>.
- [51] J.H. Lee, J.H. Kim, J.Y. Yoon, Prediction of the yield stress of concrete considering the thickness of excess paste layer, *Construction and Building Materials*, 173 (2018) 411-418, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.124>.

## Chapitre 6 Effet couplé des caractéristiques du mortier et du squelette granulaire sur la ségrégation dynamique de béton autoplaçant comme matériau diphasique

### 6.1 Introduction

Pour garantir une bonne pompabilité de BAP, il est nécessaire d'assurer une déformabilité et une fluidité optimales du mélange de BAP. Lors de la formulation des BAP, d'une part, la déformabilité est obtenue par l'emploi du volume de pâte ou de mortier très élevé. D'autre part, la fluidité du mélange est assurée en employant un fluide de suspension (pâte ou mortier) de viscosité et de seuil de cisaillement faibles par rapport aux mélanges de bétons conventionnels [1,2]. Cela peut augmenter le risque d'apparition des phénomènes d'hétérogénéité lors de l'écoulement ou de la mise en place. Ces phénomènes sont entre autres, la séparation des granulats de la pâte ou du mortier lors de l'écoulement (ségrégation dynamique) ou au repos (ségrégation statique) et l'accumulation des granulats derrière les barres de ferrailage ou dans les zones restreintes [2,3]. Les ségrégations statique et dynamique désignent, respectivement, la migration des granulats due à la force gravitationnelle et au cisaillement [4,5]. La différence de densité entre les granulats et le fluide de suspension (pâte ou mortier) se solde par une migration des granulats vers le fond de l'élément coulé. D'autre part, la ségrégation dynamique est due au gradient de cisaillement lors de l'écoulement. En effet, sous l'effet de cisaillement, les granulats situés dans la zone de forts taux de cisaillement migrent vers les zones de faibles taux de cisaillement [6]. La ségrégation dynamique correspond à des régimes d'écoulement de vitesse élevée, tels que ceux rencontrés lors du pompage des bétons.

Cette forme de migration des particules est généralement évoquée pour expliquer la formation de la couche limite lors du pompage des bétons. De fait, lors de l'écoulement du béton dans le tuyau de pompage, et sous l'effet de gradient de taux de cisaillement, les granulats du béton migrent de la zone de forts taux de cisaillement (paroi du tuyau) vers les zones de faibles taux de cisaillement (le centre du tuyau), ce qui peut laisser une partie de la pâte plus des particules fines de sable (mortier fin) former une couche mince au voisinage de la paroi du tuyau qui va assurer la lubrification du mélange de béton pompé. Un potentiel optimal de ségrégation dynamique du BAP est donc nécessaire pour permettre la formation de la couche limite lors du pompage, mais aussi pour éviter d'obtenir un mélange très hétérogène à la sortie du tuyau de pompage. Comme il a été discuté dans le chapitre de la revue bibliographique, les principaux paramètres influençant la ségrégation dynamique du BAP, seraient les propriétés rhéologiques de la phase fluide (pâte ou mortier) et les caractéristiques de la phase granulaire. Cependant, les études de la littérature considèrent l'effet des propriétés rhéologiques de l'ensemble du mélange de béton comme un fluide homogène, alors que la ségrégation dynamique est un phénomène multiphasique [7].

Dans cette étude, la ségrégation dynamique comme mécanisme de formation de la couche limite des 30 mélanges de BAP étudiés a été analysée en utilisant l'essai T-Box. Une nouvelle méthodologie a été proposée et présentée au Chapitre 3 pour évaluer le degré de ségrégation dynamique des BAP, comme une suspension diphasique de gros granulats ( $> 1,25$  mm) et du mortier fin ( $< 1,25$  mm). Ensuite, les effets des caractéristiques de la phase granulaire et les propriétés des mortiers fins sur la ségrégation dynamique des BAP seront évalués afin de mettre en évidence les paramètres dominant ce mécanisme, et, par conséquent, la formation de la couche limite. Ce chapitre présente alors l'analyse des résultats de cette partie de l'étude.

## 6.2 Résultats et discussion

Dans ce chapitre, une analyse de l'étude diphasique de la stabilité dynamique des BAP a été réalisée. L'effet couplé des caractéristiques de la phase granulaire ( $> 1,25$  mm) et de la phase suspendante, mortier fin ( $< 1,25$  mm) sur la ségrégation dynamique des BAP est discuté. Les résultats de la ségrégation dynamique des 30 BAP conventionnels et BAP-éco étudiés sont présentés au Tableau 6-1.

### 6.2.1 Effet des constituants du béton sur la stabilité

La Figure 6-1 récapitule les indices de ségrégations statique et dynamique des BAP conventionnels et BAP-éco étudiés dans ce projet. Il convient de rappeler que dans les deux types de ségrégation, plus l'indice de ségrégation est grand, plus élevé est le risque de ségrégation du mélange. Il apparaît que les mélanges de BAP conventionnels et BAP-éco présentent des indices de ségrégation statique comparables (Figure 6-1a). En revanche, les mélanges de BAP conventionnels présentent un risque plus élevé de ségrégation dynamique (jusqu'à 66,6 %) comparativement aux mélanges de BAP-éco (jusqu'à 20,3 %) (Figure 6-1b). Cela peut être dû au volume de pâte relativement plus élevé des BAP conventionnels (0,30 à 0,40) par rapport aux BAP-éco (0,25 à 0,30). Ces observations sont en accord avec les résultats rapportés dans la littérature [8, 9, 10] qui ont montré l'effet négatif du volume de pâte sur la stabilité dynamique des BAP. Cependant, le volume de pâte n'est pas le seul paramètre pouvant affecter significativement la stabilité dynamique des BAP. Les pâtes des BAP conventionnels et BAP-éco sont formulées avec différentes valeurs de rapport eau sur liant (w/b) et de dosage en superplastifiant (HRWR), ce qui aboutit à différentes propriétés rhéologiques. De plus, les BAP étudiés sont formulés avec différents squelettes granulaires. Il est alors nécessaire d'évaluer, de manière plus ou moins exhaustive, l'effet de tous les différents constituants du mélange de BAP sur la stabilité dynamique des BAP.

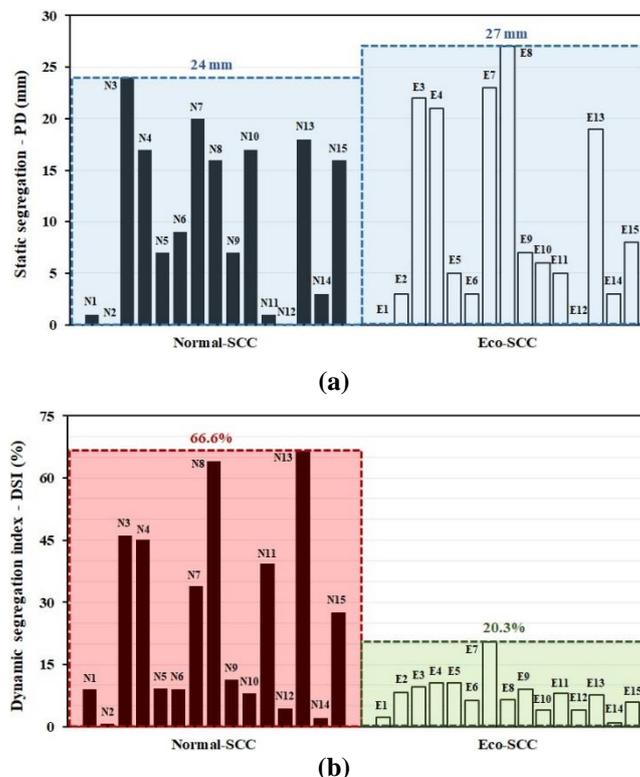


Figure 6-1: Indices de ségrégation (a) statique et (b) dynamique des BAP conventionnels et BAP-éco étudiés.

Table 6-1: Compositions des mélanges de BAP et résultats de la ségrégation dynamique.

Type	Mélange	w/b	Laint (kg/m <sup>3</sup> )	V <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	Sable (kg/m <sup>3</sup> )	CA1 (kg/m <sup>3</sup> )	CA2 (kg/m <sup>3</sup> )	CA3 (kg/m <sup>3</sup> )	φ > 1,25 mm	φ <sub>max</sub> > 1,25 mm	Étalement SF (mm)	BI <sub>JR</sub> (%)	V-Funnel (s)	PD (mm)	DSI <sub>Theo</sub> (%)	DSI <sub>Exp</sub> (%)
BAP conventionnels	N1	0,38	446	0,32	925	451	0	325	0,403	0,544	515	10,7	8,4	1	5,9	9,0
	N2	0,38	446	0,32	925	125	504	146	0,406	0,568	580	10,3	6,4	0	1,7	0,6
	N3	0,38	529	0,38	837	408	0	294	0,371	0,544	755	1,3	3,1	24	53,5	46,1
	N4	0,38	529	0,38	837	113	456	132	0,371	0,568	750	2,7	3,4	17	45,7	45,2
	N5	0,43	417	0,32	925	451	0	325	0,403	0,544	685	5,8	5,0	7	14,2	9,2
	N6	0,43	417	0,32	925	125	504	146	0,406	0,568	655	3,1	5,1	9	11,2	8,9
	N7	0,43	508	0,38	837	408	0	294	0,365	0,544	765	1,3	1,9	20	33,4	34,0
	N8	0,43	508	0,38	837	113	456	132	0,367	0,568	765	3,3	2,2	16	59,7	64,1
	N9	0,40	488	0,35	881	618	0	118	0,382	0,548	690	3,6	4,4	7	10,9	11,4
	N10	0,40	488	0,35	881	200	0	542	0,386	0,537	660	5,3	3,0	17	8,3	8,1
	N11	0,40	488	0,35	881	623	112	0	0,382	0,578	660	5,3	4,3	1	39,7	39,3
	N12	0,40	418	0,30	955	670	0	128	0,414	0,548	380	6,6	11,3	0	4,4	4,3
	N13	0,40	558	0,40	808	567	0	108	0,350	0,548	790	3,8	2,6	18	66,6	66,6
	N14	0,36	517	0,35	881	618	0	118	0,382	0,548	495	4,0	6,1	3	2,3	2,0
	N15	0,45	456	0,35	881	618	0	118	0,382	0,548	715	5,6	2,0	16	23,0	27,6
BAP-éco	E1	0,55	293	0,26	1013	493	0	356	0,441	0,544	390	11,5	9,2	0	0,1	2,3
	E2	0,55	293	0,26	1013	137	552	160	0,445	0,568	455	20,9	9,4	3	8,2	8,2
	E3	0,55	360	0,32	925	451	0	325	0,403	0,544	765	2,6	1,5	22	8,8	9,7
	E4	0,55	360	0,32	925	125	504	146	0,406	0,568	770	1,3	1,4	21	11,5	10,5
	E5	0,65	263	0,26	1013	493	0	356	0,441	0,544	500	14,0	4,0	5	13,4	10,5
	E6	0,65	263	0,26	1013	137	552	160	0,445	0,568	525	10,5	6,1	3	8,3	6,3
	E7	0,65	324	0,32	925	451	0	325	0,403	0,544	895	12,8	1,5	23	18,7	20,3
	E8	0,65	324	0,32	925	125	504	146	0,406	0,568	865	11,6	4,3	27	3,6	6,4
	E9	0,60	309	0,29	969	680	0	130	0,420	0,548	645	5,4	2,6	7	9,4	9,0
	E10	0,60	309	0,29	969	220	0	596	0,425	0,537	675	2,2	2,1	6	3,9	3,9
	E11	0,60	309	0,29	969	685	123	0	0,420	0,578	575	9,6	2,4	5	4,6	8,1
	E12	0,60	267	0,25	1028	721	0	138	0,445	0,548	335	14,9	Bloqué	0	4,2	3,9
	E13	0,60	352	0,33	910	639	0	122	0,395	0,548	775	3,9	1,6	19	9,9	7,6
	E14	0,50	346	0,29	969	680	0	130	0,420	0,548	550	2,7	Bloqué	3	1,0	0,8
	E15	0,70	279	0,29	969	680	0	130	0,420	0,548	700	3,6	3,5	8	5,4	5,9

Les pâtes de ciment des BAP étudiés sont caractérisées par leur rapport eau sur liant ( $w/b$ ), le dosage en superplastifiant (HRWR), et leur teneur volumétrique ( $V_p$ ). Afin d'évaluer l'effet des constituants du mélange de béton, y compris la pâte de ciment et le système granulaire, deux paramètres sont définis. Il s'agit du couple  $w/b \times HRWR$  et le paramètre  $V_p/(\varphi/\varphi_{max})$  qui expriment le rapport entre le volume de pâte et la teneur sur la compacité des granulats. À partir de ces deux paramètres, la relation entre la ségrégation dynamique des BAP et les caractéristiques du système granulaire et celles de la pâte de ciment est déterminée et présentée à la Figure 6-2.

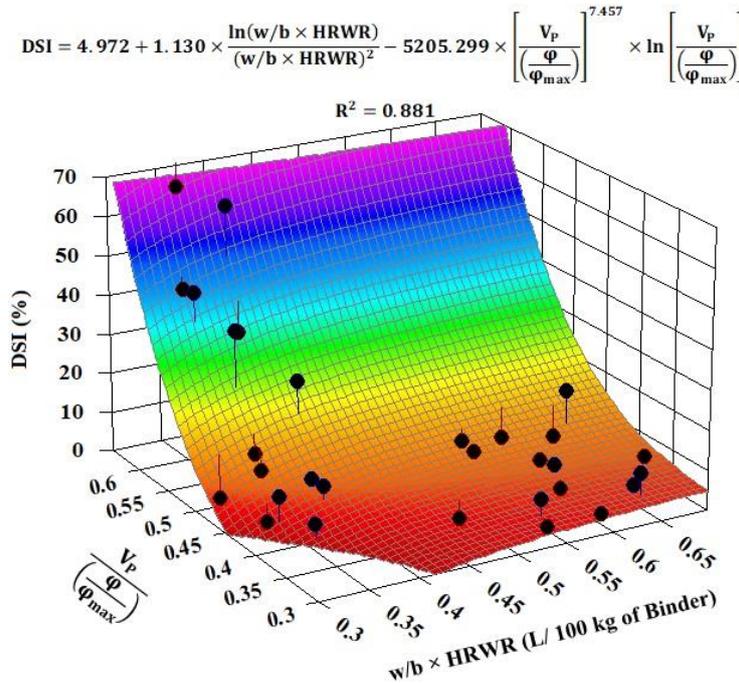


Figure 6-2: Relation entre la ségrégation dynamique des BAP étudiés et le volume de pâte ( $V_p$ ),  $\varphi/\varphi_{max}$  des granulats ( $> 1,25$  mm), le rapport,  $w/b$ , et le dosage en superplastifiant.

Comme on peut l'observer, la ségrégation dynamique des BAP étudiés est bien corrélée avec le volume de pâte, le rapport eau sur liant, le dosage en superplastifiant et les propriétés du squelette granulaire avec un coefficient de corrélation de  $R^2 = 0,881$ . D'une part, l'augmentation du rapport  $w/b$ , du dosage de HRWR, et du volume de pâte ( $V_p$ ) entraîne l'augmentation de la ségrégation dynamique des BAP. D'autre part, l'augmentation du rapport  $\varphi/\varphi_{max}$  des gros granulats diminue la ségrégation dynamique de BAP. Toutefois, le volume de pâte et le rapport  $\varphi/\varphi_{max}$  des gros granulats ont montré des effets plus significatifs sur la ségrégation dynamique, comparativement au rapport  $w/b$  et le dosage de HRWR. En conséquence, l'optimisation du volume de pâte (phase fluide) et le squelette granulaire (phase granulaire) peut être une approche plus prometteuse pour améliorer la stabilité dynamique des BAP, plutôt que d'ajuster le rapport  $w/b$  et le dosage de HRWR de la pâte de ciment. Cela peut d'ailleurs expliquer pourquoi les BAP conventionnels ont présenté plus de ségrégation dynamique que les BAP-éco.

Dans ce projet de thèse, le mélange de BAP étant considéré comme une suspension diphasique des gros granulats dans une phase fluide de mortier fin, les effets couplés des propriétés d'ouvrabilité et visco-élastoplastiques de la phase fluide homogène (mortier fin) et le rapport  $\varphi/\varphi_{max}$  des granulats, sur la ségrégation dynamique des BAP sont évalués dans les sections suivantes. Les propriétés d'ouvrabilité et rhéologiques des mortiers fins ont été présentées au Chapitre 5.

### 6.2.2 Effet de l'ouvrabilité du mortier fin

Comme il a été discuté au Chapitre 5, l'ouvrabilité des mortiers fins a été caractérisée par leurs étalements au mini-cône ( $SF_m$ ). L'effet de l'ouvrabilité du mortier fin sur la ségrégation dynamique des BAP couplé à l'effet du rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granulats est présenté à la Figure 6-3.

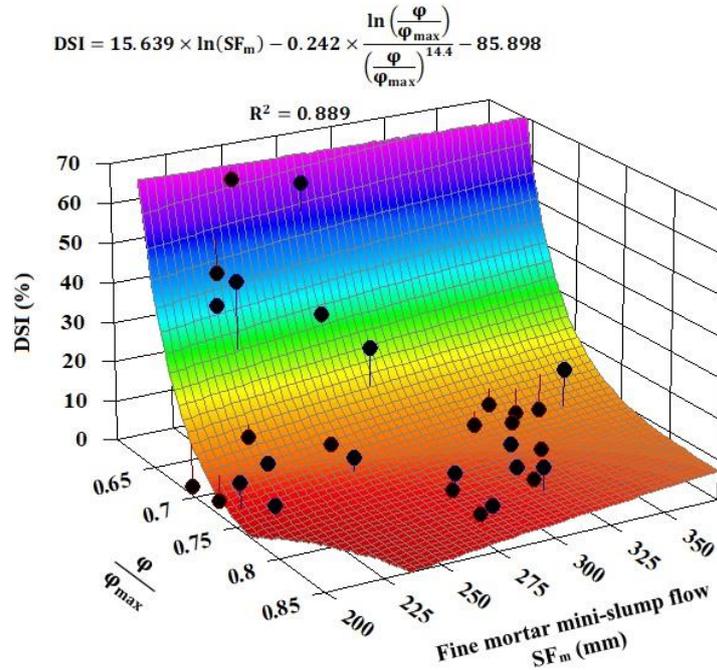


Figure 6-3: Relation entre la ségrégation dynamique des BAP étudiés, l'étalement au mini-cône des mortiers fins ( $< 1,25$  mm) et  $\phi/\phi_{max}$  des granulats ( $> 1,25$  mm).

Comme le montre la Figure 6-3, la ségrégation dynamique des BAP étudiés est fortement influencée par l'étalement du mortier et le rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granulats. L'augmentation de l'étalement du mortier fin ou la diminution du rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granulats entraîne une augmentation du risque de ségrégation dynamique du BAP. Pour expliquer cela, on sait que dans l'essai de T-Box, le béton est soumis à la force gravitationnelle et à la force de cisaillement. Sous des forces de cisaillement et gravitationnelles données, le mortier fin plus fluide va s'écouler beaucoup plus rapidement que le système granulaire compact. Ceci entraîne un déplacement relatif plus important des granulats par rapport à la matrice fluide (mortier fin) et, de ce fait, la séparation des granulats du mortier fin. Toutefois, le rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granulats a montré un effet plus significatif sur la ségrégation dynamique des BAP par rapport à l'effet de l'ouvrabilité. Cela peut être dû à la friction interne des granulats qui est principalement contrôlée par le degré de compaction, et qui empêche les granulats de se séparer facilement du mélange.

### 6.2.3 Effet des caractéristiques rhéologiques du mortier fin

Les effets couplés des propriétés rhéologiques du mortier fin et le rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granulats sont discutés dans cette section. Les propriétés rhéologiques des mortiers fins étudiées au Chapitre 5 incluent d'une part, les caractéristiques viscoplastiques, notamment la viscosité plastique ( $\mu_{pm}$ ) et le seuil du cisaillement ( $\tau_{0m}$ ) Binghamiens et d'autre part, les caractéristiques viscoélastiques composées du module de stockage ( $G'_m$ ), le module de perte ( $G''_m$ ) et la déformation critique ( $\gamma_{critical_m}$ ).

### 6.2.3.1 Effet des caractéristiques viscoplastiques

Les Figures 6-4a et 6-4b présentent respectivement l'effet couplé du rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulats et le  $\tau_{0m}$  puis  $\mu_{pm}$  du mortier fin sur la ségrégation dynamique des BAP. Comme on peut le constater, l'indice de ségrégation dynamique (DSI) des BAP est fortement corrélé au rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulats ainsi que les propriétés viscoplastiques des mortiers fins avec des coefficients de corrélation très élevés ( $R^2$  de 0,895 et 0,904).

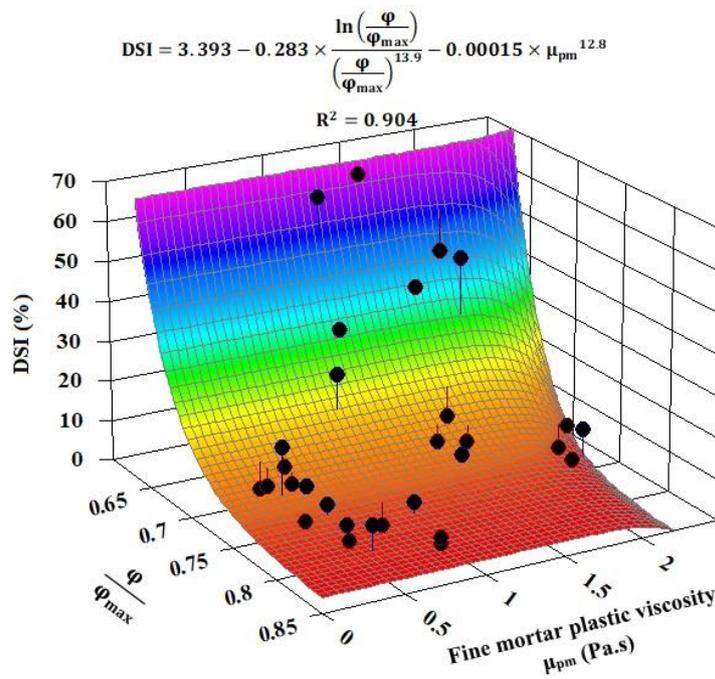
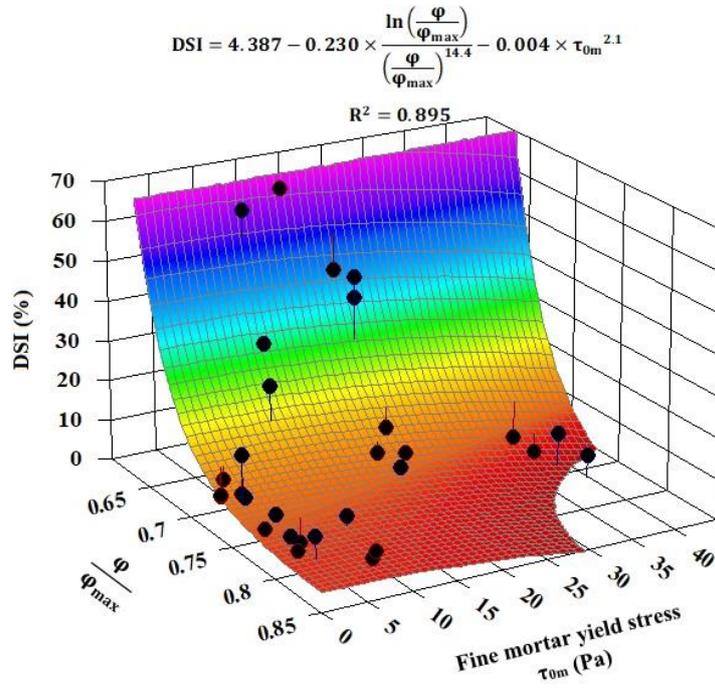


Figure 6-4: Effet couplé de  $\varphi/\varphi_{\max}$  des gros granulats ( $> 1,25$  mm) et (a)  $\tau_{0m}$ , et (b)  $\mu_{pm}$  des mortiers fins ( $< 1,25$  mm) sur la ségrégation dynamique des BAP étudiés.

Les résultats montrent que la diminution du seuil de cisaillement et de la viscosité plastique du mortier fin entraîne une diminution de l'indice de ségrégation du BAP. Cela peut s'expliquer par le fait que des valeurs plus faibles du seuil de cisaillement et de la viscosité plastique du fluide de suspension conduisent à une force de trainée plus faible exercée sur les granulats. De ce fait, avec une faible valeur du seuil de cisaillement du mortier fin de suspension, ce dernier perd sa capacité à maintenir les granulats dans la suspension de manière homogène, ce qui entraîne la séparation des granulats du fluide de suspension. En outre, avec la migration des granulats due à la gravitation, les granulats s'accumulent de plus en plus dans la section descendante de T-Box (Tilt-down) résultant à un système plus compact des granulats (rapport  $\phi/\phi_{\max}$  élevé) dans ladite section. Cela peut augmenter les forces d'interaction des granulats dans cette section. Le mortier fin avec des valeurs de propriétés viscoplastiques faibles sera ensuite incapable de vaincre ces forces d'interaction granulaires à cause de l'effet du réseau de groupe de granulats formé. Dès lors, les granulats ne seront pas transportés avec le mortier fin vers la section opposée (Tilt-up) et, par conséquent, la ségrégation dynamique augmente. Par ailleurs, la ségrégation dynamique des BAP est plus influencée par le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats par rapport aux paramètres viscoplastiques du mortier fin. Un système granulaire avec un degré de compaction plus élevé présentera un effet de réseau des granulats très important. Cela peut limiter considérablement le mouvement des granulats et, par conséquent, réduire la migration gravitationnelle des particules. Cela peut conférer au mélange de BAP correspondant une plus grande stabilité dynamique.

### 6.2.3.2 Effet des caractéristiques viscoélastiques

L'effet du rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats sur la ségrégation dynamique des BAP, couplé aux effets des caractéristiques viscoélastiques des mortiers fins, y compris le module de stockage ( $G'_m$ ), le module de perte ( $G''_m$ ) et la déformation critique ( $\gamma_{critical_m}$ ), sont respectivement présentés aux Figures 6-5a, 6-5b et 6-5c. La ségrégation dynamique des BAP étudiés également est très dépendante des caractéristiques viscoélastiques des mortiers fins. En effet, l'indice de ségrégation dynamique a présenté de très bonnes corrélations et le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats aussi bien que les caractéristiques viscoélastiques des mortiers fins, mais avec une plus grande dépendance des modules de stockage et de perte comparativement à la déformation critique ( $R^2$  de 0,907 et 0,906 contre 0,827). Par ailleurs, et comme dans le cas des autres caractéristiques des mortiers fins, le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats reste le paramètre le plus influant sur la ségrégation dynamique comparé aux caractéristiques viscoélastiques des mortiers fins.

L'augmentation des propriétés viscoélastiques du mortier fin entraîne une diminution de la ségrégation dynamique du BAP. Des résultats contraires ont été reportés dans la littérature exprimant l'effet des modules de stockage et de perte sur le blocage des granulats lors de l'écoulement du BAP [7]. En effet, Hosseinpour et al. ont montré que l'augmentation des modules de stockage et de perte du mortier entraîne une augmentation du risque de blocage derrière les barres dans l'essai de L-Box, allant dans le même sens que les résultats présentés au Chapitre 4 sur la capacité de passage dans l'essai de J-Ring. L'effet positif des propriétés viscoélastiques du mortier fin sur la ségrégation dynamique des BAP peut être expliqué par le fait que l'augmentation des modules  $G'_m$  et  $G''_m$  entraîne une dissipation d'une grande partie d'énergie d'écoulement au stade élastique et, de ce fait, peu d'énergie restera pour initier le comportement plastique. Par conséquent, un plus grand domaine de déformation critique aboutira à une faible ségrégation dynamique. Cela peut être expliqué par la loi de Hooke comme suit :

$$F_i = K_i \times \Delta x_i \quad (6-1)$$

Où  $\Delta x_i$  est le déplacement du ressort (simulant un matériau élastique) avec un coefficient de raideur  $K_i$  (module d'élasticité) sous une force  $F_i$ . En appliquant une force  $F$  donnée à deux ressorts de différentes valeurs de  $K$ , on obtient un déplacement ( $\Delta x$ ) plus grand sur le ressort de faible valeur de  $K$  (faible

module d'élasticité). Le nombre et la fréquence de cycles d'inclinaison de la boîte T-Box correspondent à une période de cisaillement, et des conditions de contraintes gravitationnelle et visqueuse données, appliquées au mélange du BAP. Le mortier fin de faibles modules de stockage et de perte est équivalent au ressort de coefficient de raideur faible et permet plus de déplacement sous des conditions d'écoulement données. Ceci se solde par une plus grande vitesse d'écoulement et une importante énergie disponible au stade élastique, pour amorcer le comportement plastique. Par conséquent, on assistera à plus de migration de particules, c'est-à-dire une ségrégation dynamique élevée, à cause de l'importance de l'énergie appliquée pour transporter les granulats [3] du mélange de BAP formulé avec un mortier fin de faibles valeurs de  $G'_m$ ,  $G''_m$ , et  $\gamma_{critical_m}$ .

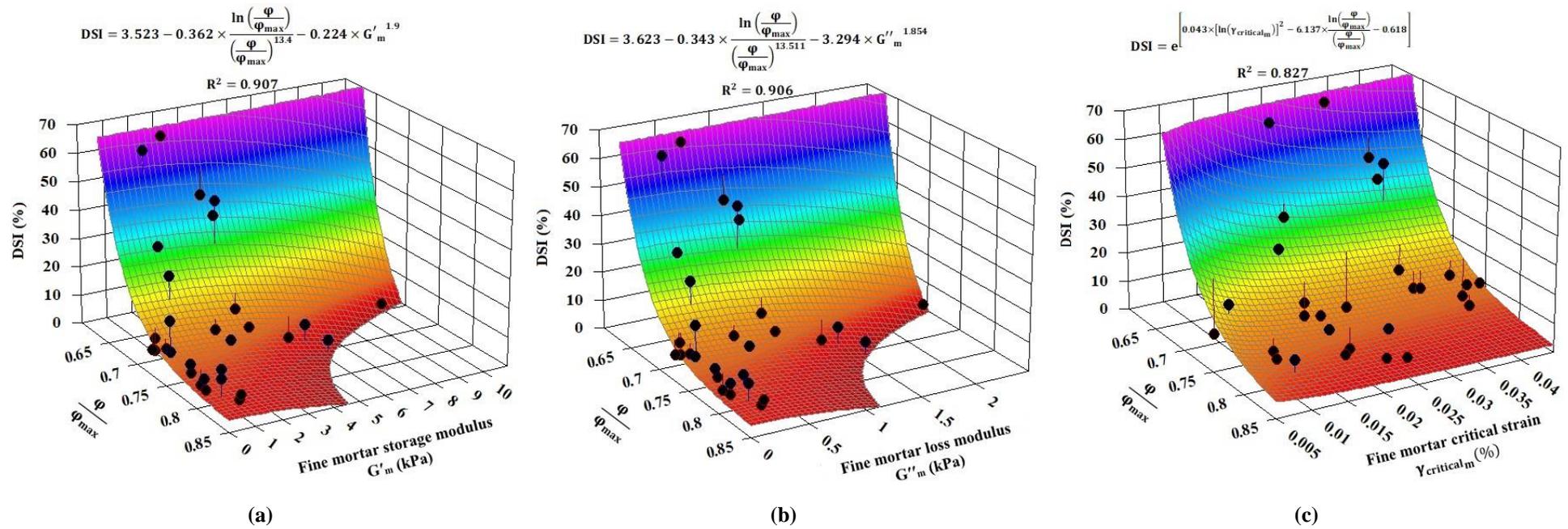


Figure 6-5: Effet couplé de  $\varphi/\varphi_{max}$  des gros granulats ( $> 1,25$  mm) et les propriétés viscoélastiques des mortiers fins ( $< 1,25$  mm), notamment, (a)  $G'_m$ , (b)  $G''_m$ , et (c)  $\gamma_{critical,m}$  sur la ségrégation dynamique des BAP étudiés.

### 6.2.4 Effet de la taille des granulats

L'indice de ségrégation dynamique, DSI (Eq. 3-5) défini dans cette étude permet de considérer la variation, non seulement du volume, mais aussi de la compacité granulaire des gros granulats (> 1,25 mm) du BAP, dues aux forces de gravitation et de cisaillement. La variation de la compacité granulaire peut être reflétée par le changement de la distribution granulaire consécutive à la ségrégation dynamique. Un exemple de différentes courbes granulométriques de gros granulats obtenus dans les deux sections opposées du T-Box (Tilt-down et Tilt-up) est montré à la Figure 6-6 pour le mélange de BAP N13. Comme on peut l'observer sur cette figure, les granulats obtenus des sections Tilt-down et Tilt-up sont respectivement plus grossiers et plus fins comparativement au mélange de référence N13. Cela peut être causé par des degrés variables de ségrégation dynamique selon la taille des granulats. Pour mieux comprendre ce comportement, les gros granulats (> 1,25 mm) sont subdivisés en trois classes de taille: (a) 1,25-5 mm, (b) 5-14 mm et (c) 14-28 mm. La variation de la teneur volumétrique de ces trois classes de gros granulats après écoulement du BAP dans le T-Box a été étudiée. Ensuite, trois indices volumétriques (VI) ont été définis pour évaluer la ségrégation dynamique des granulats des classes définies (a, b, et c). Ces indices sont déterminés comme suit :

$$VI_{1,25-5 \text{ mm}}(\%) = \frac{(\varphi_{1,25-5 \text{ mm}})_{\text{tilt-down}} - (\varphi_{1,25-5 \text{ mm}})_{\text{tilt-up}}}{(\varphi_{1,25-5 \text{ mm}})_{\text{Reference}}} \times 100 \% \quad (6-2)$$

$$VI_{5-14 \text{ mm}}(\%) = \frac{(\varphi_{5-14 \text{ mm}})_{\text{tilt-down}} - (\varphi_{5-14 \text{ mm}})_{\text{tilt-up}}}{(\varphi_{5-14 \text{ mm}})_{\text{Reference}}} \times 100 \% \quad (6-3)$$

$$VI_{14-28 \text{ mm}}(\%) = \frac{(\varphi_{14-28 \text{ mm}})_{\text{tilt-down}} - (\varphi_{14-28 \text{ mm}})_{\text{tilt-up}}}{(\varphi_{14-28 \text{ mm}})_{\text{Reference}}} \times 100 \% \quad (6-4)$$

Où  $\varphi_{1,25-5 \text{ mm}}$ ,  $\varphi_{5-14 \text{ mm}}$ , et  $\varphi_{14-28 \text{ mm}}$  sont les teneurs volumétriques des granulats de tailles comprises entre 1,25-5 mm, 5-14 mm et 14-28 mm, issus, respectivement, des deux sections opposées de T-Box et du mélange de référence. Les résultats de ces trois indices de ségrégation dynamique sont résumés dans la Figure 6-7. Il apparait dans les Figures 6-7a et 6-7b que la classe la plus grossière, c'est-à-dire de 14 à 28 mm, présente une ségrégation plus élevée par rapport aux deux autres classes (1,25 à 5 mm et 5 à 14 mm). Cela peut être dû à une plus forte contrainte gravitationnelle exercée sur les particules plus grossières, ce qui, par conséquent, entraîne une migration plus élevée de particules due à la gravitation. En effet, dans ce cas, la force de traînée exercée par le mortier fin en suspension est insuffisante pour surmonter la contrainte gravitationnelle exercée sur les granulats, comparativement à celles exercées sur les particules moins grossières. De plus, tel qu'il a été reporté par Esmailkhanian et al. [8] et Shen et al. [9], une faible surface spécifique des particules grossières peut accentuer leur migration. Par ailleurs, selon la formule du nombre de Reynolds des particules (Eq. 6-5), sous un taux de cisaillement ( $\dot{\gamma}$ ) et des propriétés rhéologiques du fluide suspendant donnés, les particules plus larges présentent une valeur plus élevée du nombre de Reynolds des particules [11], ce qui, par conséquent, induit une migration plus élevée des particules.

$$Re_p = \frac{\rho_s \cdot \dot{\gamma} \cdot r^2}{\eta_s} \quad (6-5)$$

Avec  $\rho_s$  et  $\eta_s$ , la densité et la viscosité apparente du fluide suspendant et  $r$ , le rayon des particules. Comme on peut le remarquer sur la Figure 6-7c, la classe de taille moyenne des granulats (5 - 14 mm) montre en général une ségrégation dynamique plus élevée que la classe de taille fine (1,25 - 5 mm). Cependant, la différence entre la ségrégation dynamique de la classe de taille moyenne et celle de la

classe de taille fine est moins importante par rapport à la différence avec la ségrégation de la classe de taille grossière (14 - 28 mm). D'autre part, dans le cas des mélanges de BAP E4, E7, E8, et E13, les granulats moins grossiers (1,25 - 14 mm) ont présenté une plus grande ségrégation dynamique par rapport aux granulats de la classe moyenne (5 - 14 mm). Ces quatre mélanges sont des mélanges de volume de pâte relativement élevé parmi les BAP-éco étudiés (0,32 et 0,33). La teneur volumétrique et la fluidité importantes de la pâte dans le béton peuvent se solder en une force d'inertie plus grande exercée sur les particules, dépendamment de leurs tailles. Cela peut entraîner, dans ce cas, plus de migration de particules fines comparativement aux particules grossières.

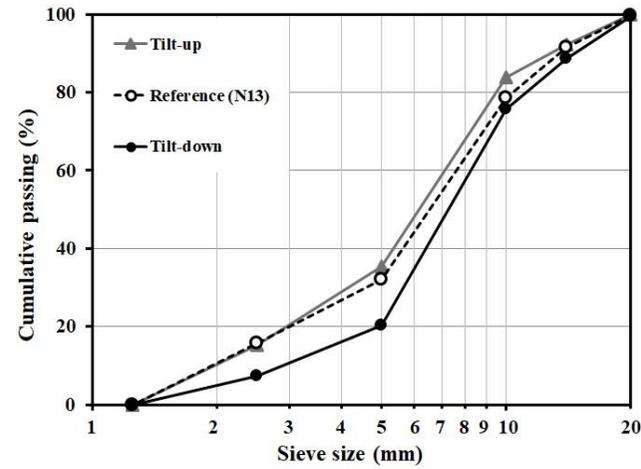


Figure 6-6: Distributions granulométriques des granulats (> 1,25 mm) issus de la section Tilt-down et Tilt-up ainsi que le mélange de référence du BAP N13.

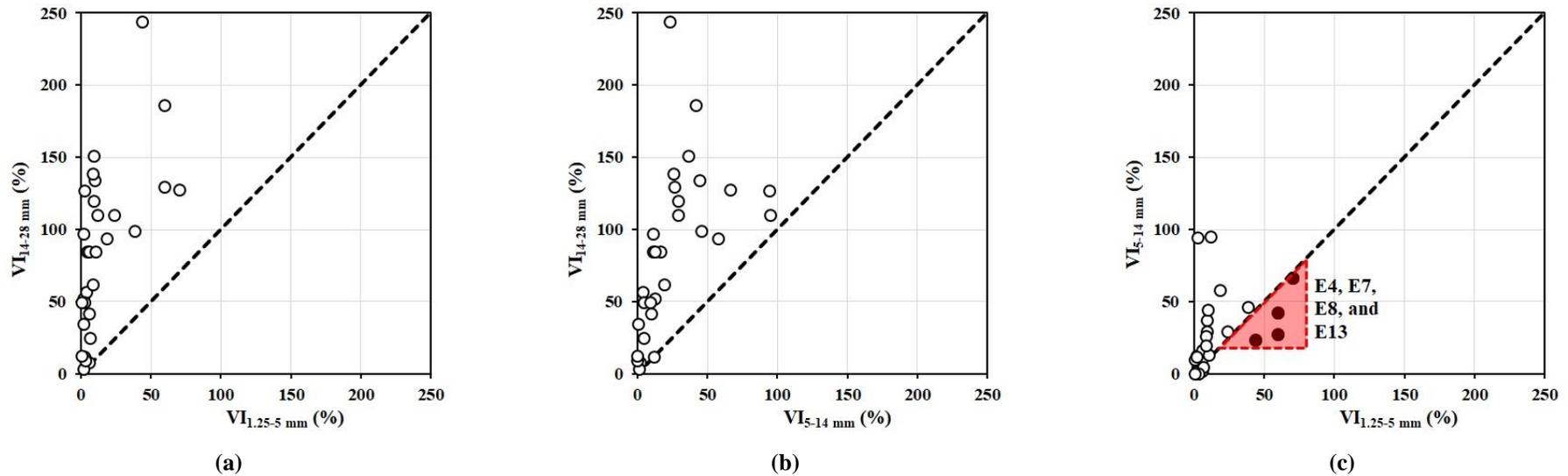


Figure 6-7: Indices volumétriques de ségrégation dynamique des particules de tailles de 14 à 28 mm ( $VI_{14-28 \text{ mm}}$ ) contre celui des particules de (a) 1,25 à 5 mm ( $VI_{1,25-5 \text{ mm}}$ ), (b) 5 à 14 mm ( $VI_{5-14 \text{ mm}}$ ), et (c)  $VI_{5-14 \text{ mm}}$  contre  $VI_{1,25-5 \text{ mm}}$ .

### 6.2.5 Classification complète des BAP basée sur leur ouvrabilité

Dans cette étude, l'ouvrabilité des BAP est évaluée en matière de fluidité ou de coulabilité (Étalement et temps de V-Funnel), de capacité de passage (dans les essais de J-Ring et L-Box), de ségrégation statique (PD) et dynamique (DSI). Hosseinoor et al. [4,7] ont établi certains types de corrélation [12] entre l'ouvrabilité et la capacité de passage ainsi qu'entre l'ouvrabilité et la stabilité dynamique pour classer les mélanges de BAP selon leurs caractéristiques d'ouvrabilité. À partir de ces corrélations, les auteurs ont défini la capacité de passage [3] et la performabilité [7] comme la capacité du béton à s'écouler, respectivement, à travers une zone densément remplie de ferrallages et une zone sans obstacle, tout en restant homogène, c'est-à-dire en maintenant les granulats dans la suspension. En utilisant la même approche, les BAP conventionnels et BAP-éco étudiés ont été classifiés selon leur capacité de passage au Chapitre 4. Toutefois, ces précédentes classifications n'ont pas tenu compte de la stabilité statique. De plus, la corrélation entre la capacité de passage et la stabilité dynamique n'a pas été considérée non plus. Dans cette section, à partir de différents résultats d'ouvrabilité des BAP étudiés, trois différentes classes de BAP, correspondant à des performances faibles, moyennes et élevées, sont définies et résumées au Tableau 6-2. Les performances prises en compte sont notamment la coulabilité, la capacité de passage, les ségrégations statique et dynamique. Pour proposer une classification complète, les indices de ségrégation des mélanges de BAP sont corrélés aux indices correspondants de coulabilité, de blocage et de ségrégation statique (Figure 6-8).

Table 6-2: Critères de coulabilité, de capacité de passage, de ségrégation statique et dynamique pour établir la classification des BAP étudiés.

Degré de performance d'ouvrabilité	Critère de coulabilité		Critère de capacité de passage	Critère de stabilité statique	Critère de stabilité dynamique
	Étalement (mm)	V-Funnel (s)	J-Ring B <sub>LR</sub> (%)	T-Box PD (mm)	T-Box DSI (%)
Faible (Low)	< 500	> 8	> 14	> 20	> 50
Moyen (Medium)	500 – 700	4 – 8	7 – 14	10 – 20	25 – 50
Élevé (High)	> 700	< 4	< 7	< 10	< 25

En utilisant la présente classification proposée et présentée à la Figure 6-8, les mélanges présentant à la fois une capacité de passage et une stabilité (statique et dynamique) élevées aussi bien que des coulabilités moyennes à élevées sont identifiés. En conséquence, cinq mélanges comprenant quatre BAP conventionnels (N5, N6, N9 et N11) et un mélange de BAP-éco (E9) peuvent être recommandés pour obtenir des BAP de fluidité et de capacité de passage moyennes à élevées, et de stabilités statique et dynamique élevées. Par ailleurs, ces mélanges ont montré des valeurs de résistance à la compression à 28 jours ( $f'_{c_{28d}}$ ) acceptables et supérieures à 52 et 32 MPa, respectivement pour les mélanges de BAP conventionnel et le mélange de BAP-éco. Les caractéristiques des mortiers fins et des systèmes granulaires des mélanges recommandés sont résumées dans le Tableau 6-3.

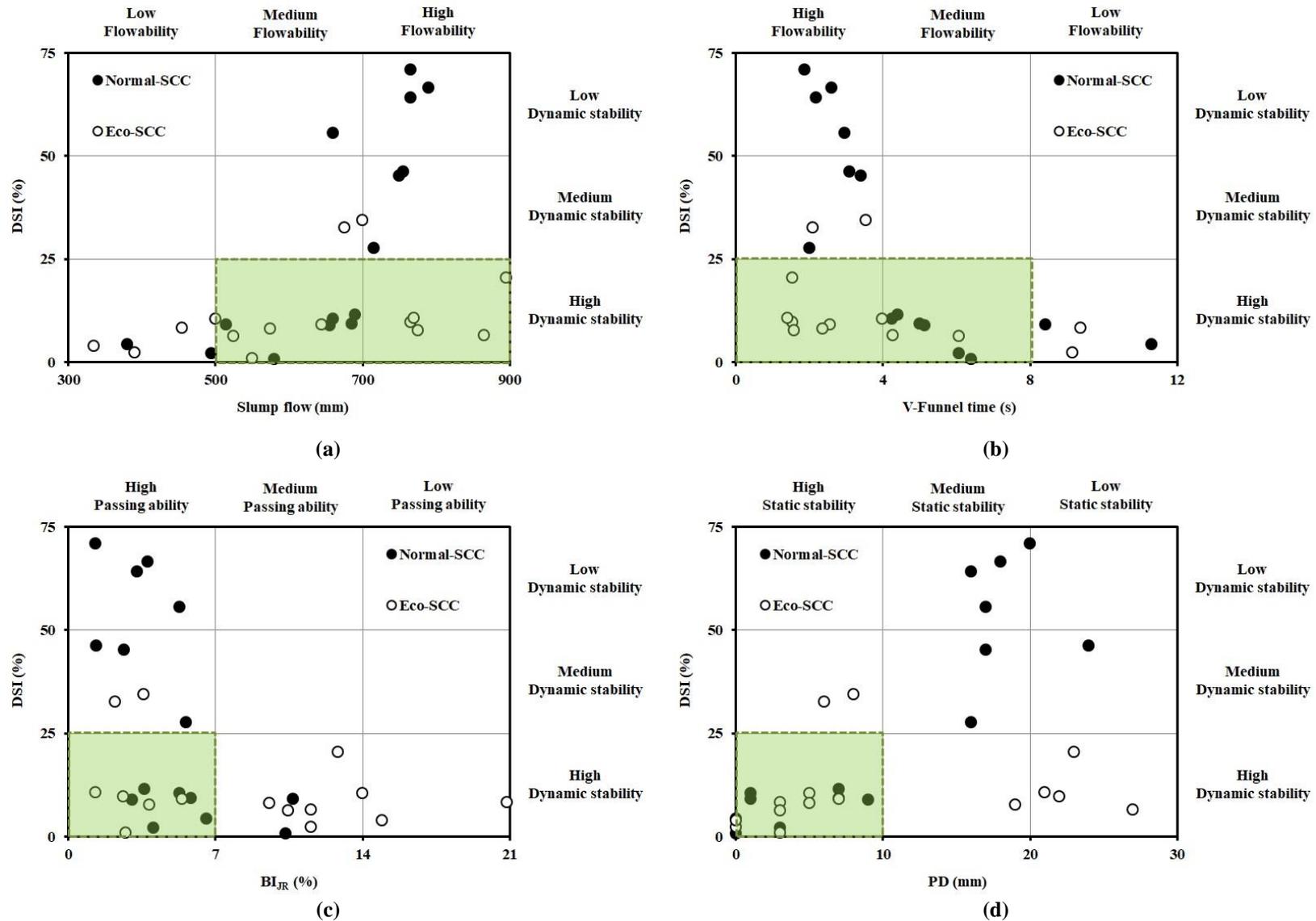


Figure 6-8: Classification des BAP étudiés à base des performances d'ouvrabilité : Stabilité dynamique (DSI) contre les propriétés d'ouvrabilité, comprenant (a) l'étalement, (b) le temps de V-Funnel, (c) la capacité de passage ( $BI_{JR}$ ), et (d) l'indice de stabilité statique (PD).

Table 6-3: Caractéristiques diphasiques des mélanges choisis à performances élevées

Type de BAP	Mélange	$\phi/\phi_{\max}$ ( $> 1,25$ mm)	Mortier fin ( $< 1,25$ mm)	$V_{\text{mortier}}$ (%)	$SF_m$ (mm)	$\tau_m$ (Pa)	$\mu_{pm}$ (Pa.s)	$G'_m$ (kPa)	$G''_m$ (kPa)	$\gamma_{\text{critical}_m}$ (%)
BAP conventionnels	N5	0,741	M-N-5-6	59,7	255	19,9	1,5	2,72	0,59	0,043
	N6	0,715		59,4						
	N9	0,697	M-N-9-10-11	61,8	225	22,8	1,7	3,97	0,94	0,037
	N11	0,660		61,8						
BAP-éco	E9	0,766	M-E-9-10-11	58,0	316	3,4	0,5	0,54	0,14	0,020

### 6.2.6 Comparaison entre l'indice de ségrégation théorique et expérimental

Les valeurs des indices de ségrégation dynamique (DSI) théorique et expérimental sont obtenues en utilisant, respectivement, les valeurs théoriques et expérimentales de compacité granulaire des granulats ( $> 1,25$  mm) du mélange de référence et des échantillons pris dans les deux sections opposées de T-Box. L'analyse des valeurs de DSI théorique et expérimental révèle que bien que les calculs théoriques et expérimentaux donnent des valeurs différentes de compacité granulaire, l'utilisation du modèle linéaire de compacité [13] donne des valeurs de DSI très proches des valeurs expérimentales de DSI (Figure 6-9). Une très bonne estimation de DSI expérimental à partir de DSI théorique avec un indice d'estimation de 99,8 %, un coefficient de corrélation  $R^2$  de 0,981, et une faible erreur quadratique moyenne (RMSD) de 2,5 % a été obtenue. Par conséquent, on peut conclure que le modèle linéaire de compacité peut être utilisé pour déterminer l'indice de ségrégation dynamique, plutôt que la méthode expérimentale de mesure de compacité granulaire avec l'ICT, qui peut nécessiter plus de temps.

