



HAL
open science

Approche opérationnelle pour une gestion durable des sédiments de dragage dans des filières de génie civil

Ahmed Zeraoui

► **To cite this version:**

Ahmed Zeraoui. Approche opérationnelle pour une gestion durable des sédiments de dragage dans des filières de génie civil. Génie civil. Ecole nationale supérieure Mines-Télécom Lille Douai, 2020. Français. NNT : 2020MTLD0019 . tel-03510243

HAL Id: tel-03510243

<https://theses.hal.science/tel-03510243>

Submitted on 4 Jan 2022

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.

N° d'ordre : **XXX** (à ne mettre qu'après la délivrance du doctorat)

IMT LILLE DOUAI



UNIVERSITE DE LILLE



THÈSE

présentée en vue
d'obtenir le grade de

DOCTEUR

en
Sciences pour l'ingénieur
Spécialité : Génie Civil
par

Ahmed ZERAOUI

**DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE LILLE
DÉLIVRÉ PAR L'IMT LILLE DOUAI**

Titre de la thèse :

**Approche opérationnelle pour une gestion durable des sédiments
de dragage dans des filières de génie civil**

Soutenue le 20/11/2020 devant le jury d'examen :

Président	<i>(le nom du président ne peut être arrêté que le jour de la soutenance)</i>
Rapporteur	<i>Fabrice Bernard, maître de conférences, INSA Rennes</i>
Rapporteuse	<i>Naima Belayachi, maître de conférences, Université d'Orléans</i>
Examineur	<i>Nassim Sebaibi, maître de conférences, ESITC Caen</i>
Examinatrice	<i>Michèle T'Kint, professeur, Université de Picardie</i>
Membre invité	<i>Walid Maherzi, enseignant chercheur, IMT Lille Douai</i>
Directeur de thèse n°1	<i>Mahfoud Benzerzour, professeur, IMT Lille Douai</i>
Directeur de thèse n°2	<i>Nor-Edine Abriak, professeur, IMT Lille Douai</i>

Laboratoire d'accueil : Laboratoire du Département Génie Civil et Environnemental de l'IMT Lille Douai
École Doctorale SPI 072 (Univ. Lille, Univ. Artois, ULCO, Univ. Polyt. Hauts de Fr., Centrale Lille, IMT Lille Douai)

Approche opérationnelle pour une gestion durable des sédiments
de dragage dans des filières de génie civil

Ahmed ZERAOUI

(Page laissée intentionnellement vide)

Remerciements

Mes premiers remerciements vont à toutes celles et tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'aboutissement de cette thèse, notamment à toute l'équipe du département Génie Civil de l'IMT Lille Douai.

Je remercie mes directeurs de thèse, les Professeurs Mahfoud BENZERZOUR et Nor-Edine ABRIAK pour la confiance qu'ils m'ont accordée tout au long de cette thèse, leurs conseils scientifiques, leur soutien et leurs encouragements.

Mes remerciements vont également au Docteur Walid MAHERZI qui a encadré cette thèse et m'a suivi et conseillé durant ces trois années, au Docteur Raid MANSI pour son apport sur la partie modélisation, et au Docteur Cherif BOULEMIA pour ses conseils et recommandations.

Je remercie le Docteur Fabrice BERNARD et la Docteure Naima BELAYACHI d'avoir accepté de rapporter cette thèse, la Professeure Michèle T'KINT et le Docteur Nassim SEBAIBI d'avoir examiné ces travaux. Merci à l'ensemble des membres du jury pour la qualité des échanges scientifiques.

Enfin, je souhaiterais remercier ma famille et toutes les personnes qui me sont chères – elles se reconnaîtront dans ce message – qui ont contribué, chacune à sa manière, à l'aboutissement de ce travail, *tanmirt s tusda !*

(Page laissée intentionnellement vide)

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I	
Revue bibliographique	2
1. Les sédiments de dragage	3
2. Problématiques liées à la gestion des sédiments de dragage.....	7
3. Valorisation des sédiments de dragage dans le génie civil	20
4. Utilisation des liants hydrauliques, des additions minérales et des sous-produits industriels dans le génie civil	25
5. Outils d'aide à la décision pour la gestion et la valorisation des sédiments de dragage.....	61
6. Conclusion du chapitre.....	65
Références.....	67
Chapitre II	
Optimisation opérationnelle de la valorisation des sédiments de dragage	78
1. Introduction.....	79
2. Applications ciblées dans le logiciel	81
3. Aspect économique de la gestion des sédiments de dragage	108
4. Présentation du logiciel.....	116
5. Validation du modèle mathématique de l'outil	128
6. Conclusion du chapitre.....	138
Références.....	140
Chapitre III	
Caractérisation des sédiments de dragage	146
1. Introduction.....	147
2. Site de prélèvement	148
3. Caractérisation physique des sédiments utilisés	150
4. Caractérisation minéralogique des sédiments utilisés.....	163
5. Évaluation environnementale des sédiments.....	165
6. Conclusion	169
Références.....	171
Chapitre IV	
Optimisation du squelette granulaire des bétons.....	174
1. Objectif du chapitre.....	175
2. Introduction générale sur les enrochements artificiels	175
3. Cahier des charges.....	176
4. Optimisation des formulations.....	180
5. Conclusion	202
Références.....	204
Chapitre V	
Élaboration d'éco-liants ternaires à base d'additions minérales issues de sous-produits industriels	206
1. Introduction.....	207
2. Introduction aux plans d'expériences	208
3. Plans de mélange.....	211
2. Définition du plan de mélange utilisé	213
3. Réalisation du plan expérimental.....	215

4. Conclusion	254
Références.....	256
Chapitre VI	
Durabilité des bétons à base de sédiments et de liants ternaires	260
1. Introduction.....	261
2. Récapitulatif des formulations étudiées	261
3. Caractérisation des formulations de bétons à base de liant ternaire.....	262
4. Vers une évaluation de la durabilité des formulations étudiées	274
5. Conclusion	305
Références.....	308
Conclusion générale et perspectives.....	310
Annexes	I

Introduction générale

Afin de maintenir les activités maritimes et fluviales, les ports et les chenaux sont régulièrement dragués pour assurer une hauteur minimale de navigation. En France, plus de 50 Mm³ de sédiments sont dragués chaque année et la gestion à terre de ces derniers devient de plus en plus contraignante. En effet, la saturation des espaces de stockage et surtout la présence de contaminants tels que les hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP) et les métaux lourds dans les matériaux dragués font que les sédiments nécessitent des traitements conséquents avant leur mise en dépôt. La gestion de ces quantités importantes de sédiments constitue un enjeu technique, économique et environnemental majeur.

Pour pallier à cette problématique, trouver des alternatives qui s'inscrivent dans une optique de développement durable devient une nécessité. À la lumière de ce qui précède, plusieurs filières de valorisation ont été développées, notamment dans le secteur du génie civil. Elles permettent d'absorber chaque année des quantités très importantes de sédiments. Une identification physico-chimique préalable des sédiments permet d'adapter le traitement en fonction des applications visées. Contrairement aux matériaux naturels, les sédiments sont de nature très hétérogène et contiennent généralement de la matière organique et des éléments polluants ayant une influence notable sur leurs utilisations. Dans cette thèse nous aborderons les différents aspects de caractérisation, de formulation et de modélisation de ces contraintes spécifiques liées au matériau sédiment.

Les travaux de cette thèse ont été réalisés dans le cadre du projet européen USAR « *Using Sediment As a Resource* ». Ce projet met à contribution l'expertise de divers acteurs publics et privés des deux côtés de la Manche ; il est le fruit de la coopération de cinq partenaires implantés dans quatre pays européens :

- Regional Water Authority of Schieland and Krimpenerwaard (Pays-Bas) ;
- Waterways and Seacanal (Belgique) ;
- Westcountry Rivers Trust (Angleterre) ;
- Brightlingsea Harbour Commissioners (Angleterre) ;
- ARMINES et l'IMT Lille Douai (France).

L'objectif du projet était d'identifier, de mettre en place et de tester de nouvelles méthodes ainsi que de développer de nouveaux outils de gestion des sédiments. Les outils développés dans le cadre de ce projet seront mis à disposition des autorités de gestion des voies navigables et des sédiments de dragage, pour qu'ils soient intégrés dans une approche globale d'économie circulaire.

L'objectif principal de cette thèse était l'optimisation des processus de traitement des sédiments et leur formulation en vue d'une valorisation dans des applications du génie civil. Les quatre applications cibles identifiées sont la technique routière, les bétons, les digues de protection contre les inondations, et l'épandage agricole. Les résultats ont par la suite été implémentés dans un outil d'aide à la décision pour améliorer la gestion des sédiments et leur valorisation.

Afin de mener à bien les travaux de thèse, une démarche scientifique a été mise en place pour structurer le travail. Cette démarche s'articule principalement autour de 6 chapitres :

Le Chapitre I se présente sous forme d'une synthèse bibliographique sur la problématique de la gestion des sédiments de dragage ainsi que sur le cadre réglementaire qui régit ces opérations. On présentera aussi un aperçu sur les filières de valorisation de ces déchets, notamment celles développées dans le génie civil. Une recherche bibliographique a également été réalisée sur les additions minérales issues de sous-produits industriels. En effet, ces additions ont été utilisées en tant que matière première secondaire pour la substitution d'une partie du ciment ; l'objectif était donc de comprendre le mécanisme de leur hydratation afin de mieux appréhender leurs interactions en présence des sédiments de dragage. Enfin, une partie de cette recherche bibliographique est dédiée aux outils d'aide à la décision qui ont déjà été mis en place pour faciliter la gestion et la valorisation des sédiments de dragage.

Le Chapitre II sera consacré à l'outil d'aide à la décision que nous avons co-développé dans le cadre de ces travaux. Les différentes applications concernées par le logiciel seront présentées dans cette partie. Les contraintes techniques (caractéristiques physiques, mécaniques et géotechniques) que les sédiments doivent respecter pour une utilisation dans les filières précitées seront identifiées. Afin d'assurer l'acceptabilité environnementale des matériaux formulés, les valeurs seuils de contamination que les sédiments ne doivent pas dépasser seront définies selon la réglementation en vigueur pour chaque application afin d'être intégrées dans le logiciel. L'aspect économique de la gestion et de la valorisation des sédiments de dragage sera également abordé dans ce chapitre. Les différents coûts relatifs aux opérations de dragage, aux traitements et au stockage seront également investigués afin d'être pris en compte dans le processus d'optimisation. Une fois ces différentes contraintes identifiées, celles-ci seront modélisées à travers des équations mathématiques puis implémentées dans le logiciel. Afin de valider le modèle mathématique, des simulations de projets réels « Route » et « Digue » seront réalisées. Les caractéristiques du mélange proposé par le logiciel (pourcentage de substitution de sédiment, de matériaux nobles ; caractéristiques mécaniques ; traitements, etc.) seront comparées à celles appliquées dans les études menées au niveau du laboratoire ou à échelle réelle. Cette comparaison nous permettra donc de valider les calculs réalisés par le logiciel que nous avons co-développé.

Dans la suite de ce travail (Chapitres III à VI), l'application « Béton » sera développée. L'objectif était de mettre en place une formulation de béton à base de sédiment pour la réalisation d'enrochements artificiels en blocs de béton, destinés à la réfection et à la stabilisation des berges. Suite à la présentation du cahier des charges, une optimisation du squelette granulaire et de la matrice liante sera réalisée, et une étude de quelques indicateurs de durabilité des formulations optimales sera effectuée.

Le Chapitre III est consacré à l'identification des matériaux alternatifs (sédiments) qu'on aura à utiliser. La caractérisation des sédiments sera réalisée à travers un certain nombre d'essais physiques (teneur en eau, analyse granulométrique, surface spécifique, limites d'Atterberg, etc.) et chimiques minéralogiques (évaluation de la teneur en matière organique, essai de lixiviation, analyses FX, DRX et MEB, etc.) Une évaluation de l'écotoxicité des sédiments selon le protocole HP14 sera également réalisée. Cette étape de caractérisation permet de mieux cerner les caractéristiques importantes qui dominent le comportement des sédiments, et d'optimiser leur utilisation en tant que matière première secondaire dans les ouvrages de génie civil. Les résultats de la campagne expérimentale seront ainsi discutés et analysés puis confrontés aux seuils normatifs.

Le Chapitre IV concerne l'optimisation du squelette granulaire des formulations de bétons à base de sédiments. Trois sédiments fluviaux seront utilisés en tant que substitution partielle du sable. La composition granulaire (sable, gravillons, graviers) et le taux de substitution du sable par le sédiment seront déterminés par la méthode d'empilement compressible (MEC). Pour chaque type de sédiment, deux taux de substitution seront retenus. Les bétons seront caractérisés à l'état frais et à l'état durci et la formulation optimale qui respecte le mieux les exigences fixées dans le cahier des charges des bétons à usage aquatique sera retenue pour une étude de durabilité.

Le Chapitre V est consacré à l'optimisation de la matrice liante des bétons. Dans cette partie, des éco-liants ternaires à base de sous-produits industriels seront élaborés. Ces liants ternaires seront composés de ciment CEM I 52,5 N, de laitiers de haut fourneau et de l'une des additions suivantes : le métakaolin, la poudre de déchet de verre, les cendres volantes ou les sédiments traités par calcination flash. L'optimisation de la composition de chaque mélange sera réalisée à l'aide de la méthode des plans de mélange. Pour chaque type d'addition, un liant ternaire sera retenu pour des analyses plus approfondies et pour une utilisation dans la formulation des bétons.

Le Chapitre VI est consacré à l'étude de la durabilité des bétons à base de sédiments dont la composition a été optimisée dans le Chapitre IV (squelette granulaire) et le Chapitre V (matrice liante). Les indicateurs de durabilité évalués sont la porosité accessible à l'eau, la résistance au gel/dégel, la résistance aux attaques sulfatiques internes (RSI) et externes (RSE) ainsi que la réaction alcali-granulats (RAG).

(Page laissée intentionnellement vide)

1.	Les sédiments de dragage	3
1.1	Définition et origine	3
1.2	Composition des sédiments	3
1.2.1	Composition granulométrique des sédiments	4
1.2.2	L'eau dans les sédiments.....	5
1.2.3	La matière organique (MO)	5
2.	Problématiques liées à la gestion des sédiments de dragage.....	7
2.1	Les polluants dans les sédiments	7
2.1.1	Les polluants organiques.....	8
2.1.2	Éléments traces métalliques (ETM).....	9
2.2	Aspect réglementaire de la gestion des sédiments de dragage	10
2.2.1	Au niveau international.....	10
2.2.2	Au niveau national.....	11
2.2.3	Réglementation en Belgique	15
2.2.4	Réglementation aux Pays-Bas	17
2.2.5	Réglementation au Royaume-Uni	18
2.2.6	Réglementation au Canada	19
3.	Valorisation des sédiments de dragage dans le génie civil	20
3.1	Valorisation des sédiments en technique routière	21
3.1.1	Classification des sols et exigences retenues pour les remblais et couches de forme .	22
3.2	Valorisation des sédiments dans les ouvrages de protection contre les inondations (digues en terre).....	23
3.3	Valorisation dans la fabrication de béton et de mortier.....	24
3.4	Valorisation dans le domaine agricole	25
4.	Utilisation des liants hydrauliques, des additions minérales et des sous-produits industriels dans le génie civil.....	25
4.1	Le ciment.....	26
4.1.1	La fabrication du ciment.....	26
4.1.2	L'hydratation du ciment	27
4.1.3	Les classes de ciment.....	30
4.2	Les additions minérales.....	32
4.2.1	Les laitiers de haut-fourneau.....	32
4.2.2	Les cendres volantes	38
4.2.3	Le métakaolin	44
4.2.4	Les déchets de verres	52
4.2.5	Les sédiments de dragage en tant qu'addition minérale	55
5.	Outils d'aide à la décision pour la gestion et la valorisation des sédiments de dragage	61
5.1	Identification du critère indicateur	62
5.2	Interprétation du critère selon la filière visée	63
5.3	L'indice d'adéquation IA.....	63
6.	Conclusion du chapitre.....	65
	Références.....	67

1. Les sédiments de dragage

1.1 Définition et origine

Les sédiments de dragage sont des particules fines issues principalement de l'érosion des continents et des rejets provenant de l'activité humaine. Ces particules sont transportées le plus souvent par le vent, les cours d'eau ou la gravité, et finissent par se déposer dans les fonds marins et les rivières : on distingue alors les sédiments marins et les sédiments fluviaux. Selon SCHNEIDER [1], les sédiments ont principalement deux origines : endogène ou exogène (Figure I.1). On entend par endogène les sédiments dont l'origine est autochtone au milieu, telle que la décomposition des débris animaux et des macrophytes (végétaux). Par exogène, on désigne les apports externes par précipitation des poussières atmosphériques ou par ruissellement des eaux ; ils peuvent être d'origine naturelle (érosion des sols, décomposition de la matière végétale) ou issus de l'activité humaine (rejets industriels, domestiques et agricoles).

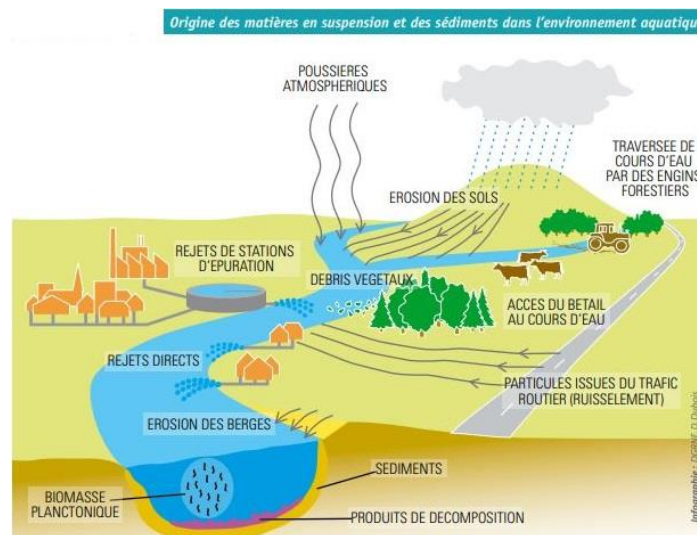


Figure I.1. Origines des sédiments marins et fluviaux [2].

1.2 Composition des sédiments

Le sédiment est un matériau très hétérogène. La nature et la composition d'un sédiment dépendent de son origine ; selon SCHNEIDER [1], il est caractérisé essentiellement par :

- Sa granulométrie ;
- Sa composition minérale ;
- Ses teneurs en eau, en matière organique et en polluants.

En effet, on verra dans la suite de ce travail que ces trois caractéristiques constituent les éléments dominants qui prédefinisent le comportement des sédiments.

1.2.1 Composition granulométrique des sédiments

La distribution granulométrique des grains solides d'un sédiment – ou de quelconque matériau en général – est une caractéristique physique qui permet de classer le matériau selon la taille de ses particules élémentaires. Elle définit la classe du matériau indépendamment de sa nature chimique. Chaque catégorie se distingue par des propriétés physiques et géotechniques qui lui sont propres (Tableau I.1).

Tableau I.1. Classification granulométrique des sols selon le guide GTR.

Fraction granulométrique	Dénomination
> 200 mm	Enrochements
20 mm à 200 mm	Cailloux
2 mm à 20 mm	Graviers
63 µm à 2 mm	Sables
2 µm à 63 µm	Limons
0 à 2 µm	Argiles

D'autres classifications basées sur la granulométrie permettent d'attribuer des dénominations conventionnelles dans le but de regrouper les sols en familles présentant des caractéristiques géotechniques très voisines. Parmi les classifications couramment utilisées, il y a la classification triangulaire de Taylor qui prend la forme d'un triangle dont chaque côté représente les pourcentages d'argile, de limon et de sable contenus dans le sol étudié (Figure I.2).

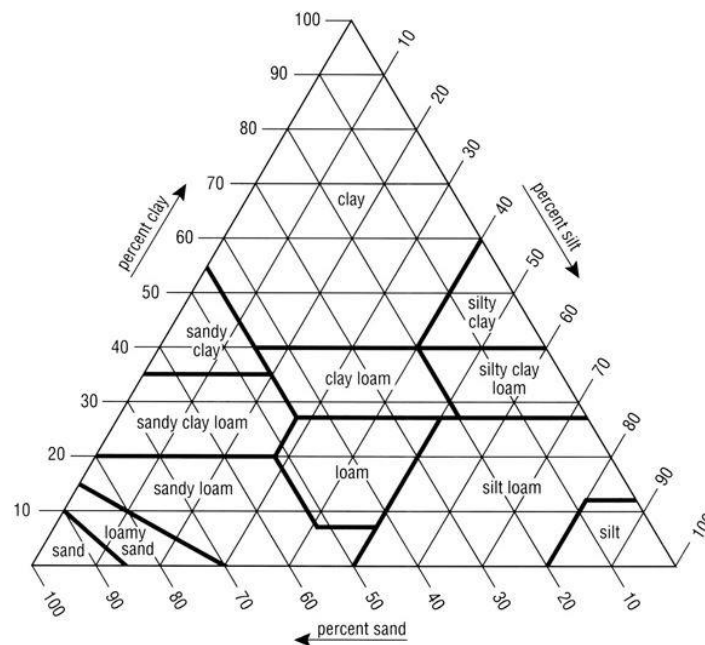


Figure I.2. Triangle de Taylor pour la classification des sols [2].

La distribution granulométrique joue un rôle important dans le comportement mécanique et géotechnique des sédiments. En effet, plus la distribution granulométrique est étalée¹ et plus la capacité portante du matériau formulé est élevée [3]. Selon DUBOIS [4], la fraction fine contenue dans le sédiment et correspondant aux particules dont le diamètre est inférieur à 80 µm, provoque des comportements complexes. En effet, les particules fines – et notamment les argiles – sont de nature cohésive et se caractérisent par une surface de contact importante et chargée positivement, ce qui leur donne un grand pouvoir d'adsorption des contaminants. Plusieurs études ont montré qu'environ 70 % des contaminants sont fixés sur la fraction fine (< 45 µm), tandis que la contamination est quasi nulle sur les autres fractions [5][6].

1.2.2 L'eau dans les sédiments

La teneur en eau W exprimée en pourcentage (%), est définie comme étant le rapport entre la masse d'eau présente dans un matériau et la masse de sa fraction solide. Pour les sédiments, elle est très variable et dépend principalement du type de drague et de la nature du sédiment [7]. L'eau contenue dans le sédiment peut se présenter sous plusieurs formes selon son degré de liaison avec les particules :

- L'eau libre : elle n'est pas liée aux particules et circule librement à travers les grains. Elle peut être éliminée par une simple décantation ;
- L'eau capillaire : elle représente l'eau qui est liée aux particules fines par des forces capillaires ;
- L'eau colloïdale : c'est l'eau qui forme les hydrates de colloïdes, elle peut être éliminée par de simples procédés de séparation solide-liquide ;
- L'eau intercellulaire : c'est l'eau qui est chimiquement liée aux particules et qui entre dans la composition chimique du matériau, elle ne peut être éliminée que par des procédés thermiques.

1.2.3 La matière organique (MO)

L'origine de la matière organique dans les sédiments est très variée, elle provient souvent de débris végétaux et de la décomposition de différents micro-organismes (bactéries, champignons...) [8][9]. D'après COLIN [10], la fraction organique d'un sol peut être classée en deux catégories :

- Les substances non humiques : cela regroupe les éléments dont la structure simple est connue dans la chimie classique (acides organiques, acides aminés, protéines, lipides, etc.) ;

¹ C.-à-d. qu'il n'y a pas de prédominance d'une fraction particulière.

- Les substances humiques : elles représentent entre 85 et 90 % de la matière organique totale d'un sol et n'appartiennent à aucun groupe de la chimie ou la biochimie, ce qui rend leur définition difficile. Les acides humiques ont une structure très variée, hétérogène et complexe. Cependant, ils ont un élément en commun : une molécule hydrophile. En effet, la capacité de rétention de ces molécules peut atteindre 20 fois leur poids, et elles sont également ioniques.

Les substances humiques peuvent être classées en fonction de leur solubilité et du pH en trois fractions :

- Les acides humiques, insolubles dans l'acide mais solubles en milieu basique ;
- Les acides fulviques, solubles dans les milieux basiques et acides ;
- Les humines : contrairement aux acides fulviques, elles sont insolubles dans les acides et les bases.

Selon DUCHAUFOR [11], il n'existe pas de différence évidente entre ces trois fractions mais une évolution continue dans le sens suivant :

Acides fulviques \longrightarrow Acides humiques \longrightarrow Humines

Les substances humiques présentes dans la matière organique peuvent se regrouper avec des composés minéraux et former des associations organo-minérales. Des liaisons peuvent alors s'établir entre l'ion métallique de la particule minérale et le composé organique pour former des complexes très stables. Si l'ion métallique fait partie de la structure cohésive de la particule minérale, par exemple dans le cas des argiles, alors il résulte une dissolution de celle-ci [6][12].

Pour les sédiments, la quantité de matière organique est moins importante comparée à la phase minérale. Selon SCHNEIDER [1] elle représente entre 2 et 10 % de la masse totale pour les sédiments issus de cours d'eau vive. Néanmoins, elle a un impact non négligeable sur les propriétés physiques, chimiques et géotechniques du sédiment et perturbe les traitements aux liants hydrauliques [13][14][15]. Plusieurs études ont été réalisées dans ce sens et ont mis en évidence une relation forte entre la teneur en MO, la limite de liquidité (W_L) et la limite de plasticité (W_P) [15][16][17]. En effet, le travail réalisé par HAMOUCHE *et al.* [16] sur un sédiment du port de Dunkerque a confirmé ce rapport. Les auteurs de cette étude s'appuient sur une méthodologie qui consiste à comparer les caractéristiques physiques (masse volumique des grains solides, limites d'Atterberg, surface spécifique BET², valeur au bleu de méthylène (VBS)) d'un même sédiment avec des teneurs en MO différentes. La teneur en MO du sédiment a été variée de 5 à 15 % avec

² BET : Brunauer-Emmett-Teller.

des pas de 2,5 %. Pour obtenir ces valeurs, ils ont réalisé un traitement, d'une part avec du peroxyde d'hydrogène pour diminuer la teneur en MO, et d'autre part avec ajout d'un compost à plus de 40 % de MO pour produire l'effet inverse. Les résultats de cette étude sont présentés dans le Tableau I.2.

Tableau I.2. Caractéristiques physiques du sédiment de Dunkerque à différentes teneurs en MO [14].

Échantillon	WL (%)	WP (%)	IP (%)	VBS (g/cm ³)	BET (m ² /g)	Masse volumique absolue (g/cm ³)
S 5 %	29	17	12	0,93	6,84	2,57
S 8 %	43	32	11	1,09	6,70	2,55
S 10 %	48	34	14	1,39	4,25	2,51
S 12,5 %	52	40	12	1,38	3,48	2,45
S 15 %	62	50	12	1,49	3,36	2,43

Les résultats montrent qu'il y'a une corrélation linéaire positive entre MO et W_L , MO et W_P . En effet, pour ce sédiment, il a été trouvé qu'une augmentation de 1 % de la valeur de MO conduit à un accroissement de 2 à 3 % des valeurs de W_P et W_L . Aussi, cette corrélation existe entre la MO et la masse volumique des grains solides mais elle suit une tendance inverse. D'autres travaux confirment aussi cette influence [15][17][18][19][20][21].

2. Problématiques liées à la gestion des sédiments de dragage

2.1 Les polluants dans les sédiments

Les rejets industriels, urbains et agricoles représentent la principale source de contamination des sédiments de dragage. En effet, ces activités sont à l'origine d'un grand nombre d'apports de substances à caractère toxique avéré : métaux lourds, hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP), organochlorés, organostanniques, pesticides et biocides divers [22]. De par la nature fine des sédiments, ces derniers constituent le refuge final des différents polluants : il a été prouvé que les substances toxiques se concentrent majoritairement dans la partie fine (< 45 μm) [5][23] et dans la MO qui parvient à immobiliser les polluants organiques et les métaux lourds [22][24]. Le problème de la mobilité des éléments toxiques et leurs effets sur les organismes vivants est posé dès lors qu'une perturbation de leur l'environnement physico-chimique est provoquée, notamment par des opérations de dragage, d'immersion ou de mise en dépôt.