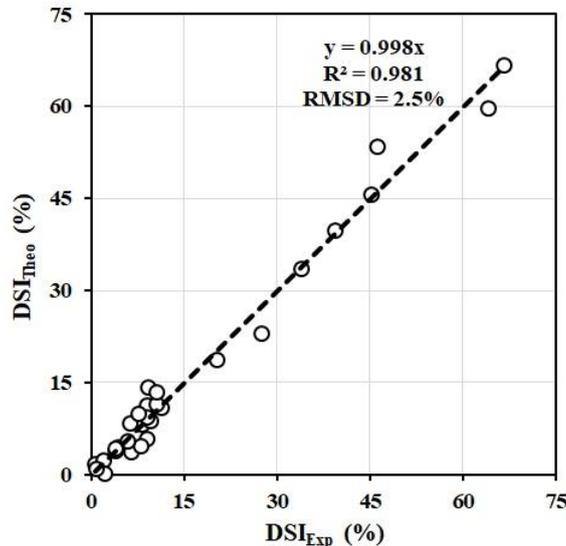


Figure 6-9: Comparaison entre les indices de ségrégation dynamique expérimentaux et théoriques.

### 6.3 Conclusions

Dans ce chapitre, la ségrégation dynamique des BAP étudiés a été analysée avec un nouvel indice de ségrégation établi dans cette étude à partir de l'essai T-Box. Le nouvel indice établi permet de prendre en considération la variation à la fois de la teneur volumétrique et de la compacité des granulats sous l'effet de l'écoulement. Les effets des différents constituants du BAP et leurs caractéristiques sur la ségrégation dynamique du mélange ont été évalués. Cela inclut entre autres, le volume de pâte, l'ouvrabilité et la rhéologie du mortier fin ainsi que la teneur volumétrique, la compacité et la distribution granulaire du squelette granulaire. L'analyse et la discussion des résultats de cette partie de l'étude ont permis d'établir les principales conclusions suivantes:

- Les BAP conventionnels et BAP-éco étudiés ont montré des degrés de ségrégation statique comparables alors que les BAP conventionnels, en raison de leurs volumes de pâte plus élevés, ont montré un risque plus grand de ségrégation dynamique que les BAP-éco.
- Les résultats ont montré que la ségrégation dynamique du BAP dépend de son volume de pâte, de rapport eau sur liant, du dosage de superplastifiant, et du rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats. La ségrégation dynamique augmente avec l'augmentation du volume de pâte, du rapport eau sur liant et du dosage de superplastifiant, et avec la diminution du rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats. Toutefois, il est apparu que l'optimisation du volume de pâte (ou la matrice de suspension) et le  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats constituent une meilleure approche pour améliorer la stabilité dynamique des BAP, plutôt que l'ajustement du rapport eau sur liant et le dosage en superplastifiant.
- Par la suite, l'analyse de l'effet couplé des caractéristiques de la phase granulaire et la phase suspendante (mortier fin) du BAP a montré une très bonne corrélation entre la ségrégation du BAP et ces caractéristiques, avec une dominance de l'effet du rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats. L'augmentation du rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats entraîne une amélioration très significative de la stabilité dynamique du mélange.
- Un mortier fin d'étalement moins élevé ou avec des paramètres Binghamiens et des propriétés viscoélastiques plus élevés permettra d'améliorer la stabilité dynamique du BAP.
- La ségrégation dynamique des BAP dépend également de la taille des granulats. En effet, les granulats plus grossiers, avec leur nombre de Reynolds plus grand, sont plus susceptibles de ségréger davantage par rapport aux particules moins grossières. Ceci entraîne une différence de granulométrie entre différentes zones d'écoulement après une manifestation de la ségrégation dynamique.
- Une classification complète des BAP basée sur leurs performances d'ouvrabilité a été établie à partir des corrélations entre les caractéristiques de la coulabilité, de la capacité de passage et de la stabilité dynamique des BAP étudiés. Selon cette présente classification, quatre formulations de BAP conventionnel et une formulation de BAP-éco ayant une stabilité et une capacité de passage élevées, une fluidité allant de moyenne à élevée, et des performances mécaniques adéquates ont été recommandées.
- Pour minimiser le temps de détermination de l'indice de ségrégation proposé, le modèle linéaire de compacité granulaire peut être utilisé pour le calcul des compacités des échantillons, plutôt que le calcul expérimental qui nécessiterait beaucoup de temps.

## Références

- [1] N. Roussel, A theoretical frame to study stability of fresh concrete, *Materials and Structures* 39 (1) (2006) 81-91, <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9036-1>.
- [2] L.N. Thrane, Form filling with self-compacting concrete, Ph.D. thesis, Danish technological institute (2007).
- [3] M. Hosseinpour, K.H. Khayat, A. Yahia, Numerical simulation of self-consolidating concrete flow as a heterogeneous material in L-Box set-up: effect of rheological parameters on flow performance, *Cement Concr. Compos.* 83 (2017) 290-307, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.07.027>
- [4] J. Spangenberg, N. Roussel, J.H. Hattel, H. Stang, J. Skocek, M.R. Geiker, Flow induced particle migration in fresh concrete: Theoretical frame, numerical simulations and experimental results on model fluids, *Cement and Concrete Research* 42 (4) (2012) 633-641, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.01.007>.
- [5] J. Spangenberg, N. Roussel, J.H. Hattel, E.V. Sarmiento, G. Zirgulis, M.R. Geiker, Patterns of gravity induced aggregate migration during casting of fluid concretes, *Cement and Concrete Research* 42 (12) (2012) 1571-1578, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.08.007>.
- [6] A.M. Ley-Hernandez, D. Feys, J.A. Hartell, Effect of dynamic segregation of self-consolidating concrete on homogeneity of long pre-cast beams, *Materials and Structures*, 52 (4) (2019).
- [7] M. Hosseinpour, K.H. Khayat, A. Yahia, Numerical simulation of dynamic segregation of self-consolidating concrete (SCC) in T-box set-up, *Computers and Concrete*, 2 (3) (2017) 297-310, <https://doi.org/10.12989/cac.2017.20.3.297>.
- [8] B. Esmailkhanian, K.H. Khayat, A. Yahia, D. Feys, Effects of mix design parameters and rheological properties on dynamic stability of self-consolidating concrete, *Cement and Concrete Composites*, 54 (2014) 21-28, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.03.001>.
- [9] L. Shen, H.B. Jovein, Q. Wang, Correlating aggregate properties and concrete rheology to dynamic segregation of self-consolidating concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (1) (2016) 04015067-1-9, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001325](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001325).
- [10] A.M. Ley-Hernandez, D. Feys, How rheology governs dynamic segregation of self-consolidating concrete, *ACI Materials Journal*, 116 (3) (2019).
- [11] D. Feys, R. Verhoeven, G. De Schutter, Why is fresh self-compacting concrete shear thickening?, *Cement and Concrete Research*, 39 (6) (2009) 510-523, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.03.004>.
- [12] K.H. Khayat, Workability, testing, and performance of self-consolidating concrete, *ACI Materials Journal*, 96 (3) (1999) 346-353.
- [13] F. de Larrard, Concrete mixture proportioning — a scientific approach, in: S. Mindess, A. Bentur (Eds.), *Modern Concrete Technology Series No. 7*, E&FN SPON, London (1999) ISBN 9780419235002.

## Chapitre 7 Nouvelle méthodologie d'évaluation de la dilatance de Reynolds des bétons autoplaçants en utilisant le traitement d'images 3D- Effet couplé des caractéristiques du mortier fin et du système granulaire

### 7.1 Introduction

La dilatance de Reynolds comme reportée par Osborne Reynolds [1] est un phénomène par lequel un système granulaire, initialement compact, subit une augmentation de son volume total sous l'effet du cisaillement. En effet, lorsqu'un système de granulats compact est soumis à une source de cisaillement externe, il tend à se dilater et à accroître le vide entre ses particules, ce qui ensuite diminue la compacité granulaire de ce système. En revanche, lorsqu'un système granulaire de faible compacité est soumis à une force de cisaillement, ses particules tendent à se rapprocher, augmentant ainsi la compacité granulaire jusqu'à sa valeur maximale dépendamment de l'intensité du cisaillement. Ces deux cas de situation sont résumés à la Figure 7-1. D'une part, dans le cas d'une suspension granulaire initialement compacte (Figure 7-1a à 7-1b), la dilatance induite par le cisaillement du système entraîne une augmentation des distances interparticulaires, ce qui a pour effet la réduction à la fois de la fraction volumétrique des granulats et de la pression des pores. En raison de la diminution de la pression dans les pores, le fluide de suspension est alors absorbé à l'intérieur des espaces entre les granulats [2]. D'autre part, dans le cas d'une suspension granulaire initialement lâche (Figure 7-1c à 7-1b) où la compacité granulaire augmente sous l'effet du cisaillement, la fraction volumétrique des solides et la pression des pores augmentent [3]. En conséquence, le fluide suspendant peut se voir poussé à l'extérieure des vides interparticulaires.

Le béton frais est considéré dans cette étude comme une suspension diphasique des gros granulats (phase granulaire suspendue) et d'un mortier fin homogène et stable (fluide suspendant). Cette dernière est composée d'eau, du liant, des particules fines de sable, et d'adjuvants. Sous l'effet du cisaillement lors du pompage du béton, les gros granulats migrent vers les zones de faible cisaillement, soit vers le centre du tuyau de pompage. Par conséquent, une partie du mortier fin est repoussée et délaissée vers les zones de fort cisaillement, pour former une couche limite au voisinage de la paroi du tuyau. [4, 5]. Ce phénomène de formation de couche limite peut être impacté dans le cas des bétons fluides, notamment les BAP, qui sont en partie cisailés lors du pompage comparativement aux bétons conventionnels. En effet, la migration des granulats due au cisaillement (ségrégation dynamique) entraîne l'accroissement de la compacité des granulats du bloc de béton central. Le bloc central du BAP étant cisailé lors du pompage, le phénomène de la dilatance peut se manifester au voisinage du centre du tuyau de pompage et repousser les granulats vers les zones de fort cisaillement. Les deux phénomènes (ségrégation dynamique et dilatance) étant interdépendants, un équilibre de la compacité dû à ces deux phénomènes déterminerait l'épaisseur de la couche limite. Dès lors, l'étude de la dilatance de Reynolds des BAP peut être nécessaire pour expliquer la formation de la couche limite lors du pompage des bétons fluides.

Comme il a été mentionné dans le chapitre relatif à la revue bibliographique, la dilatance de Reynolds des systèmes granulaires a largement été étudiée dans la littérature. Cependant, très peu d'études se sont intéressées à la dilatance des suspensions cimentaires. On sait alors que la dilatance de Reynolds peut se manifester dans le cas de cisaillement de pâtes et des mortiers de ciment. Les paramètres de la formulation peuvent influencer la manifestation de cette dilatance. Plus particulièrement, les études sur les sols granulaires ont montré que le degré de compaction initiale du système des particules solides

granulaires est l'un des principaux vecteurs de la dilataance de Reynolds. Le comportement des solides sous l'effet de cisaillement, qui peut dépendre de la morphologie des particules [4], peut également influencer le degré de dilataance de Reynolds des systèmes granulaires.

Dans ce chapitre, la dilataance de Reynolds des BAP étudiés est évaluée. Un nouvel essai d'évaluation de la dilataance de Reynolds basé sur l'analyse d'image 3D des profils de surface libre du béton, avant et après le cisaillement du béton dans le tribomètre, a été mis en place. Par la suite, l'effet couplé des caractéristiques du mortier fin ( $< 1,25$  mm) et des gros granulats ( $> 1,25$  mm) sur le degré de dilataance de Reynolds des BAP a été évalué. En outre, une technique de détermination des caractéristiques morphologiques des granulats est proposée afin d'évaluer l'effet de ces caractéristiques sur le degré de compaction et la dilataance de Reynolds des BAP.

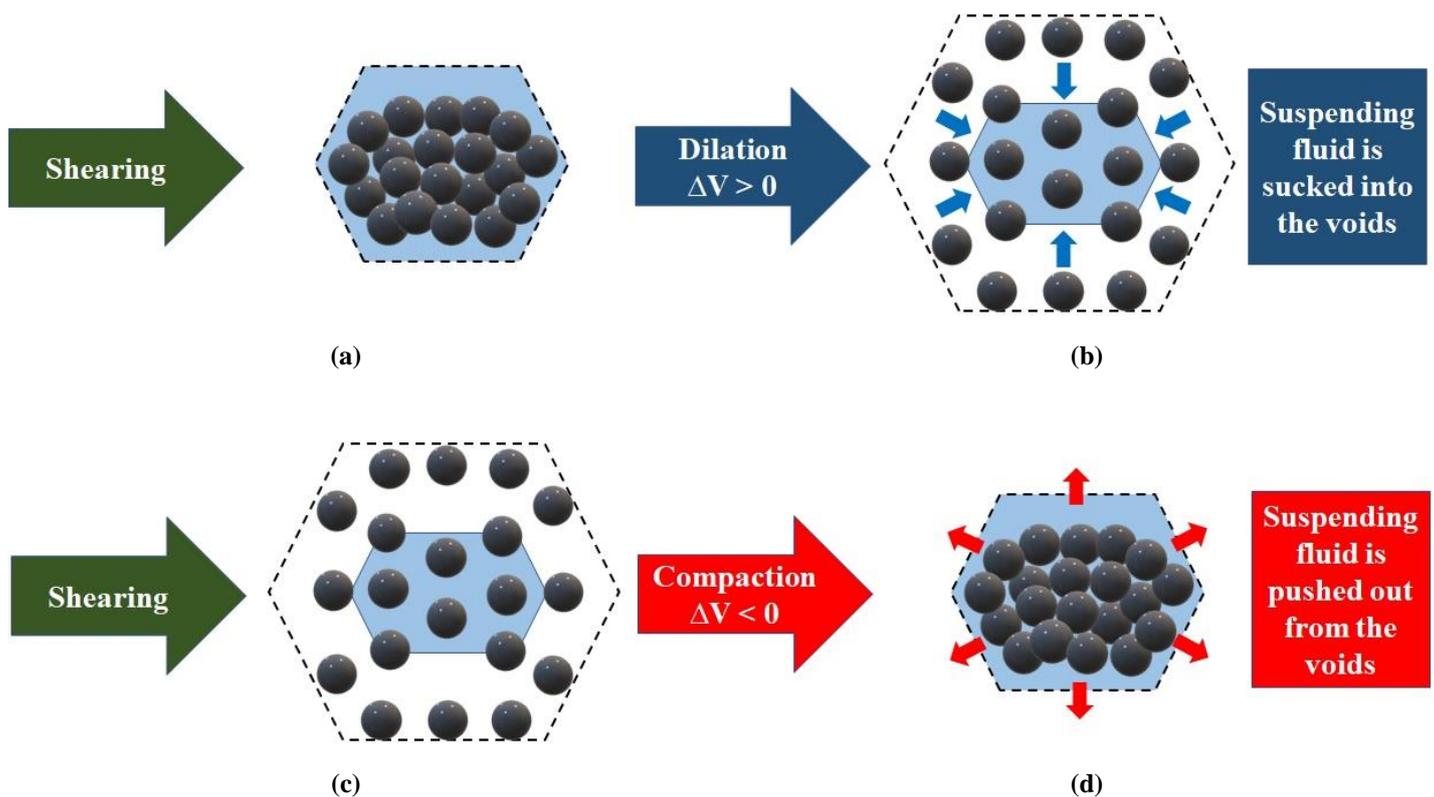


Figure 7-1: Variation du volume d'un système de granulats sphériques due au cisaillement : dilataance de (a) l'état compact du système à (b) l'état dispersé, entraînant la succion du fluide suspendant dans les pores, et la compacité de (c) l'état lâche du système à (d) un état d'empilement compact poussant le fluide en suspension à l'extérieure des vides [1-3].

## 7.2 Méthodologie

Dans ce chapitre, une nouvelle méthode d'évaluation de la dilatance de Reynolds a été mise en place. La dilatance de Reynolds des BAP conventionnels et BAP-éco est examinée. Une nouvelle méthodologie d'évaluation des caractéristiques morphologiques des granulats a également été établie.

### 7.2.1 Matériaux et mélanges

Les 30 mélanges de BAP conventionnels et BAP-éco optimisés et présentés dans le Chapitre 3 (méthodologie) sont également utilisés dans cette partie de l'étude. Ils sont formulés avec le liant ternaire Terc3, du sable et trois types de granulats calcaires (CA1, CA2 et CA3). Pour rappel, les caractéristiques et les teneurs de différents matériaux composant ces mélanges de BAP sont résumées dans le tableau suivant :

Table 7-1: Caractéristiques et teneur des matériaux des mélanges de BAP

Matériaux	Caractéristiques	Mélanges de BAP conventionnels	Mélanges de BAP-éco
Liant	Ciment ternaire: <ul style="list-style-type: none"> <li>• 70 % Ciment Portland (GU)</li> <li>• 25 % cendre volante classe F</li> <li>• 5 % fumée de silice</li> </ul>	417 à 558 kg/m <sup>3</sup>	263 à 360 kg/m <sup>3</sup>
Rapport eau sur liant (w/b)	Massique	0,36 à 0,45	0,50 à 0,70
Volume de pâte (V <sub>P</sub> )	volumétrique	0,30 à 0,40	0,25 à 0,33
Superplastifiant (HRWR)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• À base de polycarboxylate</li> <li>• Densité = 1,05</li> <li>• Concentration massique de solide = 20 %</li> <li>• pH = 6,0</li> <li>• Densité = 1,01</li> </ul>	900 ml/100 kg de liant	988 ml/100 kg de liant
Agent entraîneur d'air (AEA)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Concentration massique de solide = 15 %</li> <li>• pH = 11,0</li> </ul>	16 ml/100 kg de liant	
Teneur en air (%)	Volumique	5 – 8	
Granulats fins	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sable naturel</li> <li>• Taille: 0 – 5 mm</li> <li>• Sable fin: 0 – 1,25 mm</li> <li>• Densité = 2,67</li> <li>• Absorption = 1,09 %</li> </ul>	Rapport volumétrique sable sur total de granulats (S/A) = 0,55	
Gros granulats	CA1: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Granulat calcaire concassé</li> <li>• Taille: 1,25 – 14 mm</li> <li>• Densité = 2,72</li> <li>• Absorption = 0,42 %</li> </ul>	Les proportions des granulats sont sélectionnées pour obtenir cinq différents systèmes granulaires de compacité granulaire 0,550, 0,570, 0,585, 0,597, et 0,623 en utilisant un modèle linéaire de compacité.	
	CA2: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Granulat calcaire concassé</li> <li>• Taille: 1,25 – 20 mm</li> <li>• Densité = 2,73</li> <li>• Absorption = 0,49 %</li> </ul>		
	CA3: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Granulat calcaire concassé</li> <li>• Taille: 10 – 28 mm</li> <li>• Densité = 2,76</li> <li>• Absorption = 0,46 %</li> </ul>		

## 7.2.2 Caractérisation morphologique des granulats

Les granulats sont composés de sable et de trois types de granulats concassés (Figure 7-2a). Les gros granulats ( $> 1,25$  mm) qui constituent le système granulaire dans cette étude sont subdivisés en 14 sous-classes comme il est présenté dans le Tableau 7-3. Pour un groupe de granulats de diamètres situant entre deux tamis standards successifs, 9 particules sont sélectionnées de manière aléatoire. Un total de 126 différentes particules (soit,  $9 \times 14 = 126$  particules) sont donc sélectionnées. Ces dernières sont numérisées à l'aide du scanner 3D MAXscan (Figure 7-2b). En utilisant les logiciels VXElements et MeshLab, les images 3D obtenues sont converties au format STL pour permettre leur traitement avec le logiciel Autodesk. Dans un premier temps, l'aire de la surface 3D de chaque granulat est déterminée à l'aide du logiciel 3DSmax. Ensuite, en utilisant le logiciel Fusion360, l'image 3D de chaque particule est coupée en 3 différentes coupes transversales suivant les plans XZ, XY et YZ (Figure 7-2c). Ces coupes sont converties en images 2D. Ces dernières sont traitées à l'aide du logiciel de traitement d'image «ImageJ» pour évaluer les caractéristiques morphologiques des granulats correspondants. Pour ce faire, chaque image 2D est convertie en image binaire (Figure 7-2d) puis analysée par le plugin dit « Shape Filter » [6]. Il permet de déterminer différentes caractéristiques de forme, notamment l'aire de la surface (A), le périmètre (P) de l'image 2D (Figure 7-2e), l'aire de la surface ( $A_{Conv.H}$ ) et le périmètre ( $P_{Conv.H}$ ) de l'enveloppe convexe du contour extérieur de l'image 2D (Figure 7-2f). Il peut déterminer aussi la largeur et la longueur du rectangle circonscrit à l'image 2D, correspondant respectivement aux diamètres minimal ( $D_{min}$ ) et maximal ( $D_{max}$ ) de l'objet 2D (Figure 7-2c).

Les caractéristiques morphologiques sont décrites par :

- la taille : composée du diamètre moyen ( $D_{avg}$ ) et le rapport (AV) aire de la surface 3D ( $A_{3D}$ ) sur volume (V);
- la forme : regroupant la circularité (C), la sphéricité (S) et l'allongement (AR);
- la texture de la surface : comprenant la rugosité (R).

Les équations suivantes sont proposées pour déterminer les caractéristiques moyennes de l'échantillon  $i$  de granulats :

$$\text{Diamètre moyen : } D_{avg_i} = \frac{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^m (D_{max_{jk}} + D_{min_{jk}})}{n \times m} \quad (7-1)$$

$$\text{Allongement moyen : } AR_i = \frac{\sum_{j=1}^n \frac{\sum_{k=1}^m AR_{jk} \times A_{jk}}{\sum_{k=1}^m A_{jk}}}{n}, \quad \text{where } AR_{jk} = \frac{D_{max_{jk}}}{D_{min_{jk}}} \quad (7-2)$$

$$\text{Le rapport AV moyen : } AV_i = \frac{\sum_{j=1}^n AV_j}{n}, \quad \text{où } AV_j (m^{-1}) : \frac{A_{3D_j} (mm^2)}{V_j (mm^3)} \times 1000 \quad (7-3)$$

$$\text{Circularité moyenne : } C_i = \frac{\sum_{j=1}^n \frac{\sum_{k=1}^m C_{jk} \times A_{jk}}{\sum_{k=1}^m A_{jk}}}{n}, \quad \text{où } C_{jk} = \frac{4\pi \times A_{jk}}{P_{jk}^2} \quad (7-4)$$

$$\text{Sphéricité moyenne : } S_i = \frac{\sum_{j=1}^n S_j}{n}, \quad \text{où } S_j = \frac{\pi^{1/3} \times (6V_j)^{2/3}}{A_{3Dj}} \quad (7-5)$$

$$\text{Rugosité moyenne : } R_i = \frac{\sum_{j=1}^n \frac{\sum_{k=1}^m R_{jk} \times P_{\text{Conv.H}_{jk}}}{\sum_{k=1}^m P_{\text{Conv.H}_{jk}}}}{n}, \quad \text{où } R_{jk} = \frac{|A_{\text{Conv.H}_{jk}} - A_{jk}|}{P_{\text{Conv.H}_{jk}}} \quad (7-6)$$

Les indices n et m correspondent au nombre de granulats (soit n = 9) de l'échantillon et le nombre de coupes 2D transversales (soit m = 3)

Table 7-2: Composition et caractéristiques des cinq systèmes granulaires

N° de mélange	Fraction volumétrique				Compacité granulaire théorique de l'ensemble de granulats	Compacité granulaire expérimentale de l'ensemble de granulats	Compacité granulaire expérimentale de la partie grossière (> 1,25 mm) $\phi_{\text{max}}$
	Sable	CA1	CA2	CA3			
1	0,55	0,12	-	0,33	0,550	0,692	0,537
2	0,55	0,26	-	0,19	0,570	0,700	0,544
3	0,55	0,38	-	0,07	0,585	0,705	0,548
4	0,55	0,07	0,29	0,08	0,597	0,709	0,568
5	0,55	0,38	0,07	0,00	0,623	0,718	0,578

Table 7-3: Les différentes sous-classes de granulats grossiers (> 1,25 mm)

N° de sous-classe	Taille de tamis (mm)	Source de granulat	Compacité expérimentale
1	20 – 28	CA3	0,452
2	14 – 20	CA3	0,460
3	14 – 20	CA2	0,467
4	10 – 14	CA3	0,472
5	10 – 14	CA2	0,490
6	10 – 14	CA1	0,486
7	5 – 10	CA2	0,498
8	5 – 10	CA1	0,502
9	5 – 10	Sable	0,511
10	2,5 – 5	CA2	0,520
11	2,5 – 5	CA1	0,513
12	2,5 – 5	Sable	0,537
13	1,25 – 2,5	CA2 et CA1	0,510
14	1,25 – 2,5	Sable	0,570
15	0 – 1,25	Sable	0,623

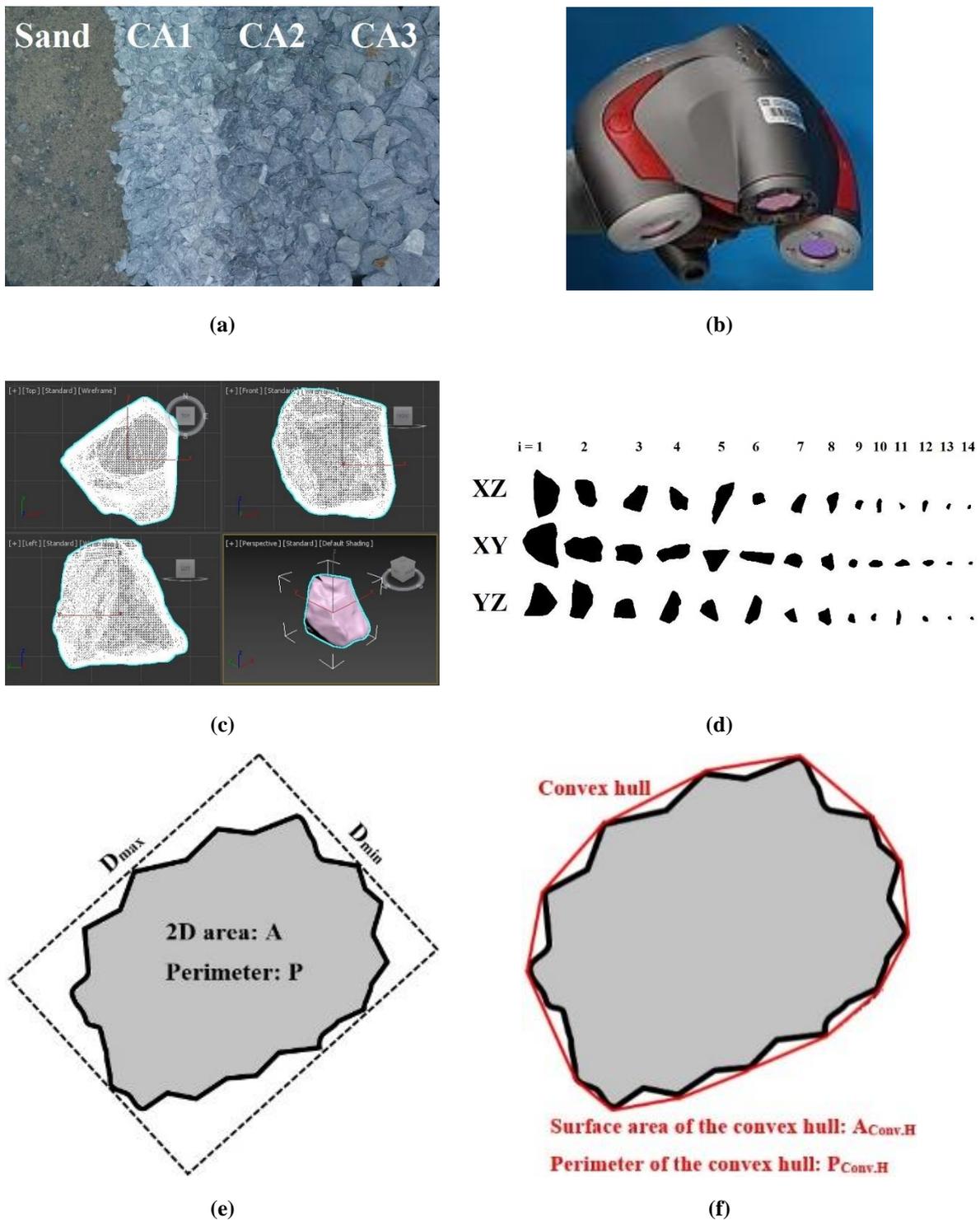


Figure 7-2: (a) Différentes classes de granulats, (b) Scanner laser MAXscan 3D, (c) analyse d'images 3D de granulat numérisé, (d) images binaires des sections 2D (e) configuration 2D du granulat, et (f) enveloppe convexe correspondante.

Les valeurs de ces différentes caractéristiques morphologiques des sous-classes de granulats sont présentées au Tableau 7-4.

Afin d'évaluer l'effet des caractéristiques de l'ensemble du système granulaire sur la compacité granulaire du système aussi bien que sur les différents mécanismes de formation de la couche limite,

une moyenne arithmétique pondérée est définie pour chaque caractéristique. Pour rappel, 5 différents systèmes de gros granulats (> 1,25 mm) sont étudiés dans ce projet (Tableau 7-2). En tenant compte de la teneur volumétrique de chacune des 14 sous-classes de granulats (c.-à-d.  $V.C._{i=1 \text{ à } 14}$ ) dans chaque mélange, les moyennes arithmétique pondérée des caractéristiques morphologiques ( $\overline{M.C.}_{1 \text{ à } 5}$ ;  $\overline{D}_{avg_{1 \text{ à } 5}}$ ,  $\overline{AR}_{1 \text{ à } 5}$ ,  $\overline{AV}_{1 \text{ à } 5}$ ,  $\overline{C}_{1 \text{ to } 5}$ ,  $\overline{S}_{1 \text{ à } 5}$  et  $\overline{R}_{1 \text{ à } 5}$ ) du système granulaire (> 1,25 mm) est déterminée pour chacun des 5 systèmes de gros granulats comme suit :

$$\overline{M.C.} = \frac{\sum_{i=1}^{14} V.C._i \times M.C._i}{\sum_{i=1}^{14} V.C._i} \quad (7-7)$$

Où  $M.C._i$  correspondent aux caractéristiques morphologiques des granulats de sous-classe "i", comprenant les valeurs de  $D_{avg}$ , AR, AV, C, S, et R calculés à partir des Éqs 7-1 à 7-6. Les valeurs des caractéristiques morphologiques de la fraction grossière (> 1,25 mm) des cinq systèmes granulaires étudiés sont présentées au Tableau 7-5.

Par ailleurs, à partir de la moyenne pondérée du rapport surface 3D sur volume ( $\overline{AV}$ ) de chaque système granulaire, et la teneur volumétrique ( $\varphi$ ) des gros granulats (> 1,25 mm) dans le mélange de BAP, on peut estimer l'aire de la surface 3D des gros granulats (> 1,25 mm) dans 1 m<sup>3</sup> du béton ( $AV_C$ ) pour chaque mélange de BAP à l'aide de la relation suivante :

$$AV_C = \varphi \times \overline{AV} \quad (7-8)$$

Table 7-4: Compacité expérimentale et caractéristiques morphologiques des sous-classes de granulats (> 1,25 mm).

N° de sous-classe. (i)	Taille de tamis (mm)	Source de granulats	Compacité expérimentale	D <sub>avg</sub> (mm) (Eq. 7-1)	AR (Eq. 7-2)	AV (m <sup>-1</sup> ) (Eq. 7-3)	C (Eq. 7-4)	S (Eq. 7-5)	R (mm) (Eq. 7-6)
1	20 – 28	CA3	0,452	22,692	1,637	372	0,781	0,787	0,244
2	14 – 20	CA3	0,460	20,537	1,463	363	0,846	0,838	0,199
3	14 – 20	CA2	0,467	15,482	1,568	489	0,822	0,813	0,152
4	10 – 14	CA3	0,472	16,677	2,269	540	0,694	0,721	0,203
5	10 – 14	CA2	0,490	14,065	1,538	490	0,827	0,840	0,144
6	10 – 14	CA1	0,486	11,776	1,469	637	0,845	0,831	0,112
7	5 – 10	CA2	0,498	10,399	1,406	718	0,851	0,836	0,109
8	5 – 10	CA1	0,502	12,806	2,524	735	0,677	0,748	0,152
9	5 – 10	Sable	0,511	6,219	1,374	1125	0,946	0,880	0,062
10	2,5 – 5	CA2	0,520	5,904	1,860	1309	0,879	0,819	0,062
11	2,5 – 5	CA1	0,513	7,001	2,665	1404	0,727	0,719	0,082
12	2,5 – 5	Sable	0,537	5,220	1,713	1403	0,923	0,849	0,051
13	1,25 – 2,5	CA2 et CA1	0,510	3,120	1,757	2825	0,947	0,786	0,042
14	1,25 – 2,5	Sable	0,570	2,531	1,492	2963	0,956	0,843	0,032

Table 7-5: Composition, compacités théoriques et expérimentales des systèmes étudiés, ainsi que la compacité expérimentale et les caractéristiques morphologiques moyennes de leurs parties grossières (> 1,25 mm).

N° du système granulaire	Fraction volumique				Compacité granulaire			Caractéristiques morphologiques moyennes (> 1,25 mm)					
	Sable	CA1	CA2	CA3	PD <sub>Théorique</sub>	PD <sub>Expérimentale</sub>	φ <sub>max</sub> (> 1,25 mm)	D <sub>avg</sub> (mm) (Éqs 7-1 et 7- 7)	AR (Éqs 7-2 et 7-7)	AV (m <sup>-1</sup> ) (Éqs 7-3 et 7-7)	C (Éqs 7-4 et 7-7)	S (Éqs 7-5 et 7-7)	R (mm) (Éqs 7-6 et 7-7)
1	0,55	0,12	-	0,33	0,550	0,692	0,537	12,524	1,638	1062,201	0,875	0,827	0,129
2	0,55	0,26	-	0,19	0,570	0,700	0,544	10,507	1,709	1164,577	0,870	0,824	0,110
3	0,55	0,38	-	0,07	0,585	0,705	0,548	8,931	1,783	1244,313	0,863	0,819	0,095
4	0,55	0,07	0,29	0,08	0,597	0,709	0,568	9,616	1,601	1143,623	0,882	0,832	0,100
5	0,55	0,38	0,07	0,00	0,623	0,718	0,578	8,101	1,774	1270,638	0,865	0,821	0,087

### **7.2.3 Méthodologie proposée pour l'évaluation de la dilatance de Reynolds**

Le principe de cette méthodologie d'évaluation de la dilatance de Reynolds consiste à déterminer la variation du volume de béton sous cisaillement. Un tribomètre de cylindres coaxiaux est utilisé pour cisailier le béton comme dans le processus de pompage. Un scanner 3D MAXscan associé aux techniques de traitement d'image est employé pour quantifier la variation de volume du béton dans le tribomètre. Les spécificités de la méthodologie d'évaluation de la dilatance de Reynolds sont présentées comme suit :

#### ***7.2.3.1 Cisaillement de béton dans le tribomètre***

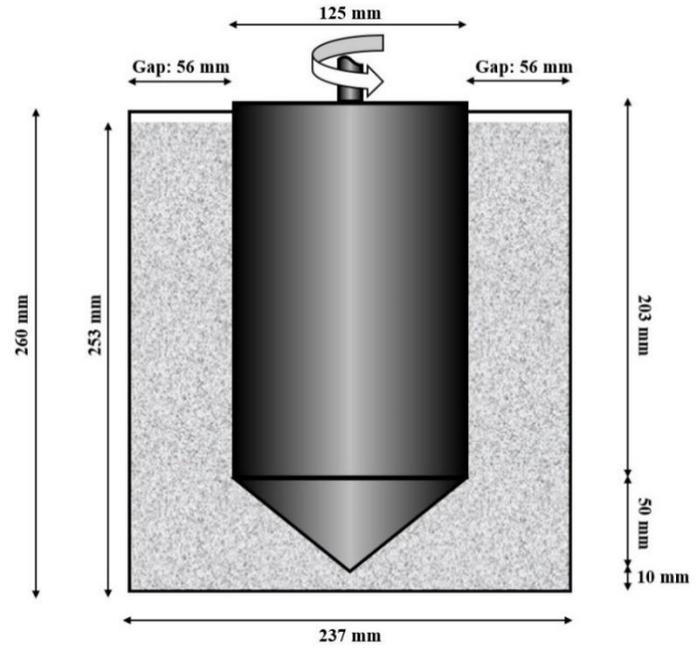
Le tribomètre utilisé est un tribomètre rotatif à cylindres coaxiaux de dimensions présentées à la Figure 7-3a. Aussitôt que le malaxage de béton est terminé, un échantillon de 8,6 L de béton est pris et introduit dans le cylindre externe du tribomètre. Cela correspond à un niveau fixe de 195 mm à partir du fond du cylindre et marqué sur la paroi de ce même cylindre. Par la suite, le cylindre interne est introduit dans l'échantillon du béton en gardant un espacement de 10 mm entre la pointe du cône et le fond du cylindre externe. En conséquence, la surface du béton dans le tribomètre s'élève à près de 253 mm à partir du fond du contenant (cylindre externe). Afin de garder une surface plane et de niveau fixe pour tous les mélanges, une petite vibration manuelle est appliquée au contenant, en particulier pour les mélanges moins fluides. Le cisaillement est ensuite déclenché en appliquant un précisaillement avec une vitesse rotationnelle de 0,9 rps pendant 60 s, suivi par une diminution de la vitesse rotationnelle du cylindre interne de 0,9 à 0,01 rps en 9 paliers à raison de 10 s par palier. Le protocole de cisaillement et un exemple de béton avant et après cisaillement dans le tribomètre sont présentés dans la Figure 7-3b.

#### ***7.2.3.2 Évaluation de la dilatance de Reynolds***

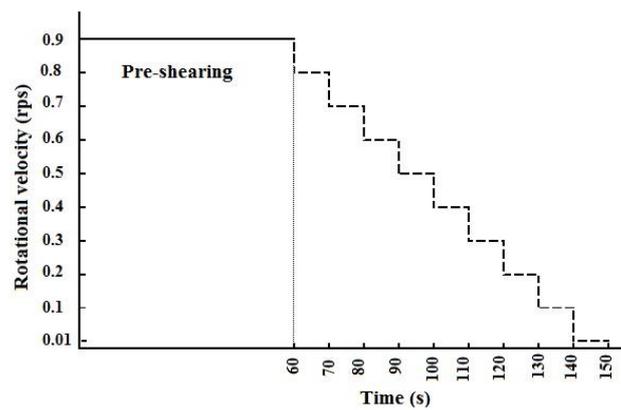
Comme on peut le constater sur les Figures 7-3c et 7-3d, la surface du béton initialement plane avant le cisaillement est déformée en une surface dilatée et convexe sous l'effet de cisaillement. En considérant qu'il n'y a aucune déformation latérale du cylindre externe durant l'essai, toute variation de volume de l'échantillon du béton étudié peut être traduite par une variation du niveau de profil de la surface du béton dans le tribomètre. Par conséquent, afin de quantifier la variation du volume due au cisaillement, qui correspond à la dilatance de Reynolds, les profils de surface du béton, avant et après l'essai de tribologie, sont évalués et analysés comme suit :

#### **a) Numérisation 3D des profils de la surface libre**

En raison des restrictions d'accès dues à la géométrie du tribomètre, une fraction de la section accessible de la surface libre de l'échantillon du béton est sélectionnée et numérisée avant et après le cisaillement, en utilisant le scanner 3D au laser, MAXscan (Figure 7-4a). En considérant que le changement de volume est axisymétrique sur tout le long de l'entrefes, la surface sélectionnée va inclure une partie à la fois du cylindre interne et externe, aussi bien que la surface libre de l'échantillon du béton entre les deux cylindres. Le scanner 3D, MAXscan utilisé dans cette étude est un scanner manuel fonctionnant sur la base du mécanisme de triangulation à l'aide d'une bande laser. Le principe de fonctionnement de ce scanner est décrit dans le Chapitre 3.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 7-3: (a) Tribomètre, (b) protocole de cisaillement. Exemple de la surface du béton (avant et (d) après l'essai au tribomètre.

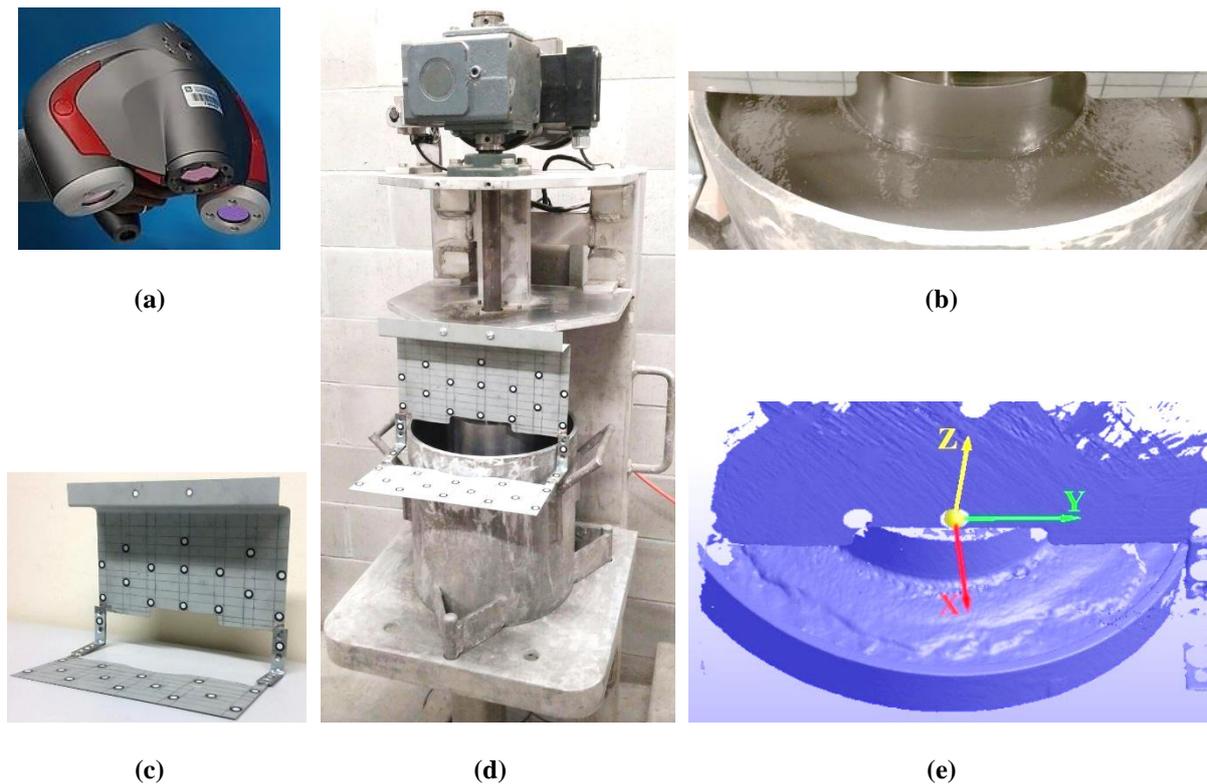


Figure 7-4: (a) Scanner laser MAXscan 3D, (b) partie du béton numérisée, (c) cibles réfléchissantes et le cadre fabriqué et (d) leur position sur le tribomètre, et (e) nouveau point d'origine des coordonnées.

Afin de pouvoir comparer le niveau de la surface libre du béton avant et après le cisaillement, l'origine des coordonnées de toutes les surfaces numérisées doit être unique et fixe. Pour cela, 33 cibles réfléchissantes sont placées sur un cadre fabriqué en métal. Ce cadre est composé de deux plateaux perpendiculaires, l'un parallèle à la surface du béton et l'autre parallèle à l'axe vertical du cylindre interne. Pour assurer qu'il n'y ait pas d'écarts entre les données numérisées de différentes surfaces de béton, ce cadre est fixé sur un endroit inébranlable du tribomètre (Figure 7-4d). Par conséquent, en utilisant le logiciel VXelements, après la numérisation de chaque image, l'origine du repère des coordonnées cartésiennes par défaut est transposée par translation à une origine fixe commune à toutes les images numérisées. Cette origine fixe est définie en prenant les coordonnées de quelques cibles réfléchissantes sur le cadre fixe. Le plan XY est pris comme parallèle à la section plane et horizontale du cadre métallique et l'axe Z est parallèle à l'axe central vertical du cylindre interne (Figure 7-4e). Ainsi, tous les points de toutes les images numérisées auront une même origine de coordonnées.

#### b) Analyse des images 3D des profils de la surface libre avec AutoCAD 3D

Les images du profil de la surface libre du béton numérisée sont constituées de mailles triangulaires de côté 500  $\mu\text{m}$ . Elles sont ensuite transformées au format stéréolithographique (STL) adapté au logiciel CAO. En utilisant la version 3D du logiciel AutoCAD, les coordonnées X, Y et Z de chaque maille de la surface du béton, et celles correspondant aux parois des cylindres interne et externe sont déterminées à partir du fichier STL (Figure 7-5a). Par la suite, deux points, l'un situé sur la paroi verticale du cylindre interne et l'autre sur la paroi interne du cylindre externe, sont sélectionnés. Connaissant les coordonnées (X, Y) de ces deux points sélectionnés et les rayons des cylindres interne et externe, les coordonnées (X, Y) du centre des cylindres coaxiaux peuvent être déterminées en résolvant le système des deux équations suivantes (Éqs 7-9 et 7-10) :

$$(X_{\text{inner}} - X_c)^2 + (Y_{\text{inner}} - Y_c)^2 = R_{\text{inner}}^2 \quad (7-9)$$

$$(X_{\text{outer}} - X_c)^2 + (Y_{\text{outer}} - Y_c)^2 = R_{\text{outer}}^2 \quad (7-10)$$

Où  $(X_{\text{inner}}, Y_{\text{inner}})$ ,  $(X_{\text{outer}}, Y_{\text{outer}})$ ,  $(X_c, Y_c)$ ,  $R_{\text{inner}} = 62,5$  mm, et  $R_{\text{outer}} = 118,5$  mm sont respectivement des coordonnées dans le plan XY des deux points sélectionnés sur les cylindres interne et externe, du centre des cylindres et les rayons des cylindres interne et externe. Par conséquent, la distance radiale ( $R_i$ ) dans le plan XY entre chaque point (i) de la surface du béton numérisée, de coordonnées  $(X_i, Y_i, Z_i)$ , et le centre des cylindres  $(X_c, Y_c)$  peut être calculé de la manière suivante (Figure 7-5b et Eq. 7-11).

$$R_i = \sqrt{(X_i - X_c)^2 + (Y_i - Y_c)^2} \quad (7-11)$$

Ainsi, tous les points ayant un  $R_i$  compris entre 62,5 et 118,5 mm sont situés entre les cylindres interne et externe, donc correspondent aux points de la surface du béton. Les autres points sont de ce fait négligés. En supposant que la variation du volume est symétrique le long de l'entrefer, le rayon ( $R_i$ ) et la hauteur ( $Z_i$ ) de chaque point (i) de la bande sectionnée, reliant radialement le cylindre interne et externe et passant à travers la surface du béton numérisée, sont identifiés. Sur cette bande, la surface du béton doit être entièrement numérisée de manière continue. Cette bande est alors le profil représentatif de chaque surface (Figure 7-5c).

Cette procédure est répétée pour chaque surface libre numérisée avant et après cisaillement de tous les BAP étudiés. Comme il a été expliqué dans la section 7.2.3.1, avant d'appliquer le cisaillement dans le tribomètre le cylindre externe est rempli du béton jusqu'à un niveau fixe et commun à tous les mélanges. De ce fait, les coordonnées de la surface libre avant le cisaillement sont censées être les mêmes pour tous les mélanges de BAP. En outre, la procédure de numérisation dure environ 15 min. Pour cela et afin d'éviter l'effet des phénomènes de ségrégation statique, de restructuration et de perte d'ouvrabilité du béton sur les résultats, les coordonnées de la surface libre initiale avant tout cisaillement sont déterminées une fois sur un mélange et utilisées comme données initiales pour tous les mélanges. Ces données de la surface initiale sont obtenues en faisant la numérisation 3D de la surface du mortier M-N-2-2, rempli dans le tribomètre jusqu'au même niveau fixé pour tous les bétons (Figure 7-4b). Ainsi, pour tous les mélanges de BAP étudiés, seul le profil final de la surface libre, c'est-à-dire après le cisaillement, est numérisé et comparé au profil de la surface libre initiale obtenue pour M-N-1-2.

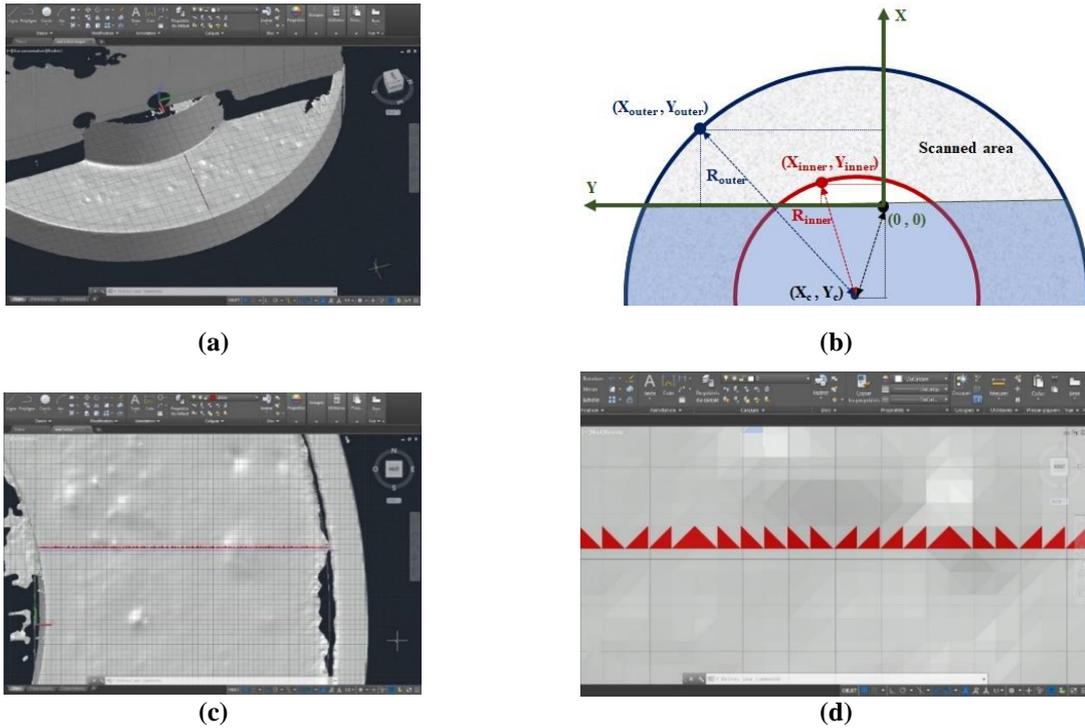


Figure 7-5: (a) Présentation 3D de la surface libre numérisée dans AutoCAD 3D, (b) détermination des coordonnées de l'axe central, (c) sélection de la bande représentative, et (d) les mailles de cette bande.

### c) Évaluation de la dilatace de Reynolds à l'aide des résultats d'analyses d'images 3D

Les coordonnées de la hauteur ( $Z$ ) à différentes distances radiales ( $R$ ) de l'axe central sont déterminées pour chaque point (ou maille) de la bande représentative choisie pour la surface libre initiale et finale du mélange, c'est-à-dire avant et après son cisaillement. Avec un entrefer du tribomètre de 56 mm, et des mailles de 500  $\mu\text{m}$ , un total de 112 points successifs de la bande radiale représentative sont obtenus et évalués. Pour tout point ( $i$ ) situé à une distance radiale  $R_i$  du centre des cylindres ( $62,5 \text{ mm} \leq R_i \leq 118,5 \text{ mm}$ ), la variation de la hauteur du profil ( $\Delta Z_i$ ) sous l'effet de cisaillement par rapport à l'état initial est calculée comme suit :

$$\Delta Z_i = Z_{\text{final}_i} - Z_{\text{initial}_i} \quad \text{pour } i = 1 \text{ à } 112 \quad (7-12)$$

Où  $Z_{\text{initial}_i}$ , et  $Z_{\text{final}_i}$  sont respectivement la hauteur ( $Z$ ) du profil des surfaces initiale et finale.

Comme on peut le voir sur la Figure 7-6, avec l'hypothèse de variation de volume symétrique sur le long de l'entrefer, la variation totale du volume ( $\Delta V_{\text{Total}}$ ) peut être obtenue par la relation suivante :

$$\Delta V_{\text{Total}} = \sum_{i=1}^{112} \Delta V_i = \sum_{i=1}^{112} \pi \cdot \Delta Z_i \cdot (R_i^2 - R_{i-1}^2), \text{ Avec } R_i(\text{mm}) = R_0(\text{mm}) + 0,5(\text{mm}) \times i \quad (7-13)$$

Où  $R_0$  et  $R_{112}$  sont les rayons respectifs des cylindres interne et externe. Par conséquent, la dilatace de Reynolds totale (RD) du mélange étudié est obtenue par le rapport entre la variation volumique totale ( $\Delta V_{\text{Total}}$ ) et le volume total initial de l'échantillon (8,6 L), de manière suivante :

$$\text{RD} = \frac{\Delta V_{\text{Total}}}{V_{\text{Initial}} = 8,6 \text{ L}} \times 100 \% \quad (7-14)$$

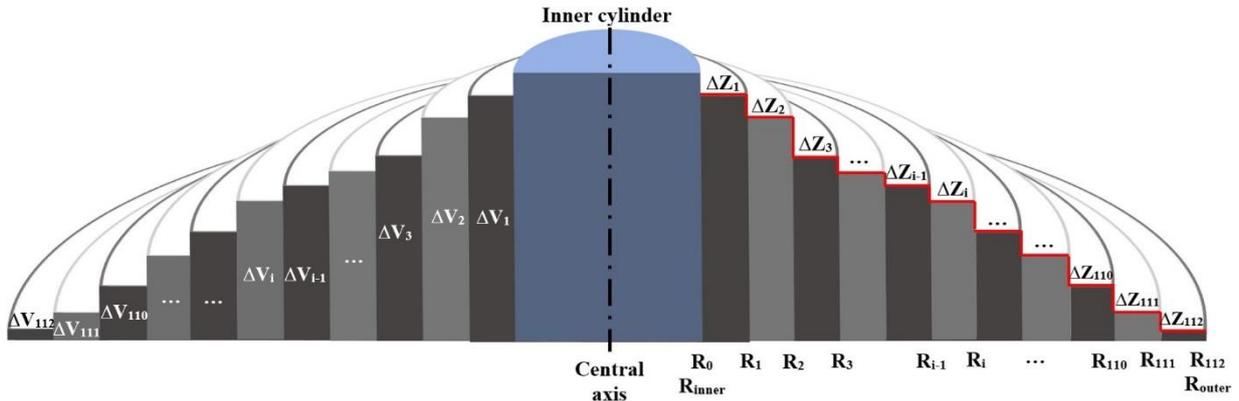


Figure 7-6: Représentation d'une coupe du profil de la surface : changement de la hauteur du profil par rapport à l'état initial ( $\Delta Z_i$ ) contre la distance radiale de l'axe central dans le plan XY ( $R_i$ ) pour  $i = 1$  à 112.

Par ailleurs, il faut noter que pour chaque image, trois différentes bandes représentatives sont sélectionnées. Les données des profils initial et final, obtenus avec l'analyse d'image 3D, sont calculées en faisant la moyenne de trois différentes mesures faites sur chaque image avec la même procédure.

#### d) Évaluation de l'effet de taux de cisaillement sur la dilataance de Reynolds

Lors du cisaillement, on peut remarquer que toutes les zones du béton, suivant le rayon, ne sont pas cisailées avec la même intensité et que cela peut entraîner une variation volumique différente selon la distance radiale. Afin d'évaluer l'effet du taux de cisaillement sur la variation du volume due au cisaillement, la dilataance de Reynolds a été évaluée en trois zones (à fort, moyen et faible taux de cisaillement) situées à différentes distances du cylindre interne (c.-à-d., la source du cisaillement) (Figure 7-7). La zone fortement cisailée (High shear rate zone) est comprise entre les distances radiales ( $R_i$ ) de 62,5 et 76,5 mm, soit environ un quart de l'entrefer à partir du cylindre interne. La zone de taux de cisaillement moyen (Medium shear rate zone) est ensuite située entre la distance radiale de 76,5 et 104,5 mm (environ la moitié de l'entrefer). Enfin, la zone de faible cisaillement (Low shear rate zone) est comprise entre les distances radiales de 104,5 et 118,5 mm, soit un quart de l'entrefer à partir du cylindre externe. Ces trois zones sont schématisées sur la Figure 7-7.

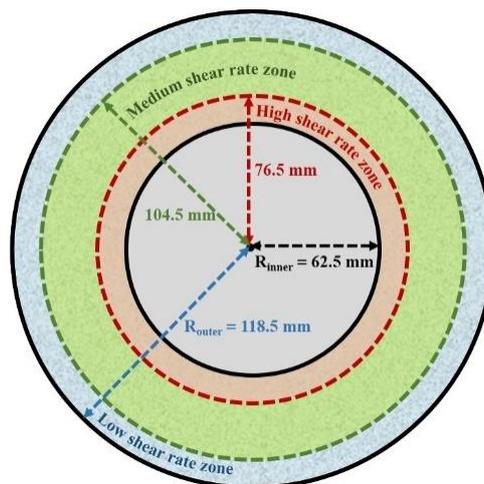


Figure 7-7: Représentation des zones de taux de cisaillement fort, moyen et faible.

Les valeurs de la dilataance de Reynolds zonale (ZRD) pour les zones de fort ( $ZRD_{HSR}$ ), moyen ( $ZRD_{MSR}$ ) et faible ( $ZRD_{LSR}$ ) taux de cisaillement sont calculées avec les Eqs. 7-12 à 7-14 et Eqs. 7-15 à 7-17:

$$ZRD_{HSR} = \frac{\sum_{i=1}^{28} \pi \cdot \Delta Z_i \cdot (R_i^2 - R_{i-1}^2)}{V_{HSR_{initial}} = 2,1 \text{ L}} \times 100 \% \quad 62,5 \text{ mm} < R_i \leq 76,5 \text{ mm} \quad (7-15)$$

$$ZRD_{MSR} = \frac{\sum_{i=29}^{84} \pi \cdot \Delta Z_i \cdot (R_i^2 - R_{i-1}^2)}{V_{MSR_{initial}} = 4,0 \text{ L}} \times 100 \% \quad 76,5 \text{ mm} < R_i \leq 104,5 \text{ mm} \quad (7-16)$$

$$ZRD_{LSR} = \frac{\sum_{i=85}^{112} \pi \cdot \Delta Z_i \cdot (R_i^2 - R_{i-1}^2)}{V_{LSR_{initial}} = 2,5 \text{ L}} \times 100 \% \quad 104,5 \text{ mm} < R_i \leq 118,5 \text{ mm} \quad (7-17)$$

Où  $V_{HSR_{initial}}$  (2,1 L),  $V_{MSR_{initial}}$  (4,0 L), et  $V_{LSR_{initial}}$  (2,5 L) représentent les valeurs du volume initial du béton situé respectivement dans les zones de fort, moyen et faible taux de cisaillement.

### 7.3 Résultats et discussions

Les résultats d'analyse d'images 3D concernant la dilatace de Reynolds totale (RD) et la dilatace de Reynolds zonale (ZRD) des BAP étudiés sont présentés au Tableau 7-6. Il faut noter qu'en raison du niveau de ségrégation statique élevé des mélanges E7 et E15, l'essai tribologique n'a pas pu être correctement effectué sur ces deux mélanges et de ce fait, leur dilatace de Reynolds n'est pas déterminée. En outre, lorsque le matériau est soumis à un fort taux de cisaillement comme dans le cas de pompage, l'augmentation du nombre de Reynolds des particules ( $Re_p$ ) du mélange peut entraîner un effet rhéoépaississant qui se traduit par l'augmentation de la viscosité apparente [7-10]. Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces d'inertie et les forces visqueuses et peut s'exprimer par :

$$Re_p = \frac{\rho_s \cdot \dot{\gamma} \cdot r^2}{\eta_s} \quad (7-18)$$

Où  $\rho_s$ ,  $\dot{\gamma}$ ,  $r$ , et  $\eta_s$  sont respectivement la densité du fluide de suspension, le taux de cisaillement, le rayon des particules et la viscosité apparente du fluide de suspension. À partir d'une valeur de  $Re_p$  de 0,1, l'effet de l'inertie ne devrait pas être négligé [11]. Les valeurs de la densité ( $\rho_s$ ) dans cette équation correspondent à celles des mortiers fins présentés au Chapitre 5. Ensuite, en supposant un profil de taux de cisaillement linéaire sur tout le long de l'entrefer, on peut estimer les valeurs de taux de cisaillement ( $\dot{\gamma}$ ) et de la viscosité apparente ( $\eta_s$ ) comme suit :

$$\dot{\gamma} = \frac{2\pi \times R_{inner} \times \Omega}{\text{Gap size} = 0,056 \text{ m}} \approx 6,311 \text{ s}^{-1} \quad (7-19)$$

$$\eta_s = \frac{\tau_0}{\dot{\gamma} \approx 6,311 \text{ s}^{-1}} + \mu_p \quad (7-20)$$

Où  $\Omega$ ,  $\tau_0$ , et  $\mu_p$  sont respectivement la vitesse rotationnelle maximale du cylindre interne (0,9 rps), le seuil de cisaillement et la viscosité plastique du mortier fin. Quant à la valeur du rayon ( $r$ ) des particules, elle peut être estimée comme une moyenne des rayons des 14 sous-classes du système de gros granulats (> 1,25 mm) de chaque béton. Ces valeurs sont déterminées dans la méthodologie d'évaluation des caractéristiques morphologiques des granulats à l'aide de scanner 3D MAXscan.

Par ailleurs, en considérant le volume de l'échantillon du béton (8,6) dans le tribomètre, et la relation de détermination du paramètre  $AV_C$  (Eq. 7-8), l'aire totale de la surface 3D des gros granulats ( $> 1,25$  mm) dans chaque échantillon de BAP ( $SA_{CA}$ ) a été estimée par la relation suivante :

$$SA_{CA}(m^2) = 8,6 \times 10^{-3}(m^3) \times AV_C \left( \frac{m^2}{m^3} \right) \quad (7-21)$$

Les résultats du rayon moyen et du nombre de Reynolds des particules supérieures à 1,25 mm ainsi que les valeurs de  $SA_{CA}$  sont présentés dans le Tableau 7-6. Comme on peut le constater dans le Tableau 7-6, la majorité des mélanges de BAP étudiés, particulièrement les BAP-éco, présente des valeurs du nombre de Reynolds des particules supérieures à 0,1. Cela peut se traduire par l'effet plus élevé de l'inertie des gros granulats, qui peut dominer les forces visqueuses du fluide en suspension (mortier fin). Cette influence des forces d'inertie est donc plus importante dans le cas des BAP-éco. Par conséquent, les forces d'inertie ne doivent pas être négligées [11]. Les profils de la surface libre dans le tribomètre d'un exemple de BAP (E5) avant et après cisaillement sont présentés sur la Figure 7-8. On peut observer que la surface libre de l'échantillon du béton dans le tribomètre s'élève à la suite du cisaillement du béton résultant à une augmentation du volume, qui est la manifestation directe du phénomène de dilatance de Reynolds. Il convient de préciser que dans la présente méthodologie, les valeurs de l'écart type des amplitudes des profils de chaque image, déterminées sur trois bandes sélectionnées sont comprises entre 0 et 0,488 mm pour tous les mélanges de BAP étudiés tout comme le mélange initial de référence. Ces valeurs d'écart type sont négligeables pour une résolution du scanner de 0,5 mm.

Chapitre 7 : Nouvelle méthodologie d'évaluation de la dilataance de Reynolds des bétons autoplaçants en utilisant le traitement d'images 3D- Effet couplé des caractéristiques du mortier fin et du système granulaire

Table 7-6: Résultats des caractéristiques morphologiques, du rayon moyen, du nombre de Reynolds des mélanges granulaires ainsi que de la dilataance de Reynolds des BAP

Type	Mélange	w/b	Liant (kg/m <sup>3</sup> )	V <sub>pâte</sub> (%)	φ (> 1,25 mm)	N° du système. (Table 7-2)	AV <sub>C</sub> (m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> ) (Eq. 7-8)	SA <sub>CA</sub> (m <sup>2</sup> ) (Eq. 7-21)	r > 1,25 mm (mm)	Re <sub>p</sub> (Eq. 7-18)	RD (%) (Eq. 7-14)	ZRD <sub>HSR</sub> (%) (Eq. 7-15)	ZRD <sub>MSR</sub> (%) (Eq. 7-16)	ZRD <sub>LSR</sub> (%) (Eq. 7-17)
Normal SCC	N1	0,38	446	32	0,403	2	469,373	4,037	5,254	0,05	0,944	0,236	1,030	1,398
	N2	0,38	446	32	0,406	4	464,444	3,994	4,808	0,04	0,421	0,376	0,458	0,399
	N3	0,38	529	38	0,371	2	424,646	3,652	5,254	0,07	0,262	0,427	0,290	0,079
	N4	0,38	529	38	0,371	4	420,173	3,613	4,808	0,06	0,413	0,597	0,469	0,169
	N5	0,43	417	32	0,403	2	469,373	4,037	5,254	0,08	0,424	0,623	0,480	0,165
	N6	0,43	417	32	0,406	4	464,444	3,994	4,808	0,07	0,607	1,118	0,604	0,182
	N7	0,43	508	38	0,365	2	424,646	3,652	5,254	0,13	0,171	0,245	0,211	0,043
	N8	0,43	508	38	0,367	4	420,173	3,613	4,808	0,11	0,117	0,195	0,139	0,017
	N9	0,40	488	35	0,382	3	475,078	4,086	4,466	0,05	0,250	0,372	0,297	0,073
	N10	0,40	488	35	0,386	1	410,263	3,528	6,262	0,10	0,331	0,419	0,404	0,139
	N11	0,40	488	35	0,382	5	485,006	4,171	4,050	0,04	0,302	0,415	0,325	0,171
	N12	0,40	418	30	0,414	3	514,695	4,426	4,466	0,03	0,739	0,865	0,639	0,797
	N13	0,40	558	40	0,350	3	435,483	3,745	4,466	0,07	0,167	0,219	0,166	0,125
	N14	0,36	517	35	0,382	3	475,078	4,086	4,466	0,03	0,443	0,622	0,593	0,050
	N15	0,45	456	35	0,382	3	475,078	4,086	4,466	0,11	0,262	0,510	0,280	0,025
Eco-SCC	E1	0,55	293	26	0,441	2	513,962	4,420	5,254	0,16	0,730	1,388	0,596	0,397
	E2	0,55	293	26	0,445	4	508,714	4,375	4,808	0,13	0,694	1,467	0,641	0,131
	E3	0,55	360	32	0,403	2	469,373	4,037	5,254	0,42	0,389	0,796	0,427	-0,013
	E4	0,55	360	32	0,406	4	464,444	3,994	4,808	0,35	0,282	0,967	0,400	-0,485
	E5	0,65	263	26	0,441	2	513,962	4,420	5,254	0,37	0,955	2,019	0,885	0,177
	E6	0,65	263	26	0,445	4	508,714	4,375	4,808	0,31	0,958	1,856	0,935	0,243
	E7	0,65	324	32	0,403	2	469,373	4,037	5,254	0,55	N/A*	N/A	N/A	N/A
	E8	0,65	324	32	0,406	4	464,444	3,994	4,808	0,46	0,243	0,775	0,387	-0,437
	E9	0,60	309	29	0,420	3	522,660	4,495	4,466	0,27	0,676	1,445	0,900	-0,333
	E10	0,60	309	29	0,425	1	451,273	3,881	6,262	0,52	0,692	1,637	0,885	-0,412
	E11	0,60	309	29	0,420	5	533,441	4,588	4,050	0,22	0,719	0,924	0,915	0,228
	E12	0,60	267	25	0,445	3	554,290	4,767	4,466	0,11	0,857	1,602	0,720	0,454
	E13	0,60	352	33	0,395	3	491,030	4,223	4,466	0,43	0,292	0,300	0,254	0,348
	E14	0,50	346	29	0,420	3	522,660	4,495	4,466	0,15	0,582	0,948	0,584	0,272
	E15	0,70	279	29	0,420	3	522,660	4,495	4,466	0,39	N/A*	N/A	N/A	N/A

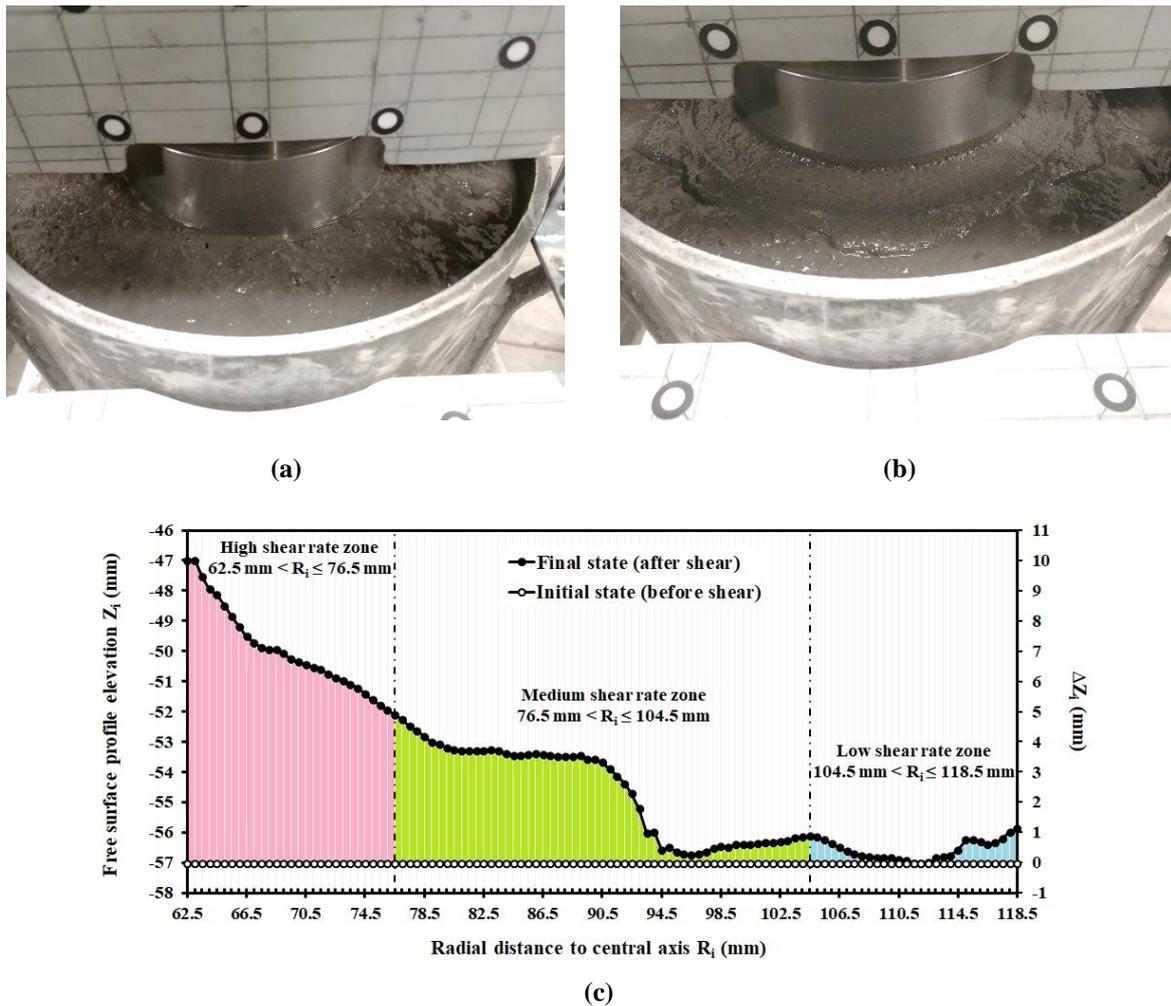


Figure 7-8: Profils de surface libre (a) avant et (b) après cisaillement, ainsi que (c) les résultats d'analyse d'images 3D concernant l'élévation du profil de la surface libre ( $Z_i$ ) avant et après cisaillement, et la variation de la hauteur du profil ( $\Delta Z_i$ ) après cisaillement, par rapport à l'état initial en fonction de la distance radiale ( $R_i$ ) pour le mélange de BAP E5 (l'écart type maximal de 0,289 mm pour trois mesures).

Dans la suite de l'analyse de ces résultats, les relations entre la dilatace de Reynolds et les propriétés d'ouvrabilité des BAP présentées dans le Chapitre 4 comme l'étalement, le temps de V-Funnel, l'indice de blocage de J-Ring ( $BI_{JR}$ ) et l'indice de L-Box ( $h_2/h_1$ ) sont évaluées. Ensuite, les effets des propriétés des deux phases du BAP, c'est-à-dire le système de gros granulats ( $> 1,25$  mm) et le mortier fin ( $< 1,25$  mm), sur la dilatace de Reynolds sont examinés. Le système de gros granulats est caractérisé par sa teneur volumétrique ( $\phi$ ) du Tableau 7-6 et sa compacité granulaire ( $\phi_{max}$ ) du Tableau 7-2, et qui sont prises en compte à travers le paramètre  $\phi/\phi_{max}$ . Quant aux mortiers fins, ils sont caractérisés par leurs propriétés rhéologiques. En outre, l'effet du taux de cisaillement sur la dilatace de Reynolds est également évalué à travers les valeurs de dilatace de Reynolds calculées dans des zones à différents degrés de cisaillement. Tout cela permettra de déterminer les paramètres dominant l'apparition ou le développement de la dilatace de Reynolds des BAP. En fin, l'effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la dilatace de Reynolds sera évalué.

### 7.3.1. Relation entre la dilatace de Reynolds et l'ouvrabilité des BAP

#### 7.3.1.1. Paramètres de coulabilité

La coulabilité des BAP étudiés est caractérisée par leurs valeurs d'étalement et de temps de V-Funnel. Les résultats montrent que les valeurs de la dilatace de Reynolds (RD) dépendent du degré de fluidité

du BAP. En effet, comme on peut le voir dans la Figure 7-9, une bonne corrélation est observée entre les valeurs de la dilatance de Reynolds et les paramètres de coulabilité, avec une plus grande influence de l'étalement par rapport au temps de V-Funnel. Le mélange de BAP plus fluide (étalement élevé et faible temps de V-Funnel) développe peu de dilatance de Reynolds. Un étalement élevé et un faible temps de V-Funnel correspondent respectivement à un faible seuil de cisaillement et une faible viscosité plastique. Pour un BAP de seuil de cisaillement et de viscosité plastique faibles, le rayon de l'écoulement en bloc est faible. Par conséquent, la grande partie de la contrainte de cisaillement, fournie par le cylindre interne, est transmise à une bonne partie du béton qui sera cisailée sur une épaisseur radiale plus grande dans le tribomètre. De ce fait, peu d'énergie restera pour favoriser l'interaction des granulats et leur redistribution, ce qui réduit la dilatance de Reynolds.

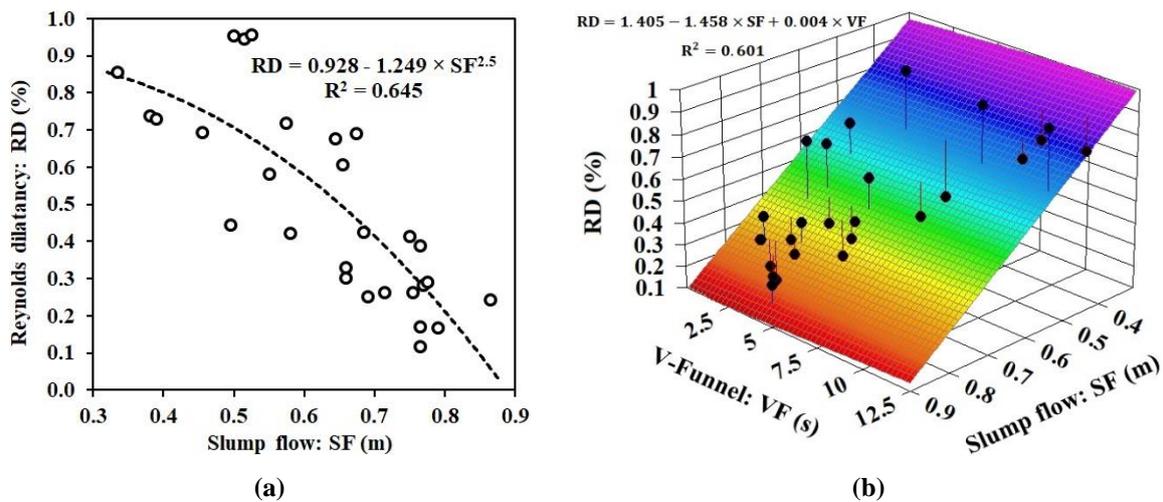


Figure 7-9: (a) Dilatance de Reynolds en fonction de l'étalement et (b) dilatance de Reynolds en fonction de l'étalement et le temps de V-Funnel des BAP étudiés.

### 7.3.1.2 La capacité de passage

La capacité de passage des BAP est évaluée à travers les indices de blocage déterminés avec l'essai de J-Ring ( $BI_{JR}$ ) et l'essai de L-Box ( $h_2/h_1$ ) dans le Chapitre 4. Plus la valeur de  $BI_{JR}$  est grande ou la valeur de  $h_2/h_1$  est faible, plus grand est le risque de blocage du BAP. Les relations entre les valeurs de ces indices de blocage et celles de la dilatance de Reynolds des BAP étudiés sont présentées à la Figure 7-10. De bonnes corrélations sont en effet observées. Il apparaît que lorsque l'indice de blocage de J-ring augmente et celui de L-Box diminue, la valeur de la dilatance de Reynolds augmente (Figures 7-10a et 7-10b). Le risque élevé de blocage correspond à une forte interaction entre les granulats, qui serait la principale source de développement de la dilatance de Reynolds. Par ailleurs, les paramètres de la capacité de passage donnent une meilleure indication du degré de dilatance de Reynolds comparativement aux paramètres de coulabilité avec des  $R^2$  respectifs de 0,653 (Figure 7-9b) et 0,601 (Figure 7-10c). En plus, l'indice de L-Box montre une meilleure corrélation avec la dilatance de Reynolds par rapport à l'indice de J-Ring ( $R^2$  de 0,708 contre 0,681 dans les Figures 7-10a et 7-10b). Cela pourrait être dû à un temps d'écoulement plus long dans le cas de l'essai L-Box, qui peut conduire à un potentiel élevé d'interaction et de friction entre les particules solides au voisinage des barres et de la paroi du dispositif. En plus, les conditions d'écoulement du béton dans L-Box se rapprochent plus des conditions dans lesquelles est mesurée la dilatance de Reynolds.

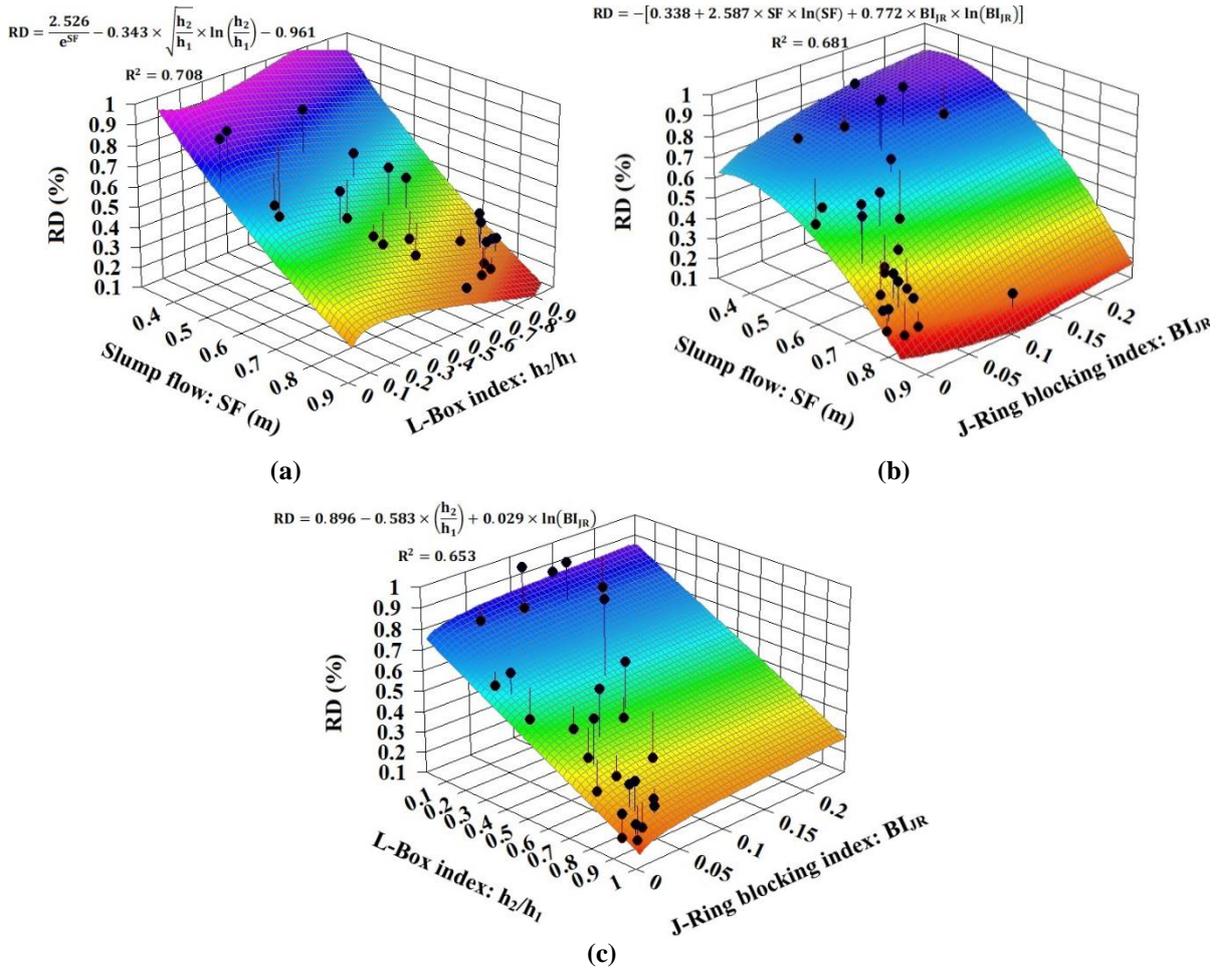


Figure 7-10: Relation entre la dilataance de Reynolds et la capacité de passage : dilataance de Reynolds en fonction de (a) l'étalement et l'indice de L-Box ( $h_2/h_1$ ), (b) l'étalement et l'indice de J-Ring ( $BI_{JR}$ ), et (c)  $h_2/h_1$  et  $BI_{JR}$ .

### 7.3.2 Étude diphasique de la dilataance de Reynolds des BAP

Dans cette partie, l'évaluation de l'effet couplé des caractéristiques des granulates ( $\varphi/\varphi_{\max}$ ) et les propriétés d'ouvrabilité et rhéologiques des mortiers fins, la dilataance de Reynolds des BAP étudiés est faite.

#### 7.3.2.1. Effet couplé d'ouvrabilité du mortier fin et $\varphi/\varphi_{\max}$ des gros granulates

Les résultats présentés sur la Figure 7-11 montrent que la dilataance de Reynolds des BAP étudiés dépend de l'étalement des mortiers fins ainsi que du rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulates. La valeur de la dilataance de Reynolds des BAP augmente lorsque l'étalement du mortier fin diminue ou lorsque le rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulates augmente. D'une part, lorsque le rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulates augmente, les contacts entre les particules deviennent plus élevés. D'autre part, la réduction de la fluidité de la phase suspendante (mortier fin) peut accroître les forces de friction entre les particules solides. Ces deux phénomènes conduisent à une amplification de l'interaction entre les particules lors du cisaillement et, par conséquent, une amplification de la dilataance de Reynolds. Toutefois, le rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulates montre un effet plus dominant sur la dilataance de Reynolds comparativement à l'étalement des mortiers.

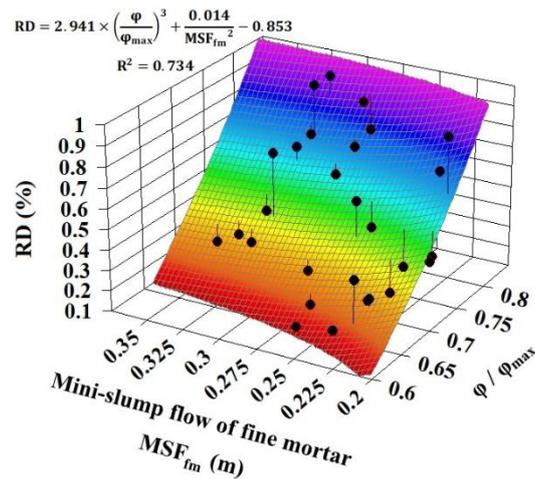


Figure 7-11: Effet couplé du rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granules ( $> 1,25$  mm) et l'étalement ( $MSF_{fm}$ ) du mortier fin sur la dilatace de Reynolds des BAP étudiés.

### 7.3.2.2 Effet couplé des propriétés viscoplastiques du mortier fin et $\phi/\phi_{max}$ des gros granules

Les Figures 7-12a et 7-12b montrent l'effet à la fois du rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granules et la viscosité plastique, le seuil de cisaillement des mortiers fins sur la dilatace de Reynolds des BAP étudiés.

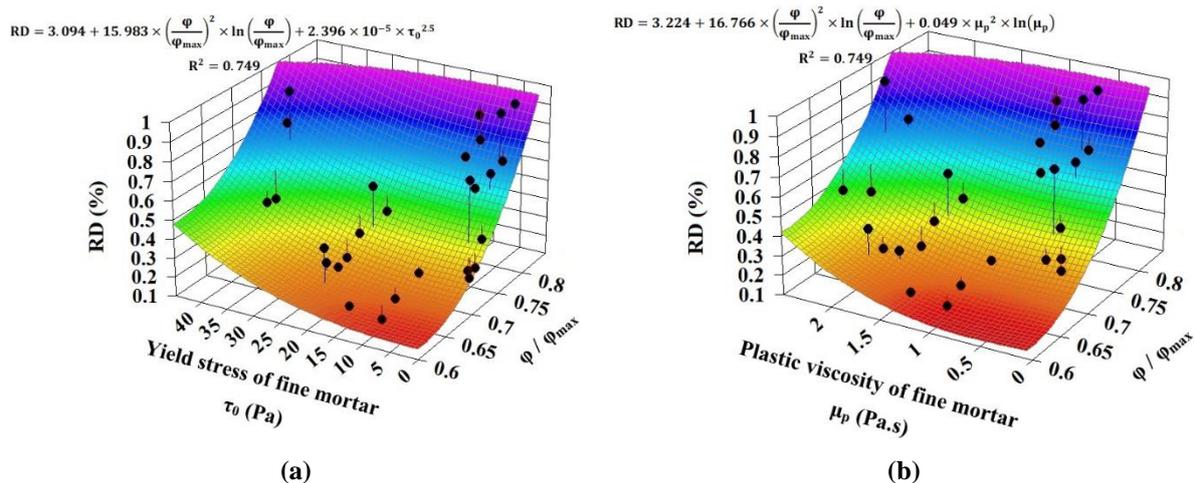


Figure 7-12: Effet couplé du rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granules ( $> 1,25$  mm) et les propriétés viscoplastiques du mortier fin, (a) seuil de cisaillement, et (b) viscosité plastique, sur la dilatace de Reynolds des BAP étudiés.

Dans ce cas aussi, une corrélation acceptable ( $R^2 = 0,749$ ) entre la dilatace de Reynolds des BAP étudiés et le  $\phi/\phi_{max}$  des granules, le seuil de cisaillement et la viscosité plastique du mortier fin. L'augmentation de viscosité plastique et du seuil de cisaillement du mortier fin à un effet d'augmentation de la dilatace de Reynolds du BAP. En effet, lorsque les propriétés viscoplastiques de la phase suspendante augmentent, cela entraîne une élévation des forces visqueuses et les forces de cisaillement exercées sur les particules solides, ce qui amplifie leur redistribution et leur dispersion, conduisant à une augmentation du volume du système. Toutefois, l'effet de rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granules sur la dilatace de Reynolds reste plus important par rapport à celui des propriétés viscoplastiques du mortier fin.

### 7.3.2.3 Effet couplé des propriétés élastoplastiques du mortier fin et $\phi/\phi_{max}$ des gros granulats

Comme présenté au Chapitre 5, le comportement viscoélastique des mortiers fins est caractérisé par la déformation critique ( $\gamma_{critical}$ ), le module de stockage ( $G'$ ) et le module de perte ( $G''$ ). L'effet de ces paramètres viscoélastiques du mortier fin sur la dilatace de Reynolds des BAP étudiés est représenté sur la Figure 7-13, à côté de l'effet du rapport  $\phi/\phi_{max}$  des gros granulats. On constate que l'augmentation de la déformation critique, et des modules de stockage et de perte du mortier fin entraîne une augmentation de la dilatace de Reynolds des BAP étudiés. De fait, lorsque les valeurs des modules  $G'$  et  $G''$  du mortier sont élevées, une plus grande partie d'énergie d'écoulement est dépensée et exercée sur les particules solides à l'état élastique, et induit par conséquent, une forte redistribution des granulats. Cependant, et comme dans le cas des autres propriétés des mortiers fins, le rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granulats reste le paramètre le plus dominant sur la dilatace de Reynolds des BAP. Cela peut être dû par le fait que l'expansion des suspensions granulaires sous cisaillement est principalement gouvernée par le degré d'interaction entre les particules solides [12].

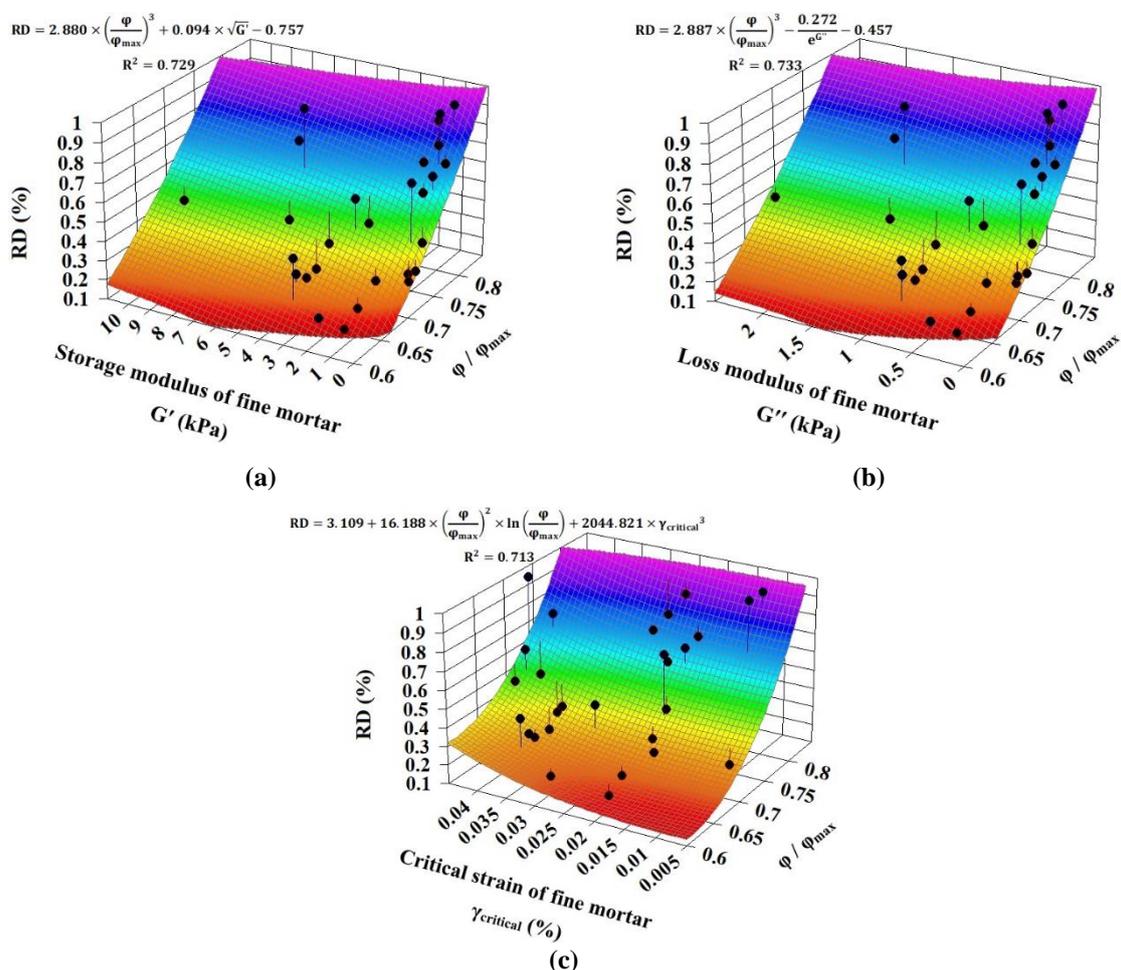


Figure 7-13: Effet couplé du rapport  $\phi/\phi_{max}$  des granulats ( $> 1,25$  mm) et les propriétés élastoplastiques du mortier fin, comprenant les modules de (a) stockage ( $G'$ ) et (b) de perte ( $G''$ ), ainsi que (c) la déformation critique ( $\gamma_{critical}$ ), sur la dilatace de Reynolds des BAP étudiés.

### 7.3.3 Effet du taux de cisaillement sur la dilatace de Reynolds des BAP

Une comparaison entre les valeurs de la dilatace de Reynolds des BAP étudiés correspondantes aux différentes zones de fort, moyen et faible taux de cisaillement (Table 7-5) est faite à la Figure 7-14 pour évaluer l'effet de l'intensité de cisaillement sur la dilatace de Reynolds.

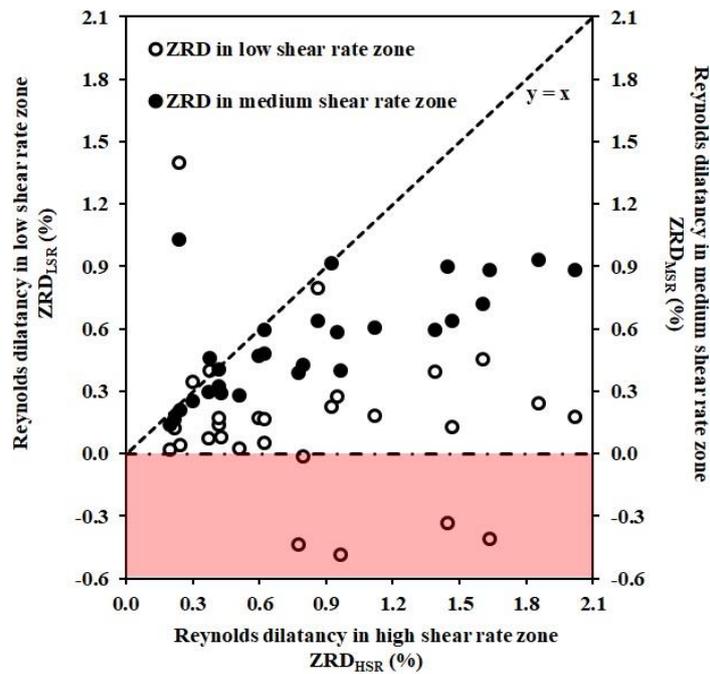


Figure 7-14: Comparaison entre la dilatace de Reynolds des BAP en différentes zones de cisaillement : Dilatace de Reynolds en zone de faible ( $ZRD_{LSR}$ ) et moyen ( $ZRD_{MSR}$ ) taux de cisaillement contre celle de la zone à taux de cisaillement élevé ( $ZRD_{HSR}$ ).

Comme on peut le voir sur la Figure 7-14, les BAP étudiés présentent de faibles valeurs de dilatace de Reynolds dans les zones de cisaillement faible et moyen, comparativement aux valeurs obtenues dans la zone de fort taux de cisaillement à l'exception du mélange de BAP N1. En outre, les valeurs négatives de dilatace de Reynolds (ou compactance) étaient observées seulement dans les zones de faible taux de cisaillement et précisément pour les mélanges E3, E4, E8, E9 et E10. À propriétés rhéologiques égales, l'application d'un taux de cisaillement élevé est synonyme de forces plus importantes exercées sur les particules solides, et de ce fait d'une augmentation d'interconnexion et par la suite de réarrangement des particules. En conséquence, la zone fortement cisailée développe une plus grande valeur de dilatace de Reynolds. De plus, la Figure 7-15 montre, après cisaillement, plusieurs bulles d'air visibles à la surface du béton au voisinage du cylindre interne, c'est-à-dire la zone de fort taux de cisaillement. Cela peut être le signe d'une plus grande redistribution des granulats dans cette zone, qui favorise le relâchement et la remontée des bulles d'air initialement piégées entre les granulats.

Les observations du matériau au voisinage du cylindre interne ont montré aussi qu'on peut distinguer certaines zones du matériau observées lors du pompage des BAP, notamment la couche limite.

### 7.3.4 Estimation de l'épaisseur de la couche limite en utilisant les résultats de dilatace de Reynolds des BAP

Dans la zone de fort taux de cisaillement dans le tribomètre est créée une couche de mortier qui correspond à la couche limite formée lors du pompage [13]. Visuellement, on peut constater à la Figure 7-15 que le supplément du volume de matériaux dilatés localisés à côté du cylindre interne est constitué principalement du mortier fin. La dilatace de Reynolds induite par le réarrangement et la migration des particules solides des zones de fort cisaillement vers les zones moins cisillées laissent le fluide suspendant se déplacer vers le cylindre interne et former une couche limite autour de la paroi du cylindre interne du tribomètre. Par conséquent, une méthode est établie pour estimer l'épaisseur ( $D_{LL}$ ) de la couche limite formée lors de l'essai au tribomètre. Cela consiste à déterminer le quotient du rapport

entre la variation du volume induit par le cisaillement ( $\Delta V_{\text{Total}}$ ) et la surface totale immergée du cylindre interne ( $A_{\text{Total}}$ ), comme suit :

$$D_{LL} = \frac{\Delta V_{\text{Total}}}{A_{\text{Total}} = A_{\text{cyl}} + A_{\text{cone}}} = \frac{RD(\%) \times 8.6 L}{(2\pi \times R_{\text{in}} \times h_{\text{cyl}}) + \left( \pi \times R_{\text{in}} \times \sqrt{R_{\text{in}}^2 + h_{\text{cone}}^2} \right)} \quad (7-22)$$

Où  $A_{\text{cyl}}$ ,  $h_{\text{cyl}}$ ,  $A_{\text{cone}}$ , et  $h_{\text{cone}}$  sont respectivement l'aire de la surface et la hauteur de la partie immergée du cylindre et du cône au bout le cylindre. Les valeurs minimale et maximale de l'épaisseur de la couche limite déterminées avec cette relation sont obtenues respectivement sur les mélanges N8 (110  $\mu\text{m}$ ) et N1 (886  $\mu\text{m}$ ) dans le cas des BAP conventionnels et sur les mélanges E8 (228  $\mu\text{m}$ ) et E6 (899  $\mu\text{m}$ ) dans le cas des BAP-éco. Il est clair que ces valeurs d'épaisseur de la couche limite sont sous-estimées au regard des valeurs rapportées dans la littérature [13, 14, 15, 16]. Il faut toutefois noter que les valeurs de dilatace de Reynolds calculées dans cette étude sont obtenues sous les forces de friction et de cisaillement, sans application d'une pression comme dans le cas réel du processus de pompage. La présence de la pression peut augmenter le mécanisme de migration de particules et, par conséquent, l'épaisseur de la couche limite comparativement au cas de l'essai au tribomètre.