Selon ALZIEU [22], les principales caractéristiques physico-chimiques des matériaux dragués, qui gouvernent les interactions entre le sédiment et les substances toxiques sont :

- La quantité et le type de particules fines (pélites) ;
- Le pH ;
- Le potentiel redox : mesure de la réactivité entre les espèces chimiques ;
- La quantité et la nature des cations et anions présents ;

- Le contenu en MO (spécialement les acides humiques) ;
- Le degré de salinité.

2.1.1 Les polluants organiques

Les polluants organiques sont pour la plupart cancérogènes et peuvent constituer un véritable danger pour la santé humaine. D'après TRIFAULT-BOUCHET, cité par [25], le degré de risque lié à ces substances dépend principalement de la nature du polluant, du niveau de toxicité et du mode d'exposition. Les principaux polluants organiques habituellement rencontrés dans les sédiments de dragage sont le tributylétain (TBT), les polychlorobiphényles (PCB) et les HAP.

Le tributylétain (TBT)

Le TBT est utilisé comme matière active dans les peintures antisalissures appliquées sur les bâtiments de ports et de rades ainsi que sur la carène des navires afin de les protéger de la fixation des organismes vivants. Il est dégradé dans les eaux par action microbiologique et photolytique, et sa durée de vie mesurée dans des conditions environnementales varie entre quelques jours et quelques semaines. Dans les sédiments, le TBT est beaucoup plus stable et peut persister pendant plusieurs années [22]. La dégradation du TBT dans l'environnement libère deux produits qui sont le dibutylétain (DBT) et le monobutylétain (MBT). Ces deux substances sont elles aussi toxiques mais leur toxicité est moindre que celle du TBT [26]. Le TBT appartient à la famille des composés organostanniques recensés dans l'Annexe 2 [27] de la Convention d'OSPAR³ [28] qui prévoit l'élimination de ces produits de tous les navires à partir du 1er janvier 2008 à moins qu'ils ne soient empêchés de s'échapper par un revêtement [26]. Il est important de préciser que les TBT sont très toxiques et peuvent engendrer des perturbations sur l'organisme vivant marin même à de très faibles concentrations. Chez les gastéropodes marins femelles par exemple, ces perturbations peuvent se traduire par une stérilisation, mettant en péril le renouvellement des populations [22].

Les polychlorobiphényles (PCB)

Les PCB sont une famille de molécules chimiques de synthèse appartenant au groupe des organochlorés et dont la formule chimique est la suivante : $C_{10}H_{(10-n)}Cl_n$. Ce groupe comprend plus de 209 congénères. Avant que leur effet sur l'environnement ne soit avéré, les PCB ont été massivement utilisés comme additifs dans plusieurs produits tels que les peintures, les encres et les apprêts destinés aux revêtements muraux [22]. Les PCB sont d'origine exclusivement anthropique. En effet, d'après ALZIEU [22], les sources de PCB sont potentiellement les rejets urbains, les décharges

³ OSPAR : Convention pour la protection du milieu marin de l'Atlantique du Nord-Est, septembre 1992 (cf. Paragraphe 2.2.1).

de matériel usagé, les activités liées à la récupération des matériaux ferreux et les pertes dues au remplissage et au retraitement des systèmes clos. Les PCB contaminent l'ensemble de la chaîne alimentaire jusqu'à l'Homme et peuvent avoir un effet sanitaire chronique tel qu'une suppression immunitaire, une réponse inflammatoire, et des effets endocriniens à différents degrés. En 2016, le CIRC⁴ a classé les PCB (groupe 1) comme étant une substance cancérigène [29].

Les hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP)

Les HAP sont une famille de molécules constituées uniquement de carbone et d'hydrogène, ils sont majoritairement d'origine pyrolytique – provenant de la combustion incomplète de la MO à haute température (carburant, bois etc.) – ou pétrogénique – c.-à-d. le résultat de la mutation lente (sur plusieurs millions d'années) de la MO lors de la diagénèse et de la catagénèse qui sont les mécanismes de production du pétrole au plus profond du milieu sédimentaire [30]. En effet, le pétrole contient entre 0,2 et 7 % de HAP qui se retrouvent également dans les carburants [31]. Les HAP sont communément peu solubles dans l'eau, ils s'associent alors avec les régions hydrophobes de la MO par le processus d'adsorption et c'est ainsi que le sol sert de réservoir de stockage des HAP [30]. Selon la source des HAP, ces derniers peuvent se présenter sous plus d'une centaine de composés différents. En général, lors de l'évaluation environnementale des sédiments, on procède à la vérification des 16 HAP classés par l'EPA⁵ comme polluants prioritaires [33]. En 2008, le CIRC a réévalué les effets cancérigènes des HAP et en a classé 15 parmi les substances cancérigènes avérées ou probablement cancérigènes.

2.1.2 Éléments traces métalliques (ETM)

Les métaux lourds, couramment désignés par le terme « éléments traces métalliques » (ETM) en raison de leur faible quantité dans le sol, n'ont pas de définition scientifique unanimement reconnue, certains auteurs les définissant selon leur densité minimum et d'autres par rapport à leur numéro ou masse atomique [34][35]. Selon DELABRE [36], l'origine des métaux lourds présents dans les sédiments peut être répartie en deux groupes :

- Les métaux lourds d'origine naturelle : ils sont issus de l'érosion des roches ou du lessivage des sols où ils sont présents à l'état naturel ;
- Les métaux lourds d'origine anthropique : ils sont issus de l'activité humaine comme l'extraction et le traitement des minerais, l'utilisation des métaux et composés métalliques, la combustion de carburants fossiles, le lessivage des métaux des décharges d'ordures et de

⁴ CIRC : Centre International de Recherche sur le Cancer.

⁵ EPA (*Environmental Protection Agency*) : Agence de Protection de l'Environnement des États-Unis.

déchets solides, les rejets d'égouts d'eaux pluviales et résiduaires des zones fortement urbanisées, etc.

Les métaux lourds que l'on rencontre dans les sédiments sont le vanadium, le chrome, le cobalt, le nickel, le cuivre, le zinc, l'arsenic, le sélénium, le plomb, le cadmium et le mercure [37]. Ils sont répartis dans diverses fractions du sédiment et peuvent se présenter sous plusieurs formes physico-chimiques, par exemple associés aux acides humiques dans la phase aqueuse, ou adsorbés sur les argiles complexés avec la MO dans la phase particulaire [38]. L'impact toxicologique et écotoxique des métaux lourds dépend de plusieurs paramètres, notamment leur concentration, le milieu concerné ainsi que leur forme chimique [39]. Dans le Tableau I.3, une classification des métaux et des métalloïdes est présentée selon leur niveau de toxicité et de disponibilité dans l'environnement.

Tableau I.3. Classification des métaux et des métalloïdes en fonction de leur toxicité et de leur disponibilité [36].

Éléments non toxiques			Éléments toxiques		Éléments très toxiques		
Na	C	F	Ti	Ga	Be	As	Au
K	P	Li	Hf	La	Co	Se	Hg
Mg	Fe	Rb	Zr	Os	Ni	Te	Pb
Ca	S	Sr	W	Rh	Cu	Pb	Sb
H	Cl	Al	Nb	Ir	Zn	Ag	Bi
O	Br	Si	Ta	Ru	Sn	Cd	
N			Re	Ba		Pt	

2.2 Aspect réglementaire de la gestion des sédiments de dragage

Les opérations de dragage, d'immersion ou de gestion à terre des sédiments, sont soumises à des dispositions réglementaires nationales et internationales évolutives préconisant les bonnes pratiques environnementales et dont les objectifs sont la prévention et la protection de l'environnement et des milieux aquatiques et la préservation de la biodiversité.

2.2.1 Au niveau international

Convention OSPAR

La Convention OSPAR (OSlo-PARis) pour la protection de l'environnement marin de l'Atlantique Nord-Est, définit les clauses des accords internationaux visant à protéger l'espace maritime atlantique et les espèces aquatiques. La Convention a été signée à Paris le 22 septembre 1992 et compte 15 pays contractants en plus de l'Union Européenne. Née de la fusion de la Convention d'Oslo de 1972 traitant la prévention de la pollution marine par les opérations d'immersion, et de la Convention de Paris traitant les rejets d'origine tellurique, la Convention joue un rôle-clé s'agissant de la coopération entre États européens riverains de l'Atlantique du Nord-Est pour la mise en œuvre de la directive-cadre de la stratégie communautaire du milieu marin [27][28]. OSPAR a publié,

lors de la rencontre de 2009 sur le thème de la biodiversité et l'écosystème, un guide relatif à la gestion des sédiments de dragage qui doit dorénavant être pris en considération par les parties signataires [40].

Convention de Barcelone

La Convention de Barcelone (Convention pour la protection de la mer Méditerranée) a été adoptée le 16 février 1976 et homologuée le 12 février 1978. Ses principaux objectifs sont la réduction de la pollution en mer Méditerranée, la protection et l'amélioration de l'environnement marin ainsi que la sauvegarde des ressources naturelles.

Des modifications ont été apportées à cette Convention par le protocole du 10 juin 1995 et son titre est devenu « Convention pour la protection du milieu marin et du littoral de la Méditerranée ». Elle a été validée le 9 juillet 2004 mais ses objectifs restent les mêmes, à savoir la promotion du développement durable dans la région [41].

Convention de Londres

La Convention de Londres conclue en décembre 1972 est un traité international qui porte sur la prévention de la pollution des mers par immersion des déchets ou toute matière susceptible d'avoir des effets néfastes sur l'environnement ou la santé humaine. La convention est constituée de plusieurs articles dans lesquels les pays signataires s'engagent à protéger l'environnement marin, préserver la faune et contrôler les pratiques d'immersion [42].

2.2.2 Au niveau national

En France, la réglementation intervient dans les différents niveaux de gestion des sédiments de dragage. Selon que le mode de gestion soit par immersion ou par gestion à terre, que les matériaux dragués soient d'origine maritime ou fluviale, la réglementation qui s'applique et les seuils établis ne sont plus les mêmes. En effet, la procédure de gestion des sédiments immédiatement après dragage fait face aux diverses filières d'élimination possibles et à la notion de déchet définie dans l'article L 541-1 du Code de l'environnement qui stipule que tous les sédiments une fois extraits de leur environnement sont considérés comme des déchets.

Réglementation relative à l'immersion

Les opérations d'immersion et de remise en suspension concernent plus de 90 % des matériaux dragués dans les ports français. Ces opérations sont réglementées par la loi n° 76-599 du 7 juillet 1976 relative à la prévention et à la répression de la pollution marine par les opérations d'immersion effectuées par les navires et aéronefs, et à la lutte contre la pollution marine accidentelle, et par le décret n° 82-842 du 29 septembre 1982 pris pour l'application de la loi précédemment citée.

Ce décret a été abrogé par le décret n° 2006-880 du 17 juillet 2006 relatif aux procédures d'autorisation et de déclaration prévues par les articles L 214-1 à L 214-3 du Code de l'environnement pour la protection de l'eau et des milieux aquatiques et qui définit toutes les mesures relatives aux permis d'immersion.

Afin d'évaluer l'effet qu'aurait une opération d'immersion et sa qualité environnementale, un arrêté interministériel a été établi le 9 août 2006 [43] relatif aux niveaux à prendre en compte lors d'une analyse de rejets dans les eaux de surface ou de sédiments marins, estuariens ou extraits de cours d'eau ou de canaux. Cet arrêté est basé sur une classification selon des seuils : N1 et N2 pour les sédiments marins ou estuariens, et S1 pour les sédiments fluviaux. Le référentiel permet ainsi d'orienter la filière de gestion soit vers l'immersion soit vers une gestion à terre [44]. Il définit les valeurs limites de 8 métaux lourds, 7 congénères de PCB, 16 HAP, et du tributylétain pour les niveaux N1 et N2 (Tableaux I.4 à I.6), et de 8 métaux lourds, du total des PCB et du total des HAP pour le niveau S1 (Tableau I.7). Les niveaux seuils sont définis comme suit :

- En dessous du niveau N1 : impact potentiel négligeable, immersion possible sans aucune étude complémentaire ;
- Entre les niveaux N1 et N2 : une investigation complémentaire peut s'avérer nécessaire en fonction du projet considéré et du degré de dépassement du niveau N1 ;
- Au-delà du niveau N2 : risque potentiel d'impact négatif de l'immersion, nécessité d'investigations complémentaires ;
- Pour le niveau S1 : niveaux relatifs aux éléments et composés traces pour l'appréciation de la qualité des sédiments fluviaux.

Tableau I.4. Niveaux N1 et N2 relatifs aux éléments traces (en mg/kg de matière sèche (MS) analysée sur la fraction inférieure à 2 mm).

Métaux lourds	Niveau N1	Niveau N2
Arsenic	25	50
Cadmium	1,2	2,4
Chrome	90	180
Cuivre	45	90
Mercure	0,4	0,8
Nickel	37	74
Plomb	100	200
Zinc	276	552

Tableau I.5. Niveaux N1 et N2 relatifs aux congénères PCB (en mg/kg de MS analysée sur la fraction < 2 mm).

PCB	Niveau N1	Niveau N2
PCB Cancérogène 28	0,005	0,01
PCB Cancérogène 52	0,005	0,01
PCB Cancérogène 101	0,01	0,02
PCB Cancérogène 118	0,01	0,02
PCB Cancérogène 138	0,02	0,04
PCB Cancérogène 153	0,02	0,04
PCB Cancérogène 180	0,01	0,02

Tableau I.6. Niveaux relatifs aux hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP) (en µg/kg de sédiment sec analysé sur la fraction < 2 mm).