(a)



(b)



(c)

Figure 7-15: Accumulation des bulles d'air à la surface du béton autour du cylindre interne (zone de fort taux de cisaillement), après cisaillement, dans le cas des mélanges (a) E10, (b) E12, et (c) E14.

Au vu des différentes analyses et discussions précédentes, il apparaît que le principal paramètre du mélange de BAP qui gouverne la dilatance est le rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulats. La teneur volumétrique ( $\varphi$ ) pouvant facilement être ajustée, la compacité granulaire ( $\varphi_{\max}$ ) reste le paramètre à contrôler. Sa détermination peut nécessiter plus de temps. Sachant que ce paramètre est intrinsèquement lié à la forme des particules, l'identification des relations directes entre les caractéristiques morphologiques des granulats et la compacité granulaire et par la suite la dilatance de Reynolds peut être de grand intérêt pour le choix des granulats lors de la formulation des BAP. En effet, des relations directes de ce type permettront de faciliter le choix de granulats d'un mélange optimal pour le pompage.

### **7.3.5 Effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la compacité granulaire du système**

La Figure 7-16a présente un rappel de comparaison entre les valeurs de compacités granulaires théoriques ( $PD_{\text{Theoretical}}$ ) de tout le système de particules solides (gros granulats + particules fines) et leur compacité expérimentale ( $PD_{\text{Experimental}}$ ) variant respectivement de 0,550 à 0,630 et de 0,692 à 0,718. Une très bonne corrélation existe entre les valeurs de  $PD_{\text{Theoretical}}$  et celles de  $PD_{\text{Experimental}}$ . Avec tout de même une sous-estimation des valeurs de compacité dans le cas de calcul théorique. Ceci peut être attribué à la non-considération de l'irrégularité de formes des granulats dans le modèle théorique de compacité granulaire [17], car dans ce cas, toutes les particules sont supposées parfaitement sphériques. Ceci peut mettre en exergue l'effet des caractéristiques morphologiques sur le degré de compaction d'un mélange granulaire.

Afin d'évaluer l'effet des caractéristiques morphologiques sur la compacité granulaire, l'évolution des compacités granulaires des gros granulats ( $> 1,25$  mm) des cinq systèmes étudiés en fonction des valeurs moyennes de leurs caractéristiques morphologiques (Eq. 7-7 et Tableau 7-5) a été établie. Comme elle a été présentée dans les Figures 7-16b, 7-16c et 7-16d, la compacité granulaire est fortement dépendante des caractéristiques de forme, de taille et de la texture de surface des granulats. ( $R^2 \geq 0,949$ ). D'une part, les granulats de forme plus arrondie (circularité et sphéricité élevées) et lisse (faible rugosité) présentent des valeurs de compacité granulaire plus grandes. D'autre part, lorsque l'allongement et le diamètre moyen des granulats augmentent, la compacité du système diminue. De fait, les caractéristiques morphologiques des granulats peuvent influencer significativement la dilatance de Reynolds et, par conséquent, la formation de la couche limite.

### **7.3.6 Effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la dilatance de Reynolds des BAP**

Précédemment, nous avons montré que les caractéristiques morphologiques des granulats influencent considérablement la compacité granulaire et pourront, de ce fait, influencer significativement la dilatance de Reynolds des bétons. Cette dernière hypothèse a été étudiée dans cette section. Par ailleurs, et comme le montre la Figure 7-17, en considérant un système dont l'empilement granulaire est plus proche de sa teneur volumétrique ( $\varphi$ ) dans une unité de volume de BAP ( $V_C = 1$ ), un volume de mortier fin minimal appelé mortier fin compacté ( $V_{\text{CFM}}$ ) est nécessaire pour remplir le vide entre les particules granulaires compactées ( $V_{\text{CCA}}$ ) avec une compacité maximale  $\varphi_{\max}$ . La fluidité du BAP sera induite en particulier par le volume du mortier fin restant, désigné par le volume de mortier fin en excès ( $V_{\text{EFM}}$ ).

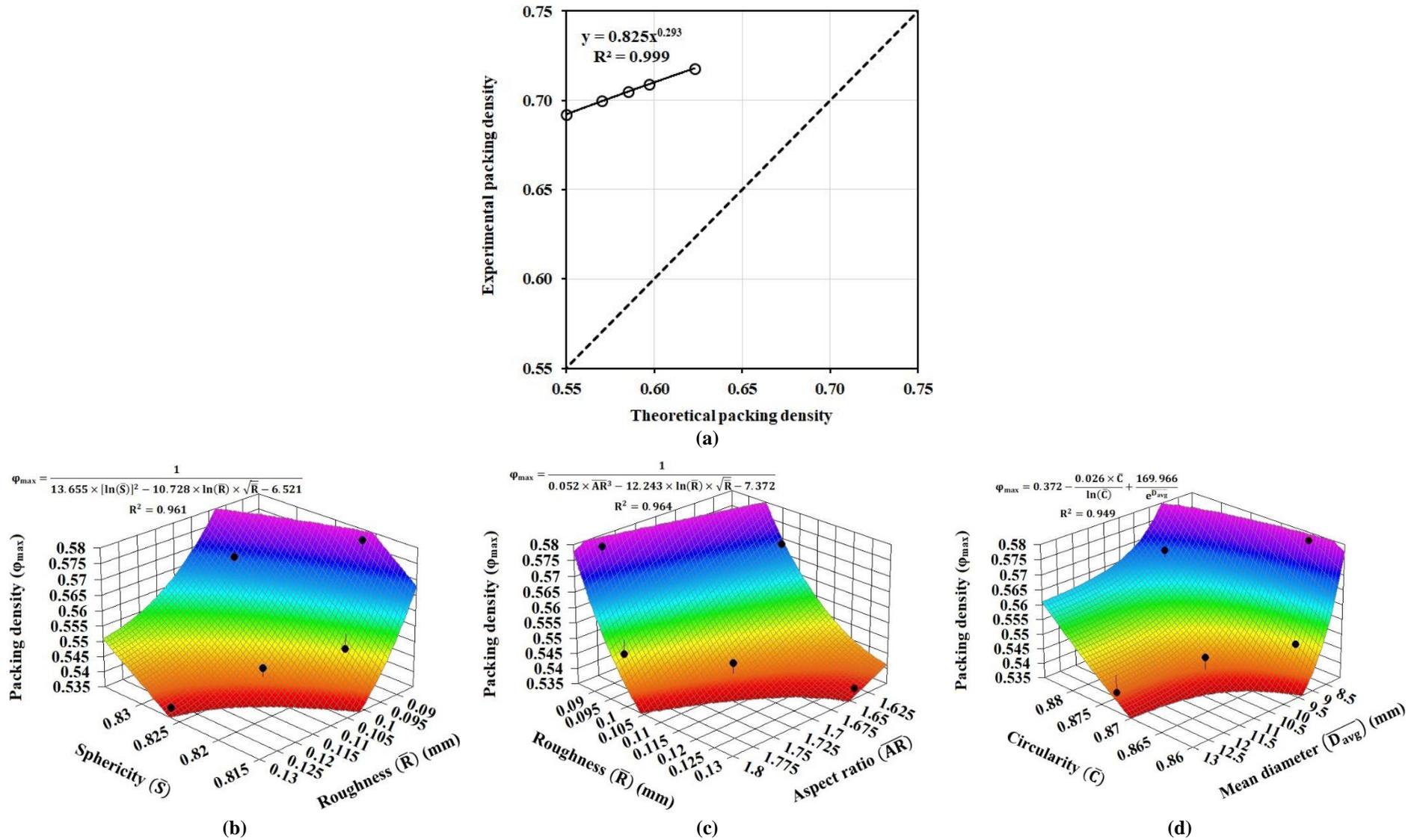


Figure 7-16: (a) Compacité expérimentale ( $PD_{Experimental}$ ) contre celle théorique ( $PD_{Theoretical}$ ) de l'ensemble des particules solides (fines et grossières), et compacité ( $\phi_{max}$ ) contre les caractéristiques morphologiques moyennes des gros granulats ( $> 1,25$  mm) des cinq systèmes étudiés, comprenant : (b) la sphéricité ( $\bar{S}$ ) et rugosité ( $\bar{R}$ ), (c) l'élongation ( $\bar{AR}$ ) et rugosité ( $\bar{R}$ ), puis (d) circularité ( $\bar{C}$ ) et diamètre moyen ( $\bar{D}_{avg}$ ).

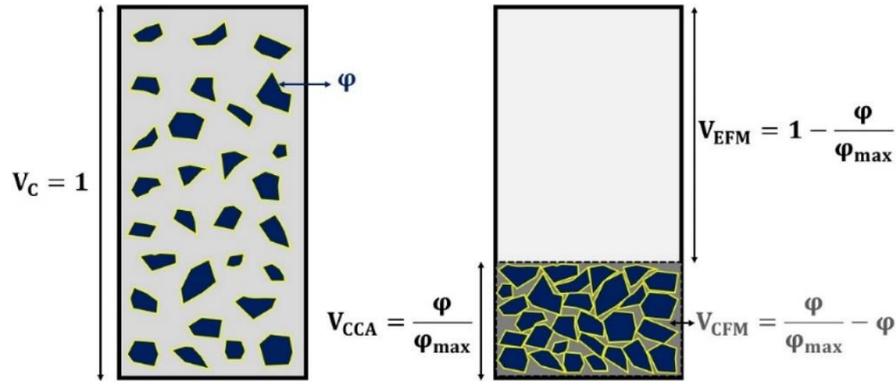


Figure 7-17: Volume unitaire de BAP ( $V_C = 1$ ) comme suspension diphasique d'un volume de granulats ( $\varphi$ ) et un mortier fin, comprenant le volume compact du mortier fin ( $V_{CFM}$ ), volume de gros granulats compactés ( $V_{CCA}$ ), volume de mortier fin en excès ( $V_{EFM}$ ).

Comme schématisé à la Figure 7-17, le volume des granulats compactés ( $V_{CCA}$ ), le volume du mortier fin compacté ( $V_{CFM}$ , inclus dans le volume  $V_{CCA}$ ) et le volume du mortier fin en excès ( $V_{EFM}$ ) dans une unité de volume de BAP,  $V_C = 1$ , peuvent être estimés comme suit :

$$\varphi_{\max} = \frac{\varphi}{V_{CCA}} \quad (7-23)$$

$$V_{CCA} = \frac{\varphi}{\varphi_{\max}} \quad (7-24)$$

$$V_{CFM} = V_{CCA} - \varphi = \frac{\varphi}{\varphi_{\max}} - \varphi \quad (7-25)$$

$$V_{EFM} = 1 - V_{CCA} = 1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}} \quad (7-26)$$

Le mortier en excès est significativement cisailé lors de l'écoulement du BAP et interagit directement avec les particules solides. Par conséquent, les phénomènes induites par le cisaillement du BAP, y compris la dilataance de Reynolds, sont influencées par le volume de ce mortier fin en excès. En somme, ces manifestations, et plus particulièrement la dilataance de Reynolds, sont influencées par les propriétés rhéologiques du mortier fin, le volume du mortier fin en excès et les caractéristiques des granulats, (teneur, compacité granulaire et caractéristiques morphologiques).

Ainsi, dans cette section, l'effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la dilataance de Reynolds est évalué. Pour se faire, des modèles empiriques (Eqs 7-27 et 7-28) ont été proposés pour déterminer la dilataance de Reynolds des BAP en tenant compte des effets des caractéristiques morphologiques, de la teneur volumétrique ( $\varphi$ ) des granulats aussi bien que des effets du volume de mortier fin en excès ( $V_{EFM}$ ) et des propriétés d'écoulement du mortier fin comprenant les propriétés visco-élastoplastiques ( $X_{FM}$ ) et l'étalement au mini-cône ( $MSF_{FM}$ ).

$$\begin{aligned} RD(MSF_{FM}) &= f\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}, MSF_{FM}, V_{EFM}, AV_C, \overline{D_{avg}}, \overline{AR}, \overline{R}\right) \\ &= \alpha \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{\beta_{CA}} \times (MSF_{FM} \times V_{EFM})^{\beta_{FM}} \times (AV_C)^{\beta_{AV_C}} \times (\overline{D_{avg}})^{\beta_{\overline{D_{avg}}}} \times (\overline{AR})^{\beta_{\overline{AR}}} \times (\overline{R})^{\beta_{\overline{R}}} \end{aligned} \quad (7-27)$$

$$RD(X_{FM}) = f\left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}, X_{FM}, V_{EFM}, AV_C, \overline{D_{avg}}, \overline{AR}, \overline{R}\right) \quad (7-28)$$

$$= \alpha \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{\beta_{CA}} \times \left(\frac{X_{FM}}{V_{EFM}}\right)^{\beta_{FM}} \times (AV_C)^{\beta_{AV_C}} \times (\overline{D_{avg}})^{\beta_{\overline{D_{avg}}}} \times (\overline{AR})^{\beta_{\overline{AR}}} \times (\overline{R})^{\beta_{\overline{R}}}$$

Où  $\alpha$ ,  $\beta_{CA}$ ,  $\beta_{FM}$ ,  $\beta_{AV_C}$ ,  $\beta_{\overline{D_{avg}}}$ ,  $\beta_{\overline{AR}}$ , et  $\beta_{\overline{R}}$  sont le facteur d'ajustement et les indices de puissance du degré de compaction des granulats, des propriétés de mortier fin et des caractéristiques morphologiques des granulats. Pour rappel, les caractéristiques morphologiques incluent l'aire de la surface 3D des granulats par volume du béton ( $AV_C$ ), le diamètre moyen ( $\overline{D_{avg}}$ ), l'élongation ( $\overline{AR}$ ), et la rugosité ( $\overline{R}$ ). Ces facteurs d'ajustement et de puissance ont été individuellement déterminés pour différentes caractéristiques d'écoulement du mortier en utilisant le Solveur de Microsoft Excel. Les relations établies se présentent alors comme suit :

$$RD = 0,609 \times \frac{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{2,017}}{(MSF_{FM} \times V_{EFM})^{0,761}} \times \frac{(AV_C)^{2,980} \times (\overline{R})^{3,283}}{(\overline{D_{avg}})^{2,595} \times (\overline{AR})^{2,575}} \quad (7-29)$$

$$RD = 0,572 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{4,357} \times \left(\frac{\tau_0}{V_{EFM}}\right)^{0,089} \times \frac{(AV_C)^{2,248} \times (\overline{R})^{2,806}}{(\overline{D_{avg}})^{2,402} \times (\overline{AR})^{2,156}} \quad (7-30)$$

$$RD = 0,280 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{3,669} \times \left(\frac{\mu_p}{V_{EFM}}\right)^{0,154} \times \frac{(AV_C)^{2,820} \times (\overline{R})^{3,563}}{(\overline{D_{avg}})^{2,860} \times (\overline{AR})^{2,418}} \quad (7-31)$$

$$RD = 0,503 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{3,913} \times \left(\frac{G'}{V_{EFM}}\right)^{0,114} \times \frac{(AV_C)^{2,762} \times (\overline{R})^{3,575}}{(\overline{D_{avg}})^{2,906} \times (\overline{AR})^{2,452}} \quad (7-32)$$

$$RD = 0,503 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{3,415} \times \left(\frac{G''}{V_{EFM}}\right)^{0,134} \times \frac{(AV_C)^{3,266} \times (\overline{R})^{4,371}}{(\overline{D_{avg}})^{3,422} \times (\overline{AR})^{2,683}} \quad (7-33)$$

$$RD = 2,711 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{5,279} \times \left(\frac{\gamma_{critical}}{V_{EFM}}\right)^{0,064} \times \frac{(AV_C)^{1,266} \times (\overline{R})^{1,423}}{(\overline{D_{avg}})^{1,592} \times (\overline{AR})^{1,674}} \quad (7-34)$$

Les résultats de la dilataance de Reynolds des BAP étudiés, obtenus à partir des modèles empiriques proposés, sont rapportés aux valeurs expérimentales et présentés à la Figure 7-18. Les coefficients de corrélation ( $R^2$ ) et les valeurs de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) sont utilisés pour évaluer la précision des modèles établis. L'erreur quadratique moyenne est calculée par la formule suivante :

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left[ (RD_{Experimental_i} - RD_{Theoretical_i})^2 \right]}{N}} \quad (7-35)$$

Où  $RD_{Experimental_i}$ ,  $RD_{Theoretical_i}$ , et  $N$  représentent respectivement la dilataance de Reynolds expérimentale, la dilataance de Reynolds théorique et le nombre des BAP étudiés. Il convient de rappeler que la dilataance de Reynolds expérimentale des BAP E7 et E15 n'a pas pu être déterminée à cause de leur très faible stabilité statique qui empêche de mener à bien l'essai tribologique sur ces mélanges. Par conséquent, le nombre de mélanges de BAP ( $N$ ) dans l' Eq. 7-35 est égal à 28.

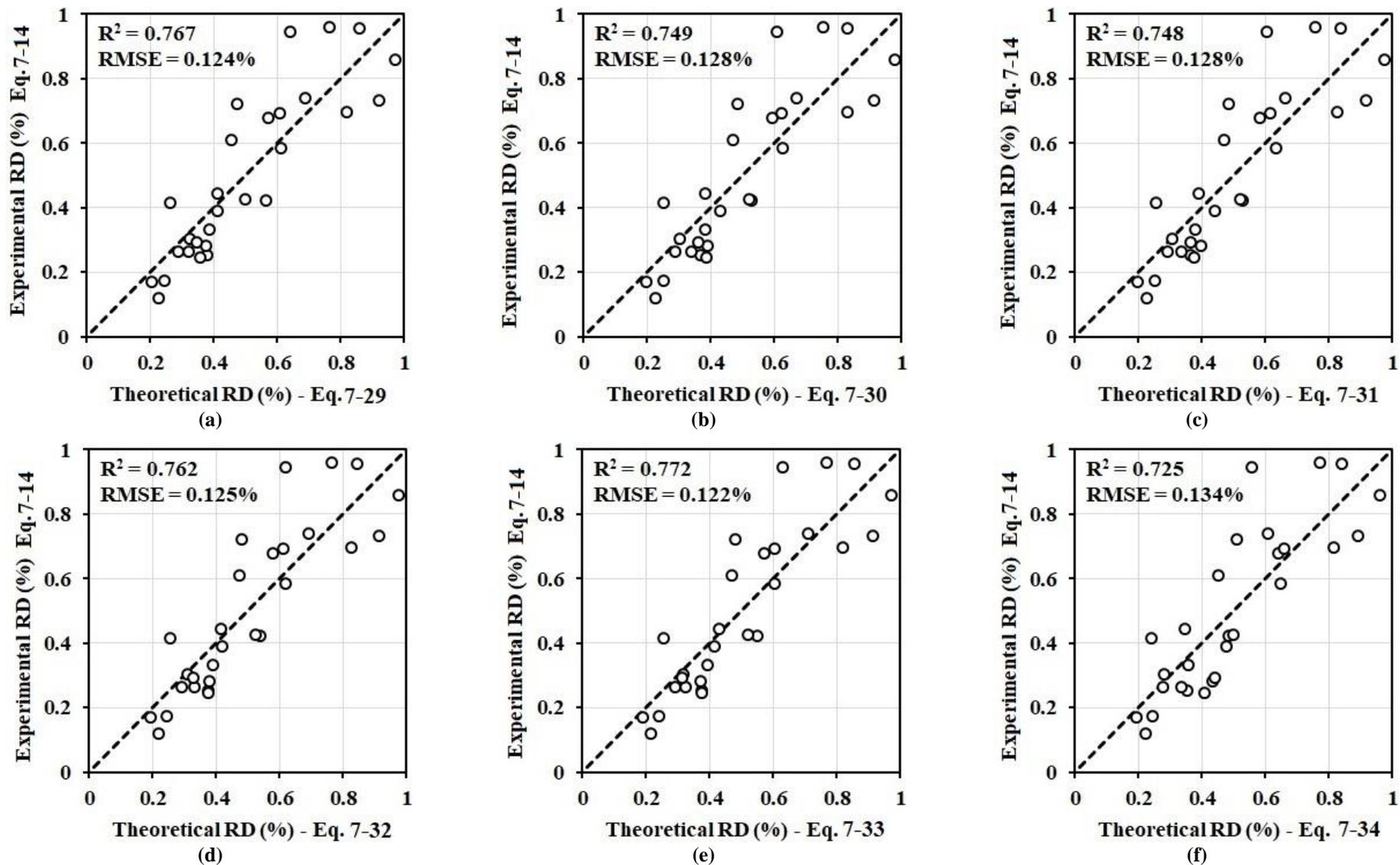


Figure 7-18: Valeurs expérimentales de la dilatace de Reynolds des BAP étudiés contre leurs valeurs théoriques correspondantes, obtenues à partir de : (a) Eq. 7-29, (b) Eq. 7-30, (c) Eq. 7-31, (d) Eq. 7-32, (e) Eq. 7-33, et (f) Eq. 7-34.

Les indices de puissance dans les modèles proposés expriment la contribution de chaque propriété sur la valeur de la dilataance de Reynolds du BAP. On peut remarquer dans les Éqs 7-29 à 7-34, les contributions du rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats, de l'étalement et des propriétés rhéologiques du mortier fin à la valeur de la dilataance de Reynolds, sont en accord avec la tendance observée précédemment dans la section 7.3.2. Cependant, la prise en compte de l'effet des autres paramètres, notamment les caractéristiques morphologiques des granulats et le volume du mortier fin en excès améliore la précision de la corrélation entre la dilataance de Reynolds et les propriétés du mortier fin et le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats, avec des valeurs de  $R^2$  de 0,725 à 0,772 (Figure 7-18) contre celles obtenues précédemment de 0,713 à 0,749 dans la section 7.3.2.

Selon la contribution positive des propriétés du mortier fin que révèlent les modèles proposés (valeurs positives de  $\beta_{FM}$ ), l'augmentation du volume de mortier fin en excès ( $V_{EFM}$ ) entraîne la diminution de la dilataance de Reynolds. Ceci peut être dû à une plus grande distance moyenne entre les particules solides lorsque le volume du mortier fin en excès augmente. Par conséquent, l'interconnexion et la friction des granulats sont réduites. Le réarrangement des particules et l'augmentation du volume à la suite du cisaillement seront alors faibles.

L'effet des caractéristiques morphologiques des gros granulats ( $> 1,25$  mm) sur la dilataance de Reynolds peut être évalué en utilisant leurs indices de puissance obtenus dans les modèles empiriques proposés ( $\beta_{AVC}$ ,  $\beta_{D_{avg}}$ ,  $\beta_{AR}$ , et  $\beta_R$ ). On peut constater à la Figure 7-18 que la dilataance de Reynolds des BAP étudiés est bien corrélée avec les caractéristiques morphologiques des gros granulats avec de faibles valeurs de RMSE comme suit :

#### ***7.3.6.1 L'aire de la surface 3D des gros granulats***

Selon la contribution de l'air de la surface 3D des granulats par volume du béton, exprimé par les valeurs de  $\beta_{AVC}$  dans les Éqs 7-29 à 7-34, pour une teneur des granulats donnée, le mélange du BAP formulé avec les gros granulats ayant une surface  $AV_C$  plus élevée présente une dilataance de Reynolds plus grande sous cisaillement. En effet, l'augmentation de la surface des granulats peut conduire à une forte interaction entre les particules. En outre, pour des propriétés rhéologiques de la phase suspendante donnée, une augmentation de la surface des granulats résulte en des forces de traînée plus importantes et, par conséquent, plus de pression exercée sur les granulats à l'intérieur de la matrice fluide. Ce qui peut donc favoriser leur réarrangement et conduire à une dilataance de Reynolds plus élevée sous cisaillement.

#### ***7.3.6.2 La rugosité***

Parmi toutes les caractéristiques morphologiques des granulats, il apparaît dans les Éqs 7-29 à 7-34 que la rugosité est celle qui présente l'effet le plus dominant ( $\beta_R$ ) sur la dilataance de Reynolds des BAP étudiés. Selon les modèles établis, la dilataance de Reynolds des BAP augmente avec la rugosité des granulats. Cela est dû par la friction intergranulaire plus grande avec la rugosité qui favorise considérablement l'interaction des granulats et leur réarrangement lors du cisaillement.

#### ***7.3.6.3 Le diamètre moyen***

En raison de l'effet négatif du diamètre moyen des gros granulats (c.-à-d., des valeurs négatives de  $\beta_{D_{avg}}$  dans les Eqs. 7-29 à 7-34), de faibles valeurs de dilataance de Reynolds sont obtenues sur les mélanges de BAP formulés avec des granulats beaucoup plus grossiers. Cela peut être expliqué par le fait que l'augmentation du diamètre moyen des granulats peut abaisser le nombre de particules dans le mélange. Ce qui peut ensuite réduire la possibilité d'interconnexion entre les granulats et, par conséquent, leur réarrangement et l'augmentation du volume du mélange lors du cisaillement.

#### 7.3.6.4 Les caractéristiques de forme

L'allongement des gros granulats a montré un effet négatif sur le niveau de dilatace de Reynolds des BAP, qui est exprimé par des valeurs négatives de son indice de puissance  $\beta_{\overline{AR}}$  dans les Éqs 7-29 à 7-34. De fait, pour des propriétés du mortier fin données, les BAP formulés avec des granulats plus allongés (valeur de AR plus élevée), présentent de faibles valeurs de dilatace de Reynolds. En effet, sous l'effet du cisaillement, les granulats allongés peuvent facilement s'aligner parallèlement dans le sens de l'écoulement du béton. Cet alignement des particules dans le sens de l'écoulement peut diminuer le potentiel d'interaction entre les granulats et, par conséquent, réduire la dilatace de Reynolds du mélange. (Figure 7-19b). Ces résultats sont en accord avec les résultats rapportés par Wegner et al. [18] sur le cisaillement des matériaux granulaire dans une boîte cylindrique à cisaillement comme cela est schématisé à la Figure 7-19.

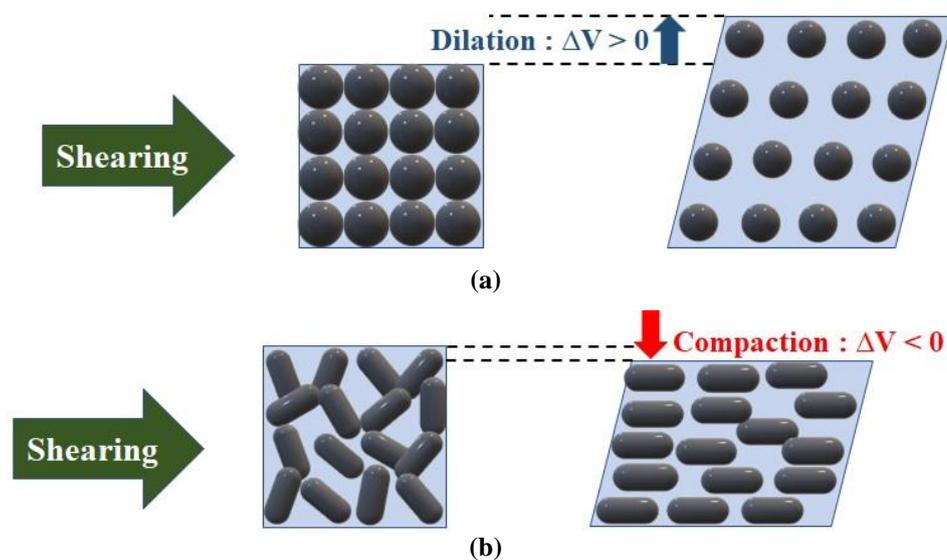


Figure 7-19: (a) Dilatace du système de particules rondes et (b) compaction du système de particules de forme allongée sous cisaillement, orientation et alignement des particules dans le sens de l'écoulement.

De la même façon, les résultats présentés aux Figures 7-20a et 7-20b montrent que les granulats plus arrondis, c'est-à-dire ayant une circularité et une sphéricité plus élevées, augmentent la dilatace de Reynolds du BAP. En effet, contrairement aux granulats allongés, les granulats arrondis ne vont pas s'aligner facilement dans le sens de l'écoulement lors du cisaillement (Figure 7-19a). D'autre part, avec une forme sphérique, des granulats arrondis peuvent facilement se tourner et se déplacer dans la matrice suspendante, comparativement aux granulats allongés. De plus, comme cela est présenté dans les Figures 7-16b et 7-16c et 7-16d, de fortes sphéricité et circularité (soit une faible élongation) des gros granulats résultent en des mélanges avec des valeurs de compacité granulaire plus élevées et donc avec plus d'interconnexions et plus de réarrangements des granulats sous cisaillement. Ce qui favorise l'augmentation de la dilatace de Reynolds du mélange du béton (Figures 7-19a et 7-19b).

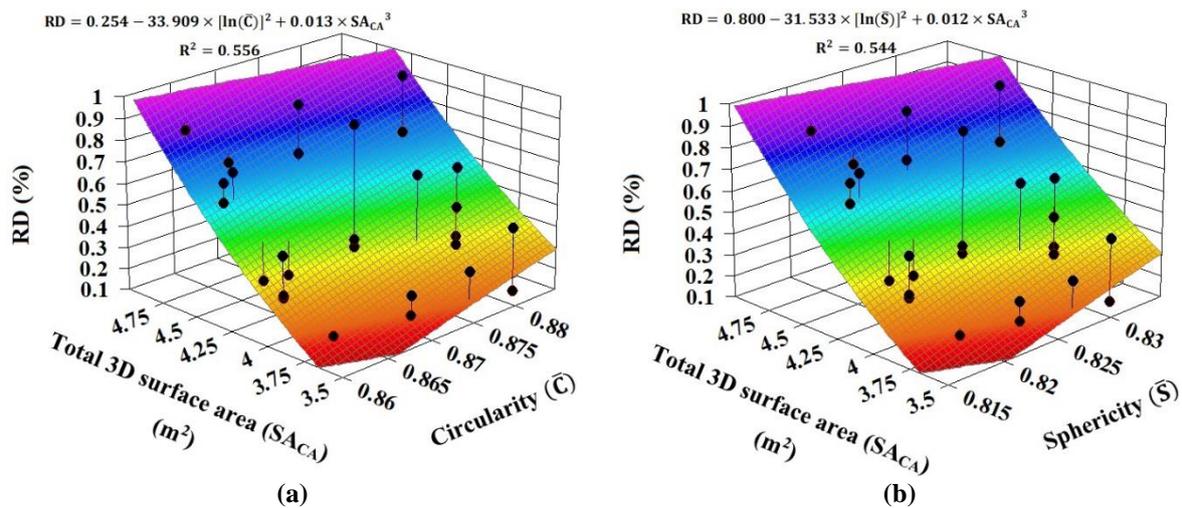


Figure 7-20: Dilatance de Reynolds des BAP étudiés en fonction de l'aire totale de la surface 3D des gros granulats (> 1,25 mm) (SA<sub>CA</sub>), (a) la circularité ( $\bar{C}$ ), et (b) la sphéricité ( $\bar{S}$ ) du système granulaire (> 1,25 mm).

## 7.4 Conclusions

Dans ce chapitre, la variation du volume du Béton induite par le cisaillement, appelé dilatace de Reynolds, des 30 BAP conventionnels et BAP-éco optimisés dans ce projet, a été évaluée en utilisant un tribomètre de cylindres coaxiaux et les outils d'analyse d'images 3D. Les profils de surface libre des BAP, avant et après cisaillement dans le tribomètre, sont numérisés en images 3D et analysés pour déterminer la dilatace de Reynolds des BAP. En outre, une méthodologie a été établie pour déterminer les caractéristiques morphologiques des granulats. À partir de l'analyse et discussion faites sur les résultats de cette partie de l'étude, les conclusions suivantes peuvent être retenues :

- Une nouvelle méthodologie a été proposée avec succès pour évaluer la dilatace de Reynolds des BAP avec les techniques d'images 3D et les outils CAO. La dilatace de Reynolds des BAP est évaluée en déterminant l'élévation de la surface du BAP après son cisaillement dans le tribomètre.
- La dilatace de Reynolds des BAP étudiés est corrélée aux paramètres d'ouvrabilité des BAP. D'une part, les BAP ayant un étalement élevé et un temps d'écoulement au V-Funnel faible présentent de faibles valeurs de dilatace de Reynolds. D'autre part, plus la capacité de passage, évaluée par les indices de blocage des essais de J-Ring ( $BI_{JR}$ ) et L-Box ( $h_2/h_1$ ), est faible, plus la dilatace de Reynolds du BAP est grande.
- L'effet de l'amplitude du taux de cisaillement sur la dilatace de Reynolds a été évalué. Des valeurs de dilatace de Reynolds plus élevées sont obtenues dans les zones de béton fortement cisailées et situées au voisinage du cylindre interne. Cela est dû à un réarrangement plus important des granulats dans cette zone de fort taux de cisaillement. Les observations au voisinage de cette zone fortement cisailée ont permis de proposer une méthode de détermination de l'épaisseur de la couche limite des BAP formée autour du cylindre interne, en utilisant les résultats de la dilatace.
- Les résultats ont montré que le degré de dilatace de Reynolds des BAP étudiés dépend des propriétés de la phase suspendante (mortier fin) et de la phase granulaire. Toutefois, en raison de l'inertie et l'interconnexion des granulats, leur caractéristique définie par le rapport ( $\phi/\phi_{max}$ )

s'avère le facteur le plus influant sur la dilatance de Reynolds des BAP comparativement aux propriétés d'ouvrabilité et rhéologiques de la phase suspendante.

- Une méthodologie de détermination des caractéristiques morphologiques des granulats a été proposée avec succès en utilisant les outils CAO et d'analyse d'images 3D. La compacité granulaire des granulats, qui s'est avérée vectrice de la dilatance de Reynolds, est directement corrélée aux caractéristiques morphologiques des granulats déterminées dans cette étude. En effet, les granulats de forme arrondie (forte circularité et sphéricité) présentent des valeurs de compacité granulaire élevées, tandis que les granulats plus rugueux ou de diamètres élevés conduisent à des compacités granulaires faibles.
- De nouveaux modèles empiriques ont été établis pour évaluer les effets des caractéristiques morphologiques et le degré de compaction des granulats, en tenant compte des effets du volume du mortier fin en excès, et des propriétés rhéologiques du mortier fin. La dilatance de Reynolds des BAP s'est avérée très dépendante des caractéristiques morphologiques des granulats comme c'est le cas de la compacité granulaire. La dilatance de Reynolds des BAP augmente avec la surface 3D des granulats aussi bien que la rugosité des granulats en raison de fortes interconnexion et friction granulaires qui en résultent. Les granulats de forme arrondie, de part leur facilité à se tourner et à se réarranger sous cisaillement, augmentent le degré de dilatance des BAP. En revanche, l'utilisation des granulats plus larges ou des granulats de forme allongée entraîne la diminution de la dilatance de Reynolds des BAP. Ceci permettra de faciliter le choix des granulats dans la formulation des BAP pour une meilleure pompabilité.

## Références

- [1] O. Reynolds, LVII. On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact. With experimental illustrations, *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, 20 (127) (1885) 469-481 <https://doi.org/10.1080/14786448508627791>
- [2] B. Metzger, J.E. Butler, Clouds of particles in a periodic shear flow, *Phys. Fluids*, 24 (2) (2012) 021703-1-6 <https://dx.doi.org/10.1063/1.3685537>
- [3] X. Meng, Y. Wang, Modeling dynamic flows of grain–fluid mixtures by coupling the mixture theory with a dilatancy law, *Acta Mechanica*, 229 (6) (2018) 2521-2538 <https://doi.org/10.1007/s00707-018-2111-9>
- [4] D. Feys, K.H. Khayat, A. Perez-Schell, R. Khatib, Development of a tribometer to characterize lubrication layer properties of self-consolidating concrete, *Cement & Concrete Composites*, 54 (2014) 40-52 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.05.008>
- [5] D. Feys, K.H. Khayat, Particle migration during concrete rheometry: How bad is it?, *Materials and Structures*, 50:122 (2017) <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0992-4>
- [6] T. Wagner, H.-G. Lipinski, An ImageJ library for connected component analysis and shape analysis, *Journal of Open Research Software*, 1(1) (2013) p.e6. <http://doi.org/10.5334/jors.ae>
- [7] R.A. Bagnold, Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear, *Proc. Roy. Soc.* 225A (1160) (1954) 49-63 <https://doi.org/10.1098/rspa.1954.0186>
- [8] G.K. Batchelor, The stress system in a suspension of force-free particles, *J. Fluid. Mech.* 41 (3) (1970) 545-570 <https://doi.org/10.1017/S0022112070000745>
- [9] C.W. Macosko, *Rheology Principles, Measurements and Applications*, Wiley-VCH (1994) ISBN: 978-0-471-18575-8.
- [10] P. Coussot, *Mudflow Rheology and Dynamics*, IAHR Monograph Series, Balkema Rotterdam Brookfield (1997) ISBN: 9789054106937 - CAT# RU40804.
- [11] D. Feys, R. Verhoeven, G. De Schutter, Why is fresh self-compacting concrete shear thickening?, *Cement and Concrete Research*, 39 (6) (2009) 510-523 <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.03.004>

- [12] N. P. Kruyt, L. Rothenburg, A micromechanical study of dilatancy of granular materials, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 95 (2016): 411-427 <https://doi.org/10.1016/j.jmps.2016.01.019>
- [13] D. Feys, K.H. Khayat, A. Perez-Schell, R. Khatib, Development of a tribometer to characterize lubrication layer properties of self-consolidating concrete, *Cement & Concrete Composites*, 54 (2014) 40-52 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.05.008>
- [14] D. Feys, K.H. Khayat, A. Perez-Schell, R. Khatib, Prediction of pumping pressure by means of new tribometer for highly-workable concrete, *Cement and Concrete Composites*, 57 (2015) 102-115 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.12.007>
- [15] D. Feys, K.H. Khayat, R. Khatib, How do concrete rheology, tribology, flow rate and pipe radius influence pumping pressure?, *Cement and Concrete Composites*, 66 (2016) 38-46 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.11.002>
- [16] D. Feys, R. Verhoeven, G. De Schutter, Full scale pumping tests on SCC: test description and results, *Proc. of the 3rd North American Conf. on the Design and Use of SCC*, Chicago, 2008.
- [17] P.A. Thompson, G.S. Grest, Granular Flow: Friction and the dilatancy transition, *Phys. Rev. Lett.*, 67 (13) (1991) 1751-1754 <https://doi.org/10.1103/PhysRevLett.67.1751>
- [18] S. Wegner, R. Stannarius, A. Boese, G. Rose, B. Szabo, E. Somfai, T. Borzsonyi, Effects of grain shape on packing and dilatancy of sheared granular materials, *Soft Matter*, 10 (28) (2014) 5157-5167 <https://doi.org/10.1039/c4sm00838c>

## Chapitre 8 Étude rhéo-morphologique des comportements d'hétérogénéité des BAP lors de l'écoulement et au repos.

### 8.1 Introduction

Lors des précédents chapitres, les BAP sont développés dans le but d'obtenir un comportement rhéologique régi par un seuil de cisaillement relativement faible et une viscosité plastique modérée, leur conférant une ouvrabilité plus grande par rapport aux bétons conventionnels [1-2]. C'est cela qui leur permet d'épouser les différentes formes sans une vibration externe et passer à travers les obstacles [3-5]. Cependant, et comme discuté précédemment, afin de garantir un comportement uniforme des éléments en béton, les BAP doivent garder une homogénéité acceptable lors de leurs écoulements, notamment lors de leur pompage, et par la suite après leur mise en place. C'est dans cette optique, que dans le cadre de la pompabilité des BAP, en plus de leur fluidité, cette étude s'intéresse aussi particulièrement à la stabilité des BAP optimisés lors de leur écoulement en zones confinées (capacité de passage) ou non confinées (ségrégation dynamique) et plus tard à leur instabilité après écoulement au repos (stabilité statique).

Dans ce chapitre, l'ensemble des comportements d'hétérogénéité des BAP lors de l'écoulement (ségrégation dynamique et capacité de passage) et au repos après écoulement (ségrégation statique) des BAP optimisés dans cette thèse sont investigués. En plus de la méthodologie de caractérisation de la ségrégation dynamique et statique présentée au chapitre 6, une nouvelle méthodologie d'évaluation de la capacité de passage (blocage des granulats) est proposée en utilisant les essais de J-Ring et L-Box.

Des modèles analytiques ont été établis pour déterminer les différentes forces s'appliquant sur le système granulaire du BAP lors de ses phénomènes d'hétérogénéité. Une évaluation complète de l'influence des caractéristiques morphologiques du système granulaire en tenant compte de la rhéologie du mortier fin suspendant est faite dans ce chapitre pour améliorer l'optimisation des mélanges de BAP pour faciliter leur écoulement en différentes conditions et leur mise en place.

### 8.2 Rappel sur les comportements d'hétérogénéité des BAP et critères d'évaluations

#### 8.2.1 Stabilité dynamique

Comme discuté dans le chapitre 6, la ségrégation dynamique est la migration de particule lors de l'écoulement du BAP et elle est due au gradient de taux de cisaillement qui se développe lors de l'écoulement. En conséquence, les granulats, migrant des zones de forts taux de cisaillement vers les zones de faibles taux de cisaillement [6]. Avec les viscosités plastiques et seuils de cisaillement faibles, les matrices fluides de mortier des BAP peuvent ne pas être en mesure de développer une force de trainée suffisante pour transporter les granulats. Cela entraîne la ségrégation des granulats sur de longues distances d'écoulement. En conséquence, une faible teneur de granulats est obtenue dans une section de fin d'écoulement par rapport au point initial de mise en place. Ce phénomène a été largement discuté dans le chapitre 6. Un indice d'évaluation de la ségrégation dynamique a été précédemment proposé dans cette étude.

#### 8.2.2 Stabilité statique

La ségrégation statique désigne la sédimentation des granulats du BAP au repos, sous l'effet de différence de densité entre les granulats et le fluide suspendant. Comme toute autre forme d'hétérogénéité, la ségrégation statique les propriétés mécaniques [7] et de durabilité [8] de la structure en béton. Elle peut être encore plus critique en présence d'une vibration externe [9]. Il est alors nécessaire de comprendre les fondamentaux du mécanisme de cette instabilité afin d'éviter les conséquences négatives et mieux optimiser le mélange des BAP.

En faisant un équilibre des forces s'exerçant sur le BAP au repos, Roussel [1] a établi un cadre théorique pour déterminer les seuils critiques des caractéristiques des granulats et celles de la matrice de suspension. En effet, à l'équilibre, afin d'assurer la stabilité d'une particule de volume  $V$  et de densité  $\rho_s$ , les forces de gravitation et de flottaison combinées ( $F_{g-b}$ ) sur la particule qui sédimente avec une vitesse  $V_s$ , dans un fluide suspendant Binghamien de densité, de seuil de cisaillement, de viscosité plastique et apparente de  $\rho_f$ ,  $\tau_0$ ,  $\mu_p$ , et  $\mu_{app}$ , respectivement, doivent être égales à la force de trainée ( $F_d$ ) comme suit :

$$F_{g-b} = V|\rho_s - \rho_f|g \quad (8-1)$$

$$F_d = \frac{1}{2}C_D \cdot \rho_f \cdot A \cdot V_s^2 \quad (8-2)$$

Où  $C_D$  et  $A$  sont, respectivement, le coefficient de trainée et l'aire de la section transversale de la particule en sédimentation, et perpendiculaire à la direction de sédimentation. Il faut noter que ces paramètres dépendent du régime d'écoulement, qui est déterminé par le nombre de Reynolds ( $Re = \frac{\rho_f V_s d}{\mu_p}$ ), et la forme de la particule.

En supposant une particule de forme sphérique avec un diamètre  $d$  et un régime d'écoulement de Stokes ( $Re \ll 1$ ), le coefficient de trainée  $C_D = 24/Re$ , l'air de la section projetée  $A = \pi d^2/4$  et une valeur moyenne de taux de cisaillement  $\dot{\gamma} = \frac{V_s}{d}$  peuvent être estimés au voisinage de la particule en sédimentation. Par ailleurs, il faut mentionner que dans un écoulement de Stokes, les forces d'inertie sont négligeables à côté des forces visqueuses et l'écoulement de la particule reste sans turbulence derrière elle [10]. S'il n'y a pas de ségrégation, la vitesse relative de sédimentation de la sphère par rapport au fluide suspendant doit être égale à zéro. Par conséquent, le diamètre critique,  $d_c$ , en dessous duquel ( $d < d_c$ ) les particules sont stables a été estimé par :

$$d_c = \frac{K \cdot \tau_0}{|\rho_s - \rho_f|g} \quad (8-3)$$

Où  $K$  dépend de la forme de particule et égale à 18 pour une sphère. Alors que certaines particules en sédimentation arrivent dans la zone où elles s'arrêtent de se déplacer, d'autres particules, en dessus, continuent de se converger vers les particules déjà ségréguées. En conséquence, on s'attend à ce que la compacité dans la zone de dépôt de granulats augmente jusqu'à atteindre la compacité granulaire maximale (c-à-d,  $\phi \rightarrow \phi_{max}$ ). Cependant, en raison de la nature non-Newtonnien du fluide suspendant, la fraction solide n'arrivera pas à atteindre cette compacité maximale [1]. En effet, chaque couple de particules convergentes génère une force de serrage interparticulaire ( $F_{sq}$ ) qui est inversement proportionnelle à la distance entre les particules ( $\delta$ ) [11-12]. Dans la zone ségréguée, où  $V_s$  tend vers zéro, la force de serrage entre les particules peut être obtenue par :

$$F_{sq} = \frac{M \cdot \tau_0 \cdot d^3}{\delta} \quad (8-4)$$

Où  $M$  est un paramètre de forme qui est égal à  $3\pi/4$  pour des particules sphériques identiques. Comme les particules deviennent de plus en plus proches,  $F_{sq}$  augmente et, lorsque les forces de serrage, de flottaison et de gravitation sont en équilibre (c-à-d,  $F_{sq} = F_{g-b}$ ), les particules cessent de converger. De ce fait, la compacité granulaire pourrait être inférieure à la compacité maximale aléatoire ( $\phi < \phi_{max}$ ) et la ségrégation cesse avant l'atteinte de cette compacité maximale. Par conséquent, la distance la plus courte entre les particules ségréguées peut être déterminée comme suit :

$$\delta = \frac{6 \cdot M \cdot \tau_0}{\pi|\rho_s - \rho_f|g} \quad (8-5)$$

D'autre part, selon De Larrard [13], la distance minimale entre deux particules sphériques peut être liée à la fraction de solides ( $\phi$ ), le diamètre ( $d$ ), et la compacité maximale des particules ( $\phi_{max}$ ) comme suit :

$$\delta = d \left( \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}}} - 1 \right) \quad (8-6)$$

Ainsi, si le diamètre de la particule est supérieur à  $d_c$  ( $d > d_c$  : par rapport au premier critère de ségrégation statique Eq. 8-3), la proportion volumique critique des solides ( $\varphi_c$ ), en dessous de laquelle (c-à-d,  $\varphi < \varphi_c$ ) la suspension est instable, peut être obtenue par combinaison des Eqs. 8-5 et 8-6 comme suit:

$$\varphi_c = \frac{\varphi_{\max}}{\sqrt[3]{\frac{6M \cdot \tau_0}{\pi |\rho_s - \rho_f| \cdot d \cdot g}} + 1} \quad (8-7)$$

Les deux critères de stabilité statique d'une suspension, établis par Roussel [1] peuvent être résumés comme suit :

$$\text{Critères de stabilité statique : } \begin{cases} d < d_c, & \text{Indépendamment de } \varphi \\ \varphi > \varphi_c, & \text{si } d > d_c \end{cases} \quad (8-8)$$

Par ailleurs, la sédimentation d'une particule est modifiée par la présence d'autres particules à cause de l'effet de groupe des particules (PLE) [14-15]. Le facteur de l'effet de groupe (LF) a été défini à travers l'Eq. 8-10, montrant son effet positif sur la stabilité statique du BAP:

$$LF = \frac{(V_n + \sum_{i=2}^{n-1} (a_i \cdot V_i) - V_1) \times \varphi^2}{d_{\min} \cdot d_{\max}} \quad (8-10)$$

Où "i = 1 à n" est le nombre de classes des granulats,  $V_1$  et  $V_n$  sont les fractions volumétriques (par unité de volume des granulats) de la plus grande et la plus petite classe de granulats de diamètre maximal et minimal  $d_{\max}$  et  $d_{\min}$ , respectivement.  $a_2$  à  $a_{n-1}$  sont des coefficients empiriques à déterminer et  $\varphi$  est le volume total des granulats (par unité de volume du béton). Selon Esmailkhanian et al. [16], LF montre que l'effet de la classe de particules fines ( $i = n$ ) et celui des particules plus grossières ( $i = 1$ ) sur PLE et, par conséquent, sur la stabilité statique des BAP sont toujours positif et négatif, respectivement. D'autre part, l'influence des classes moyennes ( $i = 2$  à  $n-1$ ) sur PLE est toujours positive, mais moins significative que celui de la classe des particules les plus fines. Cela est exprimé par les coefficients empiriques de  $a_2$  à  $a_{n-1} = 0,3$  dans l'Eq. 8-10.

Plusieurs essais empiriques sont utilisés pour évaluer la stabilité statique des BAP. Il a été rapporté que la stabilité statique des BAP dépend des paramètres viscoplastiques de la matrice suspendante (mortier ou pâte) [17-19] et les caractéristiques du système granulaires [17]. De plus, la distribution granulaire a montré un effet plus significatif parmi les caractéristiques du système granulaire. Cependant, comme discuté précédemment, à travers les Eqs. 8-1 à 8-10, les caractéristiques morphologiques des granulats peuvent influencer significativement les forces qui s'exercent sur les particules lors de leur ségrégation gravitationnelle, comprenant la force de serrage et la force de trainée, aussi bien que les valeurs du facteur de l'effet de groupe (LF). Ceci n'a pas encore été clairement investigué et il apparaît nécessaire de prendre en compte ces caractéristiques pour mieux comprendre les phénomènes d'hétérogénéité du BAP pendant et après sa mise en place.

En outre, lors de l'écoulement de Stokes, Tabuteau et al. [20] ont reporté que le coefficient de trainée ( $C_D$ ) d'une particule sphérique dans un fluide Herschel-Bulkley peut être paramétré en utilisant trois nombres sans

dimension qui sont, le nombre de Reynolds (Re), le nombre de Bingham (Bi) et le nombre de seuil (Y) donnés comme suit :

$$\text{Le nombre de Reynolds: } Re = \frac{\rho_f \cdot V_s^2}{k \cdot (V_s/d)^n} \quad (8-11)$$

$$\text{Le nombre de Bingham: } Bi = \frac{\tau_0}{k \cdot (V_s/d)^n} \quad (8-12)$$

$$\text{Le nombre de seuil: } Y = \frac{3 \cdot \tau_0}{g \cdot d \cdot |\rho_s - \rho_f|} \quad (8-13)$$

$$C_D = \frac{4 \cdot Bi}{Y \cdot Re} \quad (8-14)$$

Où k et n sont respectivement l'indice de consistance et l'indice de pseudoplasticité du fluide Herschel-Bulkley (avec  $\tau = \tau_0 + k \cdot \dot{\gamma}^n$ ).

D'autre part, la sédimentation des particules non sphériques est d'un intérêt particulier pour évaluer l'effet des propriétés de forme des particules sur les valeurs de coefficient de trainée [21-25]. Ce qui justifie une évaluation de la stabilité des suspensions de particules de formes irrégulières, comme dans le cas des BAP, en tenant compte des propriétés rhéologiques du fluide suspendant et les caractéristiques morphologiques des granulats. Bagheri et Bonadonna [26] ont proposé un modèle semi-empirique et semi-analytique complet pour estimer le coefficient de trainée d'une particule non sphérique en chute libre dans un liquide en fonction des caractéristiques morphologiques de la particule telle que la platitude, l'élongation, et le diamètre du volume équivalent d'une sphère ( $d_{eq} = \sqrt[3]{\frac{6V_p}{\pi}}$ , avec  $V_p$  le volume d'une particule sphérique), ainsi que le rapport densité de la particule sur densité du fluide ( $\rho' = \frac{\rho_s}{\rho_f}$ ), comme suit :

$$C_D = \frac{24 \cdot k_S}{Re} \left[ 1 + 0.125 \left( \frac{Re \cdot k_N}{k_S} \right)^{\frac{2}{3}} \right] + \frac{0.46 \cdot k_N}{1 + \left( \frac{Re \cdot k_N}{k_S} \right)} \quad (8-15)$$

Où

$$Re = \frac{\rho_f \cdot V_s \cdot d_{eq}}{\mu_p}, \quad k_S = \frac{\sqrt[3]{F_S} + \frac{1}{\sqrt[3]{F_S}}}{2}, \quad k_N = 10^{\alpha \cdot [-\log(F_N)]^\beta}, \quad F_S = f \cdot e^{1.3 \cdot \left( \frac{d_{eq}^3}{L \cdot I \cdot S} \right)}, \quad F_N = f^2 \cdot e \cdot \left( \frac{d_{eq}^3}{L \cdot I \cdot S} \right),$$

$$\alpha = 0.45 + \frac{10}{\exp[2.5 \cdot \log(\rho')] + 30}, \quad \text{and } \beta = 1 - \frac{37}{\exp[3 \cdot \log(\rho')] + 100}$$

Dans les équations ci-dessus,  $f = S/I$  et  $e = I/L$  sont respectivement la platitude et l'élongation avec L, I et S la dimension la plus longue, intermédiaire et la plus courte de la particule. Bagheri and Bonadonna [26] ont reporté que l'effet de la vesicularité et la rugosité des particules, qui est plus élevé pour les granulats concassés, sur le coefficient de trainée des particules non sphériques peut être estimé à 25 % dans un écoulement de Stokes. Ceci met aussi en exergue l'effet significatif des caractéristiques morphologiques des granulats sur la stabilité des BAP frais.

### 8.2.3 Capacité de passage

En raison de son comportement non-Newtonien et sa nature multiphasique, le BAP peut se comporter différemment lors de son écoulement à travers des zones étroites ou densément ferraillées. On peut distinguer entre autres :

#### 8.2.3.1 Le blocage dû à une faible fluidité

Il est connu que le profil final du BAP à l'arrêt, que ce soit en présence ou non des barres de ferrailage, dépend du seuil de cisaillement du mélange de BAP [27-28]. En effet, à l'arrêt, si le seuil de cisaillement du BAP est assez grand pour vaincre le gradient de pression induit par la gravitation dans le coffrage, l'écoulement s'arrête avant que le béton s'auto-nivèle, entraînant une forme finale non horizontale du profil [29]. Cela explique pourquoi le blocage du béton peut apparaître au voisinage des barres de ferrailage même dans le cas des bétons très fluides, sans avoir une hétérogénéité granulaire. Ce comportement régi par le seuil de cisaillement est souvent évalué à travers la différence d'écoulement de J-Ring et d'étalement (appelé  $\Delta_{J\text{-Ring}}$ ), le rapport des hauteurs du profil d'écoulement à la fin ( $h_2$ ) et au début ( $h_1$ ) du canal horizontal de L-Box ( $h_2/h_1$ ). Les valeurs de ces paramètres pour les BAP étudiés ont été déterminées dans le chapitre 4.

#### 8.2.3.2 Blocage des granulats

Dans ce cas de figure, le blocage est essentiellement dû à l'hétérogénéité des granulats. Lorsque la viscosité de la matrice suspendante (pâte ou mortier), est faible, la force de traînée risque d'être insuffisamment grande pour transporter les granulats et maintenir le mélange de BAP homogène. De plus la présence des barres de ferrailage peut localement augmenter le gradient de taux de cisaillement. Cela peut augmenter la migration des particules au voisinage des obstacles comme expliqué dans la section 8.2.1. Dépendamment de la distribution du système granulaire et l'espacement entre les barres, les granulats de différents diamètres vont s'accumuler graduellement derrière l'obstacle et former une voute. Cette voute de granulats peut être suffisamment stable et résister à la force de traînée, exercée par le fluide suspendant, et se séparer du reste du béton qui va passer à travers les barres de ferrailage (c-à-d, le blocage de granulats). Roussel et al. [29-30] ont montré que la probabilité de blocage de granulats ( $P$ ) est proportionnelle au volume total du béton ( $\Omega$ ), de la taille maximale ( $d_{\max}$ ) et de la teneur volumétrique des granulats ( $\varphi$ ), et inversement proportionnelle à l'espacement entre les barres comme suit :

$$P = \left( \frac{2.6 \Omega}{d_{\max}^3} \right) (0.1 \varphi) \left[ \frac{0.85 w^2}{0.81 (\beta \cdot d_{\max})^2} \right] \quad (8-16)$$

Où  $\beta$  est un paramètre empirique qui reflète la rondeur des granulats. En conséquence, les granulats concassés ( $\beta > 1$ ) sont supposés former de voute granulaire comparativement aux granulats de formes rondes ( $\beta \approx 1$ ).

Le potentiel de ce type de blocage est souvent évalué en mesurant la variation volumétrique des gros granulats dans l'essai de L-Box, derrière et après les barres [31-32]. Dans cette étude, une nouvelle méthodologie a été proposée pour évaluer le blocage des granulats de BAP en utilisant les dispositifs de J-Ring et L-Box.

## 8.3 Méthodologies d'évaluation des comportements d'hétérogénéité des BAP étudiés

Comme présenté dans le chapitre de la méthodologie, immédiatement après le malaxage du BAP, différents essais sont réalisés, y compris l'essai d'évaluation de la ségrégation statique et dynamique des BAP dans le T-Box, les essais d'évaluation de la capacité de passage relative à la fluidité (JRF et  $h_2/h_1$ ) dans les essais de J-Ring (JRF) et L-Box ( $h_2/h_1$ ) et l'évaluation du blocage des granulats de BAP effectuée avec les essais de J-Ring ( $BI_{JR}$ ) et L-Box ( $BI_{LB}$ ). Les méthodologies établies pour ces différents essais sont détaillées dans le chapitre de méthodologie.

### 8.3.1 Détermination du facteur de l'effet de groupe des systèmes granulaires (PLE)

Afin d'intégrer les interactions entre l'ensemble des 14 sous-classes granulaires dans les comportements d'hétérogénéité des BAP, la relation de détermination du facteur de l'effet de groupe du squelette granulaire proposée par Esmailkhanian [16] a été modifiée dans la présente étude. Cette nouvelle relation tient aussi compte du degré d'empilement des granulats ( $\phi/\phi_{\max}$ ) au lieu seulement de la teneur volumétrique ( $\phi$ ) du système de granulats comme suit :

$$LF = \frac{(V_{14} + 0.3 \times \sum_{i=2}^{13} V_i - V_1) \times \left(\frac{\phi}{\phi_{\max}}\right)^2}{d_{\min 14} \cdot d_{\max 1}} \quad (8-17)$$

Où  $i = 1$  à 14 et  $V_i$  sont le nombre et la fraction volumétrique (par unité de volume de l'ensemble des granulats) des sous-classes granulaires.  $V_1$  et  $V_{14}$  sont les fractions volumétriques des sous-classes la plus grossière et la plus fine, respectivement. Les paramètres  $d_{\min 14} = 2,050 \times 10^{-3}$  m and  $d_{\max 1} = 27,840 \times 10^{-3}$  m sont les diamètres moyens des sous-classes la plus fine ( $i = 14$ ) et la plus grossière ( $i = 1$ ), respectivement. Les valeurs de facteur de l'effet de groupe sont calculées pour tous les mélanges de BAP étudiés, ainsi que pour les échantillons correspondants pris dans les essais de T-Box, J-Ring et L-Box.

### 8.3.2 Hétérogénéité morphologique des systèmes granulaires

Comme discuté précédemment, les caractéristiques morphologiques des granulats peuvent affecter considérablement les performances des bétons. Par conséquent, en plus des variations en termes de teneur volumétrique, de distribution granulaire, et de compacité granulaire, les gradients de cisaillement et la présence des barres de ferrailage (ségrégation dynamique et blocage) peuvent induire des variations des caractéristiques morphologiques moyennes du squelette granulaire en différentes zones d'écoulement. Afin d'évaluer ce phénomène, les variations des caractéristiques morphologiques moyennes des granulats induites par la ségrégation dynamique et le blocage sont déterminées. Ces caractéristiques incluent les caractéristiques de taille ( $\overline{D_{avg}}$ , et  $\overline{AV}$ ), de forme ( $\overline{AR}$ ), et de la texture de surface ( $\overline{R}$ ). En conséquence, des indices d'hétérogénéité morphologique (MHI) sont définis pour les différents dispositifs d'essai comme suit :

$$MHI_{T-Box} (\%) = \frac{\overline{M.C.}_{Tilt-down} - \overline{M.C.}_{Tilt-up}}{\overline{M.C.}_{Reference}} \times 100 \% \quad (8-18)$$

$$MHI_{J-Ring} (\%) = \frac{\overline{M.C.}_{I-JR} - \overline{M.C.}_{O-JR}}{\overline{M.C.}_{Reference}} \times 100 \% \quad (8-19)$$

$$MHI_{L-Box} (\%) = \frac{\overline{M.C.}_{B-LB} - \overline{M.C.}_{E-LB}}{\overline{M.C.}_{Reference}} \times 100 \% \quad (8-20)$$

Où  $\overline{M.C.}_{Tilt-down}$ ,  $\overline{M.C.}_{Tilt-up}$ ,  $\overline{M.C.}_{I-JR}$ ,  $\overline{M.C.}_{O-JR}$ ,  $\overline{M.C.}_{B-LB}$ ,  $\overline{M.C.}_{E-LB}$ , et  $\overline{M.C.}_{Reference}$  sont des caractéristiques morphologiques moyennes (c-à-d,  $\overline{D_{avg}}$ ,  $\overline{AV}$ ,  $\overline{AR}$ , et  $\overline{R}$ ) des granulats des échantillons pris dans les sections descendante et montante de T-Box, à l'intérieur et à l'extérieur de J-Ring, au début et à la fin du canal horizontale de L-Box et le mélange granulaire de référence, respectivement. Ces valeurs moyennes sont obtenues à partir des fractions volumétriques des différentes sous-classes granulaires ( $i = 1$  à 14) dans chaque échantillon en utilisant l'équation suivante

$$\overline{M.C.} = \frac{\sum_{i=1}^{14} V_i \cdot C_i \times M.C._i}{\sum_{i=1}^{14} V_i \cdot C_i} \quad (8-21)$$

Par ailleurs, le diamètre moyen du volume de sphère équivalent des granulats, pris dans les essais de T-Box ( $D_{eq-TD}$ ) et L-Box ( $D_{eq-B}$ ) est calculé à partir de l'Eq. 8-22. Ce même diamètre moyen des 5 systèmes granulaires est déterminé par la même relation.

$$\text{Diamètre moyen du volume de sphère équivalent: } D_{eq} = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot \bar{V}}{\pi}} \quad (8-22)$$

#### **8.4 Présentation des résultats**

Les résultats discutés dans ce chapitre sont résumés dans les différents Tableaux suivants. Les caractéristiques morphologiques des cinq systèmes granulaires étudiés dans ce projet sont résumées au Tableau 8-1. Le Tableau 8-2 rappelle les compositions les densités et les propriétés rhéologiques des 10 pâtes de ciment des BAP étudiés. Outre les paramètres d'ouvrabilité et mécaniques des BAP et les propriétés d'ouvrabilité, mécaniques et rhéologiques des mortiers fins présentés respectivement dans les chapitres 4 et 5, les facteurs de l'effet de groupe, le paramètre AVC des granulats et les résultats d'évaluation des comportements d'hétérogénéité des BAP étudiés sont résumés au Tableau 8-3

Table 8-1: Composition, compacités, densité et caractéristiques morphologiques moyennes des squelettes granulaires étudiés.

N° de mélange granulaire	Fraction volumétrique				Compacité granulaire			Densité $\rho_{CA}$ > 1,25 mm (kg/m <sup>3</sup> )	Caractéristiques morphologiques moyennes du système de granulats (> 1,25 mm)					
	Sable	CA1	CA2	CA3	PD <sub>Theoretical</sub>	PD <sub>Experimental</sub>	$\Phi_{max}$ (> 1,25 mm)		$\overline{D}_{avg}$ (mm)	$\overline{AR}$	$\overline{V}$ (mm <sup>3</sup> )	$\overline{AV}$ (m <sup>-1</sup> )	$\overline{R}$ (mm)	D <sub>eq</sub> (mm)
1	0,55	0,12	-	0,33	0,550	0,692	0,537	2724	12,524	1,638	1852,964	1062,201	0,129	15,239
2	0,55	0,26	-	0,19	0,570	0,700	0,544	2716	10,507	1,709	1196,701	1164,577	0,110	13,172
3	0,55	0,38	-	0,07	0,585	0,705	0,548	2709	8,931	1,783	661,075	1244,313	0,095	10,808
4	0,55	0,07	0,29	0,08	0,597	0,709	0,568	2714	9,616	1,601	837,970	1143,623	0,100	11,697
5	0,55	0,38	0,07	0,00	0,623	0,718	0,578	2705	8,101	1,774	375,004	1270,638	0,087	8,947

Table 8-2: Propriétés à l'état frais des pâtes des BAP étudiés (dosage de AEA est 0,016 L/100 kg de liant).

Type	Melange	Mortier fin correspondant	w/b	Liant (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	HRWR (L/100 kg de liant)	$\rho_P$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\mu_{P-P}$ (Pa.s)	$\tau_{0-P}$ (Pa)
Pâtes de BAP conventionnels	P-N-14	M-N-14	0,36	1433	516		1962	0,092	24,6
	P-N-1-à-4	M-N-1-à-4	0,38	1393	529		1935	0,071	18,4
	P-N-9-à-13	M-N-9-à-13	0,40	1355	542	0,900	1909	0,054	12,4
	P-N-5-à-8	M-N-5-à-8	0,43	1302	560		1874	0,039	6,3
	P-N-15	M-N-15	0,45	1269	571		1852	0,037	5,9
Pâtes de BAP-éco	P-E-14	M-E-14	0,50	1194	597		1803	0,025	2,1
	P-E-1-à-4	M-E-1-à-4	0,55	1126	620		1757	0,018	1,2
	P-E-9-à-13	M-E-9-à-13	0,60	1066	640	0,988	1717	0,014	0,8
	P-E-5-à-8	M-E-5-à-8	0,65	1012	658		1680	0,011	0,6
	P-E-15	M-E-15	0,70	964	675		1649	0,009	0,5

Table 8-3: Résultats de caractérisation des comportements hétérogènes des BAP étudiés

Type de mélange	$\varphi_{CA}$ ( $> 1,25$ mm)	$AV_C$ ( $m^2/m^3$ )	$LF_{Reference}$	Stabilité statique		Stabilité dynamique				Capacité de passage					
				Pénétromètre		Essai T-Box		Essai J-Ring		Essai L-Box					
				PD (mm)	$V_{S-Seg}$ (mm/s)	DSI (%)	$V_{TB}$ (m/s)	$D_{Eq-TD}$ (mm)	JRF (mm)	$BI_{JR}$ (%)	$h_2/h_1$	$BI_{LB}$ (%)	$V_{LB}$ (m/s)	$D_{Eq-B}$ (mm)	
BAP conventionnels	N1	0,403	469,373	3453,8	1	0,008	9,0	0,253	14,162	460	20,4	0,43	8,6	0,106	14,646
	N2	0,406	464,444	3199,4	0	0,000	0,6	0,253	11,404	520	14,2	0,53	6,0	0,109	11,411
	N3	0,365	424,646	2827,0	24	0,200	46,1	0,253	14,507	745	1,7	0,95	0,5	0,190	12,446
	N4	0,367	420,173	2618,7	17	0,142	45,2	0,253	12,582	730	0,4	0,89	5,7	0,194	11,367
	N5	0,403	469,373	3453,8	7	0,058	9,2	0,253	15,021	645	16,1	0,48	10,6	0,195	14,187
	N6	0,406	464,444	3199,4	9	0,075	8,9	0,253	11,512	635	11,0	0,69	5,7	0,201	10,501
	N7	0,365	424,646	2827,0	20	0,167	34,0	0,253	14,260	755	7,4	0,89	5,2	0,375	13,355
	N8	0,367	420,173	2618,7	16	0,133	64,1	0,253	11,165	740	0,1	0,88	5,4	0,382	10,442
	N9	0,382	475,078	3053,5	7	0,058	11,4	0,253	11,072	665	8,3	0,68	3,7	0,189	11,530
	N10	0,386	410,263	3281,3	17	0,142	8,1	0,253	16,710	625	28,6	0,57	33,6	0,182	17,228
	N11	0,382	485,006	2750,0	1	0,008	39,4	0,253	8,897	625	3,3	0,70	1,5	0,197	8,844
	N12	0,414	514,695	3583,8	0	0,000	4,4	0,253	11,812	355	5,3	0,00	0,2	0,103	11,240
	N13	0,350	435,483	2565,7	18	0,150	66,6	0,253	11,558	760	7,6	0,88	2,6	0,281	10,748
	N14	0,382	475,078	3053,5	3	0,025	2,0	0,253	11,352	475	11,2	0,35	2,7	0,113	11,518
	N15	0,382	475,078	3053,5	16	0,133	27,6	0,253	12,457	675	6,9	0,86	1,6	0,423	10,127
BAP-éco	E1	0,441	513,962	4142,0	0	0,000	2,3	0,253	14,273	345	1,3	0,00	1,5	0,303	14,389
	E2	0,445	508,714	3838,1	3	0,025	8,2	0,253	11,588	360	10,5	0,00	11,8	0,321	12,190
	E3	0,403	469,373	3453,8	22	0,183	9,7	0,253	13,787	745	14,6	0,87	19,4	1,152	14,642
	E4	0,406	464,444	3199,4	21	0,175	10,6	0,253	10,899	760	7,1	0,89	13,9	1,190	12,011
	E5	0,441	513,962	4142,0	5	0,042	10,5	0,253	15,017	430	12,7	0,11	7,3	0,761	14,733
	E6	0,445	508,714	3838,1	3	0,025	6,3	0,253	12,574	470	17,8	0,04	7,8	0,806	11,959
	E7	0,403	469,373	3453,8	23	0,192	20,3	0,253	12,655	780	9,6	0,94	23,4	1,549	14,818
	E8	0,406	464,444	3199,4	27	0,225	6,5	0,253	10,615	765	17,5	0,62	31,8	1,601	12,781
	E9	0,420	522,660	3695,4	7	0,058	9,0	0,253	11,694	610	17,6	0,62	5,0	0,899	11,197
	E10	0,425	451,273	3970,1	6	0,050	3,9	0,253	16,479	660	25,5	0,34	39,3	0,847	17,292
	E11	0,420	533,441	3327,0	5	0,042	8,1	0,253	9,198	520	0,4	0,57	2,4	0,963	8,897
	E12	0,445	554,290	4156,4	0	0,000	3,9	0,253	11,786	285	-	0,00	0,1	0,294	11,264
	E13	0,395	491,030	3261,4	19	0,158	7,6	0,253	9,763	745	7,0	0,93	12,4	1,822	11,367
	E14	0,420	522,660	3695,4	3	0,025	0,8	0,253	11,503	535	13,3	0,24	10,7	0,476	11,495
	E15	0,420	522,660	3695,4	8	0,067	5,9	0,253	12,194	675	15,5	0,51	17,6	1,392	12,393

## 8.5 Discussions

### 8.5.1 Stabilité des mortiers fins des BAP étudiés

Dans ce projet de thèse, le BAP est considéré comme une suspension de gros granulats ( $> 1,25$  mm) dans une matrice homogène et stable de mortier fin ( $< 1,25$  mm). Les discussions des chapitres précédents ont montré que les différents comportements du mélange de BAP dépendent des caractéristiques de la phase granulaire ( $> 1,25$  mm) et les propriétés rhéologiques du mortier fin. Il convient de rappeler que cette approche diphasique du BAP est valide seulement si l'hypothèse de mortier fin comme fluide suspendant homogène et stable est confirmée. Pour confirmer cette hypothèse, la stabilité statique des mortiers fins des BAP étudiés est évaluée dans cette section.

La matrice de mortier fin est une suspension des particules fines ( $< 1,25$  mm) des granulats du béton dans la pâte de ciment. La stabilité statique des mortiers fins est évaluée en utilisant les critères de stabilité de l'Eqs. 8-8 et 8-9, définis par Roussel [1]. Premièrement, connaissant la densité ( $\rho_P$ ) des pâtes de ciment (Tableau 8-2) et celle des particules fines de sable ( $2670 \text{ kg/m}^3$ ), ainsi que le seuil de cisaillement de la pâte de ciment ( $\tau_{0,P}$  au Tableau 8-2), le diamètre critique du sable fin ( $d_{c-FS}$ ) en dessous duquel les particules du sable sont stables dans la pâte de ciment est calculé en utilisant l'Eq. 8-3, en supposant  $K=18$  pour une configuration sphérique des particules, et comparé au diamètre maximal de sable fin (soit  $1,25$  mm) dans des conditions critiques. Comme on peut l'observer dans le Tableau 8-4, la majorité des mortiers fins remplissent la première condition (Eq. 8-8) montrant des valeurs de  $d_{c-FS}$  comprises entre  $1,540$  et  $63,765$  mm qui sont supérieures au diamètre maximal des particules fines de sable (c-à-d,  $1,25$  mm).

Table 8-4: Validation des critères de stabilité des mortiers fins étudiés ( $\varphi_{max-FS} < 1,25 \text{ mm} = 0,623$ )

Type	Mélange	Pâte de ciment correspondant	$d_{c-FS}$ (mm) - Eqs. 8-3 et 8-8	$\varphi_{c-FS}$ - Eqs. 8-7 et 8-9	$\varphi_{FS}$
Mortiers fins des BAP conventionnels	M-N-1-2	P-N-1-à-4	45,919	-	-
	M-N-3-4	P-N-1-à-4	45,919	-	-
	M-N-5-6	P-N-5-à-8	14,521	-	-
	M-N-7-8	P-N-5-à-8	14,521	-	-
	M-N-9-10-11	P-N-9-à-13	29,914	-	-
	M-N-12	P-N-9-à-13	29,914	-	-
	M-N-13	P-N-9-à-13	29,914	-	-
	M-N-14	P-N-14	63,765	-	-
	M-N-15	P-N-15	13,228	-	-
Mortiers fins de BAP-éco	M-E-1-2	P-E-1-à-4	2,412	-	-
	M-E-3-4	P-E-1-à-4	2,412	-	-
	M-E-5-6	P-E-5-à-8	$1,112 < 1,25 \text{ mm}$	0,34	$< 0,46$
	M-E-7-8	P-E-5-à-8	$1,112 < 1,25 \text{ mm}$	0,34	$< 0,39$
	M-E-9-10-11	P-E-9-à-13	1,540	-	-
	M-E-12	P-E-9-à-13	1,540	-	-
	M-E-13	P-E-9-à-13	1,540	-	-
	M-E-14	P-E-14	4,444	-	-
	M-E-15	P-E-15	$0,898 < 1,25 \text{ mm}$	0,38	$< 0,43$

Toutefois, dans le cas des mortiers fins M-E-5-6, M-E-7-8, et M-E-15, formulés avec les pâtes M-E-5-6, M-E-7-8, et M-E-15, respectivement, montrent des valeurs de  $d_c$  de  $1,112$  et  $0,898$  mm qui sont inférieures au diamètre maximal des particules fines de sable (c-à-d,  $< 1,25$  mm). Par conséquent, le second critère (Eq. 8-9) est vérifié pour ces trois mélanges de mortier fin. Pour ce faire, la teneur volumétrique critique du sable fin ( $\varphi_c$ ) au-delà de laquelle le mortier fin est instable est calculée en

utilisant l'Eq. 8-7, connaissant la compacité maximale du sable fin de  $\phi_{\max-FS} = 0,623$  et en supposant  $M = 3\pi/4$  pour les particules sphériques avec un diamètre maximal de 1,25 mm. Les valeurs de  $\phi_c$  de ces mortiers fins (0,34 - 0,34 et 0,38) sont inférieures aux valeurs de leurs teneurs en sable fin correspondantes ( $\phi_{FS}$  de 0,46 - 0,39 et 0,43, respectivement). Ainsi, on peut conclure que tous les mélanges de mortiers fins de cette étude remplissent les conditions de stabilité statique et peuvent être considérés comme phase suspendante homogène et stable dans la suspension diphasique du BAP.

### 8.5.2 Interactions des granulats

Tel que discuté dans la section 8.3.1, l'interaction des particules peut être évaluée en utilisant l'effet de groupe (PLE) et un nouveau facteur de l'effet de groupe (LF) est, à cet effet, défini à l'Eq. 8-17. Afin de comprendre le comportement de l'effet de groupe des gros granulats, les valeurs de LF des mélanges étudiés (Tableau 8-3) sont corrélées aux différentes caractéristiques morphologiques du squelette granulaire correspondant ( $> 1,25$  mm), comprenant le  $\overline{AR}$ ,  $\overline{R}$ ,  $\overline{D_{avg}}$ , et  $AV_C$ , des Tableaux 8-1 et 8-3. En supposant que les effets des caractéristiques de forme suivent les lois de puissance, la relation suivante a été obtenue et ses résultats sont comparés aux valeurs expérimentales de LF (Eq. 8-23) à la Figure 8-1 :

$$LF = 1844,771 \times \frac{AV_C^{1,991} \times \overline{R}^{3,061}}{\overline{D_{avg}}^{1,882} \times \overline{AR}^{0,787}} \quad (8-23)$$

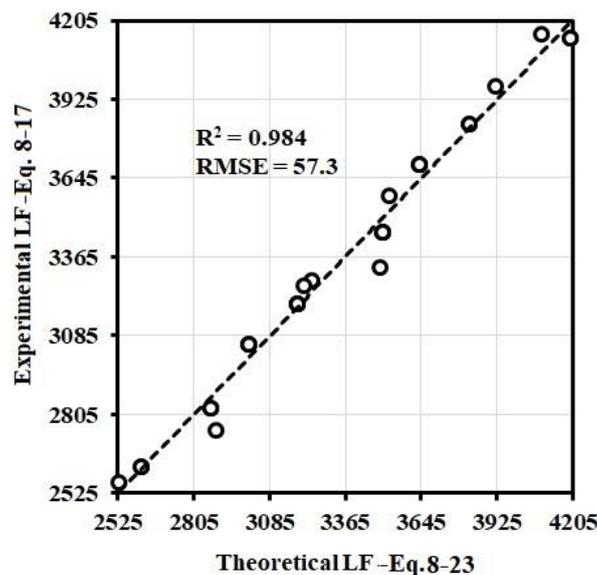


Figure 8-1: Comparaison entre les valeurs expérimentales (Eq. 8-17) et théoriques (Eq. 8-23) de LF.

Comme on peut le constater à la Figure 8-1, les valeurs de LF estimées sont très fortement corrélées aux valeurs expérimentales avec un coefficient de corrélation  $R^2$  de 0,984 et une faible valeur d'erreur quadratique moyenne (57,3). Le facteur de l'effet de groupe (LF) est donc fortement dépendant des caractéristiques morphologiques des granulats et ses valeurs peuvent être estimées à partir des valeurs des caractéristiques morphologiques des granulats. La contribution de chaque caractéristique est exprimée par son indice de puissance obtenue dans l'Eq. 8-23. Ainsi, l'augmentation de l'air de la surface et la rugosité des granulats, tout comme la diminution de leur diamètre et leur allongement induisent plus d'interconnexion des granulats et, par conséquent, une élévation du facteur de l'effet de groupe. Par ailleurs, parmi les différentes caractéristiques morphologiques, la rugosité et l'aire de la

surface des granulats ont montré des effets plus significatifs. Cela peut être dû à leurs effets plus importants sur la friction interparticulaires.

### 8.5.3 Étude rhéo-morphologique de la stabilité statique

#### 8.5.3.1 Force de serrage interparticulaire

Comme discuté dans la section 8.2.2, lors de la ségrégation statique, les granulats qui sédimentent deviennent de plus en plus proches des granulats ségrégués, faisant augmenter la force de serrage ( $F_{sq}$  de l'Eq. 8-4) entre ses granulats. Une fois les forces de serrage, de flottaison et de gravitation sont en équilibres (c-à-d,  $F_{sq} = F_{g-b}$ ), les granulats cessent de converger. Dans cet état d'équilibre, selon l'Eq. 8-5, la distance entre les granulats ( $\delta$ ) peut être estimée en fonction du seuil de cisaillement du fluide suspendant (le mortier fin), la différence entre la densité de la phase suspendue ( $\rho_{CA}$ ) et celle de la phase suspendante ( $\rho_{FM}$ ), et le paramètre de forme ( $M$ ). D'autre part, si on fait appel au concept du mélange de BAP proposé dans le chapitre 7, comme présenté dans la Figure 8-2, qui stipule qu'en considérant un système dont l'empilement granulaire est plus proche de sa teneur volumétrique ( $\phi$ ) dans une unité de volume de BAP ( $V_C = 1$ ), un volume minimal de mortier fin appelé mortier fin compacté ( $V_{CFM}$ ) est nécessaire pour remplir le vide entre les particules granulaires compactées ( $V_{CCA}$ ) avec une compacité maximale de  $\phi_{max}$ . La fluidité du BAP est ensuite induite en particulier par le volume du mortier fin restant, désigné par le volume de mortier fin en excès ( $V_{EFM}$ ).

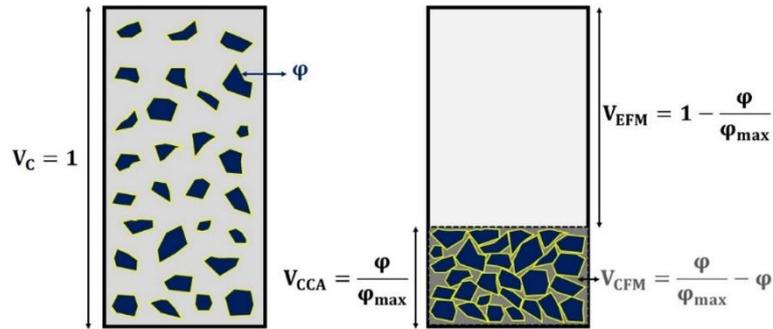


Figure 8-2: Volume unitaire de BAP ( $V_C = 1$ ) comme suspension diphasique d'un volume de granulats ( $\phi$ ) et un mortier fin, comprenant le volume compact du mortier fin ( $V_{CFM}$ ), volume de gros granulats compacté ( $V_{CCA}$ ), volume de mortier fin en excès ( $V_{EFM}$ ).

Dans ce concept, les volumes de granulats compactés, du mortier fin compacté et du mortier fin en excès dans une unité de volume de BAP ( $V_C = 1$ ) avaient été estimés de manière suivante :

$$\phi_{max} = \frac{\phi}{V_{CCA}} \quad (8-24)$$

$$V_{CCA} = \frac{\phi}{\phi_{max}} \quad (8-25)$$

$$V_{CFM} = V_{CCA} - \phi = \frac{\phi}{\phi_{max}} - \phi \quad (8-26)$$

$$V_{EFM} = 1 - V_{CCA} = 1 - \frac{\phi}{\phi_{max}} \quad (8-27)$$

Connaissant l'air de la surface des gros granulats dans l'unité de volume de béton ( $AV_C$  dans le Tableau 8-3), la distance interparticulaire moyenne ( $\delta^*$ ) peut être estimée comme le rapport du volume de mortier fin en excès sur l'air de la surface des gros granulats dans l'unité de volume de béton, comme suit :

$$\delta^* = \frac{V_{EFM}}{AV_C} = \frac{1 - \frac{\varphi}{\varphi_{\max}}}{AV_C} \quad (8-28)$$

La combinaison des Eqs. 8-5 et 8-28 résulte en une équation modifiée de calcul de la teneur volumétrique critique des particules ( $\varphi_c$ ) de l'Eq. 8-7, comme suit :

$$\varphi_{CA}^* = \varphi_{\max} \times \left( 1 - \frac{6 \times M \times \tau_0 \times AV_C}{\pi \times |\rho_{CA} - \rho_{FM}| \times g} \right) \quad (8-29)$$

Il convient de souligner que dans le cas d'un mélange parfaitement stable, où aucune profondeur de pénétration est obtenue (c-à-d, PD = 0), la compacité granulaire des gros granulats reste inchangée. Par conséquent, la teneur volumétrique initiale ( $\varphi$ ) est égale à la valeur de  $\varphi_c^*$  (c-à-d,  $\varphi_{CA} = \varphi_{CA}^*$ ). Cette situation correspond aux cas des BAP N2, N12, E1 et E12, qui ont montré une profondeur de pénétration PD = 0 (stabilité statique parfaite). En faisant une égalité entre la teneur volumétrique des gros granulats de ces mélanges parfaitement stables (c-à-d,  $\varphi_{CA}$  dans le Tableau 8-3) et leurs valeurs de  $\varphi_{CA}^*$  correspondant, obtenues par l'Eq. 8-29, le paramètre de forme M peut être déterminé en fonction des caractéristiques morphologiques des gros granulats et LF, avec un solveur Excel, comme suit :

$$M = 0,003 \times \frac{LF^{10,167} \times \bar{R}^{7,160}}{AV_C^{5,105} \times \bar{D}_{avg}^{11,313} \times \bar{AR}^{13,056}} \quad (8-30)$$

On peut constater à la Figure 8-3 que les valeurs de teneurs volumétriques des granulats ( $\varphi_{CA}^*$ ), obtenues en utilisant les Eqs. 8-29 et 8-30, pour les quatre mélanges parfaitement stables, sont en parfait accord avec les valeurs expérimentales avec un  $R^2 = 1,000$  et un très faible RMSE de 0,0002.

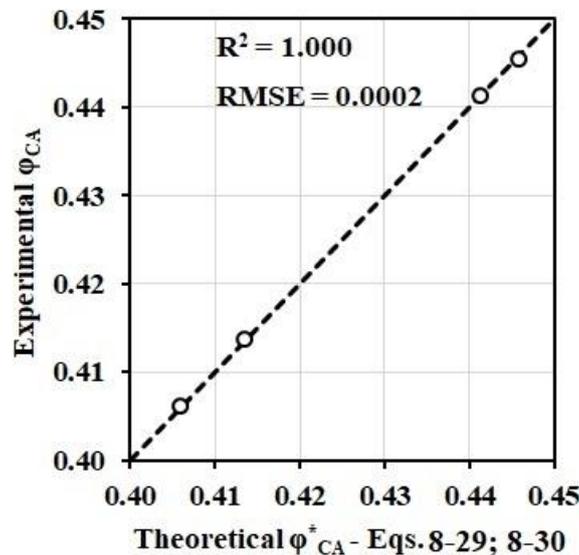


Figure 8-3: Comparaison entre les teneurs volumétriques expérimentales ( $\varphi_{CA}$ ) et théoriques ( $\varphi_{CA}^*$ ), du système granulaire des quatre mélanges de BAP parfaitement stables N2, N12, E1, et E12.

Connaissant les valeurs de M, estimées à partir des caractéristiques morphologiques et LF des gros granulats (Eq. 8-30), la force de serrage interparticulaire de chaque BAP étudié peut être déterminée, avant (c-à-d,  $F_{sq-initial}$  dans les mélanges de référence) et après ségrégation (c-à-d,  $F_{sq-segregated}$  dans les zones ségréguées) en utilisant les l'Eq. 8-4 et l'Eq. 8-28. Il faut préciser qu'afin de calculer la distance

entre les granulats ( $\delta_{seg}$ ) de la zone ségréguée, à partir de l'Eq. 39, la teneur volumétrique des granulats dans cette zone ségréguée peut être calculée en fonction de la teneur initiale des granulats ( $\varphi_{CA}$  du Tableau 8-3) et la profondeur de pénétration (PD en mm du Tableau 8-3) du mélange étudié, en utilisant l'Eq. 8-31 comme suit:

$$\varphi_{seg} = \varphi_{CA} \times \frac{80 \text{ (mm)}}{80 \text{ (mm)} - PD \text{ (mm)}} \quad (8-31)$$

Où 80 mm représente l'épaisseur de l'échantillon du béton dans le T-Box. En conséquence, les forces de serrage interparticulaires avant et après ségrégation peuvent être calculées avec les Eqs 8-32 et 8-33 et sont présentées à la Figure 8-4a.

$$F_{sq-initial} = \frac{M \cdot \tau_0 \cdot \overline{D_{avg}}^3}{\delta_{initial}} \text{ where, } \delta_{initial} = \frac{1 - \frac{\varphi_{CA}}{\varphi_{max}}}{AV_C} \quad (8-32)$$

$$F_{sq-seg} = \frac{M \cdot \tau_0 \cdot \overline{D_{avg}}^3}{\delta_{seg}} \text{ OÙ } \delta_{seg} = \frac{1 - \frac{\varphi_{seg}}{\varphi_{max}}}{AV_C} \quad (8-33)$$

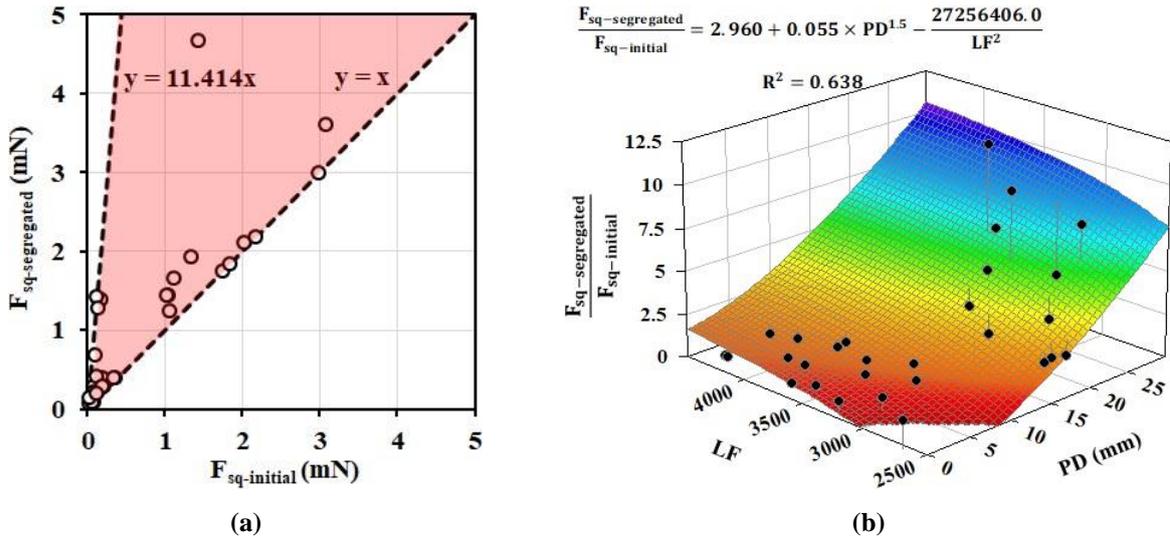


Figure 8-4: (a) Comparaison entre les forces de serrage interparticulaire initiales ( $F_{sq-initial}$ ) et après ségrégation statique ( $F_{sq-segregated}$ ) et (b) relation entre les forces de serrage, avant et après ségrégation, le facteur de l'effet de groupe (LF) et la profondeur de pénétration (PD).

On peut observer dans la Figure 8-4a que la force de serrage exercée sur les granulats peut augmenter jusqu'à environ 11,414 fois sa valeur dans le mélange de référence avant toute sédimentation gravitationnelle. En plus, comme montré à la Figure 8-4b, l'augmentation de la force de serrage induite par la ségrégation statique dépend à la fois des valeurs de la profondeur de pénétration et le facteur de l'effet de groupe. Cela peut être expliqué par l'amplification des interactions granulaires dans la zone ségréguée du mélange formulé avec un squelette granulaire ayant un fort effet de groupe.

### 8.5.3.2 Effet des caractéristiques morphologiques sur la force de trainée

Comme discuté dans la section 8.2.2, les forces exercées sur les granulats lors de la ségrégation statique sont d'une part, les forces de gravitation et de flottaison combinées ( $F_{g-b}$  de l'Eq. 8-1) de même direction

que la vitesse de ségrégation ( $V_{S-seg}$  du Tableau 8-3) et, d'autre part, la force de trainée ( $F_d$  de l'Eq. 8-2) ainsi que la force de serrage interparticulaire ( $F_{sq}$  des Eqs. 8-4 et 8-32) qui résistent contre la sédimentation des granulats. Dans cette section, une démarche est proposée pour évaluer l'effet des caractéristiques morphologiques sur la trainée des granulats. Pour cela, on suppose que l'équilibre des forces peut être établi en régime permanent comme suit :

$$F_d = F_{g-b} - F_{sq-initial} \quad (8-34)$$

D'autre part, afin d'évaluer l'influence du facteur de l'effet de groupe et les propriétés morphologiques des granulats sur le coefficient de trainée ( $C_D$ ) et en considérant un comportement Binghamien des mortiers fins étudiés, les Eqs. 8-11 à 8-14 peuvent être réécrites comme suit :

$$\text{Le nombre de Reynolds: } Re = \frac{\rho_{FM} \times V_{S-seg} \times D_{eq}}{\mu_p} \quad (8-35)$$

$$\text{Le nombre de Bingham: } Bi = \frac{\tau_0 \times D_{eq}}{\mu_p \times V_{S-seg}} \quad (8-36)$$

$$\text{Le nombre de seuil: } Y = \frac{3 \times \tau_0}{g \times D_{eq} \times |\rho_{CA} - \rho_{FM}|} \quad (8-37)$$

$$C_D = \alpha \times LF^{\alpha_{LF}} \times AV_C^{\alpha_{AV}} \times \overline{D_{avg}}^{\alpha_D} \times \overline{R}^{\alpha_R} \times \overline{AR}^{\alpha_{AR}} \times \left( \frac{Bi}{Y \cdot Re} \right)^\beta \quad (8-38)$$

Où  $\alpha$ ,  $\alpha_{LF}$ ,  $\alpha_{AV}$ ,  $\alpha_D$ ,  $\alpha_R$ ,  $\alpha_{AR}$ , et  $\beta$  sont des paramètres d'ajustement. Ces paramètres ont été optimisés en utilisant un solveur Excel, en imposant l'équilibre des forces établi par la relation Eq. 8-34, et en utilisant les valeurs des volumes moyens des granulats ( $\bar{V}$  du Tableau 8-1) et l'aire de la surface protégée équivalente à  $A = \pi (D_{eq})^2 / 4$  pour calculer les forces de flottaison et de trainée des Eqs. 8-1 et 8-2, comme suit :

$$C_D = 0,022 \times \frac{LF^{0,140} \times \overline{D_{avg}}^{1,413} \times \overline{AR}^{1,802}}{AV_C^{0,575} \times \overline{R}^{1,701}} \times \left( \frac{Bi}{Y \cdot Re} \right)^{0,960} \quad (8-39)$$

Il est à préciser que dans le cas des mélanges de BAP N2, N12, E1 et E12, qui ont montré une profondeur de pénétration nulle (Tableau 8-3), une très faible valeur de PD de 0,001 mm a été considérée, ce qui conduit à une vitesse de ségrégation ( $V_{S-seg} = PD / 120 \text{ s} \neq 0$ ) très petite, mais non nulle. Cette supposition a été faite pour éviter d'avoir des valeurs nulles de dénominateurs dans les calculs avec les Eqs. 8-36 et 8-38. Comme le montre la Figure 8-5a, la formule proposée pour le calcul du coefficient de trainée (Eq. 8-39) permet de satisfaire parfaitement l'équilibre (Eq. 8-34) entre les forces de trainée, de flottaison, et de serrage, exercées sur les granulats lors de la ségrégation statique. Un modèle simplifié a été également établi à la Figure 8-5b, entre le coefficient de trainée et le nombre de Reynolds des granulats de formes irrégulières lors de la ségrégation statique avec une très bonne précision. Par ailleurs, les valeurs du nombre de Reynolds obtenues avec l'Eq. 8-35, comprises entre  $9,4 \times 10^{-8}$  et  $1,6 \times 10^{-2}$ , peuvent confirmer que la ségrégation dynamique des BAP étudiés se fait dans un écoulement de Stokes (c-à-d,  $Re < 0,1$ ), où les termes d'inertie d'écoulement peuvent être négligés par rapport aux termes visqueux [10].

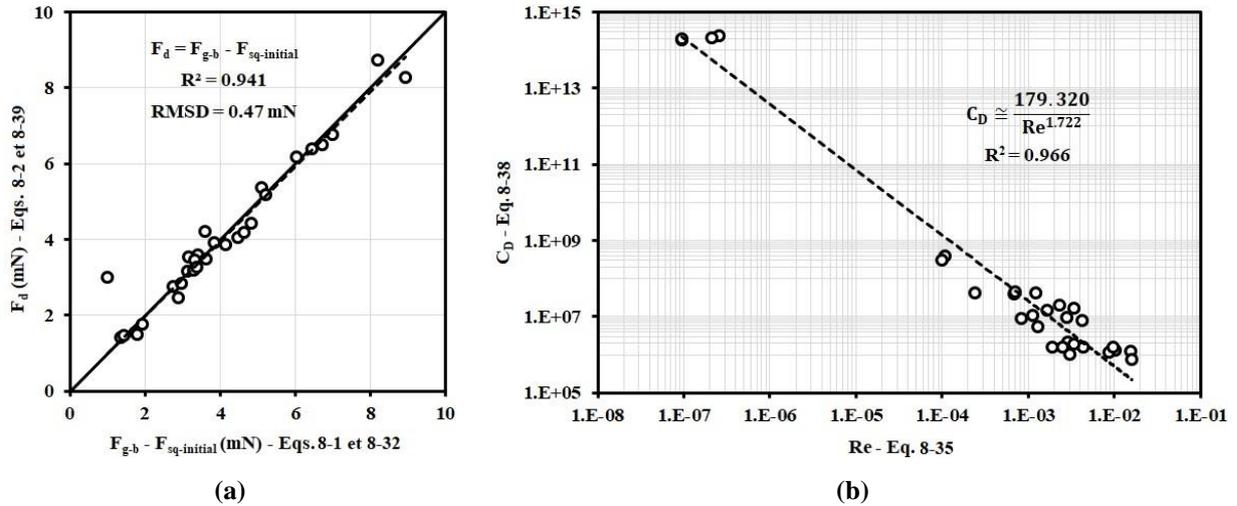


Figure 8-5: (a) Équilibre des forces Eq. 8-34 entre les forces de trainée ( $F_d$ ), de serrage initiale ( $F_{sq-initial}$ ), de gravité, et de flottaison ( $F_{g-b}$ ), exercées sur les granulats lors de la ségrégation statique et (b) corrélation entre le coefficient de trainée ( $C_D$ ) et le nombre de Reynolds ( $Re$ ) des granulats de formes irrégulière lors de la ségrégation statique.

### 8.5.3.3 Effet de l'effet de groupe et des caractéristiques morphologiques des granulats sur la ségrégation statique des BAP étudiés

#### a) Effet de groupe des particules (PLE) et la stabilité statique des BAP

La Figure 8-6 présente la relation entre la ségrégation statique des BAP étudiés et à la fois la densité relative des granulats par rapport à la matrice suspendante ( $\frac{\rho_{CA}}{\rho_{FM}}$ ), et le facteur LF. Une bonne corrélation apparaît entre ces deux paramètres et la ségrégation statique des BAP exprimée par la profondeur de pénétration. En effet, les mélanges formulés avec un système granulaire ayant un effet de groupe élevé (soit des valeurs élevées de LF) ont montré une stabilité statique plus élevée. D'autre part, comme attendu, l'augmentation de  $\frac{\rho_{CA}}{\rho_{FM}}$ , qui peut être traduite par une élévation de la force gravitationnelle exercée sur les granulats, augmente la ségrégation statique.