HAP	Niveau N1	Niveau N2
Naphtalène	160	1 130
Acénaphène	15	260
Acénaphthylène	40	340
Fluorène	20	280
Anthracène	85	590
Phénanthrène	240	870
Fluoranthène	600	2 850
Benzo[a] anthracène	260	930
Chrysène	380	1 590
Benzo[b] fluoranthène	400	900
Benzo[k] fluoranthène	200	400
Benzo[a]pyrène	430	1 015
Di benzo [a,h] anthracène	60	160
Benzo [g,h,i] pérylène	1 700	5 650
Indéno[1,2,3-cd] pérylène	1 700	5 650
TBT	100	400

Tableau I.7. Niveau S1 relatif aux métaux lourds pour les sédiments fluviaux (en mg/kg de MS analysée sur la fraction < 2 mm).

Métaux lourds	Niveau S1
Arsenic	30
Cadmium	2
Chrome	150
Cuivre	100
Mercure	1
Nickel	50
Plomb	100
Zinc	300
PCB total	0,680
HAP total	22,800

Réglementation relative à la gestion à terre

Lorsque l'immersion des matériaux dragués n'est pas envisageable, la gestion à terre s'impose. En l'absence d'une réglementation spécifique, la gestion de ces sédiments désormais considérés comme des déchets relève de la législation des Installations Classées pour la Protection de l'Environnement (ICPE) qui sont contrôlées par les Directions Régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (DREAL). Elles sont au nombre de 12 depuis le nouveau découpage régional du 1^{er} janvier 2016 et sont réparties sur toute la France (sauf l'Île de France et les départements d'outre-mer qui sont soumis à des législations spécifiques). L'objectif principal de ces institutions est de promouvoir le développement durable et la transition écologique. Ces dernières travaillent donc à l'échelle régionale en partenariat avec les institutions locales⁶ impliquées

⁶ Grands ports maritimes, directions régionales, associations de protection de l'environnement, etc.

dans les opérations de dragage et la gestion des sédiments afin de développer des guides régionaux, des référentiels, des plans de gestion et de valorisation des matériaux dragués et permettre ainsi de mener une ligne d'action commune au niveau des différents acteurs [45].

Dès lors que l'immersion des sédiments n'est pas possible ou n'est pas souhaitable, deux modes de gestion sont envisageables, à savoir l'élimination ou, dans les cas de sédiments non dangereux, la valorisation :

- Élimination des sédiments : dans ce cas les sédiments sont envoyés soit dans des centres d'incinération – une solution économiquement désavantageuse et non durable – ou bien sont redirigés vers des installations de stockage de déchets. Elles sont classées en trois catégories (Tableau I.8) :
 - Installations de Stockage de Déchets Inertes (ISDI) dont les critères d'acceptabilité sont définis dans l'arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux déchets inertes ;
 - Installations de Stockage de Déchets Non Dangereux (ISDND) : ces installations sont réglementées par l'arrêté du 9 septembre 1997 ;
 - Installations de Stockage de Déchets Dangereux (ISDD) : elles sont soumises à l'arrêté du 30 décembre 2002, et dans le cas où les seuils présentés dans le Tableau I.8 sont dépassés, des traitements doivent être appliqués sur les sédiments avant stockage.

Tableau I.8. Seuils d'acceptation dans les installations de stockage de déchets (arrêté du 12 décembre 2014).

	ISDI	ISDND	ISDD
Métaux lourds sur éluats			
Arsenic	0,5	2	25
Baryum	20	100	300
Chrome	0,5	10	70
Cuivre	2	50	100
Molybdène	0,5	10	30
Nickel	0,4	10	40
Plomb	0,5	10	50
Zinc	4	50	200
Cadmium	0,04	1	5
Mercuré	0,01	0,2	2
Antimoine	0,06	0,7	5
Sélénium	0,1	0,5	7
Autres paramètres sur éluats			
COT	500	800	1 000
Fraction soluble	4 000	60 000	100 000
Chlorures	800	15 000	25 000
Fluorures	10	150	500
Indice phénols	1	3	1 000
Polluants organiques sur brut			
COT sur brut	30 000	50 000	100 000
HAP _{Totaux}	50	-	-
PCB _{Totaux}	1	-	-
BTEX	6	-	-
Hydrocarbures Totaux			
Indice HC (C10-C40)	500	2 500	50 000

- Valorisation des sédiments : face à la raréfaction des matériaux naturels standards utilisés habituellement dans les travaux de génie civil, la valorisation des sédiments représente une alternative intéressante. En effet, les sédiments classés comme déchets non dangereux peuvent être récupérés pour une valorisation dans plusieurs filières dont les suivantes : valorisation en technique routière et matériaux de construction, aménagement paysager, renforcement des berges, travaux maritimes, valorisation agricole, etc. En l'absence d'une réglementation spécifique, l'utilisation des sédiments de dragage dans de tels ouvrages est soumise aux guides et référentiels appliqués dans chaque filière. Le Tableau I.9 suivant rappelle quelques-unes de ces références.

Tableau I.9. Références pour la valorisation des sédiments en fonction de la filière ciblée [45].

Filière	Conditions	Réglementation applicable	Référentiel ⁵
Valorisation en technique routière	Sédiment inerte ou non dangereux		- Guide des terrassement Routiers (SETRA, 1992). - Guide acceptabilité de matériaux alternatifs en techniques routières - Évaluation environnementale (SETRA, mars 2011). - Guide technique CFTR traitement des sols à la chaux et/ou liants aux liants hydrauliques - Application à la réalisation des assises de chaussées - Guide technique CFTR traitement des sols à la chaux et/ou liants aux liants hydrauliques - Application à la réalisation des remblais et couches de forme
Valorisation agricole	Sédiment inerte ou non dangereux		- Arrêté du 8 janvier 1998.
Valorisation en aménagement paysager	Sédiment inerte ou étude spécifique selon EN 12920+ A1 ⁶		- Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets inertes (annexe II)
Valorisation en renforcement des berges	Sédiment inerte ou acceptable en immersion	- Code de l'environnement pour le rejet dans les eaux de surface (article R. 214-1).	- Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets inertes (annexe II) - Arrêté du 9 août 2006 dit arrêté «Geode»
Remblaiement de carrière	Sédiment inerte	- Arrêté du 22 septembre 1994 relatif aux exploitations de carrières (article 12.3).	- Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets inertes (annexe II)
Couverture d'installation de stockage de déchets	Sédiment inerte ou non dangereux selon type d'utilisation	- Arrêté du 9 septembre 1997 relatif au stockage de déchets «non dangereux»	- Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets inertes (annexe II)
Travaux maritimes	Sédiment inerte ou étude spécifique selon EN 12920+A1		- Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets inertes (annexe II)
Produits de construction	Sédiment inerte ou étude spécifique selon EN 12920+ A1		- Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets inertes (annexe II)

2.2.3 Réglementation en Belgique

Région flamande

Les matériaux dragués dans la région flamande sont soumis à la réglementation du Gouvernement flamand définie par l'arrêté du 14 décembre 2007 fixant le règlement relatif à l'assainissement du sol et à sa protection [46]. Le règlement fixe des valeurs limites des métaux lourds, des hydrocarbures monocycliques, des hydrocarbures chlorés, des hydrocarbures chlorés carcinogènes, des cyanures ainsi que des pesticides. Les seuils circonscrits dans cet arrêté concernent l'utilisation libre des sédiments excavés ainsi que leur utilisation dans les matériaux de construction ou tout

autre matériau solide. Les valeurs limites des métaux lourds relatives à la libre utilisation des sédiments de dragage ou une réutilisation dans des matériaux de construction sont indiquées dans le Tableau I.10.

Tableau I.10. Valeurs limites des métaux lourds dans les terres excavées pour une libre utilisation ou une utilisation en construction [46].

	Libre utilisation des terres excavées		Utilisation en construction	
	Partie fixe de la terre (matière sèche en mg/kg)	Eaux souterraines ($\mu\text{g/l}$)	Partie fixe de la terre (matière sèche en mg/kg)	Valeurs de lixiviation norme CMA 2/II/A
Arsenic	35	12	250	0,2
Cadmium	1,2	3	10	0,015
Chrome	91	30	880	0,1
Cuivre	72	60	375	0,2
Mercure	1,7	0,6	5	0,003
Plomb	120	12	1 250	0,4
Nickel	56	24	250	0,4
Zinc	200	300	1 250	0,7

Région wallonne

La réglementation du Gouvernement wallon définit dans l'arrêté du 30 novembre 1995 relatif à la gestion des matières enlevées du lit et des berges des cours et plans d'eau du fait de travaux de dragage ou de curage, les valeurs limites admissibles dans les sédiments dragués dans la région [47]. Deux catégories sont distinguées dans cet arrêté : les catégories A et B.

- Catégorie A : cette catégorie définit les Teneurs Maximales Autorisées (TMA) pour les composés organiques et inorganiques, et les sédiments sont considérés comme appartenant à cette catégorie si aucun dépassement n'est observé pour chaque élément (Tableau I.11). Les sédiments peuvent alors être utilisés dans l'aménagement des berges, les structures de fondation, la réhabilitation des sites pollués, etc. [8] ;
- Catégorie B : dans cette catégorie, des valeurs limites appelées Teneurs de Sécurité (TS) sont établies. Si au moins un de ces composés dépasse une des valeurs indiquées, alors le sédiment est classé en catégorie B. Dans ce cas, le sédiment doit être soit traité afin de réduire l'élément en question, soit éliminé (Tableau I.11) ;
- Si la teneur en contaminant est supérieure aux valeurs définies dans la catégorie A mais inférieure à celle de la catégorie B, alors dans ce cas des tests d'élution sont réalisés sur un aliquote représentatif selon la méthode spécifiée dans le même arrêté. Si toutes les valeurs sont inférieures aux seuils présentés dans le Tableau I.12, alors les sédiments sont classés en catégorie A. Sinon, ils appartiennent à la catégorie B.

Tableau I.11. Valeurs limites admissibles des composés organiques et inorganiques des sédiments en région wallonne [47].

Élément	Catégorie A (TMA)	Catégorie B (TS)
As	50	100
Cd	6	30
Cr	200	460
Cu	150	420
Co	25	100
Hg	1,5	15
Ni	75	300
Pb	250	1 500
Zn	1 200	2 400
F	250	500
CN	5	25
Hydrocarbures apolaires	1 500	4 500
Hydrocarbures aliphatiques (C10 – C40)	50	100
Hydrocarbures aromatiques polycycliques	10	75

Tableau I.12. Concentrations massiques maximales admissibles dans les sédiments (en mg/kg de MS).

Élément	Teneurs maximales admissibles
As total	0,50
Cd	0,10
Co	0,50
Cr total	0,50
Cr VI	0,10
Cu	2,00
Hg	0,02
Ni	0,50
Pb	0,50
Zn	2,00
F-	20
CN-	0,10
Hydrocarbures apolaires	10
Hydrocarbures aromatiques monocycliques (individuel)	0,0002
Solvants halogénés (individuel)	0,0005
PAH de Borneff (individuel)	0,002
PCB de Ballschmieter (individuel)	0,002
Pesticides organochlorés (individuel)	0,002

2.2.4 Réglementation aux Pays-Bas

La réglementation relative à la gestion des sédiments de dragage aux Pays-Bas est définie dans le décret du 18 avril 2013 portant sur la qualité des sols. Les seuils établis dans ce décret concernent les éléments inorganiques, les PCB, les composés aromatiques, les hydrocarbures, le sulfate d'endosulfan, et quelques autres substances. Les filières de gestion visées par ce décret sont l'immersion en mer et en eau douce, et la gestion à terre qui, elle, est divisée en deux domaines : habitats et industrie. Le Tableau I.13 suivant présente les valeurs maximales admissibles de quelques éléments pour les différentes filières de gestion précédemment citées.

Tableau I.13. Teneurs maximales admissibles de quelques éléments en fonction des filières de gestion (en mg/kg de MS).

Métaux lourds	Valeur de fond	Immersion en eau douce	Zone habitable	Zone industrielle
As	20	29	76	76
Br	190	395	920	920
Cd	0,6	4	4,3	13
Cr	55	120	180	-
Co	15	25	190	190
Cu	40	96	190	190
Hg	0,15	1,2	4,8	-
Pb	50	138	530	530
Mo	1,5	5	190	190
Ni	35	50	100	100
Zn	140	563	720	720
PCB (7)	0,02	0,139	0,02	0,5
Tributylétain	0,065	0,25	0,065	0,065

2.2.5 Réglementation au Royaume-Uni

Au Royaume-Uni, il existe plusieurs guides relatifs aux opérations de dragage et à la gestion des sédiments. Selon que la gestion soit par immersion en mer ou gestion à terre, des réglementations distinctes sont appliquées. La politique au Royaume-Uni est basée sur la délivrance de licence pour les gestionnaires ; de cette manière, elle parvient à contrôler les activités liées au dragage et à la gestion des sédiments.

Gestion en mer

Au Royaume-Uni, pour réaliser une opération d'immersion en mer, les gestionnaires doivent disposer d'une licence délivrée par un organisme public, la Marine Management Organisation (MMO) [48][49]. Cette organisation est la seule habilitée à délivrer ce type de permis ; son objectif consiste à s'assurer que l'opération ne va pas avoir un effet nocif sur l'environnement marin. Les gestionnaires doivent donc effectuer des analyses physico-chimiques et écotoxiques des sédiments grâce à des laboratoires compétents agréés par la MMO, puis les soumettre à l'organisation. La MMO s'appuie lors de son évaluation sur les directives de la Convention OSPAR et le Protocole de Londres. Les seuils d'admissibilité pour l'immersion sont comparés à ceux définis dans les lignes d'action du guide CEFAS⁷ [50] (Tableau I.14).

Gestion à terre

La réglementation relative à la gestion à terre des sédiments de dragage s'appuie sur plusieurs guides qui fixent les valeurs limites d'utilisation de ces matériaux dans les différentes filières de gestion. Comme pour la gestion en mer, la gestion à terre nécessite elle aussi des permis de la part des organisations de l'État. À titre d'exemple, pour l'utilisation des sédiments en tant que sol, une

⁷ CEFAS : Centre for Environment, Fisheries and Aquaculture Science.

licence doit être sollicitée auprès de la Environment Agency (EA) qui, au vu des différentes évaluations et des études d'impact, accorde ou pas la réalisation de l'opération [51][52]. Le Tableau I.15 suivant présente les limites appliquées pour les métaux lourds en fonction de chaque application [49].