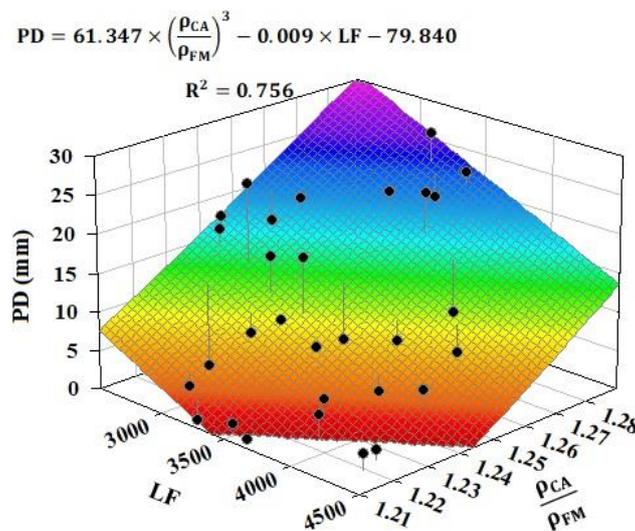


Figure 8-6: Effet couplé de LF des granulats et le rapport ( $\frac{\rho_{CA}}{\rho_{FM}}$ ) sur la profondeur de pénétration (PD) des BAP.

**b) Effet couplé des caractéristiques morphologiques des granulats et les propriétés visco-élastoplastiques du mortier fin sur la stabilité statique des BAP**

Les discussions précédentes ont montré que les caractéristiques morphologiques des granulats peuvent affecter, de manière significative, les forces qui s'exercent sur les granulats lors de la ségrégation gravitationnelle des BAP au repos, y compris les forces de trainée et de serrage interparticulaire. De plus, les propriétés rhéologiques de la matrice de mortier fin ont aussi montré un effet important sur la force de trainée sur les granulats en gouvernant le régime d'écoulement des particules (par exemple le nombre de Reynolds). Ainsi, l'effet couplé des caractéristiques de forme des granulats et des propriétés visco-élastoplastiques des mortiers fins sur la ségrégation statique des BAP étudiés est évalué dans cette section. Pour ce faire, les valeurs de la profondeur de pénétration (PD) ont été corrélées aux caractéristiques de forme des granulats et les propriétés rhéologiques du mortier fin (étalement et paramètres visco-élastoplastiques) à travers un produit des lois de puissance, en tenant compte de l'effet du volume de mortier fin en excès ( $V_{EFM}$ ) et de la densité relative des granulats par rapport au mortier fin. Les caractéristiques morphologiques étudiées incluent le  $AV_C$  (Tableau 8-3),  $\overline{D_{avg}}$ ,  $\overline{AR}$ , et  $\overline{R}$  (Tableau 8-1). À partir d'un solveur Excel, les relations suivantes sont ainsi établies pour prédire la profondeur de pénétration des mélanges de BAP. Ces valeurs prédites ont été comparées aux valeurs expérimentales à la Figure 8-7 :

$$PD = 0,063 \times V_{EFM}^{2,461} \times MSF^{0,904} \times \left(\frac{\rho_{CA}}{\rho_{FM}}\right)^{24,340} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-2,812} \times \overline{AR}^{1,797}}{AV_C^{1,935} \times \overline{R}^{1,000}} \quad (8-40)$$

$$PD = 0,084 \times \frac{V_{EFM}^{3,661}}{\tau_0^{0,436}} \times \left(\frac{\rho_{CA}}{\rho_{FM}}\right)^{8,246} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-4,715} \times \overline{AR}^{1,807}}{AV_C^{1,153} \times \overline{R}^{1,739}} \quad (8-41)$$

$$PD = 1,343 \times \frac{V_{EFM}^{2,306}}{\mu_p^{0,320}} \times \left(\frac{\rho_{CA}}{\rho_{FM}}\right)^{21,315} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-4,254} \times \overline{AR}^{2,183}}{AV_C^{2,771} \times \overline{R}^{2,806}} \quad (8-42)$$

$$PD = 6,383 \times \frac{V_{EFM}^{1,895}}{G'^{0,008}} \times \left(\frac{\rho_{CA}}{\rho_{FM}}\right)^{31,407} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-2,688} \times \overline{AR}^{1,622}}{AV_C^{2,313} \times \overline{R}^{1,376}} \quad (8-43)$$

$$PD = 14,683 \times \frac{V_{EFM}^{1,643}}{G''^{0,002}} \times \left(\frac{\rho_{CA}}{\rho_{FM}}\right)^{31,923} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-3,022} \times \overline{AR}^{1,864}}{AV_C^{2,916} \times \overline{R}^{2,053}} \quad (8-44)$$

$$PD = 14,617 \times \frac{V_{EFM}^{1,697}}{\gamma_{critical}^{0,002}} \times \left(\frac{\rho_{CA}}{\rho_{FM}}\right)^{31,960} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-2,891} \times \overline{AR}^{1,812}}{AV_C^{2,776} \times \overline{R}^{1,845}} \quad (8-45)$$

Comme on peut le voir à la Figure 8-7, la ségrégation statique des BAP est fortement dépendante du comportement rhéologique du mortier fin et les caractéristiques morphologiques des granulats. De très bonnes corrélations sont observées avec des coefficients de corrélation  $R^2$  de 0,838 à 0,858 et de faibles valeurs d'erreur quadratique moyenne (RMSE) de 3,3 à 5,5 mm. Du point de vue des propriétés rhéologiques, les mortiers fins ayant des valeurs élevées de seuil de cisaillement, de viscosité plastique, des modules de stockage et de perte, et de déformation critique résistent mieux contre les forces gravitationnelles exercées sur les granulats, entraînant une stabilité statique plus grande du BAP. Toutefois, parmi les différentes propriétés du mortier fin, les propriétés viscoplastiques, particulièrement

le seuil de cisaillement et la viscosité plastique, ont été les plus dominantes par rapport aux paramètres viscoélastiques. Cela confirme que la ségrégation gravitationnelle des granulats s'effectue plus au stade plastique qu'au stade élastique. Il peut être conclu que la ségrégation statique des granulats est un phénomène irréversible et qui correspond à une déformation plastique. En outre, l'augmentation du volume de mortier fin en excès résulte en une plus grande profondeur de pénétration. Cela s'explique par la diminution des interconnexions entre les granulats consécutifs à la baisse du degré de compaction des granulats lorsque le  $V_{EFM}$  augmente. D'autre part, les effets des différentes caractéristiques morphologiques des granulats sur la ségrégation statique des BAP sont présentés comme suit :

#### ***Diamètre moyen ( $\overline{D_{avg}}$ )***

Le diamètre moyen des granulats a montré un effet négatif sur la stabilité statique des BAP, un effet exprimé par des valeurs positives des indices de puissance dans les Eqs. 8-40 à 8-45. Ainsi, pour des propriétés données de mortier fin, le BAP formulé avec des granulats plus larges présente un risque plus élevé de ségrégation statique. Cela peut être dû à une plus grande force gravitationnelle exercée sur des granulats plus grossiers comparativement à la force de trainée. En effet, les forces de gravitation et de trainée sont fonction du volume et de l'aire de la surface 2D projetée de la particule solide, qui sont à leur tour proportionnels à  $\overline{D_{avg}}^3$  et  $\overline{D_{avg}}^2$ , respectivement. En plus, pour un volume du système granulaire donné, une distribution granulaire plus grossière résulte en un faible nombre de granulats. Cela entraîne une faible interconnexion granulaire et un faible effet de groupe du système granulaire et, par conséquent, une sédimentation plus propice des granulats. Aussi, le diamètre moyen a montré un effet plus significatif sur la ségrégation statique parmi les différentes caractéristiques de forme, à travers les valeurs des indices de puissance des Eqs. 8-40 à 8-45.

#### ***L'allongement ( $\overline{AR}$ )***

D'après les corrélations empiriques établies aux Eqs. 8-40 à 8-45, l'augmentation de l'allongement des granulats entraîne une augmentation de la ségrégation statique du BAP. Cela est dû à son effet négatif sur l'effet de groupe des granulats, révélé précédemment dans l'Eq. 8-23. Cela peut également s'expliquer par le fait que lors de la sédimentation des granulats, les granulats allongés s'alignent plus facilement dans le sens de la ségrégation. De ce fait, l'aire de la surface projetée, perpendiculaire à la direction de la vitesse de sédimentation, devient plus faible, et, par conséquent, une faible force de trainée est exercée pour résister contre la force gravitationnelle.

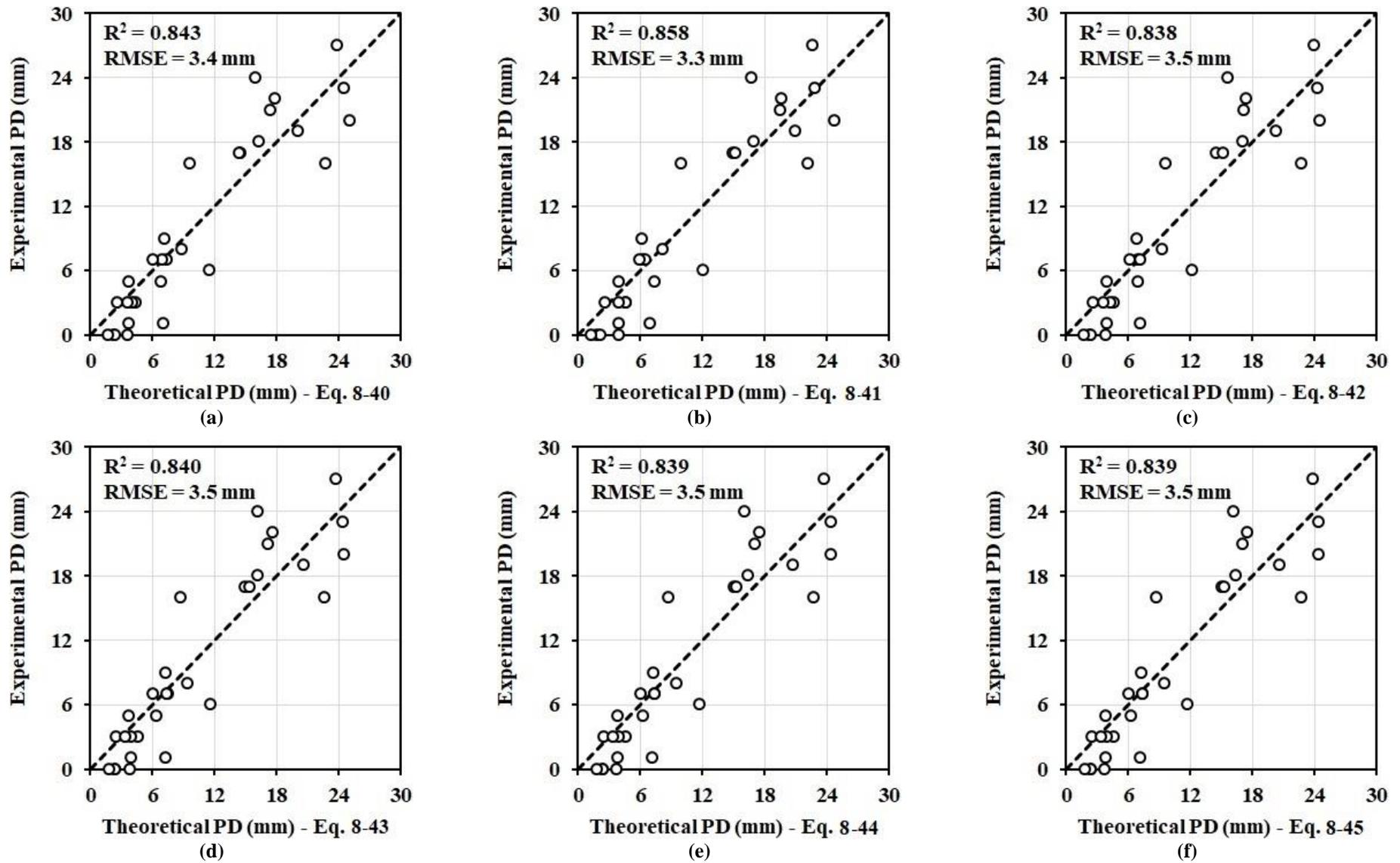


Figure 8-7: Valeurs expérimentales de PD contre les valeurs théoriques correspondant obtenus des Eqs. (a) 8-40, (b) 8-41, (c) 8-42, (d) 8-43, (e) 8-44, et (f) 8-45.

### ***L'aire de la surface ( $AV_C$ )***

Les équations empiriques obtenues (Eqs. 8-40 à 8-45) ont révélé que pour une teneur volumétrique de granulats donnée, le système granulaire ayant une surface spécifique ( $AV_C$ ) conduit à une faible ségrégation statique du BAP. D'après l'Eq. 8-28, cela entraîne une faible distance moyenne interparticulaire augmentant de ce fait, la probabilité d'interaction granulaire et la force de serrage interparticulaire. Ceci a d'ailleurs été confirmé par l'effet positif de l'aire de la surface 3D des granulats sur le facteur de l'effet de groupe (Eq 8-23). Par ailleurs, l'augmentation de l'aire de la surface des granulats peut accroître les frictions internes des granulats et, par conséquent, une diminution de la sédimentation est attendue.

### ***La rugosité de la surface des granulats ( $\bar{R}$ )***

D'après les indices de puissance des Eqs. 8-40 à 8-45, qui reflètent la contribution de chaque propriété, pour une aire de la surface des granulats donnée, l'augmentation de la rugosité des granulats réduit la ségrégation statique des mélanges de BAP étudiés. Cela peut être dû à une plus grande friction granulat-granulat et de fortes interactions fluide-granulat qui en résultent qui en résultent. Cela peut limiter la vitesse de sédimentation des granulats vers le bas en raison des forces de contact plus grandes qui vont s'opposer à la force gravitationnelle.

## **8.5.4 Étude rhéo-morphologique de la stabilité dynamique**

Un indice de ségrégation dynamique des BAP étudiés a été proposé en utilisant l'essai T-Box et présenté au chapitre 6. De manière analogue à la ségrégation statique, les valeurs de cet indice sur les BAP étudiés sont corrélées aux produits des lois de puissance du degré de compacité des systèmes granulaires correspondants et les caractéristiques morphologiques des granulats, aussi bien que le volume en excès, l'étalement et les propriétés visco-élastoplastiques des mortiers fins, du rapport eau sur liant (w/b), et du dosage en superplastifiant (HRWR), en utilisant un solveur Excel. Les résultats des relations établies (Eqs. 8-46 à 8-51) sont comparés aux valeurs de DSI à la Figure 8-8.

$$DSI = \frac{0,0005}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{13,498}} \times V_{EFM} \times MSF^{0,753} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-1,693} \times \overline{AR}^{1,474}}{\sqrt{AV_C \times \bar{R}}} \quad (8-46)$$

$$DSI = \frac{0,038}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{13,555}} \times \frac{V_{EFM}}{\tau_0^{0,112}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-1,779} \times \overline{AR}^{1,292}}{\sqrt{AV_C \times \bar{R}}} \quad (8-47)$$

$$DSI = \frac{0,031}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{13,523}} \times \frac{V_{EFM}}{\mu_p^{0,166}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-1,772} \times \overline{AR}^{1,218}}{\sqrt{AV_C \times \bar{R}}} \quad (8-48)$$

$$DSI = \frac{0,039}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{13,359}} \times \frac{V_{EFM}}{G'^{0,099}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-1,715} \times \overline{AR}^{1,249}}{\sqrt{AV_C \times \bar{R}}} \quad (8-49)$$

$$DSI = \frac{0,040}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{13,220}} \times \frac{V_{EFM}}{G''^{0,099}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-1,668} \times \overline{AR}^{1,227}}{\sqrt{AV_C \times \bar{R}}} \quad (8-50)$$

$$DSI = \frac{0,098}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{12,915}} \times V_{EFM} \times \left(\frac{\frac{w}{b} \times HRWR}{\gamma_{critical}}\right)^{0,156} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-1,947} \times \overline{AR}^{1,504}}{AV_C \times \bar{R}} \quad (8-51)$$

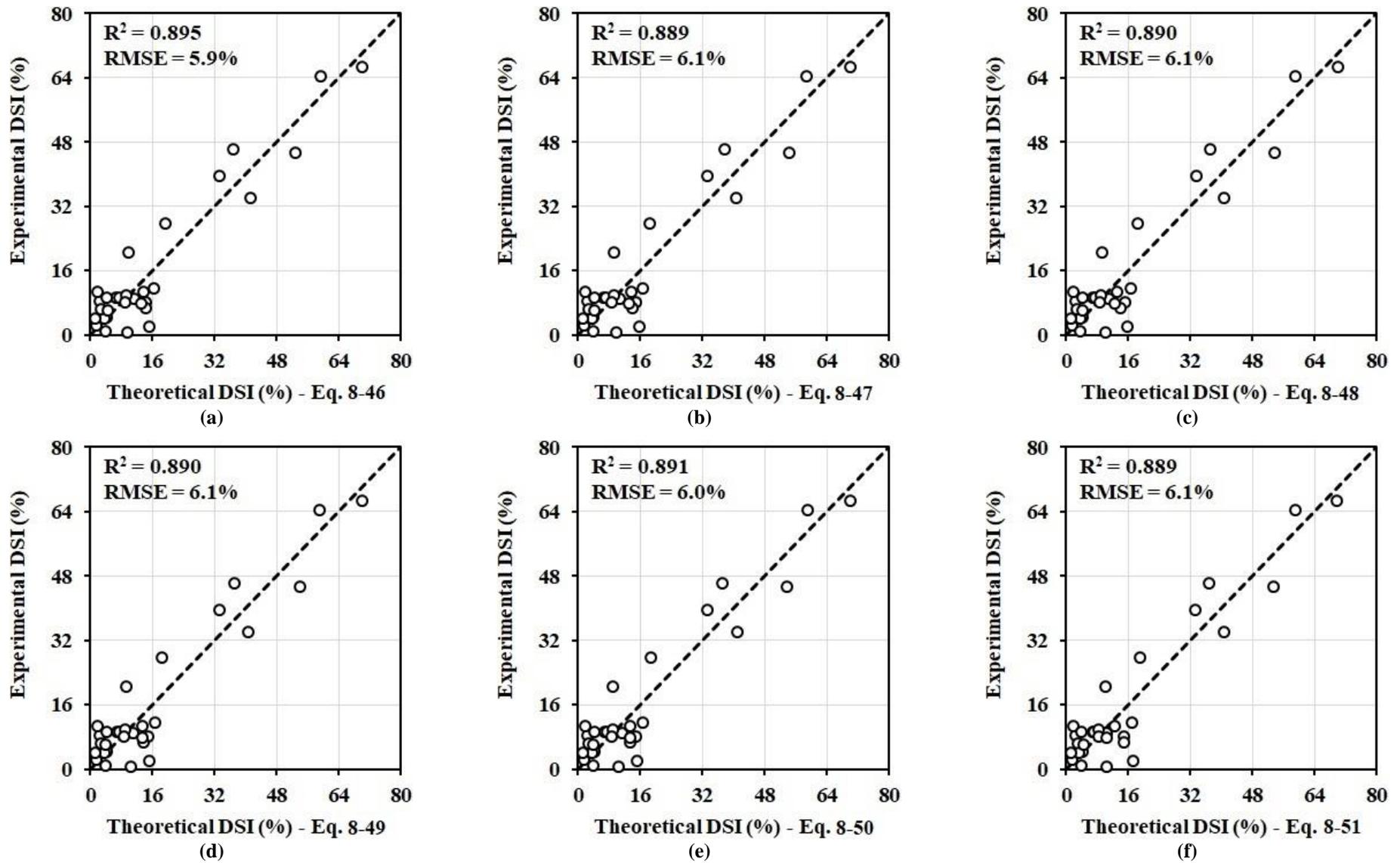


Figure 8-8: Valeurs expérimentales de DSI contre les valeurs théoriques correspondant obtenus des Eqs. (a) 8-46, (b) 8-47, (c) 8-48, (d) 8-49, (e) 8-50, et (f) 8-51

Tel que montré à la Figure 12, de très fortes corrélations existent entre la ségrégation dynamique des BAP étudiés et, d'une part, les propriétés rhéologiques du mortier fin et le  $V_{EFM}$ , et d'autre part, la compacité et les caractéristiques morphologiques de la phase granulaire avec des valeurs élevées de  $R^2$  de 0,889 à 0,895 et de faibles valeurs de RMSE de 5,9 à 6,1 %. L'effet des propriétés viscoélastiques et du rapport  $\varphi/\varphi_{max}$  des granulats sur la stabilité dynamique des BAP a été présenté dans le chapitre 6. Les coefficients de puissance issus des relations établies (Eqs. 8-46 à 8-51), qui reflètent la contribution de chaque propriété, sont en accord avec ce qui a été précédemment présenté dans le chapitre 6 relatif à l'effet du rapport  $\varphi/\varphi_{max}$  des granulats et les propriétés rhéologiques du mortier fin. Dans cette section, l'attention sera dès lors portée plus sur l'effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur la ségrégation dynamique des BAP.

#### ***Le diamètre moyen ( $\overline{D_{avg}}$ )***

La contribution du diamètre des granulats, exprimée par ses indices de puissance dans les Eqs. 8-46 à 8-51 montre que les BAP formulés avec un squelette granulaire ayant une distribution granulaire grossière ont montré une faible stabilité dynamique. Cela est lié à leur force d'inertie plus importante qui pourra être plus grande par rapport à la trainée exercée par le mortier fin suspendant qui sont respectivement proportionnelles à la masse et le volume des particules. De plus, comme discuté plus tôt, dans l'Eq. 8-23, l'augmentation du diamètre des granulats diminue l'effet de groupe du système granulaire. Cela réduit par la suite la possibilité d'interaction des granulats et, de ce fait, facilite leur migration sous l'effet de cisaillement (ségrégation dynamique). Avec des indices de puissance les plus élevés dans les Eqs. 8-46 à 8-51, la taille des granulats ( $\overline{D_{avg}}$ ) a montré l'effet le plus dominant sur la ségrégation dynamique des BAP étudiés, comparativement aux autres caractéristiques morphologiques.

#### ***L'allongement ( $\overline{AR}$ )***

L'augmentation de l'allongement des granulats présente un effet négatif sur la stabilité dynamique des BAP, conformément aux indices de puissance obtenus dans les Eqs. 8-46 à 8-51. Cela s'explique par le fait qu'en raison de la contrainte de cisaillement induite par le mouvement de T-Box, les granulats les plus allongés sont réorientés de leur état aléatoire initial vers un positionnement parallèle à la direction de l'écoulement. Cela facilite par la suite le déplacement des granulats dans le sens du cisaillement grâce à leur faible surface 2D projetée et perpendiculaire au sens de l'écoulement. En conséquence, la trainée exercée sur ces granulats devient faible comparativement aux forces d'inertie, ce qui augmente la ségrégation dynamique du BAP.

#### ***L'aire de la surface 3D ( $AV_C$ )***

Tout comme la stabilité statique, la stabilité dynamique des BAP augmente avec l'aire de la surface 3D, d'après les indices de puissance de  $AV_C$  dans les Eqs. 8-46 à 8-51. Ceci est dû à l'augmentation de l'interaction entre les granulats et le mortier fin suspendant en raison d'une plus grande surface de contact entre les granulats et le mortier fin. Cela peut augmenter significativement l'adhérence entre les granulats et le mortier fin et maintenir l'homogénéité de la suspension sous cisaillement. En plus, grâce à l'effet positif de l'augmentation de  $AV_C$  sur le facteur LF observé à l'Eq. 8-23, un système granulaire avec un effet de groupe plus grand peut maintenir les granulats ensemble et, par conséquent, diminuer le risque de ségrégation sous l'effet de cisaillement.

#### ***La rugosité ( $\overline{R}$ )***

La rugosité des granulats a montré le même effet sur la stabilité dynamique que celui observé sur la stabilité statique. En effet, un système granulaire avec une plus grande rugosité de la surface des granulats conduit à plus de frictions internes entre les granulats et aussi avec le mortier fin suspendant. Ceci permet de diminuer le mouvement relatif des granulats par rapport au mortier fin suspendant et, de ce fait, garder l'homogénéité du mélange de béton sous cisaillement. Cet effet est montré par les indices

de puissance de la rugosité de la surface des granulats dans les modèles empiriques établis aux Eqs. 8-46 à 8-51.

### 8.5.5 Étude rhéo-morphologique de la capacité de passage

Comme mentionné précédemment dans la section 8.2.3, les performances d'écoulement des BAP à travers des espaces restreints peuvent être décrites par deux phénomènes qui sont le blocage induit par une faible fluidité et le blocage des granulats. Dans cette section, l'effet couplé des caractéristiques morphologiques des granulats et la rhéologie du mortier fin sur les deux types de blocage des BAP a été investigué.

#### 8.5.5.1 Blocage dû à une fluidité faible

Ce type de blocage est évalué à travers le paramètre de J-Ring (JRF) et celui de L-Box ( $h_2/h_1$ ). Il a été évalué dans le chapitre 4 et sa relation avec le rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulats et la rhéologie du mortier fin avait été discutée. Dans cette partie de l'étude, afin d'évaluer l'effet des caractéristiques de forme des granulats sur ce type de blocage, plusieurs relations empiriques sont établies mettant en relation le JRF et  $h_2/h_1$  des BAP avec d'une part les propriétés rhéologiques du mortier fin et les caractéristiques morphologiques des granulats comme suit :

**JRF dans l'essai de J-Ring :**

$$\text{JRF} = 669,1 + \ln \left[ (V_{\text{EFM}} \times \text{MSF})^{581,9} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{415,5} \times \overline{\text{AR}}^{655,2}}{\overline{AV_C}^{689,0} \times \overline{R}^{175,0}} \right] \quad (8-52)$$

$$\text{JRF} = 2132,0 + \ln \left[ \frac{\left( \frac{V_{\text{EFM}}}{\tau_0} \right)^{96,1}}{\left( \frac{\varphi}{\varphi_{\max}} \right)^{143,5}} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{1805,0} \times \overline{\text{AR}}^{1096,7}}{\overline{AV_C}^{1793,1} \times \overline{R}^{2247,6}} \right] \quad (8-53)$$

$$\text{JRF} = 906,4 + \ln \left[ \frac{\left( \frac{V_{\text{EFM}}}{\mu_p} \right)^{163,1}}{\left( \frac{\varphi}{\varphi_{\max}} \right)^{0,588}} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{2101,8} \times \overline{\text{AR}}^{1154,5}}{\overline{AV_C}^{1842,9} \times \overline{R}^{2573,1}} \right] \quad (8-54)$$

$$\text{JRF} = 694,9 + \ln \left[ \frac{\left( \frac{V_{\text{EFM}}}{G'} \right)^{94,1}}{\left( \frac{\varphi}{\varphi_{\max}} \right)^{0,810}} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{2163,1} \times \overline{\text{AR}}^{1209,2}}{\overline{AV_C}^{1888,4} \times \overline{R}^{2693,4}} \right] \quad (8-55)$$

$$\text{JRF} = 2564,5 + \ln \left[ \frac{\left( \frac{V_{\text{EFM}}}{G''} \right)^{95,1}}{\left( \frac{\varphi}{\varphi_{\max}} \right)^{242,1}} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{1439,5} \times \overline{\text{AR}}^{971,6}}{\overline{AV_C}^{1599,6} \times \overline{R}^{1778,9}} \right] \quad (8-56)$$

$$\text{JRF} = 1302,3 + \ln \left[ \frac{\left( \frac{V_{\text{EFM}}}{Y_{\text{critical}}} \right)^{5,1}}{\left( \frac{\varphi}{\varphi_{\max}} \right)^{327,3}} \times \left( \frac{W}{b} \times \text{HRWR} \right)^{472,1} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{2766,1} \times \overline{\text{AR}}^{1633,4}}{\overline{AV_C}^{2531,3} \times \overline{R}^{3504,3}} \right] \quad (8-57)$$

**Rapport  $h_2/h_1$  de l'essai de L-Box :**

$$\frac{h_2}{h_1} = 4,348 + \ln \left[ \frac{(V_{EFM} \times MSF)^{1,018}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{0,100}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-0,916} \times \overline{AR}^{2,016}}{AV_C^{2,278} \times \overline{R}^{1,185}} \right] \quad (8-58)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \ln \left[ \frac{\left(\frac{V_{EFM}}{\tau_0}\right)^{0,157}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{4,473}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-7,025} \times \overline{AR}^{2,321}}{AV_C^{0,039} \times \overline{R}^{6,557}} \right] - 32,254 \quad (8-59)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 1,987 + \ln \left[ \frac{\left(\frac{V_{EFM}}{\mu_p}\right)^{0,261}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{0,222}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-4,272} \times \overline{AR}^{2,902}}{AV_C^{4,145} \times \overline{R}^{5,748}} \right] \quad (8-60)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 1,908 + \ln \left[ \frac{\left(\frac{V_{EFM}}{G'}\right)^{0,162}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{0,629}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-3,952} \times \overline{AR}^{2,854}}{AV_C^{3,874} \times \overline{R}^{5,296}} \right] \quad (8-61)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \ln \left[ \frac{\left(\frac{V_{EFM}}{G''}\right)^{0,166}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{5,386}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-1,768} \times \overline{AR}^{1,144}}{AV_C^{1,022} \times \overline{R}^{0,431}} \right] - 13,032 \quad (8-62)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 0,832 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{20,567} \times \frac{V_{EFM}^{11,263}}{\gamma_{critical}^{0,100}} \times \left(\frac{w}{b} \times HRWR\right)^{1,013} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{-6,559} \times \overline{AR}^{3,830}}{AV_C^{1,530} \times \overline{R}^{6,031}} \quad (8-63)$$

Il apparait aux Figures 8-9 et 8-10 que la capacité de passage relative à la fluidité des BAP étudiés est en bien corrélées avec les propriétés rhéologiques du mortier fin et les caractéristiques de forme des granulats avec des valeurs de  $R^2$  de 0,827 à 0,900 et de faibles RMSE de 46 à 61 mm dans le cas de J-Ring (JRF) aussi bien que des valeurs  $R^2$  de 0,797 à 0,856 et de RMSE de 0,12 à 0,15 dans le cas de L-Box ( $h_2/h_1$ ). L'effet des propriétés rhéologiques du mortier fin sont les mêmes que ce qui a été présenté dans les modèles établis dans le chapitre 4. En revanche, les effets des caractéristiques morphologiques des granulats sont détaillés comme suit :

**Le diamètre moyen ( $\overline{D_{avg}}$ )**

À partir des corrélations établies aux Eqs. 8-52 à 8-63, les BAP formulés avec des granulats plus grossiers ont présenté des valeurs élevées de JRF et du rapport  $h_2/h_1$  (faible risque de blocage dû à la fluidité). En effet, pour des propriétés rhéologiques données du mortier fin (force visqueuse donnée), l'augmentation de la taille des granulats résulte en des forces d'inertie plus grandes qui sont proportionnelles à la masse des particules. L'augmentation de la force d'inertie et, par conséquent, l'énergie cinétique, peut amener les granulats à pousser le fluide suspendant adjacent et passer à travers l'obstacle. En conséquence des valeurs élevées de FRF et du rapport  $h_2/h_1$  seront observées.

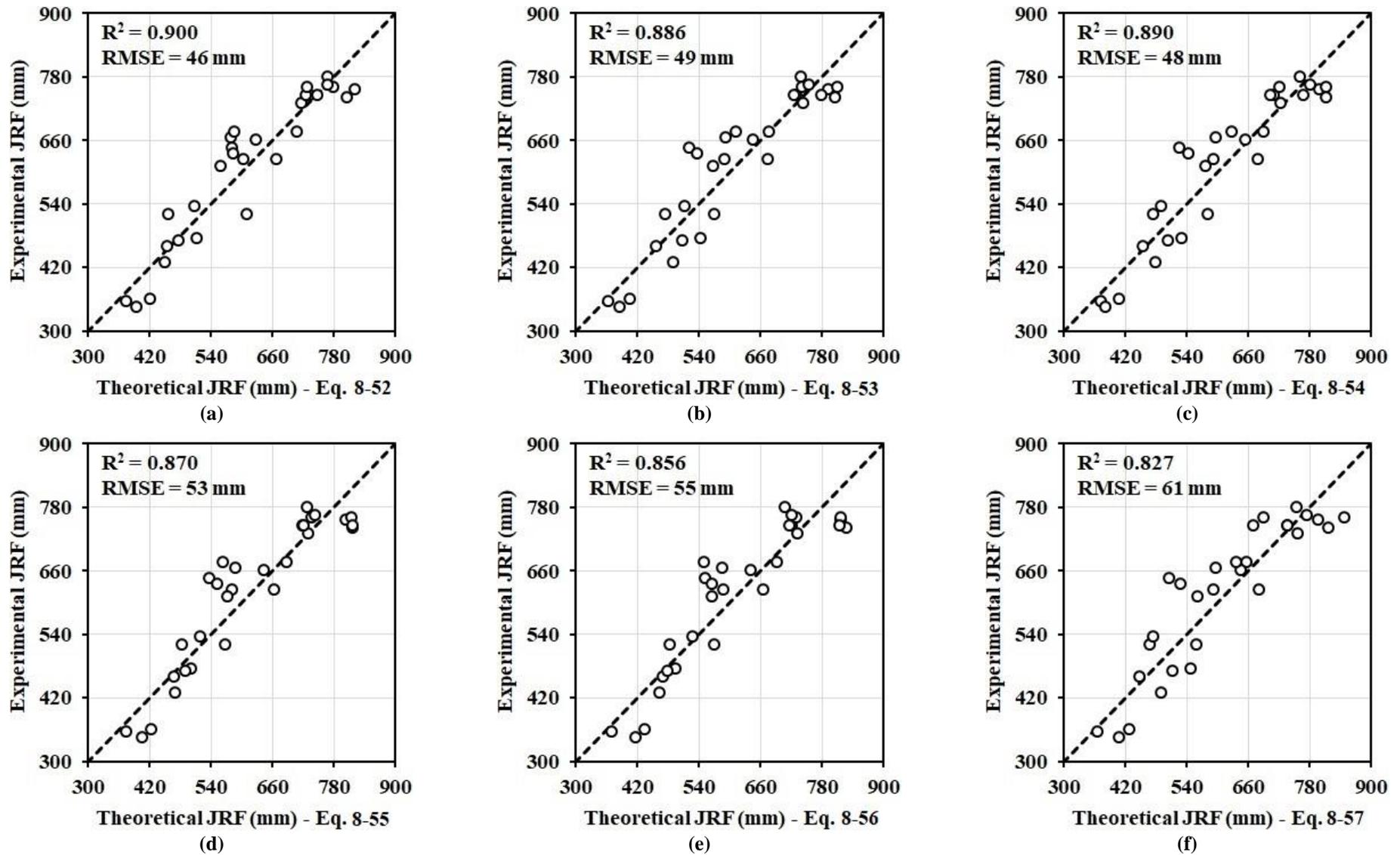


Figure 8-9: Valeurs expérimentales de JRF contre les valeurs théoriques correspondant obtenus des Eqs. (a) 8-52, (b) 8-53, (c) 8-54, (d) 8-55, (e) 8-56, et (f) 8-57.

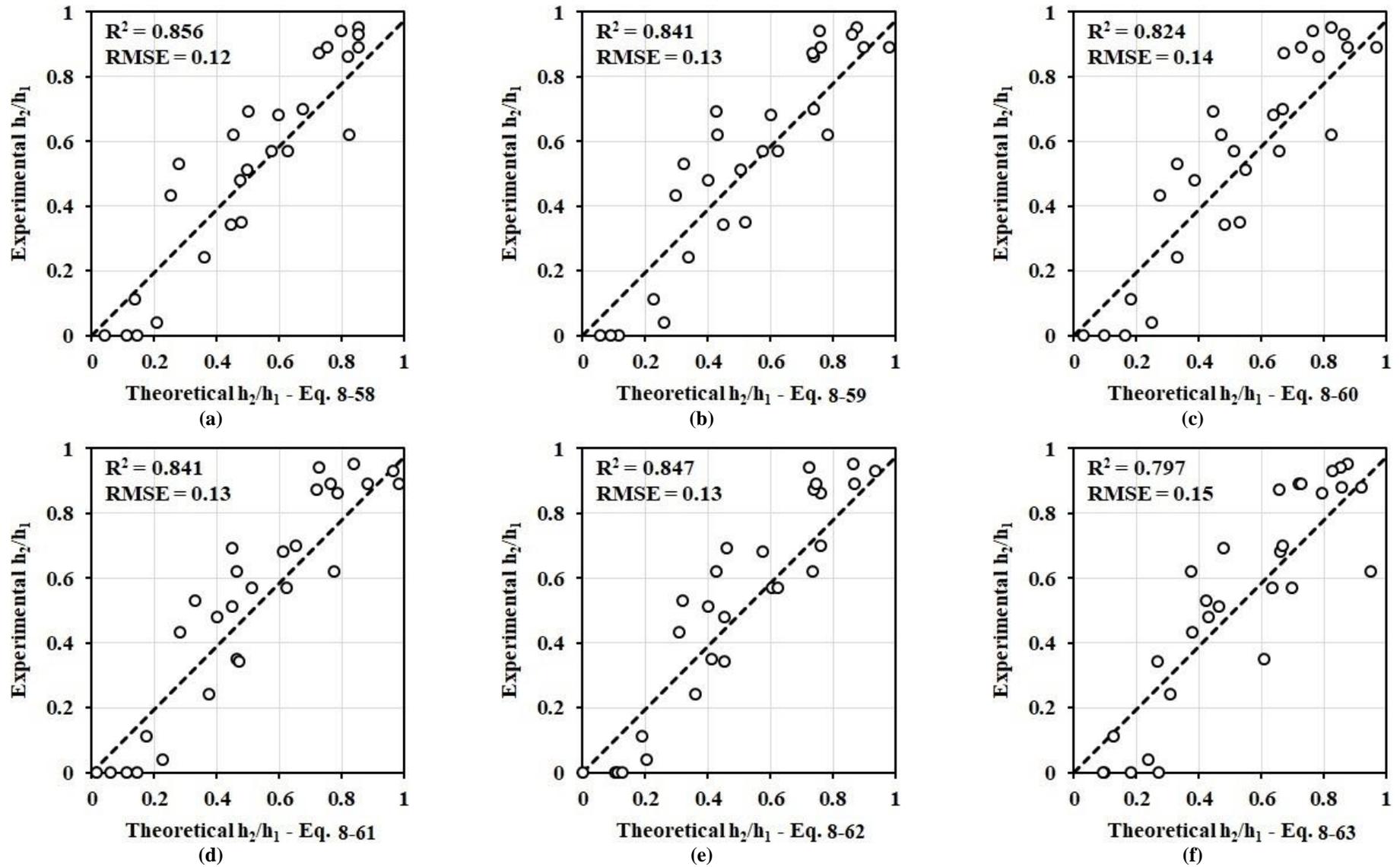


Figure 8-10: Valeurs expérimentales  $h_2/h_1$  contre les valeurs théoriques obtenues des Eqs. (a) 8-58, (b) 8-59, (c) 8-60, (d) 8-61, (e) 8-62, et (f) 8-63.

### ***L'allongement ( $\overline{AR}$ )***

Il est expliqué précédemment que plus les granulats sont allongés, plus ils ont tendance à s'orienter et s'aligner facilement dans le sens de l'écoulement. Ce qui rendra plus facile leur déplacement en raison d'une faible trainée qui s'exercera sur eux. De ce fait, les granulats plus allongés s'écouleront le long de leur mortier fin environnant augmentant le blocage induit par la fluidité traduit par des valeurs élevées de JRF et du rapport  $h_2/h_1$ . Ce comportement est reflété par les indices de puissance du paramètre  $\overline{AR}$  des corrélations empiriques des Eqs. 8-52 à 8-63.

### ***L'aire de la surface 3D ( $AV_C$ ) et la rugosité de la surface ( $\overline{R}$ )***

D'après les indices de puissance de  $AV_C$  et  $\overline{R}$  dans les Eqs. 8-52 à 8-63, pour une teneur volumétrique donnée du squelette granulaire, une surface spécifique et une rugosité de la surface élevées peuvent réduire la vitesse d'écoulement de la suspension en induisant des restrictions internes. La capacité de passage est alors réduite. En effet, l'augmentation de la surface spécifique et de la rugosité de la surface des granulats augmente les forces de friction entre les granulats et le mortier fin suspendant. Ces dernières forces vont résister contre les forces d'inertie qui sont induites par l'effet gravitationnel initial sur l'échantillon de BAP dans la colonne verticale de L-Box (60 cm de hauteur) et dans le cône de J-Ring (30 cm de hauteur) et qui poussent le béton à s'écouler à travers les barres.

#### **8.5.5.2 Blocage des granulats**

Les indices de blocage de granulats proposés dans cette étude dans le cas des essais J-Ring ( $BI_{JR}$ ) et L-Box ( $BI_{LB}$ ) sont obtenus avec les Eqs. 3-4 et 4-3, respectivement. Afin d'évaluer l'effet des caractéristiques des deux phases du BAP sur le blocage des granulats, les valeurs de ces indices de blocage de granulats des BAP étudiés sont corrélées au degré de compaction et les caractéristiques morphologiques des granulats, les propriétés rhéologiques des mortiers fins et le volume de mortier fin en excès, à l'aide du solveur Excel. Les résultats des corrélations établies sont présentés aux Eqs. 8-64 à 8-75. Ces résultats sont ensuite comparés aux valeurs expérimentales aux Figures 8-11 et 8-12 comme suit :

#### **Indice de blocage de l'essai J-Ring ( $BI_{JR}$ ) :**

$$BI_{JR} = 38,729 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{91,202} \times V_{EFM}^{20,197} \times MSF^{0,088} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{43,262} \times \overline{AR}^{12,906}}{AV_C^{29,952} \times \overline{R}^{58,320}} \quad (8-64)$$

$$BI_{JR} = 115,117 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{84,255} \times \frac{V_{EFM}^{17,510}}{\tau_0^{0,070}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{43,649} \times \overline{AR}^{13,444}}{AV_C^{31,587} \times \overline{R}^{59,519}} \quad (8-65)$$

$$BI_{JR} = 17,465 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{90,625} \times \frac{V_{EFM}^{18,749}}{\mu_p^{0,140}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{47,692} \times \overline{AR}^{14,831}}{AV_C^{34,453} \times \overline{R}^{65,258}} \quad (8-66)$$

$$BI_{JR} = 35,930 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{90,959} \times \frac{V_{EFM}^{19,695}}{G'^{0,055}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{44,899} \times \overline{AR}^{13,612}}{AV_C^{31,574} \times \overline{R}^{60,837}} \quad (8-67)$$

$$BI_{JR} = 96,205 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{82,481} \times \frac{V_{EFM}^{17,915}}{G''^{0,049}} \times \frac{\overline{D_{avg}}^{40,365} \times \overline{AR}^{11,954}}{AV_C^{28,360} \times \overline{R}^{54,399}} \quad (8-68)$$

$$BI_{JR} = 69,729 \times \frac{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{85,113}}{\left(\frac{w}{b} \times HRWR\right)^{0,499}} \times \frac{V_{EFM}^{16,016}}{\gamma_{\text{critical}}^{0,296}} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{47,294} \times \overline{AR}^{15,307}}{AV_C^{35,829} \times \overline{R}^{65,680}} \quad (8-69)$$

**Indice de blocage de l'essai L-Box (BI<sub>LB</sub>) :**

$$BI_{LB} = 44,775 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{117,415} \times V_{EFM}^{24,364} \times MSF^{2,958} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{64,502} \times \overline{AR}^{18,578}}{AV_C^{49,794} \times \overline{R}^{88,227}} \quad (8-70)$$

$$BI_{LB} = 23,056 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{82,843} \times \frac{V_{EFM}^{18,360}}{\tau_0^{0,430}} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{46,453} \times \overline{AR}^{11,007}}{AV_C^{32,297} \times \overline{R}^{60,443}} \quad (8-71)$$

$$BI_{LB} = 16,473 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{74,828} \times \frac{V_{EFM}^{16,931}}{\mu_p^{0,755}} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{42,455} \times \overline{AR}^{9,303}}{AV_C^{29,371} \times \overline{R}^{54,697}} \quad (8-72)$$

$$BI_{LB} = 24,548 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{87,872} \times \frac{V_{EFM}^{20,808}}{G'^{0,419}} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{44,845} \times \overline{AR}^{9,351}}{AV_C^{29,786} \times \overline{R}^{57,370}} \quad (8-73)$$

$$BI_{LB} = 41,257 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{84,154} \times \frac{V_{EFM}^{20,972}}{G''^{0,432}} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{39,914} \times \overline{AR}^{6,717}}{AV_C^{25,313} \times \overline{R}^{49,904}} \quad (8-74)$$

$$BI_{LB} = 29,539 \times \left(\frac{\varphi}{\varphi_{\max}}\right)^{89,838} \times V_{EFM}^{18,073} \times \left(\frac{\frac{w}{b} \times HRWR}{\gamma_{\text{critical}}}\right)^{0,550} \times \frac{\overline{D_{\text{avg}}}^{53,546} \times \overline{AR}^{14,603}}{AV_C^{39,543} \times \overline{R}^{71,709}} \quad (8-75)$$

Les résultats présentés aux Figures 8-11 et 8-12 ont montré que les indices de blocage de J-Ring et L-Box sont bien liés aux caractéristiques de formes et au rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulats, ainsi que les propriétés visco-élastoplastiques des mortiers fins et le volume du mortier fin en excès. L'indice de blocage a par ailleurs montré des corrélations plus fortes par rapport à l'indice de J-Ring avec des valeurs de  $R^2$  (0,855 à 0,906 contre 0,710 contre 0,743) et des valeurs comparables de RMSE. L'effet de chaque propriété est représenté par les indices de puissance correspondant dans les Eqs. 8-64 à 8-75. Du point de vue rhéologique, les BAP formulés avec des mortiers fins ayant de faibles propriétés visco-élastoplastiques ou un rapport eau sur liant ( $w/b$ ) et un dosage en superplastifiant (HRWR) faibles présentent un risque élevé de blocage de granulats du mélange à la fois dans le J-Ring et le L-Box. Toutefois, les propriétés viscoplastiques des mortiers fins, notamment le seuil de cisaillement et la viscosité plastique ont montré un effet plus significatif sur le blocage des granulats, comparativement aux propriétés viscoélastiques (modules élastiques  $G'$  et  $G''$ ). De plus, en considérant l'état de la dispersion du liant, qui peut être représenté par la combinaison du rapport  $w/b$  et du dosage de HRWR, la déformation critique des mortiers fins a également montré un effet sur la capacité de passage avec une diminution du risque de blocage lorsque celle-ci augmente. On peut conclure que le phénomène de blocage de granulats se manifeste dans le domaine plastique de l'écoulement, où la déformation et la migration des particules sont permanentes (c-à-d, non élastique et irréversible). Par ailleurs, à partir des corrélations établies, l'augmentation du rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulats et de  $V_{EFM}$  résulte en des valeurs

élevées d'indice de blocage. En effet, l'augmentation du rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulats entraîne une élévation significative de l'effet de groupe du système granulaire (Eq. 8-17) et, en conséquence, une augmentation de la probabilité d'interaction entre les granulats. D'autre part, l'augmentation de  $V_{\text{EFM}}$ , conduit à de faibles valeurs de viscosité plastique et de seuil de cisaillement du mélange de BAP (Eqs. 5-1 et 5-2). Cela fait augmenter la vitesse d'écoulement du BAP dans le J-Ring et L-Box (Eq. 3-6), ce qui peut augmenter la probabilité d'interaction entre les granulats et les barres et, de ce fait, induire une ségrégation dynamique comme montré dans la section (8.2.1 et 8.5.4). La ségrégation dynamique peut alors augmenter le risque de blocage de granulats du mélange de BAP. Cependant, le rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulats a montré un effet plus important par rapport au  $V_{\text{EFM}}$  avec des indices de puissance environ 5 fois plus grands obtenus dans les Eqs. 8-64 à 8-75.

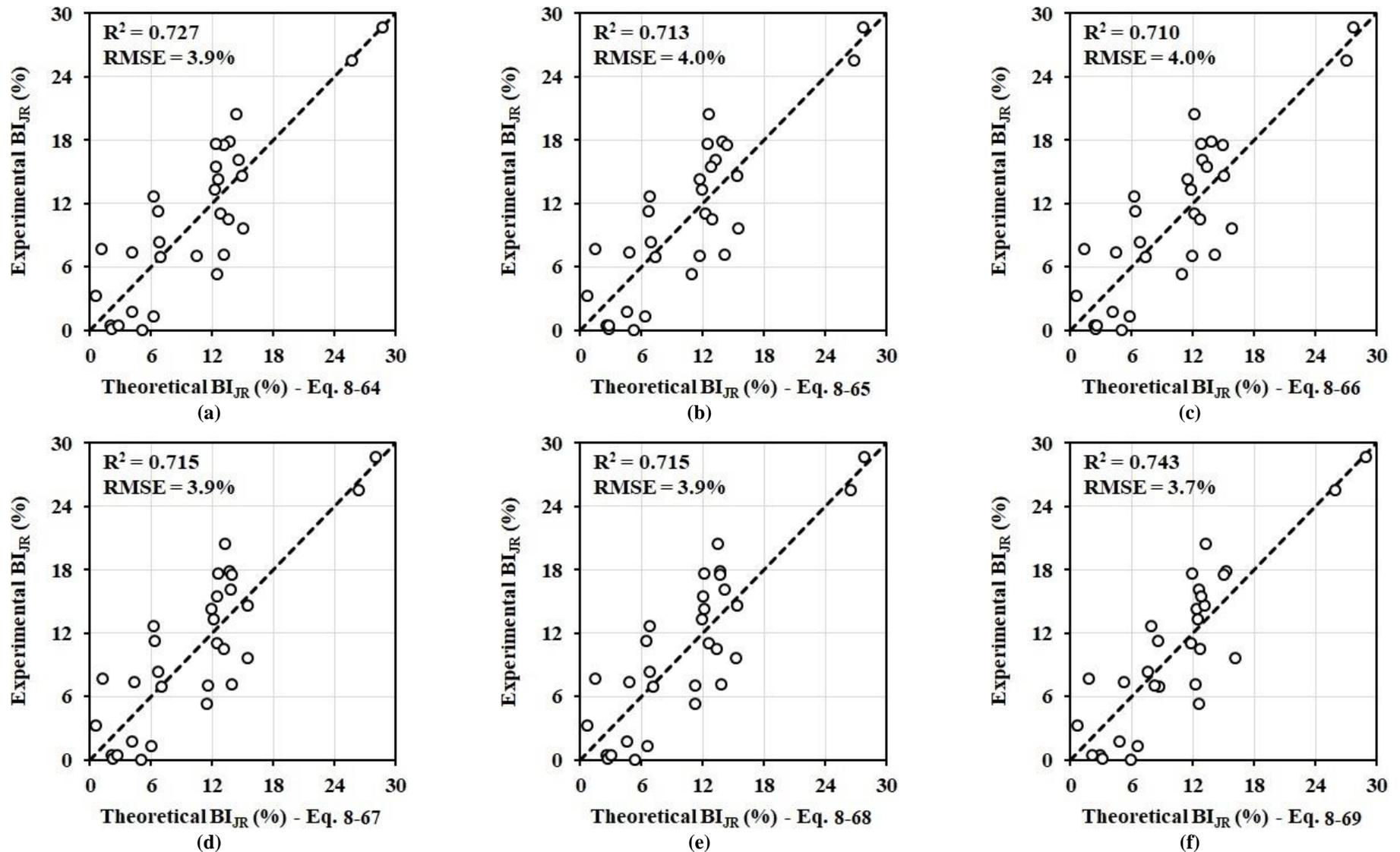


Figure 8-11: Indices de blocage expérimentaux de J-ring ( $BI_{JR}$ ) contre leurs valeurs théoriques des Eqs. (a) 8-64, (b) 8-65, (c) 8-66, (d) 8-67, (e) 8-68, et (f) 8-69.