Tableau I.14. Niveaux d'action CEFAS pour l'immersion en mer des sédiments de dragage (poids sec mg/kg (ppm)).

Contaminants/Composés	A1	A2
As	20	100
Hg	0,3	3
Cd	0,4	5
Cr	40	400
Cu	40	400
Ni	20	200
Pb	50	500
Zn	130	800
Organoétains ; TBT, DBT, MBT	0,1	1
PCB Somme de 25 congénères	0,02	0,2
DDT	0,001	-
HAP	0,1	-
Dieldrin	0,005	-

Tableau I.15. Seuils applicables sur les sédiments de dragage en fonction de chaque application (mg/kg).

Applications	Route		Digue		Épandage	
	Noyau	Surface	Noyau	Surface	Prairie	Cultivable
Métaux lourds						
As	640	79	640	79	-	50
Ba	22 000	2 700	22 000	2 700	-	-
Cd	410	220	410	220	3	3
Cr	49	21	49	21	600	400
Cu	68 000	12 000	68 000	12 000	225	135
Hg	1 100	120	1 100	120	1,5	1
Mo	18 000	1 400	18 000	1 400	-	-
Ni	980	230	980	230	125	75
Pb	2 300	630	2 300	630	300	300
Sb	7 400	1 100	7 400	1 100	-	-
Se	12 000	1 100	12 000	1 100	-	3
Zn	730 000	81 000	730 000	81 000	200	200

2.2.6 Réglementation au Canada

Les autorités canadiennes ont défini trois niveaux d'évaluation du degré de contamination des sédiments issus des opérations de dragage. Ces niveaux notés N1, N2 et N3 et dont les valeurs sont présentées dans le Tableau I.16, correspondent respectivement à : niveau sans effet, effet mineur et effet néfaste.

Tableau I.16. Seuils de pollution des contaminants minéraux (Saint-Laurent) (en mg/kg de MS) [53][54].

	Hg	Cd	Pb	Cr	Cu	Zn	Ni
N1	0,05	0,2	23	55	28	100	35
N2	0,2	0,9	42	55	28	150	35
N3	1	3	170	100	86	540	61

Au Québec, cinq niveaux de concentration de contaminants dans les sédiments sont définis afin d'évaluer leur qualité et leur impact sur l'environnement [55][56] (Tableau I.17) :

- Niveau 1 : concentration d'effets rares (CER), aucun impact sur le milieu, concentration comparable aux teneurs naturelles ;
- Niveau 2 : concentration inférieure au seuil produisant un effet (CSE), probabilité d'observer un effet néfaste faible ;
- Niveau 3 : la concentration de tous les contaminants se situe entre la CSE et la concentration d'effet probable (CEP), des analyses supplémentaires sont nécessaires pour évaluer l'impact environnemental ;
- Niveau 4 : il y a au moins un contaminant qui se situe entre la CEP et la concentration d'effet fréquent (CEF), aucun rejet n'est possible tant que le risque sur le milieu marin n'est pas écarté ;
- Niveau 5 : il y a au moins un contaminant dont la valeur est supérieure à la CEF, la contamination des sédiments est dans ce cas jugée problématique. Le rejet est strictement pros- crit.

Tableau I.17. Contaminants minéraux et seuils de pollution (en mg/kg de MS) [53].

	Hg	Cd	Pb	Cr	Cu	Zn	Fluorène	Pyrène
CSE	0,0051	0,32	18	30	11	70	0,01	0,041
CEP	0,13	0,67	30	52	19	120	0,021	0,15
CER	0,29	2,1	54	96	42	180	0,061	0,42
CEO	0,7	4,2	110	160	110	270	0,14	1,4
CEF	1,4	7,2	230	290	230	430	1,2	3,8

3. Valorisation des sédiments de dragage dans le génie civil

La problématique des sédiments de dragage est liée entre autres aux quantités draguées qui sont très importantes ainsi qu'au taux de concentration des contaminants qui peuvent limiter leur ré- utilisation dans différentes filières. En effet, la réglementation devient de plus en plus contrai- gnante et oblige les acteurs impliqués dans la gestion des sédiments à trouver des solutions alter- natives de substitution aux méthodes de gestion traditionnelles. Le domaine du génie civil à lui seul permet d'absorber de très grandes quantités de sédiments. De nombreuses études ont en effet été menées dans ce sens et plusieurs filières de valorisation potentielles ont été dégagées. Parmi les filières les plus développées on peut citer :

- La technique routière ;
- Les bétons/mortiers ;
- Les briques ;

- Les buttes paysagères ;
- Les granulats artificiels, etc.

Le choix de la filière de valorisation dépend d'une part des caractéristiques physico-chimiques, minéralogiques, géotechniques et environnementales des sédiments, et d'autre part des exigences liées à chaque filière de valorisation telles que les contraintes techniques, socio-économiques et sanitaires.

3.1 Valorisation des sédiments en technique routière

En France, plus de 400 millions de tonnes de granulats d'origine naturelle sont consommées chaque année dans le domaine routier (Figure I.3). Ainsi, on estime que la construction d'un kilomètre d'autoroute nécessite près de 30 000 tonnes de granulats [57]. Cette exploitation massive n'est évidemment pas sans préjudice sur l'environnement. En effet elle est à l'origine de plusieurs nuisances lors des processus d'extraction, de traitement et de transport des granulats, ainsi que de la perturbation des sites naturels à long terme, et notamment l'augmentation de la vulnérabilité des nappes phréatiques après exploitation [58].

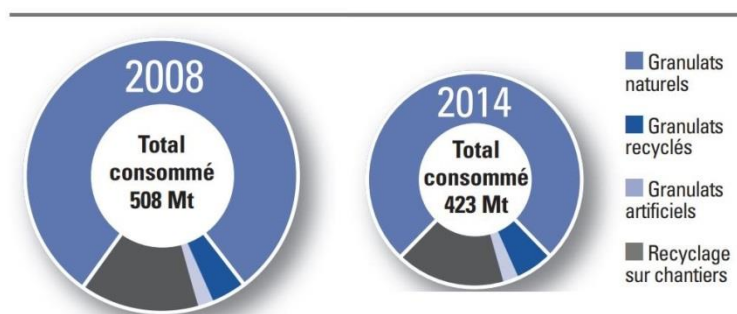


Figure I.3. Consommation de granulats en France [59].

Face à ces risques environnementaux conjoints à une demande croissante en granulats naturels, les sédiments de dragage présentent une alternative intéressante à ces matériaux standards traditionnellement utilisés dans les travaux routiers. En effet, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés sur la faisabilité de ce type de valorisation, notamment ceux de DUBOIS [4], WANG [39], MIRAOUI [54], TRIBOUT [60], et ACHOUR [61]. Ce dernier a expérimenté une formulation à base de sédiment marin de Dunkerque traité avec 1 % de chaux et 6 % de liant hydraulique, initialement développée au laboratoire puis appliquée sur un tronçon de route réelle de 550 m (Figure I.4). Les résultats mécaniques obtenus à l'issue d'un an de mise en service étaient concordants avec ceux obtenus au laboratoire et étaient satisfaisants pour une valorisation en couche de forme. Le suivi environnemental a montré que les valeurs relevées sur une période de 360 jours restaient inférieures aux seuils réglementaires indiqués dans le guide Sétra 2012 [62]. Cette étude montre que

la valorisation des sédiments de dragage en technique routière est tout à fait possible à l'échelle industrielle en France.



Figure I.4. Utilisation des sédiments de dragage dans la réalisation d'une route expérimentale [61].

3.1.1 Classification des sols et exigences retenues pour les remblais et couches de forme

La classification des sols permet de regrouper des matériaux selon des catégories dont les caractéristiques sont assez similaires pour qu'il leur soit appliqué les mêmes modalités de mise en œuvre. Il existe plusieurs types de classification.

Classification GTR

Afin d'assurer une qualité technique suffisante pour les couches constituantes d'une route, le GTR⁸ présente une classification basée sur trois groupes de paramètres et définit les seuils limites d'utilisation pour chacun d'entre eux [64] :

- Les paramètres de nature : la granulométrie, l'argilosité, l'équivalent de sable etc. ;
- Les paramètres mécaniques : les coefficients Los Angeles (LA) et micro-Deval en présence d'eau (MDE), la friabilité des sables (FS) ;
- Les paramètres d'état : ils dépendent de l'environnement où se trouve le sol, notamment l'état hydrique qui est une caractéristique fondamentale au regard de tous les problèmes de remblais et couche de forme. Les paramètres utilisés pour caractériser l'état hydrique sont les teneurs W_n et W_{op} , les limites d'Atterberg (W_L , W_P , I_P), l'indice de consistance I_c , et l'indice de portance immédiat (IPI).

Dans la suite de cette étude, nous allons identifier et caractériser chaque paramètre afin d'établir une classification selon le guide GTR (Figure I.5)

⁸ GTR : Guide de Terrassement Routier.

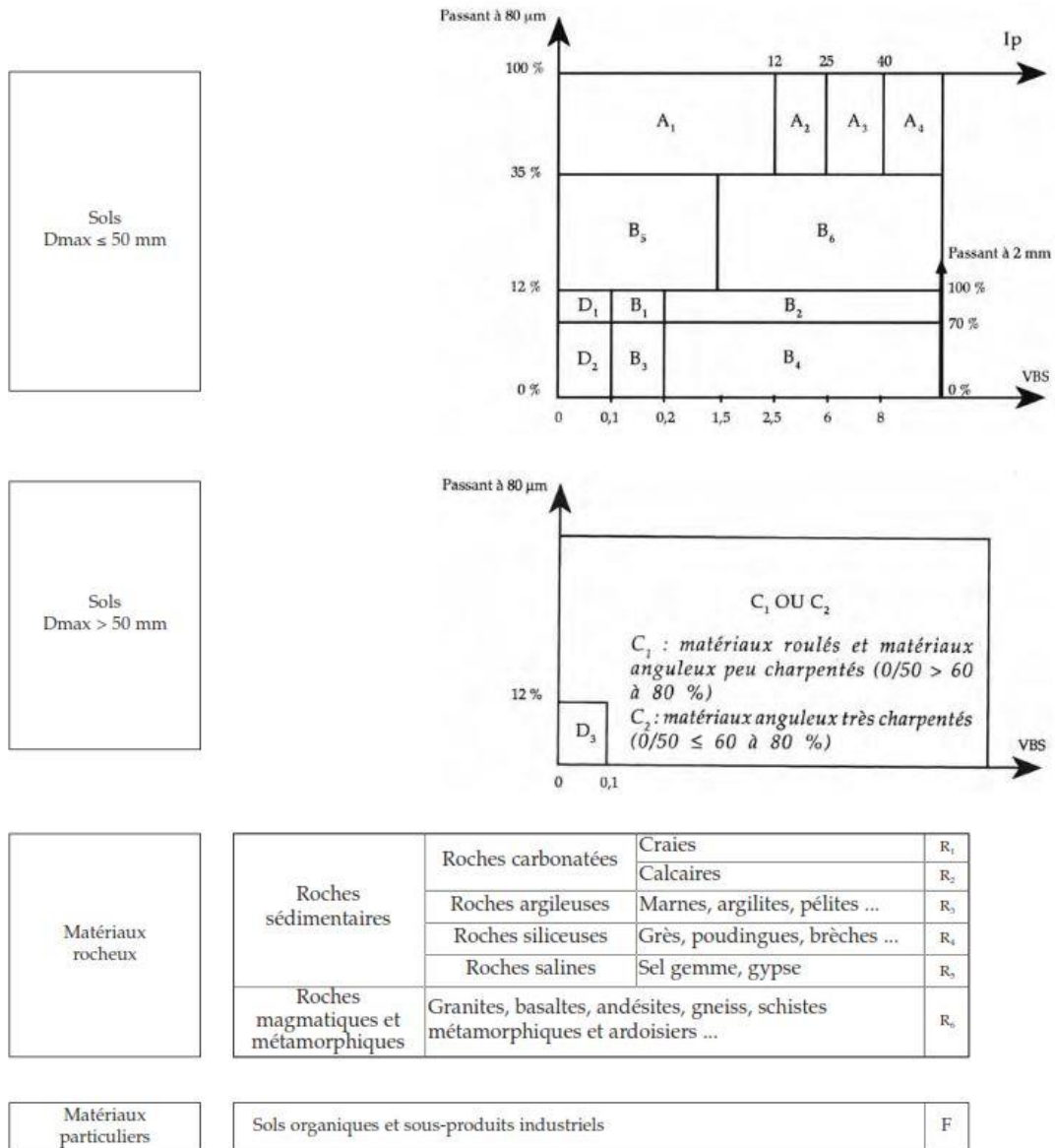


Figure 1.5. Tableau de classification des matériaux selon leur nature [64].

3.2 Valorisation des sédiments dans les ouvrages de protection contre les inondations (digues en terre)

Les digues en terre sont des ouvrages construits afin de protéger les riverains contre les inondations. Souvent, elles sont construites en amont des zones naturellement inondables et sont destinées à contenir épisodiquement des flux d'eau et limiter les dégâts des crues.

La réutilisation des sédiments de dragage dans la construction des digues présente plusieurs atouts majeurs. En effet, d'une part, les projets de réalisation de digues en terre sont généralement situés à proximité du point de captage des sédiments, et par conséquent l'impact environnemental lié au transport est très réduit ainsi que les coûts qu'ils auraient engendrés. D'autre part, au vu de la dimension de ce type d'ouvrages, les digues permettent d'absorber un volume très important

de matériaux dragués. Ces deux avantages importants font des digues une filière d'un grand potentiel de valorisation des sédiments de dragage.