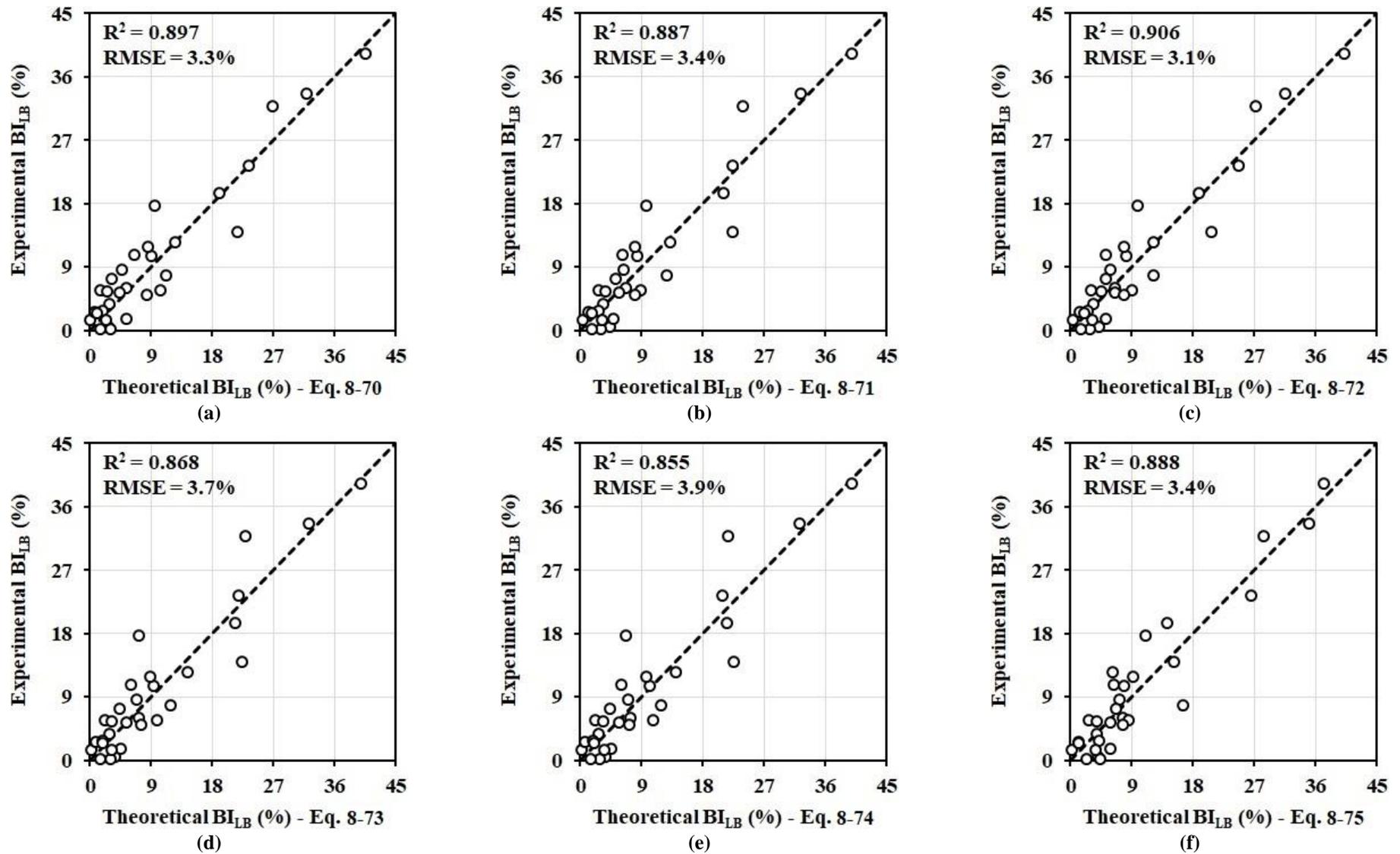


Figure 8-12: Indices de blocage expérimentaux de L-Box ( $BI_{LB}$ ) contre leurs valeurs théoriques des Eqs. (a) 8-70, (b) 8-71, (c) 8-72, (d) 8-73, (e) 8-74, et (f) 8-75.

L'effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur le blocage des granulats est présenté comme suit :

***Le diamètre moyen ( $\overline{D}_{avg}$ )***

Tel qu'on peut le remarquer dans les Eqs. 8-64 à 8-75, le diamètre moyen a un effet significatif sur le blocage des granulats des BAP étudiés. Comme attendu, pour un espacement donné entre les barres de J-Ring et L-Box, l'augmentation de la taille des granulats entraîne une augmentation significative de l'indice de blocage (risque de blocage élevé). Cela est dû à une probabilité élevée de formation de voute de granulats derrière les barres. Ce résultat est conforme avec l'Eq. 8-16 qui exprime la probabilité de blocage des granulats pour un espacement des barres donné. Toutefois, on remarque que le diamètre moyen des granulats montre des effets contraires sur les deux aspects de capacité de passage, car comme discuté dans la section 8.5.1, la taille des granulats améliore la capacité de passage relative à la fluidité alors que dans ce cas de figure, elle présente plutôt un effet négatif.

***L'allongement ( $\overline{AR}$ )***

Selon ses contributions dans les relations établies aux Eqs. 8-64 à 8-75, tout comme le diamètre moyen, l'allongement des granulats présente des effets contraires sur les deux aspects de la capacité de passage. En effet, l'augmentation de la valeur de  $\overline{AR}$  entraîne d'une part, une augmentation de l'indice de blocage et d'autre part, une diminution des valeurs de JRF et de rapport  $h_2/h_1$  obtenues dans l'essai de J-Ring et L-Box, respectivement. Malgré la possible réorientation des particules parallèlement à la direction de l'écoulement, ces types de granulats semblent augmenter la probabilité de création de la voute de granulats derrière les barres de ferrailage. Lors de la collision avec les barres de ferrailage, les granulats plus arrondis peuvent se tourner plus facilement et passer à travers les espacements entre les obstacles (barres), comparativement aux granulats plus allongés.

***L'aire de la surface 3D ( $AV_C$ )***

Comme mentionné précédemment, il existe une plus forte adhérence entre le mortier fin suspendant et les granulats avec une surface spécifique plus élevée. Cela peut permettre de maintenir le mélange de BAP homogène sous les gradients de cisaillement induits soit par l'écoulement lui-même (stabilité dynamique) soit par une augmentation locale des obstacles (capacité de passage). En conséquence, comme montré par les corrélations établies aux Eqs. 8-64 à 8-75, l'augmentation de la surface 3D des granulats améliore l'homogénéité du mélange derrière et après les barres dans J-Ring et L-Box. Toutefois, cela résulte en des valeurs faibles de JRF et de rapport  $h_2/h_1$  comme discuté dans la section 8.5.1 (risque élevé de blocage dû à la fluidité). Cela peut se référer aux effets contradictoires de  $AV_C$  des granulats sur les deux aspects de la capacité de passage du BAP.

***La rugosité de la surface ( $\overline{R}$ )***

Parmi les différentes caractéristiques de forme des granulats, la rugosité de la surface s'est révélée la caractéristique la plus dominante du blocage des granulats de BAP, exprimé par ses indices de puissance plus élevés que les indices de puissance des autres caractéristiques dans les Eqs. 8-64 à 8-75. Les BAP formulés avec des granulats plus rugueux ont montré une homogénéité de la distribution granulaire en présence des obstacles. Cela peut s'expliquer par de fortes frictions internes et forces tangentielles entre le mortier fin suspendant et le système granulaire qui peuvent permettre de maintenir les granulats à se déplacer simultanément avec le mortier fin les entourant et réduire la ségrégation, même en présence des obstacles. Toutefois, le même constat apparaît avec l'effet d'augmentation de la rugosité sur le blocage dû à la fluidité, où cela réduit les valeurs de JRF et du rapport  $h_2/h_1$ .

### ***8.5.5.3 Comparaison entre les résultats de capacité de passage de J-Ring et L-Box***

Les résultats de capacité de passage des BAP étudiés obtenus d'une part avec l'essai de J-Ring et d'autre part, l'essai de L-Box, sont comparés et présentés à la Figure 8-13. Comme on peut l'observer sur les Figures 8-13a et 8-13b, une bonne corrélation existe entre le blocage relatif à la fluidité, le blocage de granulats des BAP étudiés, et les valeurs d'étalement du BAP. L'augmentation de l'étalement entraîne des valeurs élevées du rapport  $h_2/h_1$  et de JRF. Toutefois, cela résulte en des indices de blocage de granulats plus élevés dans le J-Ring et L-Box, correspondant à une plus grande hétérogénéité du BAP après son passage à travers les barres de ferrailage.

En outre, les indices de blocages plus élevés sont obtenus pour la majorité des BAP conventionnels dans le cas de J-Ring, la majorité des BAP-éco en utilisant l'essai de L-Box (Figure 8-13c). Dans le cas des BAP conventionnels, cela peut être dû aux effets d'inertie plus élevés des mélanges de BAP conventionnels les plus fluides, grâce à leur volume de pâte plus important, dans des conditions d'écoulement moins confiné de J-Ring (pas de parois), comparativement à l'écoulement du mélange dans le L-Box qui est confiné avec la présence de plusieurs parois. D'autre part, les BAP-éco sont formulés avec des teneurs volumétriques et des effets de groupe des granulats plus grands par rapport aux BAP conventionnels. En conséquence, lors de leur écoulement qui est confiné dans le L-Box, ces mélanges de BAP-éco sont susceptibles d'être plus perturbés que lors de l'écoulement dans le J-Ring.

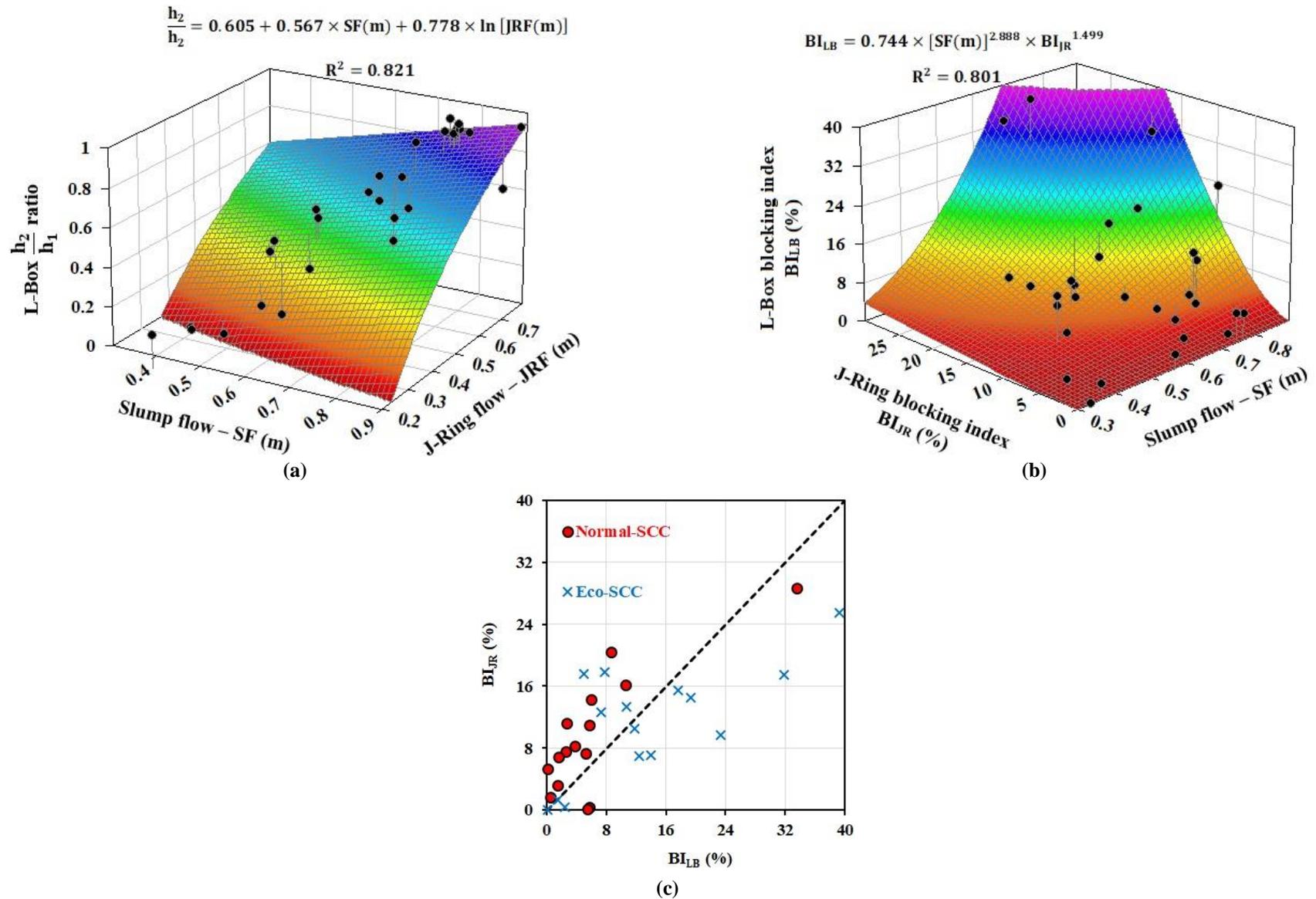


Figure 8-13: Relation entre l'étalement et (a) le rapport  $h_2/h_1$  de L-Box et l'écoulement de J-Ring (JRF) et (b) les indices de blocage de J-Ring ( $BI_{JR}$ ) et L-Box ( $BI_{LB}$ ) puis (c) la comparaison entre  $BI_{JR}$  et  $BI_{LB}$  des BAP.

### 8.5.6 L'hétérogénéité morphologique

Il a été montré précédemment que les caractéristiques morphologiques des granulats ont des effets significatifs sur la capacité de passage, la stabilité statique et dynamique des mélanges de BAP étudiés. L'homogénéité du système granulaire, en termes de teneur volumétrique et de compacité granulaire, peut être modifiée lors de l'écoulement du mélange en différentes zones des dispositifs d'essai et au repos. En plus de la teneur volumétrique et la compacité des granulats, et selon les effets significatifs des caractéristiques morphologiques sur les performances des BAP, il apparaît un intérêt particulier d'évaluer comment varient les propriétés morphologiques moyennes du système granulaire lors de l'écoulement en condition confiné ou non. Ainsi, en utilisant les teneurs volumétriques des 14 différentes sous-classes de granulats dans les échantillons pris à différentes zones opposées de T-Box, J-Ring et L-Box, les caractéristiques morphologiques moyennes des granulats ( $\overline{M.C.}$ ), notamment les valeurs moyennes du diamètre ( $\overline{D_{avg}}$ ), l'allongement ( $\overline{AR}$ ), le rapport surface 3D sur volume des granulats ( $\overline{AV}$ ) et la rugosité de la surface ( $\overline{R}$ ) peuvent être estimés dans les différentes zones d'écoulement en utilisant l'Eq. 8-21. Différents indices d'hétérogénéité morphologique (MHI:  $MHI_D$ ,  $MHI_{AR}$ ,  $MHI_{AV}$ , and  $MHI_R$ ) ont été définis, y compris les indices morphologiques  $MHI_{M.C.-TB}$ ,  $MHI_{M.C.-JR}$ , and  $MHI_{M.C.-LB}$  dans l'essai de T-Box, J-Ring et L-Box, respectivement, en utilisant les Eqs. 8-76 à 8-79 et présenté à la Figure 8-14.

$$MHI_{M.C.-TB} (\%) = \frac{\overline{M.C.}_{Tilt-down} - \overline{M.C.}_{Tilt-up}}{\overline{M.C.}_{Reference}} \times 100 \% \quad (8-76)$$

$$MHI_{M.C.-JR} (\%) = \frac{\overline{M.C.}_{I-JR} - \overline{M.C.}_{O-JR}}{\overline{M.C.}_{Reference}} \times 100 \% \quad (8-77)$$

$$MHI_{M.C.-LB} (\%) = \frac{\overline{M.C.}_{B-LB} - \overline{M.C.}_{E-LB}}{\overline{M.C.}_{Reference}} \times 100 \% \quad (8-78)$$

Où  $\overline{M.C.}_{Tilt-down}$ ,  $\overline{M.C.}_{Tilt-up}$ ,  $\overline{M.C.}_{I-JR}$ ,  $\overline{M.C.}_{O-JR}$ ,  $\overline{M.C.}_{B-LB}$ ,  $\overline{M.C.}_{E-LB}$ , et  $\overline{M.C.}_{Reference}$  sont des caractéristiques morphologiques moyennes des granulats des échantillons pris respectivement dans les sections descendante et montante de T-Box, à l'intérieur et à l'extérieur des barres de J-Ring, au début avant les barres et à la fin du canal horizontal de L-Box, et le mélange de référence. Comme présenté à la Figure 8-14, la ségrégation dynamique et le blocage de granulats derrière les barres entraînent des variations des caractéristiques morphologiques du système granulaire dans différentes zones d'écoulement du BAP. En conséquence, une distribution granulaire plus grossière ( $MHI_D > 0$ ) et une rugosité plus élevée ( $MHI_R > 0$ ), ainsi qu'un faible allongement ( $MHI_{AR} < 0$ ) et un rapport surface 3D sur volume de granulats faible ( $MHI_{AV} < 0$ ) sont obtenus dans la section descendante de T-Box, à l'intérieur de J-Ring et dans la section avant les barres de L-Box, comparativement aux zones opposées correspondantes.

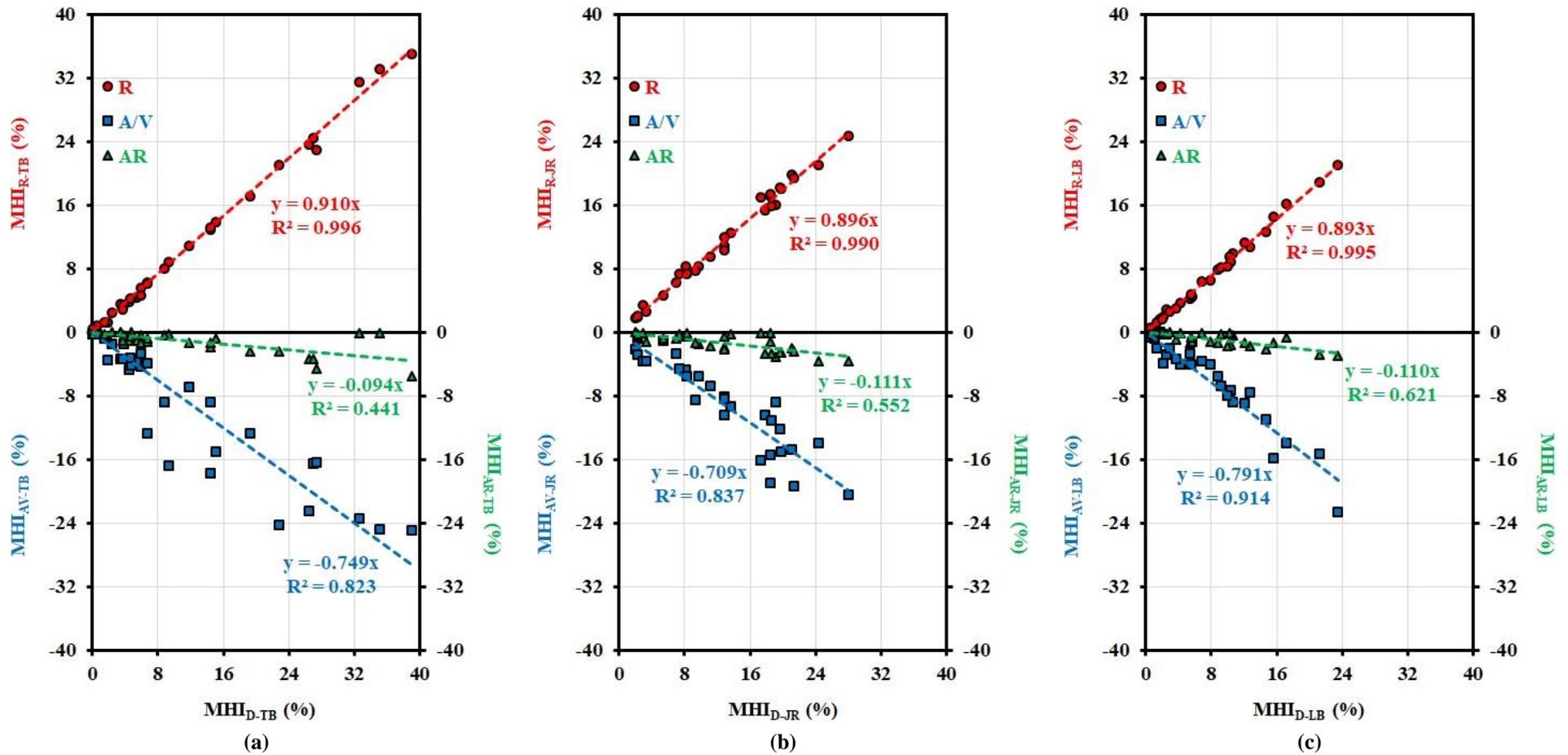


Figure 8-14: Comparaison entre les indices d'hétérogénéité morphologique des BAP étudiés obtenus dans les essais de (a) T-Box, (b) J-Ring, et (c) L-Box.

Parmi les différentes caractéristiques morphologiques, les variations maximale et minimale sont observées pour le diamètre ( $MHI_D$ ) moyen et l'allongement ( $MHI_{AR}$ ) des granulats, respectivement. Ces résultats sont en accord avec les hypothèses établies dans les sections précédentes, qui montrent comment les caractéristiques morphologiques des granulats influencent les différents phénomènes d'hétérogénéité des BAP. Les granulats les plus grossiers avec des rugosités élevées et une surface spécifique faible ont tendance à migrer vers la section descendante de T-Box ou à se bloquer derrière les barres de ferrailage dans les essais de J-Ring et L-Box. D'autre part, en raison de leur facilité de réorientation dans le sens de l'écoulement, les granulats plus allongés se déplacent aisément vers la section montante de T-Box ou atteignent facilement l'extérieur de barres de J-Ring et la zone située à la fin de canal horizontal de L-Box.

Par ailleurs, les BAP étudiés ont montré des indices d'hétérogénéité morphologique plus grands dans l'essai de T-Box comparativement aux essais J-Ring et L-Box. Cela peut être dû à une distance d'écoulement plus grande dans le cas de T-Box, environ 9 m [33], induite par les cycles d'inclinaison, comparée à 0,39 m ( $JRF_{max}/2$ ) dans le cas de J-Ring et 0,70 m (longueur du canal horizontal de L-Box) dans l'essai L-Box. Cependant, des indices MHI comparables ont été obtenus dans les essais de J-Ring et L-Box en raison des espacements entre les barres comparables dans les deux essais (41 et 42,9 mm). En outre, il apparaît que les différents indices d'hétérogénéité morphologique sont corrélés entre eux, particulièrement les variations de la rugosité de surface et celles du diamètre moyen des granulats.

De la même manière que les caractéristiques morphologiques et la variation de la teneur, de la compacité granulaire, induites par la ségrégation dynamique et le blocage, différents facteurs de l'effet de groupe (LF) ont été observés dans les différentes zones d'écoulement des mélanges de BAP dans le T-Box, J-Ring et L-Box (Figure 8-15). Cela est en accord avec l'effet de caractéristiques morphologiques sur le facteur LF présenté à l'Eq. 8-23. Comme on peut le voir à la Figure 8-15, des systèmes granulaires des échantillons pris dans la section descendante de T-Box, à l'intérieur de l'anneau de J-Ring, et derrière les barres de L-Box ont montré des facteurs LF des granulats plus grands. Cela peut être dû à de fortes interconnexions granulaires dans ces zones d'hétérogénéité induite par la ségrégation dynamique et le blocage des granulats des BAP.

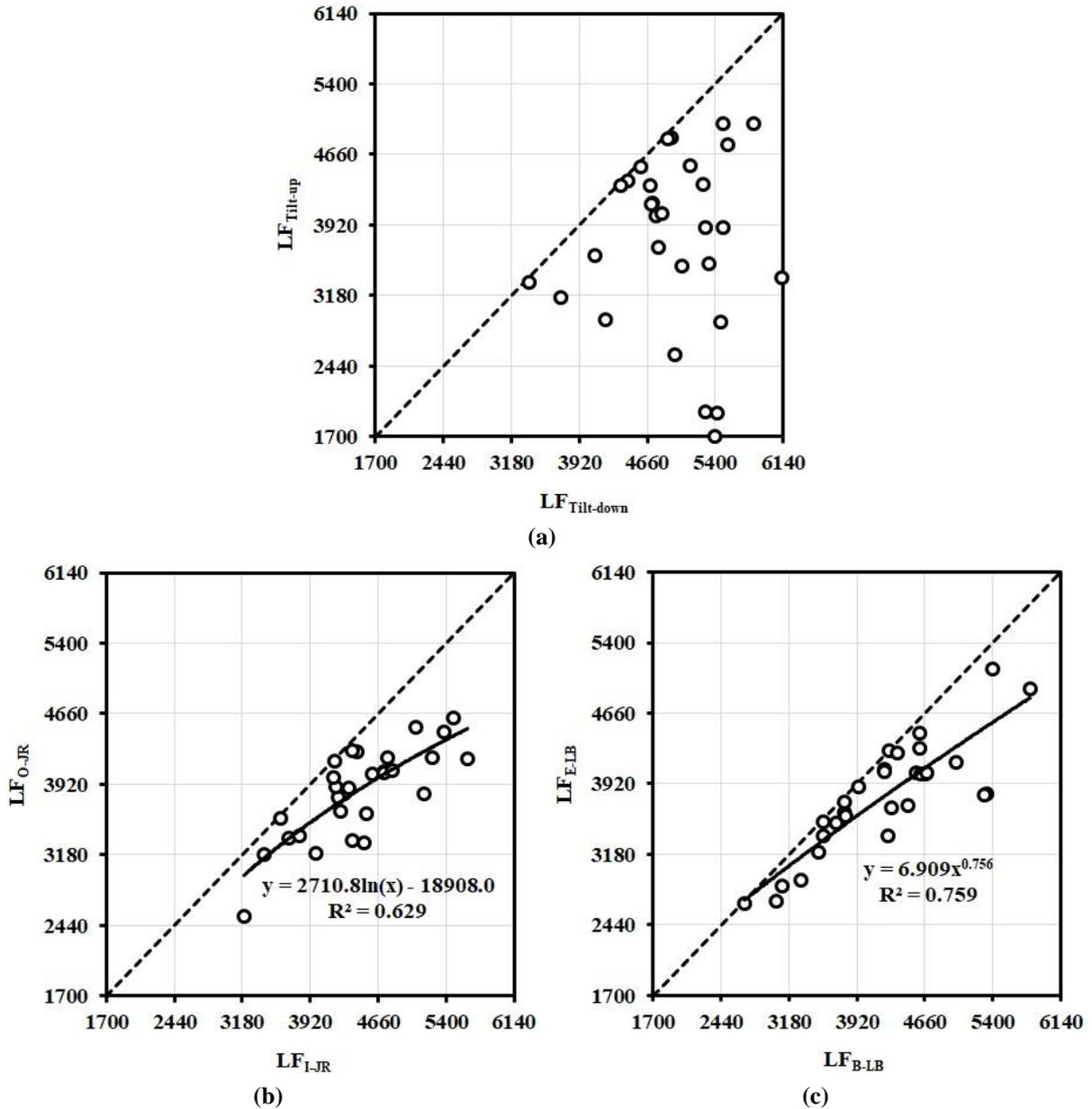


Figure 8-15: Comparaison entre le facteur de l'effet de groupe de (a) la section descendante et montante de T-Box, (b) l'intérieur et l'extérieur de J-Ring, et (c) le début et la fin du canal horizontale de L-Box.

### 8.5.7 Instabilité des BAP en conditions d'écoulement restreint et non restreint

L'écoulement des BAP dans les différents essais se fait soit en conditions restreintes (L-Box et J-Ring) ou en conditions non restreintes (T-Box). Une comparaison de l'instabilité des BAP conventionnels et BAP-éco dans les deux cas d'écoulement à travers les indices d'hétérogénéité correspondant a été faite en prenant le cas de L-Box ( $BI_{LB}$ ) et T-Box (DSI) et est présentée à la Figure 8-16a. Comme on peut le constater, l'homogénéité des BAP conventionnels est plus affectée par la ségrégation dynamique, ce qui est montré par les valeurs plus élevées, des BAP conventionnels et BAP-éco en conditions d'écoulement restreint (L-Box) et non restreint (T-Box) alors qu'ils ont montré des valeurs faibles d'indice de blocage en écoulement restreint. Cependant, les mélanges de BAP-éco ont présenté une stabilité acceptable sous cisaillement en conditions d'écoulement non restreint (faible valeur de DSI), mais de fortes hétérogénéités en présences des barres de ferrailage (valeurs élevées de  $BI_{LB}$  par rapport à DSI). Ceci est probablement dû à une teneur élevée de granulats et, en conséquence un plus grand facteur LF des

granulats, qui peut améliorer la stabilité dynamique des BAP-éco. En revanche cela conduit à plus de collision en présence des barres de ferrailage et un risque plus élevé de blocage de granulats peut être obtenu, comparé aux mélanges de BAP conventionnels.

D'autre part, en utilisant les vitesses d'écoulement du BAP dans les dispositifs de L-Box et T-Box, désignées par  $V_{LB}$  and  $V_{TB}$  dans le Tableau 8-3, la force de trainée exercée sur les granulats dans la zone ségréguée située derrière les barres ( $F_{\text{Drag-B-LB}}$ ) et dans la section descendante de T-Box ( $F_{\text{Drag-Tilt-down-TB}}$ ), peuvent être obtenues par les Eqs. 8-2 et 8-39 en fonction des caractéristiques morphologiques moyennes des granulats ségrégués dans ces zones. Comme présenté dans la Figure 8-16b, presque 26 % plus de force de trainée est exercée sur le système granulaire des BAP-éco lors de l'écoulement à travers les barres dans l'essai L-Box, comparativement en conditions d'écoulement non restreint (T-Box). Dans le cas des BAP conventionnels, le système granulaire dans la zone descendante de T-Box subi 10 % de la force de trainée de plus que lors de leur passage derrière les barres de L-Box. Ceci peut être l'effet de la vitesse d'écoulement plus grande des BAP-éco dans l'essai de L-Box par rapport à la vitesse moyenne de  $V_{TB} = 0,253$  m/s dans le T-Box (c-à-d,  $V_{LB} > V_{TB}$ ), à cause de la viscosité plastique et le seuil de cisaillement faibles de ces types de BAP. En revanche, avec leur viscosité plastique et seuil de cisaillement plus élevés, les BAP conventionnels ont un des vitesses d'écoulement plus faible dans l'essai de L-Box que dans celui de T-Box (c-à-d,  $V_{LB} < V_{TB}$ ).

En outre, en établissant un équilibre entre les forces qui s'appliquent sur les granulats ségrégués derrière les barres de L-Box et dans la section descendante de T-Box, on remarque l'existence des forces d'interconnexion entre les granulats qui entraînent l'accumulation des granulats dans ces sections. Ces forces d'interconnexion ( $F_{\text{Interlocking}}$ ) peuvent être estimées par la somme de la force de trainée (Figure 8-16b) et la force de serrage interparticulaire. Cette dernière est estimée en utilisant les Eqs. 8-4 et 8-33, en fonction des caractéristiques de forme des granulats dans les zones ségréguées susmentionnées de L-Box et T-Box. Tel que présenté dans la Figure 8-16c, pour la plupart des BAP étudiés, des interconnexions granulaires plus élevées existent entre les granulats de section descendante de T-Box, induites par la ségrégation dynamique, comparativement aux granulats bloqués derrière les barres de L-Box. Cela peut être dû à une distance d'écoulement du BAP plus longue dans l'essai de T-Box ( $\approx 9$  m) par rapport à celle de L-Box (0,70 m). Un nombre important des cycles d'inclinaison de T-Box (120) accroît plus l'accumulation et l'empilement des granulats dans la zone descendante de T-Box, comparé à un très petit temps d'écoulement (quelque secondes) et une distance très courte dans le cas de L-Box. Il convient de noter que le niveau élevé d'interconnexion des granulats dans la section descendante de T-Box a été observé lors de l'échantillonnage. En effet, lors des essais en laboratoire, il a été remarqué de manière évidente que la prise d'échantillon dans la zone descendante de T-Box, où sont accumulés et compactés les granulats, nécessitait un effort mécanique plus grand par rapport à la prise d'échantillon dans d'autres zones.

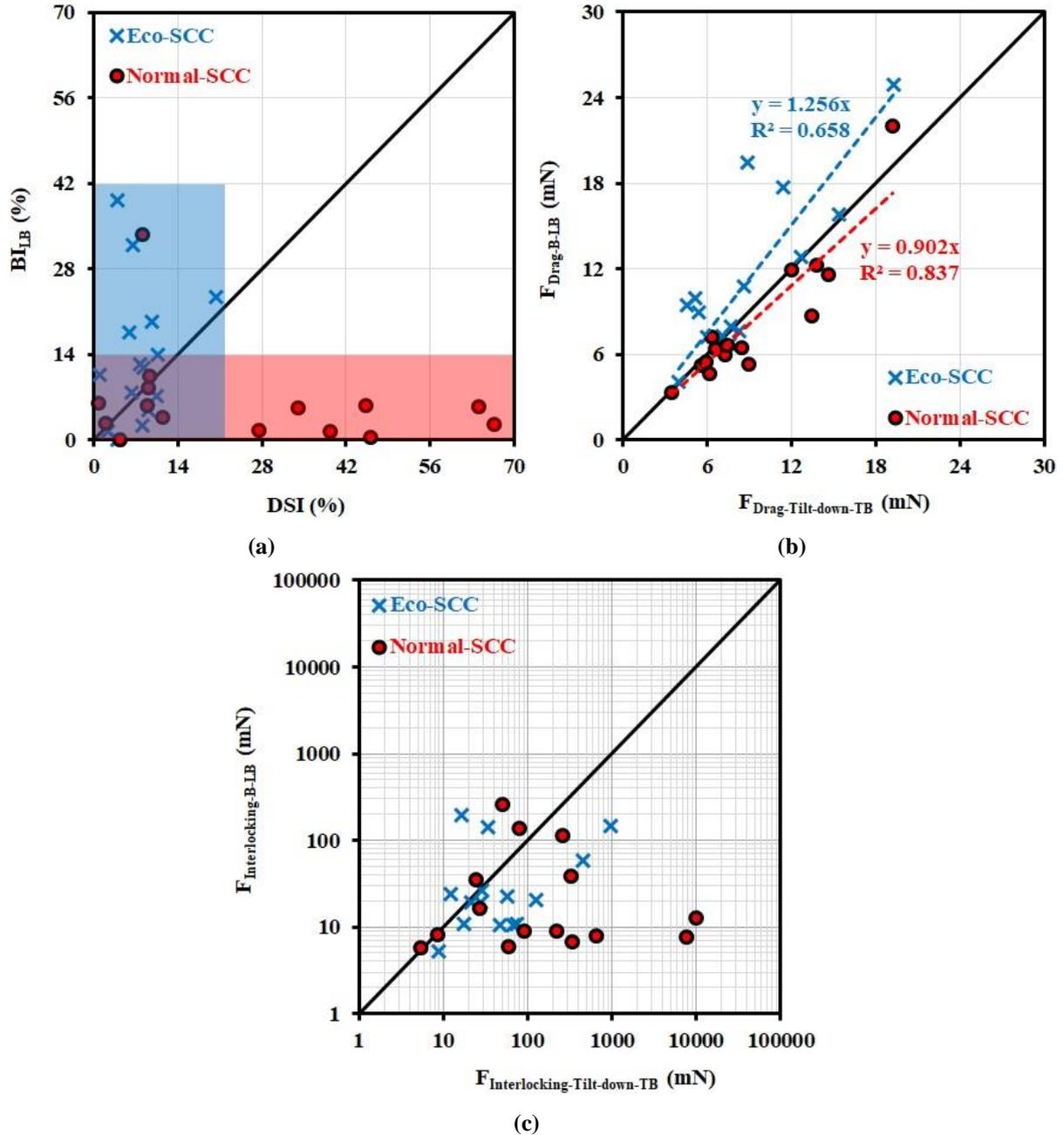


Figure 8-16: Comparaison entre (a) les indices de ségrégation de L-Box et T-Box, puis (b) la force de trainée, et (c) la force d'interconnexion dans les zones situées derrière les barres de L-Box et dans la section descendante de T-Box.

### 8.5.8 Effet des caractéristiques morphologiques des granules sur la résistance à la compression des BAP

Après les observations d'effets considérables des caractéristiques de forme des granules sur les phénomènes d'hétérogénéité due à l'écoulement, une investigation a été menée pour évaluer l'effet des caractéristiques morphologiques des granules sur la résistance à la compression des BAP étudiés. Pour ce faire, des relations ont été établies, à l'aide d'un solveur Excel, présentant la résistance à la compression à 28 et 56 jours des BAP étudiés en fonction des propriétés des deux phases du mélange de BAP, en particulier les caractéristiques morphologiques des granules. Les résultats de ces

corrélations sont présentés aux Eqs. 8-79 et 8-80 et sont comparés aux valeurs expérimentales correspondantes à la Figure 8-17.

$$f'_{c_{28d-SCC}} = \frac{0,036}{\left(\frac{w}{b}\right)^{1,191}} \times \frac{f'_{c_{28d-FM}}^{0,155}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{1,241} \times V_{EFM}^{0,111}} \times \frac{AV_C^{1,000} \times \bar{R}^{0,401}}{D_{avg}^{0,009} \times \bar{AR}^{0,266}} \quad (8-79)$$

$$f'_{c_{56d-SCC}} = \frac{0,018}{\left(\frac{w}{b}\right)^{1,091}} \times \frac{f'_{c_{56d-FM}}^{0,205}}{\left(\frac{\varphi}{\varphi_{max}}\right)^{1,278} \times V_{EFM}^{0,009}} \times \frac{AV_C^{1,303} \times \bar{R}^{0,707}}{D_{avg}^{0,140} \times \bar{AR}^{0,348}} \quad (8-80)$$

Il est apparu que la résistance à la compression des BAP étudiés est directement dépendante, non seulement des propriétés du mortier fin et du rapport  $\varphi/\varphi_{max}$  des granulats, mais aussi des caractéristiques morphologiques des granulats. On peut remarquer que la prise en compte des caractéristiques morphologiques des granulats permet d'améliorer la précision de la prédiction de la résistance à la compression en comparant les résultats de ces modèles et ceux des modèles établis au chapitre 4 ( $R^2$  de 0,974 et 0,970 contre 0,963 et 0,945 pour  $f'_{c_{28}}$  et  $f'_{c_{56}}$ , respectivement)

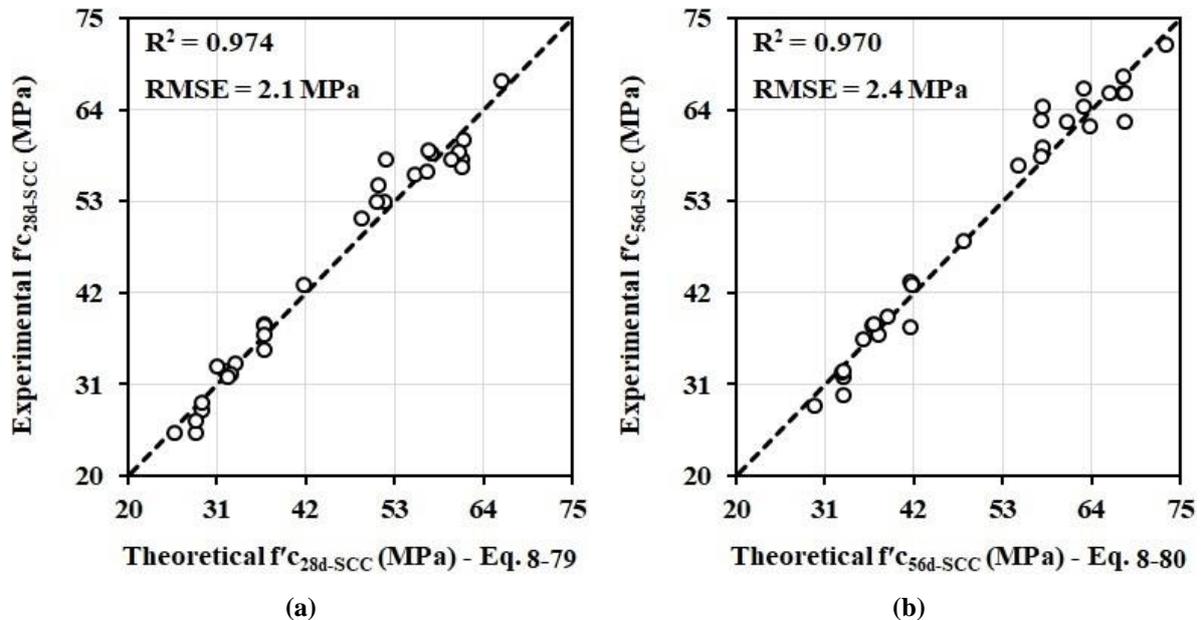


Figure 8-17: Résistance à la compression expérimentale à (a) 28 jours et (b) 56 jours des BAP étudiés contre leur valeurs théoriques correspondant avec les Eqs. 8-79 et 8-80, respectivement.

À partir des modèles établis (Eqs. 8-79 et 8-80), il est ressorti que l'augmentation de la surface spécifique et la rugosité de surface des granulats conduit à des résistances à la compression élevées du BAP. Ceci en raison des fortes interconnexions granulaires et une forte adhérence entre les granulats et le mortier qui en résultent. D'autre part, les BAP formulés avec des systèmes granulaires ayant un allongement moyen élevé ont montré des valeurs faibles de résistance à la compression. Tout de même, la rugosité et l'aire de la surface spécifique des granulats constituent les caractéristiques morphologiques les plus influentes. Aussi, en comparant les indices de puissances dans les Eqs. 8-79 et 8-80, il apparaît que l'effet des caractéristiques morphologiques sur la résistance à la compression des BAP est plus prononcé avec le temps .

Enfin, afin de comprendre les conséquences des phénomènes d'hétérogénéité due à l'écoulement sur les performances mécaniques des BAP, les résistances à la compression à 28 jours des échantillons pris dans différentes zones d'écoulement de T-Box, J-Ring et L-Box ont été estimées en utilisant l'Eq. 8-79. Ces valeurs de  $f'_{c28}$  estimées ont été ensuite comparées aux valeurs de  $f'_{c28}$  du mélange référence de BAP correspondant en termes de  $R^2$  et RMSE et présentées dans les Figure 8-18. En plus, pour chaque mélange de BAP, l'es écart-types (SD) entre les valeurs de  $f'_{c28}$  du mélange de référence et celles des échantillons pris dans les deux zones de chaque dispositif (T-Box, L-Box et J-Ring), ont été calculés et présentés également à la Figure 8-18. Comme on peut le constater, les phénomènes d'hétérogénéité due à l'écoulement induisent des différences significatives des valeurs de résistance à la compression du béton en différentes zones d'écoulement en fonction du mélange de référence. En plus, la présence des barres avec des espacements comparables dans le J-Ring et L-Box résulte en des hétérogénéités comparables de la résistance à la compression des échantillons ségrévés (c-à-d, la même valeur de RMSE de 4,1 et SD de 0,2 à 6,0 MPa dans les Figures 8-18b et 8-18c). En revanche, la ségrégation dynamique dans le T-box entraîne une variation considérable du comportement mécanique du BAP, comparativement au blocage des granulats dans les essais J-Ring et L-Box avec un  $R^2$  plus faible de 0,803 (contre 0,923 dans J-ring et 0,919 dans L-Box), un RMSE plus grand de 6,3 et des valeurs de SD de 0,3 à 15,1 MPa.

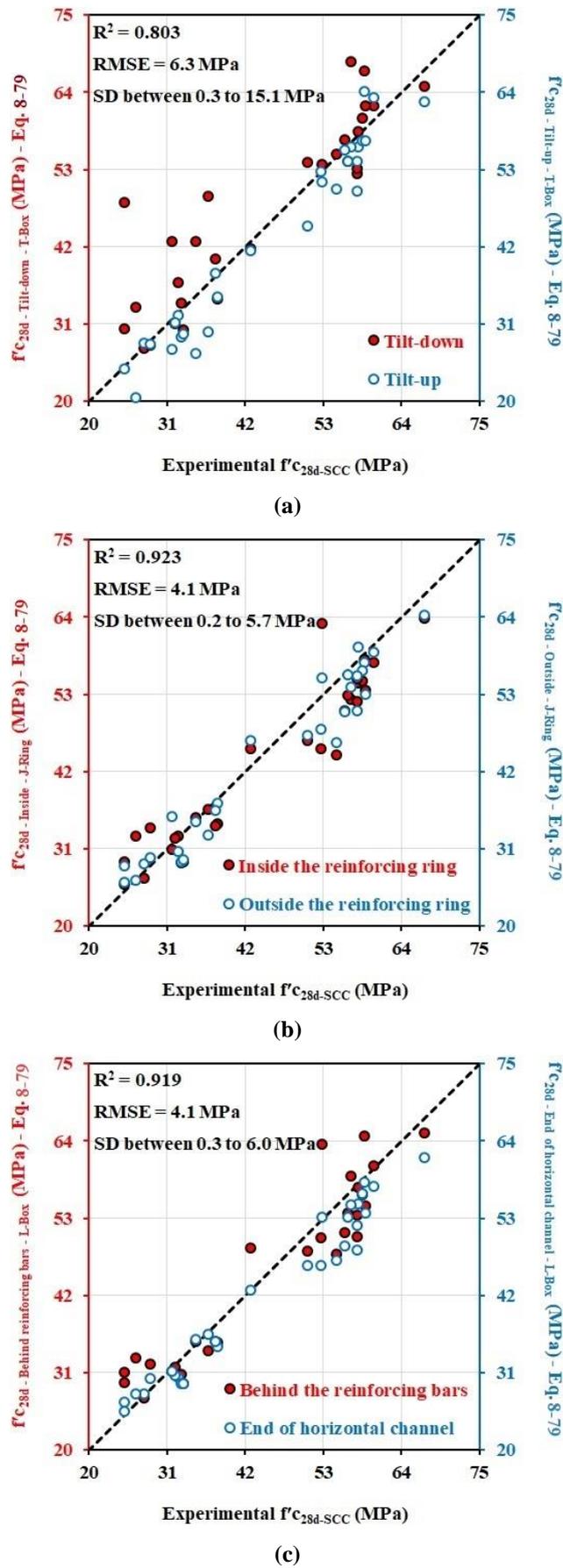


Figure 8-18: Comparaison entre les résistances à la compression à 28 jours des BAP et celles estimées des échantillons pris dans (a) les deux sections de T-Box, (b) l'intérieur et extérieur de J-Ring, et (c) au début et à la fin du canal horizontal de L-Box, à l'aide de l'Eq. 8-79.