3.3 Valorisation dans la fabrication de béton et de mortier

La valorisation des sédiments de dragage dans la confection des bétons et les mortiers a fait l'objet de plusieurs projets de recherche [53][61][65][66][67]. En effet, les sédiments peuvent être traités et utilisés comme étant une addition minérale dans la fabrication des mortiers [68]. AMAR [53] avait démontré dans ses travaux que la substitution du ciment par un sédiment de dragage traité (physiquement et thermiquement) dans une matrice cimentaire, est possible et permet de conserver de bonnes performances mécaniques tout en respectant les seuils environnementaux en vigueur. Dans cette étude les mortiers formulés en substituant 10 % du ciment par du sédiment présentent effectivement des résistances mécaniques à 90 jours similaires à celles d'un mortier ordinaire qui sont de l'ordre de 65 MPa. Cette valorisation est rendue possible grâce aux traitements appliqués sur les sédiments, qui visent à améliorer leurs caractéristiques : en l'occurrence, pour cette d'étude, le traitement physique par broyage et tamisage à 120 μm suivi d'un traitement thermique par calcination à 850 $^{\circ}\text{C}$ a permis d'activer certaines phases minérales du sédiment pour lui procurer un pouvoir pouzzolanique contribuant à l'amélioration des performances mécaniques à long terme. D'autres types de traitements ont aussi été testés par d'autres auteurs [39][69][70] notamment le traitement à la chaux qui permet de stabiliser les sédiments et d'optimiser l'effet du ciment. Le traitement est aussi souvent combiné à des ajouts d'additifs afin de compenser les éventuelles perturbations que pourrait engendrer la présence des sédiments.

Plusieurs projets au niveau local, national et européen visant à valoriser les sédiments de dragage, notamment dans la fabrication des bétons ont vu le jour, parmi lesquels les projets USAR, Sédiments, Prisma, etc., dans lesquels l'IMT Lille Douai est impliquée à travers son CERI Matériaux et Procédés. Les Figures I.6 et I.7 présentent des blocs de béton à base de sédiment utilisés en tant qu'enrochements artificiels pour la réfection des berges ou pour la protection des côtes.



Figure I.6. Pierres artificielles de béton à base de sédiments [71].



Figure I.7. Blocs de béton à base de sédiment utilisés dans la protection des côtes [72].

3.4 Valorisation dans le domaine agricole

La valorisation des sédiments de dragage dans le domaine agricole est peu documentée dans la littérature. La présence de polluants dans les sédiments peut restreindre considérablement leurs utilisations dans cette filière. Selon la DREAL [45], pour qu'un sédiment soit utilisé dans l'épandage agricole, il doit avoir un pouvoir fertilisant et présenter un intérêt agronomique pour les parcelles et les plantations. Également, son utilisation ne doit pas altérer la qualité du sol, des cultures et des milieux aquatiques notamment lors de l'opération d'épandage. La présence de sels minéraux dans les sédiments marins, d'organismes organiques indésirables et nocifs à l'agriculture dans les sédiments fluviaux ainsi que de polluants (métaux lourds, HAP, PCB, etc.) sont autant d'obstacles qui limitent la valorisation des sédiments dans cette filière. Néanmoins, les sédiments peuvent être utilisés moyennant un traitement adéquat. Parmi ces traitements, le mélange avec du compost ou l'ajout de matière végétale sont généralement utilisés. Contrairement aux autres filières de valorisation – bétons, briques, routes etc. – où la présence de matière organique pourrait être un obstacle majeur dans la valorisation des sédiments de dragage, la MO est un élément essentiel pour la filière agricole [73]. Cependant, pour cette MO, il faut noter que seul l'humus, qui est le résultat de la décomposition de la matière végétale, a des caractéristiques fertilisantes.

4. Utilisation des liants hydrauliques, des additions minérales et des sous-produits industriels dans le génie civil

Lorsque la réutilisation des sédiments de dragage à l'état brut n'est pas envisageable pour des raisons techniques, mécaniques ou environnementales, et que le stockage n'est pas possible du fait du manque d'espaces dédiés ou de l'existence de grandes quantités de sédiments à gérer, le traitement devient alors une nécessité. En effet, compte tenu de l'hétérogénéité des sédiments de dragage, leur teneur en MO et en différents contaminants, leur utilisation à l'état brut sans aucun traitement dans des applications de génie civil est souvent compromise.

Il existe plusieurs types et procédés de traitement qui ont été développés afin de lever les verrous sur la valorisation des sédiments de dragage, et de proposer ainsi un matériau plus adapté et compatible avec les matériaux utilisés dans le génie civil. Parmi ces traitements, l'utilisation des liants hydrauliques tels que le ciment et la chaux sont largement utilisés pour la stabilisation des sols par exemple ; pour les applications de bétons, les laitiers de haut-fourneau, les cendres volantes ou encore le métakaolin sont également utilisés pour l'amélioration des performances mécaniques et de durabilité.

Dans la suite de ce chapitre, plusieurs additions minérales seront présentées. Les effets de leur incorporation dans une matrice cimentaire à l'état frais, à l'état durci et sur la durabilité seront

aussi exposés. La compréhension des mécanismes de leur hydratation permettra de mieux appréhender leur comportement et les interactions avec les sédiments ; ainsi, on pourra prévenir les éventuelles perturbations que la présence du sédiment pourrait engendrer.

4.1 Le ciment

4.1.1 La fabrication du ciment

Le ciment est un liant hydraulique. Il s'agit d'une substance initialement sous forme de poudre qui, lorsqu'elle est mélangée à de l'eau, peut durcir à la fois dans l'air et sous l'eau. Les produits issus de ce durcissement appelé aussi « prise du ciment » sont insolubles dans l'eau. La réaction produite lors du contact de l'eau avec la poudre du ciment est appelée « réaction d'hydratation ». La fabrication du ciment Portland est un processus complexe composé de plusieurs étapes qui doivent être minutieusement contrôlées. De manière générale, ce processus consiste à préparer des quantités de mélanges de matières premières essentiellement composées de calcaire ($\approx 75\%$ à 80%) et d'argiles ($\approx 15\%$ à 20%) ou de marnes avec des caractéristiques physiques et chimiques bien définies, puis à leur faire subir un traitement thermique dans un four rotatif à $1\,450\text{ }^\circ\text{C}$, avant de les broyer finement pour obtenir la poudre de ciment. La fabrication du ciment peut être résumée en plusieurs étapes illustrées dans la Figure I.8 ci-dessous.

La première étape est l'extraction des matières premières par minage. À l'aide d'engins spécifiques tels que les dumpers, les minéraux essentiels à la composition du ciment (calcium, silicium, alumine et minerai de fer) sont extraits de la roche calcaire, de la craie, de l'argile ou du schiste. Ces roches sont ensuite concassées afin de réduire leur granulométrie à une taille maximale de 80 mm . Lors de cette étape, d'autres additions peuvent être ajoutées afin d'ajuster la composition chimique du ciment.

La deuxième étape de la production est la préparation du cru. Lors de cette étape, les matériaux bruts extraits des minerais sont homogénéisés puis broyés finement et séchés parallèlement jusqu'à l'obtention d'une farine crue. Cette poudre est ensuite introduite dans un four rotatif pour cuisson à une température de $1\,450\text{ }^\circ\text{C}$ pendant 1 h environ. Le produit de cette opération est appelé « clinker ». Cette étape est l'opération la plus importante dans le processus de fabrication du ciment : en effet, pour obtenir un ciment de bonne qualité, la cuisson doit être très bien maîtrisée. C'est aussi l'étape qui consomme le plus d'énergie, celle-ci est estimée entre 3 à 8 MJ/kg de clinker produit. La décarbonatation du calcaire se produit à une température $\approx 900\text{ }^\circ\text{C}$ pour former l'hydroxyde de calcium, appelé aussi « chaux vive » (CaO) alors que l'argile se décompose pour former les silicates et les aluminates (C3A). De nouvelles combinaisons se forment entre ces

différents éléments pour former un mélange anhydre composé de 4 phases majeures représentées dans le Tableau I.18. Une quantité de gypse ($\text{CaSO}_4, 2 \text{H}_2\text{O}$) d'environ 5 % est ajoutée à au clinker afin de réguler sa prise. En effet, le clinker se rigidifie en quelques minutes au contact de l'eau.

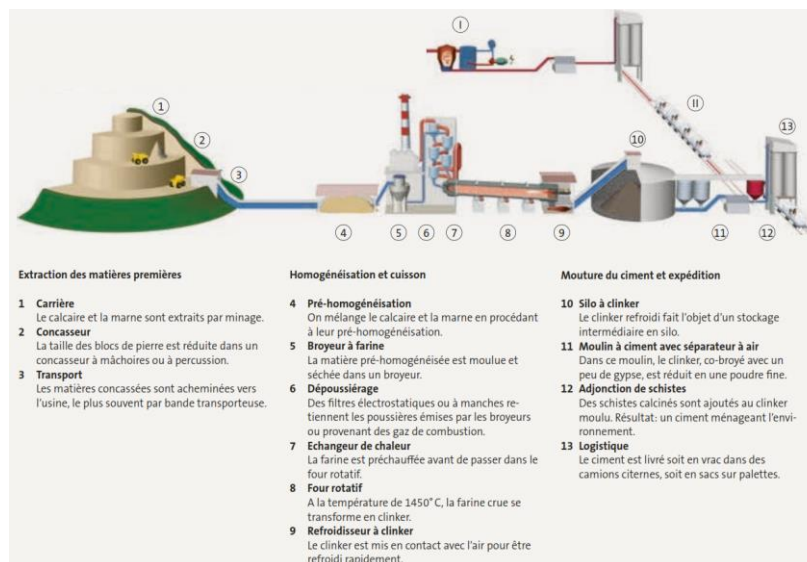


Figure I.8. Étapes de fabrication du ciment.

Tableau I.18. Minéraux du clinker dans un ciment Portland.

Minéraux du clinker	Nom	Désignation chimique abrégée	Proportion typique (% massique)	Influence sur les propriétés du ciment
Silicate tricalcique	Alite	C3S	50-70	Hydratation rapide, chaleur d'hydratation élevée, résistance à court terme élevée, favorise le développement de la résistance
Silicate bicalcique	Bélite	C2S	15-30	Hydratation lente, chaleur d'hydratation faible, haute résistance à long terme, et faible à court terme
Aluminate tri-calcique	Aluminate	C3A	5-10	Hydratation et raidissement rapide, chaleur d'hydratation élevée, augmente le retrait, réagit avec les sulfates
Aluminoferrite de calcium	Ferrite	C4AF	5-10	Hydratation lente, faible contribution à la résistance

C = CaO ; S = SiO₂ ; A = Al₂O₃ ; F = Fe₂O₃

4.1.2 L'hydratation du ciment

L'hydratation du ciment se produit dès la mise en contact du ciment avec l'eau. Cette hydratation se traduit par des réactions chimiques déclenchées par une transformation par dissolution des phases du ciment anhydre – C3S, C2S, C3A et C4AF – en cristaux de silicates de calcium hydratés, (C-S-H) et d'autres hydrates tels que la portlandite. Les gels de C-S-H constituent le principal produit d'hydratation du ciment Portland, ils résultent de l'hydratation de l'alite (C3S) et de la bélite

(C2S), forment une structure stable et confèrent aux mortiers et aux bétons leurs caractéristiques de rigidité ainsi que la montée en résistance, tandis que la précipitation de la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) forme une gâchette à la prise. En effet, la portlandite est la phase la plus soluble de la pâte de ciment hydraté et cet équilibre de solubilité permet de maintenir un pH élevé ($\geq 12,6$) de la solution interstitielle.

L'hydratation du ciment est évolutive dans le temps et la cinétique d'hydratation des différents composés anhydres est différente d'un composé à un autre. Par exemple, les silicates bicalciques (C3A) réagissent très rapidement avec les sulfates de calcium tandis que les bélites (C2S) réagissent très lentement. L'évolution des phases et des structures hydratées sont représentées dans la Figure I.9. Ces phases d'hydratation peuvent être résumées de manière globale en trois étapes majeures représentées dans la Figure I.10.

La première phase (I) est caractérisée par une réaction très rapide et très forte des silicates bicalciques C3A avec les sulfates de calcium provenant du gypse ajouté afin de réguler la prise du ciment. L'hydrate d'aluminate de calcium sulfaté, en particulier le trisulfate (également appelé ettringite), forme des cristaux en courtes colonnes hexagonales à la surface des particules de clinker. La formation de cette mince couche de cristal empêche temporairement l'hydratation, de sorte que la suspension de ciment durcit très peu. Ce n'est que quelques heures plus tard (1 à 3 h) que la prise de la pâte de ciment va avoir lieu.

Lors la deuxième phase d'hydratation (II), la structure de base est en place. Elle est composée de faisceaux fibreux de C-S-H, de cristaux d'hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) présentant un clivage très particulier, ainsi que de cristaux allongés d'ettringite. La troisième phase d'hydratation du ciment (III) est la rigidification progressive de la pâte de ciment. De courtes fibres de C-S-H vont alors se combiner entre les interstices pour former une structure stable rigide et résistante.

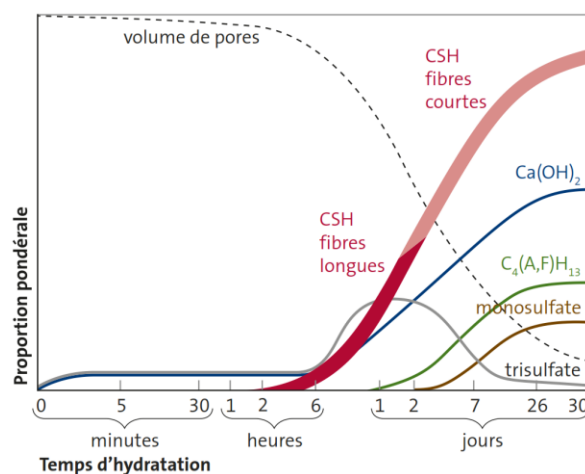


Figure I.9. Représentation schématique de l'évolution dans le temps des phases hydratées d'un ciment Portland ordinaire (CPO) [74].