## 8.6 Conclusions

Dans ce chapitre, une étude rhéo-morphologique des comportements d'hétérogénéité lors de l'écoulement des 30 BAP étudiés a été faite pour évaluer comment ces comportements d'écoulement des BAP sont affectés par non seulement la rhéologie de la phase suspendante et du rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats, mais aussi les caractéristiques morphologiques de la phase granulaire. En plus des ségrégations dynamique et statique caractérisées dans le chapitre 6, la capacité de passage induite par la fluidité, une nouvelle méthodologie a été développée pour évaluer le blocage des granulats (capacité de passage) des BAP dans les zones d'écoulement restreint en utilisant les essais de J-Ring et L-Box. La capacité de passage est alors étudiée sous deux formes : le blocage induit par la fluidité et le blocage des granulats. L'analyse des résultats expérimentaux et analytiques a permis de ressortir les principales conclusions suivantes :

- À partir des critères de stabilité statique, il a été démontré et confirmé que les mortiers fins des BAP étudiés sont des suspensions homogènes et stables, confirmant l'hypothèse de l'approche diphasique du mélange de BAP faite dans ce projet de thèse.
- De nouvelles approches ont été proposées pour déterminer le facteur de l'effet de groupe du système granulaire, qui s'est révélé très influent sur la stabilité des BAP. Un facteur de l'effet de groupe plus élevé améliore considérablement la stabilité du mélange, en raison de son effet d'augmentation des forces de serrage intergranulaire.
- Une nouvelle relation empirique a été proposée pour la détermination du coefficient de trainée de groupe de granulats de formes irrégulières lors de la ségrégation des BAP en fonction des caractéristiques morphologiques et le facteur de l'effet de groupe des granulats.
- De nouveaux indices d'hétérogénéité ont été proposés en tenant compte de la variation du rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats lors de l'écoulement afin d'évaluer la résistance aux comportements d'hétérogénéité du BAP lors de l'écoulement en zone restreinte ou en zone non restreinte.
- Comme les autres types d'hétérogénéité lors de l'écoulement, la stabilité statique et le blocage des BAP sont dépendants de leur rapport  $\phi/\phi_{\max}$  et les caractéristiques morphologiques des granulats correspondants, des propriétés rhéologiques du mortier fin et du volume de mortier fin en excès.
- L'augmentation des propriétés visco-élastoplastiques du mortier fin entraîne une diminution de ségrégation statique, du blocage des granulats ainsi que le blocage induit par la faible fluidité. Parmi les propriétés visco-élastoplastiques du mortier fin, la viscosité plastique et le seuil de cisaillement se sont révélés plus dominants sur les comportements d'hétérogénéité due à l'écoulement. Cela confirme que la migration des particules est un phénomène irréversible qui correspond aux déformations plastiques. En conséquence, la déformation critique du mortier fin, définissant le point de transition entre les déformations élastiques et plastiques, a également montré une contribution considérable dans l'évolution du comportement hétérogène du BAP lors de l'écoulement et au repos.
- Les différentes caractéristiques morphologiques du système granulaire ont un effet significatif sur les performances d'écoulement des BAP aussi bien que leurs performances mécaniques.
- L'augmentation du diamètre moyen et de l'allongement des granulats entraîne une diminution de la résistance à la compression et, particulièrement une augmentation de la ségrégation statique et

dynamique des BAP. D'autre part, l'augmentation de la surface spécifique et la rugosité des granulats conduit à une amélioration significative de la stabilité statique et dynamique, ainsi que la résistance à la compression du BAP.

- Par ailleurs, les caractéristiques morphologiques des granulats ont montré des effets controverses sur les deux aspects de la capacité de passage des BAP. Les résultats expérimentaux des essais de J-Ring et L-Box ont montré qu'augmenter l'allongement ainsi que diminuer le rapport surface 3D sur volume ou la rugosité de surface des granulats revient à augmenter le risque de blocage des granulats derrière les barres. Pourtant, cela entraîne un faible blocage relatif à la fluidité, exprimé par des valeurs élevées de JRF et du rapport  $h_2/h_1$ .
- Parmi les caractéristiques morphologiques des granulats, la taille des granulats s'est avérée le paramètre le plus dominant sur la stabilité des BAP lors de l'écoulement et après l'écoulement au repos. D'autre part, en raison de son effet significatif sur le degré d'interaction granulaire et l'adhérence entre les granulats et le mortier fin, l'aire de la surface 3D et la rugosité sont les caractéristiques les plus influentes sur la résistance à la compression des BAP.
- Les nouveaux indices de variation des caractéristiques morphologiques du système granulaire (MHI) induite par la ségrégation dynamique et le blocage ont permis de retenir que les systèmes granulaires accumulés dans les zones ségréguées (zone descendante de T-Box, derrière les barres de J-Ring et L-Box) ont un diamètre moyen plus grossier, une plus grande rugosité ainsi que de faibles valeurs de la surface 3D et d'allongement, comparativement au système granulaire de référence. En outre, le diamètre moyen est la caractéristique morphologique ayant présenté la plus grande hétérogénéité après écoulement et la ségrégation dynamique est le phénomène induisant plus de variation des caractéristiques morphologiques du système granulaire.
- Les mélanges de BAP conventionnels sont sujets à une plus grande variation des caractéristiques morphologiques en condition d'écoulement non restreint (T-Box) alors que les mélanges de BAP-éco subissent en revanche plus de variation des caractéristiques morphologiques du système granulaire en condition d'écoulement restreint. Toutefois, la plupart des BAP conventionnels et BAP-éco ont montré des forces d'interconnexion granulaires plus grandes dans l'essai de T-Box comparativement à celui de L-Box. Ceci à cause de la distance d'écoulement beaucoup plus grande dans l'essai de T-box par rapport à celle de L-Box.
- Les résultats de ce chapitre viennent renforcer et compléter ceux des chapitres précédents et peuvent être une base considérable dans l'optimisation du squelette granulaire en termes de caractéristiques morphologiques, le facteur de l'effet de groupe pour faciliter les processus de transport et aussi de mise en place des BAP en zones restreintes ou non.

## References

- [1] N. Roussel, A theoretical frame to study stability of fresh concrete, *Materials and Structures* 39 (1) (2006) 81-91, <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9036-1>.
- [2] L.N. Thrane, Form filling with self-compacting concrete, Ph.D. thesis, Danish technological institute (2007).
- [3] K.H. Khayat, Use of viscosity-modifying admixture to reduce top-bar effect of anchored bars cast with fluid concrete, *ACI Materials Journal*, 95 (2) (1998) 158-167.
- [4] T. Uomoto, K. Ozawa (Eds.), *Recommendations for Self-Compacting Concrete*, Japan Society of Civil Engineers (JSCE), Tokyo, Japan, 1999.

- [5] K.H. Khayat, Workability, testing, and performance of self-consolidating concrete, *ACI Materials Journal*, 96 (3) (1999) 346-353.
- [6] A.M. Ley-Hernandez, D. Feys, J.A. Hartell, Effect of dynamic segregation of self-consolidating concrete on homogeneity of long pre-cast beams, *Materials and Structures*, 52 (4) (2019), <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1303-z>.
- [7] A.J. Tenza-Abril, D. Benavente, C. Pla, F. Baeza-Brotons, J. Valdes-Abellan, A.M. Solak, Statistical and experimental study for determining the influence of the segregation phenomenon on physical and mechanical properties of lightweight concrete, *Construction and Building Materials*, 238 (2020) 117642, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117642>.
- [8] D.K. Panesar, B. Shindman, The effect of segregation on transport and durability properties of self-consolidating concrete, *Cement and Concrete Research*, 42 (2) (2012) 252-264, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.09.011>.
- [9] J. Zhang, X. Gao, Y. Su, Influence of poker vibration on aggregate settlement in fresh concrete with variable rheological properties, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 31 (7) (2019) 04019128-1-10, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002782](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002782).
- [10] F.M. White, *Fluid Mechanics*, McGraw-Hill College, 1998.
- [11] G.J. Rodin, Squeeze film between two spheres in a power-law fluid, *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, 63 (2-3) (1996) 141-152, [https://doi.org/10.1016/0377-0257\(95\)01414-4](https://doi.org/10.1016/0377-0257(95)01414-4).
- [12] S.-M. Yang, L.G. Leal, Y.-S. Kim, Hydrodynamic interaction between spheres coated with deformable thin liquid films, *Journal of Colloid and Interface Science*, 250 (2) (2002) 457-465, <https://doi.org/10.1006/jcis.2002.8376>.
- [13] F. de Larrard, Concrete mixture proportioning — a scientific approach, in: S. Mindess, A. Bentur (Eds.), *Modern Concrete Technology Series No. 7*, E&FN SPON, London (1999) ISBN 9780419235002.
- [14] S. Bethmont, Self-compacting concretes segregation mechanisms – Experimental study of granular interactions, Ph.D. thesis, Ecole des Ponts ParisTech (2005), <https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00001809>.
- [15] S. Bethmont, L. D'Aloia Schwartzentruber, C. Stefani, J.L. Tailhan, P. Rossi, Contribution of granular interactions to self compacting concrete stability: Development of a new device, *Cement and Concrete Research*, 39 (2009) 30-35, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.10.007>.
- [16] B. Esmailkhanian, P. Diederich, K.H. Khayat, A. Yahia, O.H. Wallevik, Influence of particle lattice effect on stability of suspensions: application to self-consolidating concrete, *Mater. Struct.* 50 (2017) 39, <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0908-3>.
- [17] L. Shen, H.B. Jovein, S. Shen, M. Li, Effects of aggregate properties and concrete rheology on stability robustness of self-consolidating concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27 (5) (2015) 04014159-1-10, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001107](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001107).
- [18] M.F. Petrou, B. Wan, F. Gadala-Maria, V.G. Kolli, K.A. Harries, Influence of mortar rheology on aggregate settlement, *ACI Materials Journal*, 97 (4) (2000) 479-485.
- [19] A. Bilgil, B. Ozturk, H. Bilgil, A numerical approach to determine viscosity-dependent segregation in fresh concrete, *Applied Mathematics and Computation*, 162 (1) (2005) 225-241, <https://doi.org/10.1016/j.amc.2003.12.086>.
- [20] H. Tabuteau, P. Coussot, J.R. de Bruyn, Drag force on a sphere in steady motion through a yield-stress fluid, *Journal of Rheology*, 51 (1) (2007) 125-137, <https://doi.org/10.1122/1.2401614>.
- [21] D. Leith, Drag on nonspherical objects, *Aerosol Science and Technology*, 6 (2) (1987) 153-161, <https://doi.org/10.1080/02786828708959128>.
- [22] A. Haider, O. Levenspiel, Drag coefficient and terminal velocity of spherical and nonspherical particles, *Powder Technology*, 58 (1) (1989) 63-70, [https://doi.org/10.1016/0032-5910\(89\)80008-7](https://doi.org/10.1016/0032-5910(89)80008-7).
- [23] G.H. Ganser, A rotational approach to drag prediction of spherical and nonspherical particles, *Powder Technology*, 77 (2) (1993) 143-152, [https://doi.org/10.1016/0032-5910\(93\)80051-B](https://doi.org/10.1016/0032-5910(93)80051-B).

- [24] E. Loth, Drag of non-spherical solid particles of regular and irregular shape, *Powder Technology*, 182 (3) (2008) 342-353, <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2007.06.001>.
- [25] A. Hölzer, M. Sommerfeld, New simple correlation formula for the drag coefficient of non-spherical particles, *Powder Technology*, 184 (3) (2008) 361-365, <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2007.08.021>.
- [26] G. Bagheri, C. Bonadonna, On the drag of freely falling non-spherical particles, *Powder Technology*, 301 (2016) 526-544, <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2016.06.015>.
- [27] T.L.H. Nguyen, N. Roussel, P. Coussot, Correlation between L-box test and rheological parameters of a homogeneous yield stress fluid, *Cement and Concrete Research*, 36 (10) (2006) 1789-1796, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.001>.
- [28] M. Hosseinpoor, A. Yahia, K.H. Khayat, Modeling of flow performance of self-consolidating concrete using Dam Break Theory and computational fluid dynamics, *Cement and Concrete Composites*, 102 (2019) 14-27, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.04.018>.
- [29] N. Roussel, T.L.H. Nguyen, O. Yazoghli, P. Coussot, Passing ability of fresh concrete: A probabilistic approach, *Cement and Concrete Research*, 39 (3) (2009) 227-232, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.11.009>.
- [30] J. Assaad, K.H. Khayat, J. Dazczko, Evaluation of static stability of self-consolidating concrete, *ACI Materials Journal*, 101 (3) (2004) 207-215.
- [31] N. Roussel, T.L.H. Nguyen, P. Coussot, General probabilistic approach to the filtration process, *Physical Review Letters*, 98 (11) (2007) 114502-1-4, <https://doi.org/10.1103/PhysRevLett.98.114502>.
- [32] P. Turgut, K. Turk, H. Bakirci, Segregation control of SCC with a modified L-box apparatus, *Magazine of Concrete Research*, 64 (8) (2012) 707-716, <http://dx.doi.org/10.1680/macr.11.00144>.
- [33] B. Esmailkhanian, K.H. Khayat, A. Yahia, D. Feys, Effects of mix design parameters and rheological properties on dynamic stability of self-consolidating concrete, *Cement and Concrete Composites*, 54 (2014) 21-28, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.03.001>.

## Chapitre 9 Conclusions générales et Perspectives

### 9.1 Conclusions générales

L'objectif principal de cette étude était de comprendre les principaux mécanismes entraînant la formation de la couche limite lors du pompage des BAP. Le mélange de BAP est considéré comme une suspension diphasique de granulats ( $> 1,25$  mm) dans un mortier fin ( $< 1,25$  mm). Les effets des caractéristiques de mortier fin et celles de la phase granulaire sur les différents mécanismes de formation de la couche limite ont été évalués dans cette étude. La phase granulaire était caractérisée principalement par sa teneur volumétrique ( $\phi$ ) et sa compacité granulaire ( $\phi_{\max}$ ) exprimées par le rapport  $\phi/\phi_{\max}$ . Les mortiers fins étaient caractérisés par leur ouvrabilité exprimée par l'étalement et leurs propriétés visco-élastoplastiques. Une approche d'optimisation de BAP de teneur en liant faible et normal, basée sur l'ouvrabilité et les propriétés visco-élastoplastiques a été proposée. L'ouvrabilité des BAP optimisés a été évaluée à travers différents essais. En outre, les propriétés rhéologiques du mortier fin (la couche limite) ont été évaluées comme une suspension diphasique constituée de sable fin et de la pâte de ciment. En plus, de nouvelles méthodologies et essais sont développés pour étudier les mécanismes de formation de la couche limite, notamment la ségrégation dynamique et la dilatance de Reynolds ainsi que le blocage pouvant intervenir lors du pompage ou de la mise en place des BAP. À partir des résultats obtenus, les principales conclusions tirées de ces travaux sont présentées ci-après :

#### 9.1.1 Approche d'optimisation des BAP

Dans cette première partie de l'étude, 30 BAP conventionnels et écologiques ont été étudiés. L'effet couplé des caractéristiques du système granulaire et des mortiers fins sur les performances à l'écoulement et la résistance à la compression a été évalué pour proposer de nouvelles approches d'optimisation de BAP conventionnels et BAP écologiques. Les conclusions suivantes peuvent être tirées à partir des résultats de cette phase :

- Le BAP formulé avec un plus faible degré d'empilement ( $\phi/\phi_{\max}$ ) des gros granulats et un mortier avec de faibles paramètres visco-élastoplastiques (viscosité plastique, seuil de cisaillement, les modules de stockage et de perte), présente des propriétés de coulabilité et de capacité de passage plus élevées.
- Des approches d'optimisations des BAP conventionnels et écologiques, se basant sur l'ouvrabilité, le comportement rhéologique et la capacité de passage ont été établies. Elles permettent de déterminer facilement les propriétés visco-élastoplastiques du mortier fin ainsi que le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des gros granulats nécessaires pour obtenir un BAP aux propriétés d'ouvrabilité données. La résistance à la compression à un âge donné du BAP peut également être prédite en fonction de celle du mortier fin et le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats.
- Les performances à l'écoulement des BAP sont plus contrôlées par le degré d'empilement du système granulaire alors que leurs résistances à la compression sont plus dominées par la résistance à la compression du mortier fin.

- À partir d'une classification des BAP selon leurs propriétés d'ouvrabilité, deux formulations types de BAP conventionnel et BAP écologique avec des performances d'écoulement élevées ont été recommandées. Ces mélanges sont formulés avec un rapport eau sur liant et une teneur en pâte respectivement de 0,38 et 38 % dans le cas de BAP conventionnel et de 0,55 et 32 % pour le BAP écologique.

### 9.1.2 Évaluation des propriétés rhéologiques de la couche limite

Dans cette étude, la couche limite qui se forme lors du pompage de BAP est prise équivalente à la portion homogène et stable du mélange de BAP, composée de la pâte de ciment et de particules fines de sable, c'est-à-dire le mortier fin. Afin d'étudier les propriétés de la couche limite les propriétés visco-élastoplastiques du mortier fin, comme une suspension diphasique de la pâte de ciment et de particules fines de sable ( $< 1,25$  mm) ont été évaluées. Les conclusions découlant de résultats de cette phase sont les suivantes :

- Tous les mortiers fins issus des mélanges de BAP conventionnels et écologiques présentent un comportement rhéofluidifiant et leurs comportements à l'écoulement sont mieux décrits par le modèle d'Herschel-Bulkley.
- L'étalement au mini-cône a montré de fortes corrélations avec les propriétés viscoélastiques des mortiers fins tout comme dans le cas des pâtes de ciment correspondant. En effet, l'augmentation de la valeur d'étalement entraîne une diminution du seuil de cisaillement, de la viscosité plastique, de la résistance à l'écoulement d'Herschel-Bulkley ( $n \times k$ ) et des modules de stockage et de perte. Par ailleurs, l'augmentation de l'étalement fait diminuer la déformation critique des mortiers fins contrairement au cas des pâtes de ciment où on observe plutôt une augmentation de la déformation critique. Des modèles empiriques décrivant ses différents effets de l'étalement ont été établis. Cela permettra de faciliter la détermination des propriétés rhéologiques de la couche limite à partir seulement d'essai d'étalement.
- Les résultats ont montré également l'effet significatif de l'augmentation de la teneur volumétrique des particules de sable fin sur les propriétés visco-élastoplastiques des mortiers fins. Dans le cas des propriétés viscoplastiques, l'effet de la teneur en sable est plus élevé pour la viscosité plastique et la résistance à l'écoulement d'Herschel-Bulkley comparativement aux seuils de cisaillement de Bingham et celui d'Herschel-Bulkley. Dans le cas des propriétés viscoélastiques, la teneur en sable montre une influence plus élevée sur le module de perte comparativement au module de stockage.
- En raison de la présence des particules de sables et de la faible énergie de malaxage appliquée aux particules de ciment dispersées dans le cas des mortiers fins, ceux-ci ont des déformations critiques plus faibles que leurs pâtes correspondantes.
- De nouveaux modèles diphasiques permettant de prédire les propriétés visco-élastoplastiques des mortiers fins en fonction des propriétés rhéologiques de leurs pâtes, du rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des particules de sable et du volume de pâte en excès ( $V_{EP}$ ) ont été proposés. Les résultats ont montré que les valeurs prédites par les présents modèles sont plus proches

des valeurs expérimentales comparativement aux valeurs obtenues par des modèles existant dans la littérature, notamment les modèles de Krieger and Dougherty, Chateau et al., Kabagire et al., et Mahaut et al.

- En outre, un nouveau modèle de prédiction prenant en compte l'effet du rapport eau sur liant et le dosage en superplastifiant pour prédire la déformation critique des mortiers fin a été utilisé avec une meilleure précision.
- Les modèles diphasiques proposés ont permis également de prédire avec succès l'étalement et la résistance à la compression d'un mortier fin en connaissant les caractéristiques de la pâte de ciment correspondantes, le volume de pâte en excès et le rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des particules de sable fin.

### 9.1.3 Étude des mécanismes intervenant dans la formation de couche limite

Dans le souci d'améliorer les connaissances sur la couche de lubrification et de ce fait la pompabilité des bétons, les différents mécanismes de formation de cette couche ont été étudiés. Le mécanisme le plus souvent cité est la ségrégation dynamique. Dans cette étude, un autre phénomène, la dilatance de Reynolds, qui peut affecter significativement la formation de la couche limite a été étudié. D'autres phénomènes d'hétérogénéité des BAP lors de l'écoulement ou à l'arrêt, notamment le blocage et la ségrégation statique, et qui peuvent affecter la pompabilité en générale et la formation de cette couche ont été évalués. Les principales conclusions de cette partie de l'étude sont présentées ci-dessous:

#### a) Ségrégation dynamique

- Outre la seule variation de la teneur volumétrique qui est généralement considérée, la variation de la distribution granulométrique des granulats et celle de leur compacité granulaire due à la gravité et au cisaillement a été évaluée. En ce sens, un nouvel indice a été proposé basée sur la variation du volume et de la compacité granulaire des gros granulats après cisaillement.
- Les BAP conventionnels ont présenté une ségrégation dynamique plus élevée que les BAP-éco; en raison de la teneur en pâte plus grande des BAP conventionnels. En revanche, les deux types de BAP ont présenté des performances de stabilité statique comparables.
- Les résultats ont montré que la ségrégation dynamique dépend du rapport eau sur liant ( $w/b$ ), du volume de pâte ( $V_p$ ), du dosage en superplastifiant (HRWR) et le rapport  $\varphi/\varphi_{\max}$  des granulats. L'augmentation de  $V_p$ ,  $w/b$  et HRWR et la diminution de  $\varphi/\varphi_{\max}$  de gros granulats entraînent une augmentation de la ségrégation dynamique de BAP. En outre, optimiser le  $V_p$  et  $\varphi/\varphi_{\max}$  des gros granulats s'avère plus efficace pour améliorer la stabilité dynamique des BAP que l'optimisation de  $w/b$  et HRWR.
- De très bonnes corrélations entre l'indice de ségrégation dynamique des BAP et les caractéristiques du mortier fin ( $< 1,25$ ) du BAP, ainsi que le degré d'empilement du système

granulaire ( $\phi/\phi_{\max}$ ) ont été établies. Toutefois, le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des gros granulats a un effet dominant sur la ségrégation dynamique des BAP que les caractéristiques du mortier fin.

- L'augmentation de l'étalement et la diminution de la viscosité plastique et le seuil de cisaillement du mortier résultent en une forte ségrégation dynamique du BAP. Par ailleurs, l'augmentation des propriétés viscoélastiques du mortier fin, notamment le module de stockage, le module de perte et la déformation critique peut améliorer la stabilité dynamique du BAP.
- Les résultats ont montré que plus les granulats sont grossiers, plus leur sensibilité à ségréger est élevée; ceci à cause du nombre de Reynolds plus élevé pour les grosses particules, à propriétés rhéologiques et taux de cisaillement constants.
- Une classification des BAP basée sur leur ouvrabilité a été établie à partir des compromis réalisés entre les propriétés d'écoulement, la capacité de passage, les indices de ségrégation statique et dynamique. Partant de là, quatre BAP conventionnels et un BAP-éco présentant une capacité de passage et une stabilité statique et dynamiques élevées, de coulabilité moyenne à élevée et des résistances à la compression adéquates ont été recommandés. Les mélanges de BAP conventionnels recommandés sont formulés avec deux types de mortier fin avec un rapport E/L respectifs de 0,40 et 0,43, les teneurs volumétriques de mortier fin sont respectivement de 61,8 % pour les deux premiers mélanges de BAP, et 59,4 % et 59,7 % pour les deux derniers. Quant au mélange de BAP-éco, il est formulé avec un rapport E/L de 0,60 et une teneur volumétrique de mortier fin de 58,0 %.
- Le modèle linéaire de compacité granulaire peut être employé pour déterminer les compacités granulaires dans le calcul de l'indice de ségrégation dynamique afin d'éviter une perte de temps avec l'évaluation expérimentale des compacités granulaires.

### **b) La dilatance de Reynolds**

À travers les études précédentes, il est ressorti que la variation du volume du mélange de BAP due au cisaillement, appelée dilatance de Reynolds est l'un des principaux mécanismes de formation de la couche limite. La dilatance de Reynolds des BAP optimisés a été investiguée en utilisant un tribomètre de cylindres coaxiaux et les techniques d'analyse d'image 3D. En outre, à travers une approche diphasique, des relations sont établies entre la dilatance de Reynolds des BAP et les caractéristiques du mortier fin et celles des gros granulats. Les principales conclusions issues de cette phase de l'étude sont présentées comme suit :

- Un nouvel essai d'évaluation de la dilatance de Reynolds a été proposé et utilisé pour évaluer la dilatance de Reynolds des BAP étudiés. En parallèle, une méthode a été développée pour déterminer l'épaisseur de la couche limite formée.
- Les résultats ont montré l'existence de la dilatance de Reynolds lors du cisaillement des BAP conventionnels et BAP-éco étudiés de valeur jusqu'à environ de 1 % du volume initial.

- L'ouvrabilité des BAP peut influencer leurs valeurs de la dilatance de Reynolds. En effet, les résultats ont montré qu'un BAP avec un étalement élevé et un temps d'écoulement de V-Funnel faible ainsi qu'une capacité de passage élevée, présente une faible dilatance de Reynolds. Ce qui peut être dû à une faible interaction granulaire.
- La dilatance de Reynolds des BAP est contrôlée par les propriétés des deux phases du béton, mais aussi du taux de cisaillement du mélange. La dilatance de Reynolds est d'autant plus grande lorsque le béton est soumis à un taux de cisaillement élevé. Lorsque le BAP est formulé avec un mortier fin de propriétés viscoplastiques (viscosité plastique et seuil de cisaillement) élevées et viscoélastiques (modules de stockage et de perte) élevées, sa sensibilité à présenter une variation de volume lors du cisaillement est plus grande. Cependant, le  $\phi/\phi_{\max}$  des gros granulats est le paramètre qui domine plus la dilatance des BAP. Lors que le système granulaire du béton est compact ( $\phi/\phi_{\max}$  élevé), l'interconnexion entre les granulats est grande et par conséquent une transmission de contrainte plus favorable. Ainsi, pour ce type de mélange, l'application de contrainte de cisaillement est accompagnée d'une grande redistribution de granulats qui se traduit par une augmentation de volume.
- Étant donné que la compacité granulaire est le paramètre dominant la dilatance de Reynolds, l'effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur leur compacité granulaire et, de ce fait, le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des gros granulats aussi bien que sur la dilatance de Reynolds des BAP a été évalué. Une nouvelle méthode basée sur les techniques de traitement d'images 3D a été mise en place pour déterminer les caractéristiques de forme, de tailles et de texture de la surface des granulats. Les résultats ont montré qu'à l'instar de la compacité granulaire, la dilatance de Reynolds des BAP dépend significativement de la taille, de la forme et de la texture des granulats. La rugosité des particules s'est révélée comme le paramètre le plus dominant, car son augmentation est source d'interaction élevée entre les granulats. Ainsi, les BAP avec un mélange de granulats de rugosité élevée ont présenté une dilatance de Reynolds plus grande. En revanche, les BAP ayant des granulats de tailles élevées ou une faible surface spécifique ont montré une faible dilatance de Reynolds. En outre, plus les granulats sont allongés, plus ils sont susceptibles de s'orienter facilement dans le sens d'écoulement lors du cisaillement. Ce qui résulte à de faibles valeurs de la dilatance de Reynolds. De la même manière, lorsque la circularité et la sphéricité des granulats augmentent, ils peuvent facilement se tourner et se déplacer à travers la matrice fluide. Ce qui favorise l'augmentation de la dilatance de Reynolds.

Ces résultats peuvent être utilisés pour sélectionner les granulats présentant des caractéristiques optimales permettant d'assurer une bonne pompabilité d'un BAP.

### **c) Effet des caractéristiques morphologiques des granulats sur les phénomènes d'hétérogénéité des BAP**

- Après avoir remarqué l'influence significative que peuvent avoir les caractéristiques morphologiques des granulats sur la dilatance de Reynolds des BAP, une analyse complète a été effectuée pour évaluer l'effet combiné des caractéristiques morphologiques du système

granulaire et des caractéristiques du mortier fin sur les autres phénomènes d'hétérogénéité des BAP lors de l'écoulement ou de la mise en place. Il s'agit notamment de la ségrégation statique, de la ségrégation dynamique et de la capacité de passage des BAP. Cette dernière a été caractérisée en considérant les deux aspects de la capacité de passage, notamment le blocage relatif à une faible fluidité, évalué avec les indices de J-Ring (JRF) et de L-Box ( $h_2/h_1$ ), et le blocage des granulats. Une nouvelle méthodologie a été mise en place pour évaluer le blocage de granulats de BAP lors de son écoulement en tenant compte des variations de la teneur et la compacité des granulats.

- Des modèles empiriques ont été établis mettant en relation les indices d'hétérogénéité des BAP et les caractéristiques morphologiques, la teneur des granulats ainsi que les propriétés rhéologiques des mortiers fins. Pour mieux expliquer ces phénomènes, des modèles théoriques des forces agissant sur le système granulaire lors de leur migration ont été proposés. Ces forces sont entre autres, la force de traînée, la force de flottaison, la force gravitationnelle et la force de serrage interparticulaire. De plus une relation a été proposée pour déterminer le facteur de l'effet de groupe, qui affecte les forces d'interaction granulat-granulat et entre les granulats et le mortier fin suspendant.
- L'étude a permis de démontrer que les mortiers fins des BAP étudiés sont des suspensions homogènes et stables, confirmant l'hypothèse de l'approche diphasique du mélange de BAP faite dans ce projet de thèse.
- Il s'est avéré que tous ses phénomènes d'hétérogénéité des BAP sont fortement régis par les caractéristiques morphologiques et le degré d'empilement des granulats et les propriétés rhéologiques du mortier fin.
- Sous une force externe donnée, les mortiers fins suspendant ayant des propriétés visco-élastoplastiques plus faibles présentent une plus faible capacité à maintenir les granulats dans la suspension, ce qui augmente le risque de ségrégation statique ou dynamique et le risque de blocage. Le risque est particulièrement induit par les paramètres viscoplastiques, ce qui montre que la séparation des granulats avec le mortier fin est un phénomène irréversible et correspond aux déformations plastiques.
- L'augmentation de la taille moyenne ou de l'allongement du système granulaire augmente le risque de ségrégation (statique et dynamique) en raison de la gravitation plus élevée et l'orientation des particules allongées dans le sens de l'écoulement ou de la migration. En revanche, un béton formulé avec un système granulaire ayant une surface 3D et une rugosité élevée présentera une très grande stabilité, en raison de fortes interactions granulaires et une plus grande adhérence granulat-mortier fin qui en résultent.
- Les caractéristiques morphologiques du système granulaire présentent des effets contradictoires sur les deux aspects de la capacité de passage. Par exemple, l'augmentation de l'allongement ou la diminution du rapport surface 3D sur volume, et la rugosité augmente d'une part, le risque de blocage des granulats derrière les barres et, d'autre part, diminue le risque de blocage relatif à une faible fluidité. Il convient de préciser que le diamètre moyen

des granulats constitue la caractéristique morphologique la plus influente sur les différents comportements d'hétérogénéité des BAP lors de l'écoulement ou à l'arrêt.

- Ces phénomènes d'hétérogénéité, lorsqu'ils se manifestent, peuvent induire un changement considérable des caractéristiques morphologiques moyennes du système granulaire dans différentes zones d'écoulement ou de mise en place. Les zones vers lesquelles s'accumulent les granulats lors de la ségrégation ou à la suite d'un blocage présentent des systèmes granulaires avec un diamètre moyen et une rugosité plus importante, et des faibles rapports surface sur volume ainsi que de l'allongement, comparativement au mélange de référence. Étant la caractéristique la plus influente, le diamètre moyen est également la caractéristique qui subit plus de variation après la ségrégation. Ces variations morphologiques du système granulaires sont plus élevées en condition d'écoulement non restreint dans le cas des mélanges de BAP conventionnels, alors que lors de l'écoulement dans des espaces restreints, les mélanges de BAP-éco subissent plus de variation. Par ailleurs, les résultats ont montré qu'en plus de la résistance à la compression de la matrice suspendant (mortier fin) les caractéristiques morphologiques et l'empilement des granulats permettent de mieux optimiser la résistance à la compression des BAP.
- En plus des résultats précédents, les enseignements de ce dernier point de l'étude viennent renforcer et compléter les connaissances sur les phénomènes d'hétérogénéité des BAP lors de leur écoulement et qui affectent la formation de la couche limite lors du pompage. Tout cela peut constituer une base de données dans l'optimisation du squelette granulaire des BAP pour une meilleure pompabilité ou de manière générale pour faciliter leur processus de mise en place.

## 9.2 Conclusions générales en anglais

The main objective of this study is to understand the main mechanisms leading the lubrication layer formation during SCC pumping. The SCC mixture is considered as a diphasic suspension of coarse aggregates ( $> 1.25$  mm) in the fine mortar ( $< 1.25$  mm). The effect of different characteristics of fine mortar and coarse aggregate particles phases on different mechanisms of lubrication layer formation were evaluated in this study. The granular skeleton was characterized by its volumetric content and packing density expressed by the relative coarse solid packing fraction ( $\phi/\phi_{\max}$ ). On the other hand, the fine mortar mixtures were characterized by their workability through the mini slump flow values and their visco-elastoplastic properties. A new workability-based and visco-elastoplastic based proportioning approach of low and normal binder self-consolidating concrete was proposed. The workability of the optimized SCC was evaluated. Furthermore, the rheological properties of fine mortar (lubrication layer) was evaluated as a biphasic suspension of fine sand and cement pastes. New methodologies were developed to investigate the main mechanisms of lubrication layer, including dynamic segregation, Reynolds dilatancy, and blocking. Based on the results obtained in this study, the following conclusions can be pointed out:

### 9.2.1 New mixture proportioning approach of SCC

In this first part of the study, 30 SCC including normal and eco-SCC were designed. The coupled effect of the characteristics of fine mortars and granular skeleton on flow performance and the compressive strength of the investigated normal and ecological SCC mixtures was evaluated to propose novel proportioning. Based on the results of this phase, the following conclusions can be derived:

- The SCC mixture proportioned with lower  $\phi/\phi_{\max}$  of coarse aggregate and plastic viscosity, yield stress, storage and loss moduli of fine mortar exhibited higher flowability and passing ability properties.
- New mix proportioning approaches of Eco-SCC and normal SCC, including the flowability-, passing ability-, viscoplasticity- and viscoelasticity-workability-based design methods were proposed. These approaches allow to identify the required workability and visco-elastoplastic properties of fine mortar, as well as the relative coarse solid packing fraction of granular skeleton to achieve SCC mixtures with proper flowability and passing ability properties. The compressive strength of the SCC at a given age can also be well estimated knowing the compressive strength of the fine mortar and the  $\phi/\phi_{\max}$  of coarse aggregate.
- $\phi/\phi_{\max}$  of aggregate and compressive strength of fine mortar showed the most dominant effects on flow performance and compressive strength of SCC mixtures, respectively.
- Based on the proposed classifications, two normal SCC and Eco-SCC with high flow performances were recommended. These include SCC mixtures proportioned with water to binder ratio of 0.38 and 0.55 and paste contents of 38 % and 32 % for normal- and Eco-SCC, respectively.

### 9.2.2 Evaluation of rheological properties of the lubrication layer

In this study the lubrication layer formed during the SCC pumping is assumed as the homogeneous and stable portion of the mixture containing the cement paste and fine sands, namely fine mortar. In order to evaluate the rheological properties of the lubrication layer, the visco-elastoplastic properties of fine mortar, as a biphasic suspension of the cement paste and finer particles of sand ( $< 1.25$  mm) were investigated. Based on the results of this phase the following can be concluded:

- All the fine mortar mixtures from the investigated normal and Eco-SCC followed a shear-thinning behaviour and well described by Herschel-Bulkley model.
- The visco-elastoplastic properties of fine mortar mixtures showed strong relationships with mini-slump flow value. The increase of mini-slump flow value led to the decrease of yield stress, plastic viscosity, Herschel-Bulkley flow resistance ( $n \times k$ ), and storage and loss moduli. On the other hand, the critical strain was found to decrease when the mini-slump flow value increase, in opposition of the case of cement paste where the critical strain increases when mini-slump flow value increases. Empirical models describing those relationships were

established. This can facilitate the determination of the rheological properties of the lubrication layer based on a single slump flow test.

- The results showed a significant increasing effect of the fine sand content on visco-elastoplastic properties of fine mortars. Among the viscoplastic properties, the sand content showed dominant effect on the plastic viscosity and the Herschel-Bulkley flow resistance compared to the Bingham and Herschel-Bulkley yield stress values.
- Due to the presence of fine sand particles and application of different mixing energy on dispersed cement paste particles, the fine mortar mixtures displayed lower critical strain than their corresponding cement pastes.
- The new diphasic models were established to predict the visco-elastoplastic properties of the fine mortars based on the rheological properties of the corresponding cement paste, the  $\phi/\phi_{\max}$  of fine sand particles, and the excess paste volume. The results showed that the predicted values of the proposed diphasic models were in better agreement with the experimental values than the existing models in the literature, including Krieger and Dougherty, Chateau et al., Kabagire et al., and Mahaut et al. models.
- A new predicting model considering the effect of water-to-binder ratio and HRWR dosage was successfully employed to evaluate the relative critical strain values of the fine mortars.
- The proposed diphasic models were successfully applied to predict the mini-slump flow and compressive strength of fine mortar mixtures knowing the compressive strength of the corresponding cement paste, the excess paste volume, and  $\phi/\phi_{\max}$  of fine sand particles.

### 9.2.3 Mechanisms of formation of the lubrication layer

In order to better understand the formation of the lubrication layer, the different mechanisms of the formation of this layer were investigated. Dynamic segregation has been reported as the mechanism allowing the formation of lubrication layer. In this study, the Reynolds dilatancy, that can affect significantly the lubrication layer formation, was investigated. Others flow or gravitational induced heterogenous behaviour, including the blocking and static segregation, which can also affect the formation of lubrication layer were evaluated. The main conclusions of this section are presented below:

#### *a) Dynamic segregation*

- In addition to the changes in volumetric content, shear- and gravity-induced changes in particle-size distribution and packing density of the coarse aggregate during flow in T-Box test were investigated. Higher volumetric content and  $\phi/\phi_{\max}$  as well as larger grading of coarse aggregate were observed in the tilt-down zone of the T-Box compared to those of the tilt-up one. Accordingly, a new index of dynamic segregation considering the variation of both the volumetric content and packing density of the granular system after the flow of concrete was proposed.

- Normal SCC exhibited higher dynamic segregation and comparable static segregation compared to those of Eco-SCC, due to the higher paste volume of normal SCC.
- Results showed that dynamic segregation was in good agreement with water-to-cement ratio ( $w/b$ ), the volume of paste ( $V_p$ ), the HRWR dosage, and  $\phi/\phi_{max}$  of coarse aggregate. The increase of  $V_p$ ,  $w/b$  and HRWR and decrease of  $\phi/\phi_{max}$  of coarse aggregate resulted in an increase of dynamic segregation of SCC. Furthermore, optimizing the volume of paste and the ratio  $\phi/\phi_{max}$  of coarse aggregate was found to be more effective to improve dynamic stability of SCC than optimizing  $w/b$  and HRWR dosage.
- Strong relationships were established between dynamic segregation of SCC mixtures, the characteristics of fine mortar, and  $\phi/\phi_{max}$  of coarse aggregate. However, the  $\phi/\phi_{max}$  of coarse aggregate displayed more dominant effect than the characteristics of fine mortar on the dynamic segregation of SCC.
- Increasing the mini-slump flow and decreasing the plastic viscosity and yield stress of fine mortar led to higher dynamic segregation of SCC. Moreover, the increase of the viscoelastic characteristics of fine mortar, including the critical strain, storage and loss moduli can enhance the dynamic stability of SCC.
- Due to their higher particle Reynolds number, the coarser particles exhibited higher dynamic segregation than the finer ones.
- A workability-based classification was proposed based on the established trade-offs between flowability, passing ability, static, and dynamic stability characteristics of the investigated SCC mixtures. Accordingly, the characteristics of four Normal- and one Eco-SCC mixtures with high level of passing ability and stability, medium to high flowability, and adequate compressive strength were recommended. The four Normal SCC are proportioned with two types of fine mortar of  $w/b$  ratio of 0.40 for the first two SCC mixtures and 0.43 for the last ones. The corresponding fine mortar content values are 61.8 % for the first two mixtures and 59.4 % and 59.7 % for last two mixtures. On the other hand, the recommended eco-SCC mixture is proportioned with  $w/b$  ratio and fine mortar content of 0.60 and 58.0 %, respectively.
- The linear packing model can be employed to determine the theoretical packing density for dynamic segregation index calculation so that and hence avoid the time-consuming process of experimental packing density measurement using the intensive compaction tester.

#### ***b) Reynolds dilatancy***

Shear-induced volumetric changes of SCC mixtures, namely Reynolds dilatancy, was shown to be one of the main mechanisms to create the lubrication layer. Attempt was made to evaluate the Reynolds dilatancy of the investigated SCC mixtures using a coaxial cylinders tribometer and 3D image analysis techniques. Moreover, relationships were established between the Reynolds dilatancy of the mixtures with different characteristics of fine mortar and coarse aggregate as a diphasic approach. The main concluding remarks of this investigation are presented as follow:

- A new methodology was proposed to evaluate the Reynolds dilatancy of SCC. Using the Reynolds dilatancy results were employed to estimate the thickness of the formed lubrication layer.
- The results showed that the normal-and Eco-SCC mixtures displayed shear-induced Reynolds dilatancy values up to approximately 1 % of the initial volume of the reference concrete.
- The Reynolds dilatancy values are well correlated to the workability properties of SCC, including the flowability and passing ability characteristics. The SCC with higher slump flow and lower V-Funnel time, as well as higher passing ability exhibited lower Reynolds dilatancy due to a lower granular interaction.
- The Reynolds dilatancy of SCC was found in good agreement with the shear rate as well as the characteristics of fine mortar and  $\phi/\phi_{\max}$  of coarse aggregate. Higher value of Reynolds dilatancy was found in the zone of SCC subjected to higher shear rate. The SCC proportioned with a fine mortar having higher viscoplastic properties (plastic viscosity and yield stress) and higher viscoelastic properties (storage and loss moduli) showed higher value of Reynolds dilatancy. However, the  $\phi/\phi_{\max}$  of coarse aggregate is the most influencing parameter of the Reynolds dilatancy of SCC. When the granular skeleton is compacted (higher value of  $\phi/\phi_{\max}$ ), the interlocking of aggregate is high, hence, the stress transmission between aggregate is favorable. In this case, applying the shear stress to the mixture is followed by a large redistribution of aggregates which results in an increase in volume.
- Knowing that the packing density is a key factor that governs the evolution of Reynolds dilatancy, the effect of the morphological characteristics on packing density and hence, the  $\phi/\phi_{\max}$  of coarse aggregate as well as on the Reynolds dilatancy of SCC was evaluated. A new methodology using 3D image analysis was developed to determine the morphological characteristics, including size, form and surface texture of the aggregate. The obtained results showed that similar the packing density, the Reynolds dilatancy is strongly influenced by the morphological characteristics of aggregate. The roughness of aggregate was found as the most influencing parameter leading to higher level of granular interlocking. Accordingly, the SCC proportioned with granular having higher roughness showed higher value of Reynolds dilatancy. On the other hand, the SCC containing aggregate with larger diameter and lower surface area displayed presented lower values of Reynolds dilatancy. Furthermore, due to the shear induced particle orientation of the aggregate with higher aspect ratio in the flow streamlines, SCC mixtures proportioned with more elongated coarse aggregate exhibit less Reynolds dilatancy values. Similarly, increasing the circularity and the sphericity of the aggregate can allow the aggregate to rotate and displace more easily through the fine mortar matrix. This in turn increases the Reynolds dilatancy of the concrete mixture.
- These results can be used to select the SCC mixture granular with the optimum morphological parameters for a better pumpability.

*c) Effect of morphological characteristics of aggregate on heterogenous flow behaviour of the investigated SCC mixtures*

- The significative effect of granular morphological characteristics on Reynolds dilatancy conducted to more investigate their effect on different heterogenous behaviours of SCC, including static and dynamic segregation and the two aspects of passing ability (i.e., low flowability-induced flow stoppage evaluated through JRF index of J-Ring and the  $h_2/h_1$  ratio, and granular blocking). New methodology was proposed to evaluate the granular blocking during SCC flow and thereafter, at rest, considering the variation of both volumetric content and packing density of granular skeleton.
- New empirical models were established for flow heterogenous behaviour of SCC as a function of morphological characteristics and content of aggregate, and the rheological properties of the suspending fine mortar mixtures. Theoretical models were proposed for the drag, gravitational and particle squeeze forces exerted on the granular system during their migration, to better explain the flow heterogenous behaviours. Moreover, attempt was made to determine the drag coefficient and the lattice factor, which influences the interlocking forces between aggregate.
- The results allowed to prove that the fine mortar mixtures of the investigated SCC are homogenous and stable, confirming the hypothesis of biphasic approach of SCC mixture.
- The results showed that beside the fine mortar rheological properties and  $\varphi/\varphi_{\max}$  of coarse aggregate, the morphological characteristics of coarse aggregate highly affect the flow heterogenous behaviours of SCC.
- Under a given external force, fine mortar mixtures with lower visco-elastoplastic properties exhibit lower ability to maintain aggregate in the suspension and, therefore, lead to higher risk of static and dynamic segregation, and blocking. The risk was particularly increased by the viscoplastic parameters. Thus, the aggregate migration is a non-reversible phenomenon and corresponds to the plastic deformation.
- Dynamic and static segregation were found to increase when the mean diameter or the aspect ratio of coarse aggregate are increased, due to the higher gravitational forces of coarser particles and the reorientation of elongated one from their initial random state to more parallelly oriented to the shear flow direction. On the other hand, SCC mixture proportioned with higher values of roughness and 3D surface area-to-the volume ratio of aggregate exhibited lower dynamic and static segregation due to the increase of granular interlocking and the bond between aggregate and the suspending fine mortar.
- The morphological characteristics of coarse aggregate showed controversial effect on the two aspects of passing ability. The increase of the aspect ratio as well as the decrease of 3D surface area-to-volume ratio and surface roughness lead to increase the granular blocking behind the reinforcing bars and at the same time the decrease of the low flowability-induced flow stoppage. It is worthy to mention that among the coarse aggregate morphological

characteristics, the mean diameter was found as the dominant parameter on the heterogenous behaviours of SCC.

- Those heterogenous behaviours of SCC, when occurred, induce a change of mean morphological characteristics of the granular skeleton in the segregated zones. The accumulated aggregate in the tilt-down section in T-Box set-up, and behind the reinforcing bars of L-Box set-up exhibited higher mean diameter, and surface roughness and lower aspect ratio and 3D surface area-to-volume ratio compared to the reference mixture. Mean diameter was found as the most affected characteristics. Moreover, normal SCC mixtures exhibited higher flow induced-morphological characteristics heterogeneity in the non-restricted flow condition while the eco-SCC mixtures showed higher change of aggregate morphological characteristics in restricted flow conditions. On the other hand, the results showed that in addition to the effect of fine mortar compressive strength and the relative coarse solid packing fraction, considering the morphological characteristics can allow to better predict the compressive strength of SCC mixture.
- In addition to previous results, the outcomes of this part of the study contribute to understanding the flow heterogenous behaviour of SCC, which contributes to the formation of the lubrication layer during pumping. This can allow to better optimize the SCC mix design for better pumpability and the casting.

### 9.3 Perspectives

Les travaux de ce projet ont porté, d'une part, sur l'optimisation des BAP, notamment les BAP écologiques et économiques et, d'autre part, sur la caractérisation de la couche limite et l'étude de ses mécanismes de formation dans le but d'améliorer les connaissances sur cette couche et, par conséquent, la pompabilité des BAP. À partir des résultats présentés dans cette étude, les recommandations suivantes peuvent être suggérées pour poursuivre les recherches dans ce sens et améliorer encore plus les connaissances sur les deux thématiques abordées dans cette étude:

#### 9.3.1 Optimisation des BAP

- Une expérimentation des BAP-éco recommandés grâce à cette nouvelle méthode d'optimisation est souhaitable sur des applications réelles, notamment les constructions résidentielles.
- La prédiction des propriétés rhéologiques des BAP en fonction de celles du mortier fin à l'instar de ce qui est fait avec les propriétés d'ouvrabilité.
- Des relations ayant été établies, d'une part, entre le mortier et sa pâte de ciment et, d'autre part, entre le béton et son mortier, une approche multi-échelle d'optimisation des BAP pourrait également être envisagée en tenant compte des propriétés du système granulaire, du mortier et de la pâte. À condition d'être aussi simple, cela renforcera les modèles d'optimisation.
- Une étude plus ou moins complète de l'étude à l'état frais des BAP optimisés a été faite. Mis à part les résistances à la compression, l'étude de leurs comportements à l'état durci, notamment la durabilité de ce BAP-éco est souhaitable. Des études de gel-dégel et la résistance aux ions chlorures combinées aux essais d'évaluation de retrait de séchage pourront contribuer à garantir la pleine utilisation de ces nouveaux types de BAP.

#### 9.3.2 Étude sur la couche limite

##### *a) Caractérisation de la couche limite*

Le mortier fin (< 1,25 mm) a été étudié comme matériau de la couche limite dans cette étude.

- Du point de vue des propriétés rhéologiques, on peut employer plusieurs  $\phi_{\max}$  et différentes distributions granulaires du sable fin pour évaluer l'effet de la compacité granulaire des particules fines de sable sur les propriétés de la couche limite.
- Évaluer l'effet de temps, de la température et de l'historique du cisaillement sur les propriétés rhéologiques de la couche limite lors du pompage.
- La détermination du temps d'écoulement et d'autres propriétés viscoélastiques comme le seuil de cisaillement statique ou l'évolution des modules élastiques en fonction du temps ou de la fréquence de cisaillement.

- Une étude comparative entre les propriétés de la couche limite déterminées dans cette étude et celle du matériau de la couche limite pouvant être extrait à proximité du cylindre interne après l'essai de tribomètre.
- La détermination de l'épaisseur de la couche limite après écoulement et durcissement du BAP dans un tube avait été envisagée, mais n'a pas pu être réalisée sous la contrainte de temps. Une telle approche pourra compléter cette étude sur les propriétés de couche limite.
- Ces résultats peuvent être employés également pour la prédiction des propriétés d'ouvrabilité, rhéologiques ainsi que la résistance à la compression des mortiers fins couramment utilisés dans le domaine de l'impression 3D ou dans la production de bétons à ultra hautes performances.

***b) Mécanisme de formation de la couche limite***

En plus de la ségrégation dynamique, la dilatance de Reynolds des BAP a pour la première fois été étudiée comme phénomène intervenant dans la formation de la couche limite.

- Dans l'essai de dilatance développé dans cette étude, le béton est soumis seulement au cisaillement. Un essai de dilatance le volume de béton sera confiné et sous pression est préconisé. Cela sera plus représentatif des conditions de pompage.
- Évaluer l'effet des propriétés rhéologique du BAP sur la dilatance de Reynolds.
- Détermination de la relation entre la dilatance de Reynolds et les propriétés rhéologiques de la couche limite extraite directement du tribomètre lors du même essai.
- Évaluer l'effet du protocole de cisaillement sur le développement de la dilatance de Reynolds.
- Le degré de compaction exprimé par le rapport  $\phi/\phi_{\max}$  des granulats s'est avéré comme paramètre dominant la dilatance de Reynolds. Il sera utile de pousser les investigations afin de déterminer s'il existe une valeur seuil de ce paramètre en dessous de laquelle un BAP ne présentera pas de dilatance lors qu'il est cisailé.