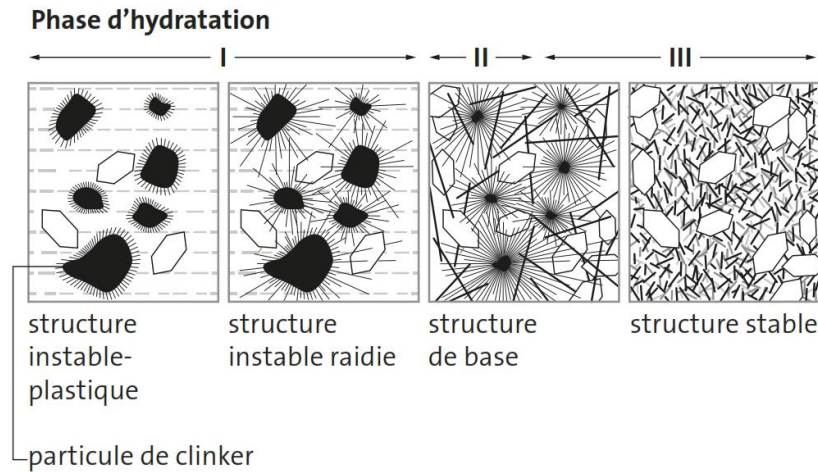
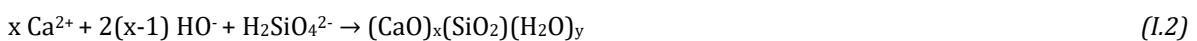


Figure I.10. Représentation schématique de la structure des produits d'hydratation d'un CPO [74].

Hydratation des phases du ciment : C3S et C2S

Les C3S constituent la phase majeure du ciment Portland ordinaire (CPO). Leur hydratation peut être résumée en trois réactions successives qui deviennent simultanées, et leur principe général a été énoncé par Le Chatelier au XIX^e siècle. Dès le contact avec de l'eau, la dissolution de l'alite conduit à l'apparition des ions calcium (Ca^{2+}), silicates (SiO_4^{2-}) et hydroxydes (HO^-). Une fois que le système a atteint sa saturation maximale par rapport aux C-S-H, ces derniers se précipitent. Les équations de dissolution des C3S et de la précipitation des CSH sont les suivantes (Équations (I.1) et (I.2) respectivement) [75][76] :



Les cinétiques de dissolution de C3S et de précipitation des C-S-H n'évoluent pas à la même vitesse. En effet, une augmentation de la concentration des ions calcium et des ions hydroxydes conduit à la sursaturation maximale par rapport à la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ qui va se former selon la réaction suivante (Équation (I.3)) :



La portlandite, contrairement au C-S-H, ne contribue pas à la résistance du béton mais en raison de sa forte alcalinité, participe d'une part à la protection des armatures, et d'autre part peut aussi réagir avec d'autres composants (tels que la silice active par exemple) provenant d'additions minérales de type pouzzolanique afin de former des gels du même type que les C-S-H et contribuer ainsi à l'amélioration de la résistance à long terme et à la durabilité des bétons.

L'hydratation des C3S est rapide et permet au béton d'atteindre des résistances importantes à court terme. Elle n'évolue quasiment pas après 28 jours, tandis que la cinétique d'hydratation des C2S est plus lente et ces derniers réagissent plutôt à moyen et long termes [77].

Hydratation des phases du ciment : C3A et C4AF

Les C3A réagissent très rapidement avec de l'eau et se dissolvent pour former des hydroaluminates de calcium (C2AH8). Ces derniers se transforment en aluminates de calcium hydraté (C3AH6) appelés aussi aluminates tricalciques, qui se cristallisent quasi immédiatement au contact de l'eau et provoquent ainsi une fausse prise du ciment se traduisant par un raidissement de la pâte sans contribution à l'évolution de la résistance mécanique. Pour pallier à ce phénomène, des sulfates de calcium sont ajoutés sous forme de gypse [76]. En effet, les aluminates tricalciques se combinent avec les ions sulfates pour former les ettringites. Cette formation d'ettringite permet de retarder la prise du ciment en formant une couche protectrice autour des grains de C3A, qui les empêche d'entrer en contact avec l'eau présente dans la solution aqueuse. Le mécanisme d'hydratation du C4AF est presque identique à celui des C3A sauf que la vitesse de la réaction est plus lente et que les hydrates formés sont ferreux [77].

4.1.3 Les classes de ciment

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde après l'eau. Il est généralement disponible et bon marché. On doit sa réputation à sa bonne résistance mécanique et à sa durabilité. Le béton a connu plusieurs évolutions dans son histoire, tant dans sa composition, son mode de fabrication, sa formulation et son usage. Pour répondre à la demande en augmentation constante de ce matériau, les fabricants doivent constamment innover pour répondre à des exigences de plus en plus importantes notamment de par la complexité des ouvrages à réaliser, la disponibilité des matières premières, les contraintes climatiques et environnementales, les méthodes de fabrication, la concurrence économique du marché, etc.

Le béton est un matériau multiphasique composé essentiellement de ciment, d'eau, de granulats et éventuellement d'adjuvants. Cependant, cette liste peut être très vite allongée dès lors que l'on souhaite réaliser des bétons spéciaux destinés à des usages particuliers.

Sur le plan environnemental, les bétons représentent un bilan carbone équivalent à 5 % des émissions de CO₂ dans le monde ; une adaptation des processus d'exploitation des matières premières, de fabrication et d'utilisation des bétons est donc indispensable pour la réduction de cet impact sur l'environnement. Le recours à l'emploi des additions minérales naturelles ou des additions issues de sous-produits industriels en substitution du clinker qui est à l'origine en majorité de ces

émissions de CO₂, constitue une voie prometteuse pour le développement de bétons à faible impact environnemental. En plus de la réduction de l'empreinte carbone de ces bétons, l'utilisation de ce type d'ajouts peut amener à conférer des propriétés mécaniques et une meilleure durabilité pour les bétons.

Le ciment constitue la matière première la plus coûteuse dans la composition du béton, le dosage en ciment doit donc être optimisé de façon à obtenir des bétons à prix concurrentiels tout en respectant les propriétés rhéologiques, mécaniques et de durabilité du cahier des charges.

En France, la norme française NF EN 197-1 « *Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants* » définit les différents types de ciments par « famille » en fonction de leur composition en clinker, laitier de haut-fourneau, pouzzolanes, cendres volantes, schiste calciné, calcaire et constituants secondaires. Elle permet ainsi de définir 27 produits de la famille des ciments courants classés en 5 types distincts : CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V. Ces ciments sont donc normalisés et leur fabrication dans les usines doit répondre à un cahier des charges bien précis en termes d'exigences mécaniques, physiques, chimiques et de durabilité. Les 5 types de ciment tels que définis par la norme française NF EN 197-1 sont les suivants :

CEM I Ciment Portland

Composé de plus de 90 % de clinker (K) et 5 % de constituants secondaires (dont les quantités prises séparément sont inférieures ou égales à 5 % de la masse totale), le CEM I est caractérisé par des résistances élevées au jeune âge, il convient pour les ouvrages à décoffrage rapide.

CEM II Ciment Portland composé

Ils sont appelés ainsi car ils sont composés principalement d'un mélange de clinker (de 65 % à 94 %) et d'un autre constituant qui pourra être soit du laitier de haut-fourneau, des pouzzolanes, des cendres volantes, du schiste calciné ou calcaire. Dans tous les cas, le pourcentage varie de 6 % à 35 % en fonction du type de produit (CEM II/A, B etc.). Ce type de ciment est adapté pour les bétons armés en général et les travaux massifs nécessitant une chaleur d'hydratation modérée.

CEM III Ciment de haut-fourneau

Les CEM III sont constitués d'un mélange de clinker, de laitier de haut-fourneau et de composés secondaires. Leur composition varie de 35 à 64 % de clinker et de 36 à 65 % de laitier pour un CEM III/A, à un mélange de 5 à 19 % de clinker et de 81 à 95 % de laitier pour un CEM III/C, ainsi qu'environ 5 % de constituants secondaires. Ce type de ciment est caractérisé par une faible chaleur d'hydratation et une meilleure résistance aux réactions alcali-granulats.

CEM IV Ciment pouzzolanique

De type A ou B, ils sont constitués principalement de clinker et d'addition pouzzolanique, ce qui exclut alors les additions suivantes : laitiers, schiste calciné et calcaire. La teneur en clinker pour ce type de ciment varie de 65 à 89 % pour le CEM IV/A et de 45 à 64 % pour les CEM IV/B tandis que la teneur en composant pouzzolanique (fumée de silice, pouzzolane ou cendres volantes) varie respectivement pour les deux types de ciment de 11 à 35 % et de 36 à 55 %.

CEM V Ciment composé

Les ciments composés sont des ciments ternaires constitués de clinker, de laitier de haut-fourneau et de certaines additions pouzzolaniques précises : pouzzolanes naturelles ou calcinées, ou cendres volantes siliceuses. Ils sont constitués de 40-64 % de clinker, 18-30 % de laitier et 18-30 % de pouzzolanes pour les CEM V/A, et de 20-38 % de clinker, 31-49 % de laitier et 31-49 % de pouzzolanes pour les CEM V/B. Ce type de ciment est bien adapté aux travaux en milieu agressif tels que les travaux hydrauliques souterrains, en milieu aquatique, etc.

En considérant qu'il est complètement hydraté, le ciment Portland (CEM I) contient environ 60 % en masse de C-S-H et 30 % d'hydroxyde de calcium (portlandite). Les C-S-H qui contribuent essentiellement à la résistance mécanique constituent donc la phase majeure du ciment hydraté tandis que la portlandite – qui représente 30 % des produits d'hydratation – ne contribue pas à la résistance bien que certains auteurs lui attribuent la résistance à la flexion. Cependant, la portlandite joue un rôle très important dans l'amélioration des propriétés à long terme. En effet, l'hydroxyde de calcium peut réagir avec la silice active pour former des gels semblables à ceux du gel C-S-H selon la réaction suivante (Équation (I.4)) :



Les matériaux utilisés généralement en tant qu'additions minérales en substitution du ciment sont : les laitiers de haut-fourneau, les cendres volantes, le métakaolin, les fumées de silice, les pouzzolanes, les pigments, les fibres, le schiste calciné, etc.

4.2 Les additions minérales

4.2.1 Les laitiers de haut-fourneau

Les laitiers de haut-fourneau, tels que définis dans la partie 1 de la norme NF EN 15167-1 « *Laitier granulé de haut-fourneau moulu pour utilisation dans le béton* », sont des matériaux vitrifiés obtenus par refroidissement très rapide d'une coulée de laitier avec une composition adaptée et issue

de la fusion de minerai de fer dans un haut-fourneau. Les laitiers peuvent disposer de propriétés hydrauliques lorsqu'ils sont correctement activés.

Origine et définition

Le laitier de haut fourneau est un co-produit issu de l'industrie sidérurgique, au cours de la fabrication de la fonte. Dans un haut-fourneau, la fonte est obtenue par réduction à haute température du minerai de fer (Fe_2O_3 ou Fe_3O_4) par l'ajout de coke dérivé du charbon, proche du carbone pur et servant également de combustible. La fonte liquide, alliage de fer et de carbone, est alors récupérée en sortie de fourneau et dirigée en aciérie. Dans le même temps, la gangue d'oxydes et de silicates enveloppant le minerai de fer subit une fusion dans le fourneau, qui aboutit à du laitier liquide à 1 500 °C. La fonte ayant une densité de 7 et le laitier, une densité de 3, ces deux liquides sont séparés, avec la fonte se concentrant au fond et le laitier surnageant. Ce dernier peut donc être séparé de la fonte, est recueilli périodiquement par siphonnage et peut connaître deux destins différents. Le premier consiste à le laisser refroidir lentement à l'air pour qu'il se solidifie. Cela donne du laitier cristallisé, prenant la forme d'une roche dure et chimiquement stable ; cette forme pourra être utilisée sous forme de granulats pour le bitume, ballast et autres applications de terrassement. Le deuxième consiste à l'orienter dans une fosse à eau où il est refroidi brutalement sous haute pression : c'est la trempe. Le laitier est alors fracturé, sa solidification est rapide et donne un laitier vitreux sous forme de sable qui sera broyé très finement. Source d'alumine et de silice, il pourra être utilisé pour dans l'industrie du verre, ou alors il sera ajouté au béton ou au ciment en substitution partielle du clinker.

Composition et propriétés

La composition du laitier est dépendante du processus de production (minerais, impuretés, etc.) et varie même selon les pays et les usines. Toutefois, silice, calcium, aluminium, magnésium et oxygène sont les éléments représentant généralement plus de 95 % de la composition du laitier. Les laitiers sont constitués majoritairement d'oxydes de calcium (CaO , entre 38 et 46 % en France), de silice (SiO_2 , entre 31 et 36 %), d'aluminium (Al_2O_3 , entre 9 et 18 %) et de magnésium (MgO , entre 4 et 10 %) [78]. Ils peuvent également contenir d'autres oxydes minoritaires, comme Na_2O , K_2O , Fe_2O_3 , MnO .

Les laitiers possèdent des propriétés hydrauliques latentes qui dépendent de plusieurs critères : leur taux de vitrification (c'est-à-dire leur teneur en verre), leur composition chimique avec leur indice de basicité, leur finesse et d'autres encore (température, etc.).

Les laitiers adaptés à l'incorporation au ciment Portland contiennent entre 90 et 100 % de verre qui les rend réactifs [79] de par l'énergie non dissipée qu'ils contiennent. Néanmoins, des laitiers contenant 30 à 65 % de verre peuvent tout de même être utilisés, tout comme aucune relation

entre réactivité et taux de vitrification n'a été rapportée [80]. La réactivité dépend cependant du degré de polymérisation du verre et de son désordre.

Leur composition chimique est également un facteur majeur de leur hydraulicité, avec notamment leur indice de basicité CaO/SiO_2 qui doit être supérieur à 1. En effet, plus le laitier est basique, plus son activité hydraulique est importante en présence d'activateurs alcalins. Par ailleurs, cette propriété augmente avec l'augmentation des quantités d'oxydes de calcium, d'aluminium et de magnésium mais diminue avec l'augmentation de SiO_2 . Ainsi, le rapport des masses $(\text{CaO} + \text{MgO})/\text{SiO}_2$ doit être supérieur à 1.

De plus, le taux de réaction augmente avec la finesse du laitier, comme pour les pouzzolanes et le ciment Portland. La composition du laitier de haut fourneau est assez proche de celle du clinker de ciment Portland (Figure I.11) et les produits d'hydratation du laitier sont les mêmes que ceux issus de l'hydratation de ciment Portland.

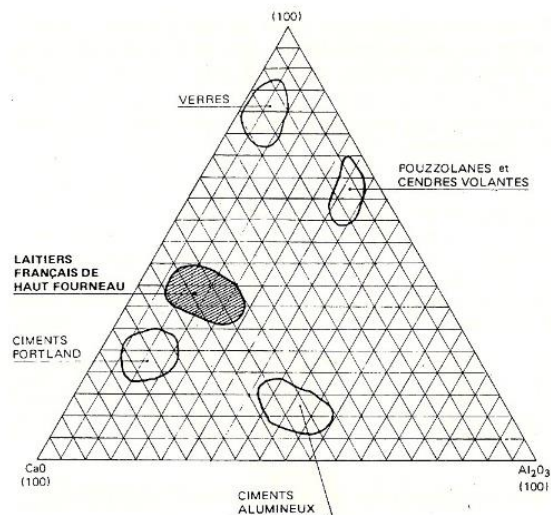


Figure I.11. Diagramme ternaire indiquant la composition des ciments Portland et des laitiers français de haut-fourneau [81].

L'hydratation du laitier consiste en plusieurs cycles successifs alternant des phases de dissolution et de précipitation. Cependant, l'hydratation du laitier uniquement avec de l'eau est extrêmement lente en raison de la formation d'une couche acide d'hydroxyde d'aluminium $\text{Al}(\text{OH})_3$ [82] empêchant l'accès aux grains et donc sa dissolution. Cette couche peut être dissoute avec un pH basique à 12. Un activateur chimique est alors nécessaire pour accélérer la réaction. On peut alors avoir recours à plusieurs types d'activation notamment : activation calcique (chaux), alcaline (soude par exemple) ou sulfatique (sodo-sulfatique ou calcio-sulfatique), ou activation par le ciment Portland, avec des agents activants se comportant soit comme des catalyseurs activant la réaction et restant spectateurs, soit comme des réactifs activant la réaction et étant consommés. Ainsi, cet activateur basique conduira à la dissolution du laitier et sa précipitation consécutive.

La dissolution du laitier peut être réalisée avec n'importe quel type de solution aqueuse (neutre, acide ou basique) mais la cinétique de réaction varie grandement en fonction du pH environnant.

Ainsi, à pH inférieur à 10, c'est une réaction d'hydrolyse – pouvant être très lente en milieu neutre ou faiblement basique – qui est en jeu. Dans ce cas, les protons H^+ en solution vont s'échanger avec les ions Ca^{2+} et Na^+ du verre qui passent alors en solution. On a alors une désalcalinisation du verre [83]. À noter que l'échange de cations divalents (Ca^{2+}) endommage la structure vitreuse de façon plus importante que l'échange de cations monovalents (Na^+) (Figure I.12A, [80]).

À un pH supérieur à 10 – notamment avec les agents activants –, une hydroxylation se produit. Les ions OH^- environnants attaquent les sites acides Al et Si du verre et cassent les liaisons covalentes $Si-O-Si$ et $Al-O-Al$. Ceci entraîne la rupture du réseau vitreux et la solubilisation d'Al et Si (Figure I.12 B à D). D'autres éléments sont également solubilisés par cette déstructuration, notamment Ca, Mg et Na [84].

Enfin, mis à part la présence d'agents activateurs, d'autres paramètres peuvent accélérer les réactions, comme la température de cure ou la surface spécifique (donc la finesse) du laitier.

Ces réactions de dissolution sont suivies de réactions de précipitation grâce aux ions qui ont été solubilisés. Les ions Ca^{2+} et OH^- réagissent avec les espèces dissoutes $[SiO(OH)_3]^-$ et $[Al(OH)_4]^-$ et vont permettre la formation de produits similaires à ceux issus de l'hydratation de clinker de ciment Portland : essentiellement des C-S-H, hydrotalcite, calcite, AFm [80].

Les conséquences de l'utilisation de laitier dans le béton ou le mortier sont listés et détaillés dans la revue [85] et repris dans les paragraphes suivants.

Effets sur l'ouvrabilité et la rhéologie

Le laitier améliore l'ouvrabilité. Plus la part de laitier substituant le ciment Portland est élevée, plus l'ouvrabilité est importante, jusqu'à 20 % en plus d'après les travaux de BOUKENDAKDJI *et al.* [86], cités par [85]. La contrainte seuil semble diminuer avec l'augmentation en laitier jusqu'à un taux de substitution de ciment Portland de 30 % puis augmenter à 45 % de laitier. Au contraire, en parallèle, la viscosité plastique diminue. Ces observations montrent que le laitier apporte une bonne aide à la fluidité jusqu'à 30 %. Le phénomène peut être expliqué par ses caractéristiques physico-chimiques : en effet, le laitier possède des particules pratiquement sphériques avec une surface spécifique élevée. Ses particules s'insèrent donc entre les relativement « grosses » particules de ciment et remplissent les vides, et diminuent les forces de friction, ce qui conduit à une fluidité importante du système.

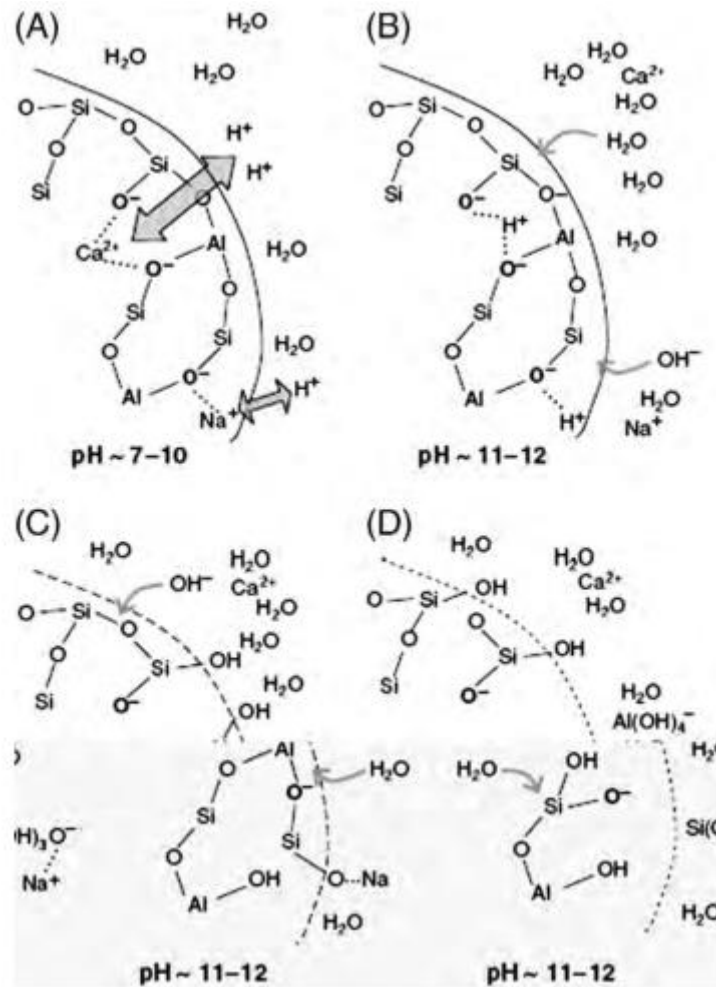


Figure 1.12. Mécanisme de dissolution d'un verre aluminosiliceux [80].

(A) échange de H^+ contre Ca^{2+} et Na^+ ; (B) hydrolyse des liaisons $Al-O-Si$; (C) rupture du réseau de verre dépolymérisé; (D) relargage de Si et Al .

Effets sur la chaleur d'hydratation

Le laitier, ainsi que d'autres matériaux pouzzolaniques, sont utilisés pour diminuer la chaleur d'hydratation relarguée lors de l'hydratation du ciment. Le laitier diminue progressivement le pic de chaleur. Le délai pour atteindre le pic ne diminue significativement qu'à un taux de laitier de 60 à 80 %. Ainsi, les fissures thermiques au jeune âge sont évitées [87]. Néanmoins, cette modification de la chaleur d'hydratation dépend non seulement du taux de remplacement par le laitier mais également de la température de prise : plus la température est élevée, plus la réaction d'hydratation à la fois du ciment et du laitier est rapide, ce qui conduit à un pic de chaleur plus élevé et plus précoce.

Effets sur les temps de prise

Une augmentation du taux de remplacement du ciment par du laitier tend à augmenter les temps de prise initial et final du béton, avec un retard excessif pour une substitution supérieure ou égale

à 40 %. À titre d'exemple, 60 % de laitier conduit à des temps de prise initial et final deux à trois fois plus élevés que sans laitier ([88] cités par [85]). Cela peut néanmoins être un avantage lors de conditions météorologiques chaudes pour allonger le délai d'ouvrabilité et éviter les joints froids [79].

Effets sur la ségrégation et le ressuage

Le ressuage des bétons contenant du laitier dépend de la finesse de ce dernier. Si le laitier est plus fin que le ciment et qu'il est présent en même quantité, alors le ressuage est diminué ; au contraire, si le laitier est plus grossier, le ressuage sera plus important. Néanmoins, le taux et la quantité de ressuage augmentent avec la quantité de laitier, et de façon plus flagrante avec des taux de substitution supérieurs à 60 %, quelle que soit la finesse du laitier. Jusqu'à 55 %, la capacité à ressuier augmente de 30 % et ne varie que peu jusqu'à 85 % de laitier. La principale cause de ce ressuage est le retard dans l'hydratation ainsi que l'obtention moindre de produits d'hydratation. Enfin, la présence de laitier ne semble pas modifier la tendance à la ségrégation de bétons auto-plaçant contenant jusqu'à 70 % de laitier en comparaison d'un béton sans laitier.

Effets sur la compatibilité avec les additions chimiques

L'amélioration de l'ouvrabilité des bétons par ajout de laitier conduit à un besoin moindre en additifs chimiques visant à réduire la quantité d'eau de gâchage (dont les superplastifiants). Ainsi, des bétons contenant 60 à 70 % de laitier présentent des étalements comparables aux bétons sans laitier mais en utilisant 25 % d'additifs réducteurs d'eau en moins.

Effets sur la finition et les fissures au jeune âge

L'addition de laitier peut conduire à l'augmentation du coefficient d'expansion thermique et un retrait par rapport à un béton sans laitier. Par ailleurs, le taux d'hydratation diminué et le ressuage conséquent affectent le fini des surfaces de béton et leur faiblesse, le potentiel accru de fissuration de tassement, ainsi que l'adhérence entre béton et armatures.

Effets sur la résistance à la compression

La résistance dépend de plusieurs paramètres, notamment le taux de substitution de laitier, le rapport eau/liant, la proportion de liant, le type de prise, l'âge, etc., mais il est généralement admis que le gain de résistance au jeune âge est inversement corrélé à la proportion de laitier contenue dans le mélange. Néanmoins, la résistance est plus élevée que pour un béton témoin à 90 jours pour 50 à 60 % de laitier avec une prise sous eau. Une substitution de 55 % semble être l'optimum pour la résistance en compression. La température est également un élément majeur à prendre en compte, lorsqu'on observe une augmentation lente des bétons et mortiers au laitier comparés

à ceux au ciment Portland uniquement mais qu'une augmentation de température accélère ce gain en résistance et d'autant plus que la proportion de laitier est importante.

Effets sur la résistance à la flexion

Les bétons au laitier possèdent des résistances à la flexion comparables sinon supérieures à celles des bétons ordinaires à 7 jours, en raison de l'amélioration de la compacité et de l'adhérence à l'interface entre agrégat et pâte. Cependant, il semblerait qu'à un taux de 40 % de laitier, cette résistance est légèrement inférieure à celle d'un béton témoin tandis qu'un taux de 80 % de laitier a une résistance nettement moins élevée.

Effets sur la perméabilité

L'utilisation de laitier dans les bétons modifie la taille des pores en la réduisant par rapport à un béton ordinaire et réduit la perméabilité du béton en raison de la réaction entre l'hydroxyde de calcium et les alcalis relargués lors de l'hydratation du ciment Portland. Les bétons sont ainsi plus résistants au passage des ions chlorures et à la pénétration de l'eau et des gaz.

Effets sur la carbonatation

La carbonatation du béton est un ensemble de réactions chimiques s'effectuant entre le CO₂ et les hydrates du ciment. Les laitiers semblent être moins résistants à la carbonatation, notamment lors d'une prise à l'air. Cet effet peut néanmoins être réduit avec une prise à haute température (60 °C).

Effets sur l'expansion des bétons due à la réaction alcali-granulat

Les laitiers tendent à diminuer et retarder le taux d'expansion des bétons. La quantité de laitier nécessaire au contrôle de l'expansion varie cependant en fonction de la nature des agrégats et la quantité d'alcalis présents dans le béton. En outre, plus le laitier est fin, et plus l'inhibition de la réaction alcali-granulat est forte. Cela est probablement dû aux effets du laitier : la réduction de l'alcalinité du béton, de la mobilité des alcalis et de la quantité de chaux libre, ainsi que l'amélioration de la résistance à la perméabilité.

Effets sur l'attaque sulfatique

Le laitier augmente remarquablement la résistance aux attaques sulfatiques en raison de la diminution de la quantité de C3A, de Ca(OH)₂ soluble et de la perméabilité des bétons.

4.2.2 Les cendres volantes

Les cendres volantes sont un sous-produit industriel issu de la combustion entre 1 200 et 1 700 °C [89] du charbon pulvérisé en centrale thermo-électrique pour la production d'électricité. Ce sont des particules non combustibles et entraînées par les fumées de la combustion. Considérées

comme un déchet par le décret n° 2002-540 du 18 avril 2002 relatif à la classification des déchets, et potentiellement polluantes, elles sont captées dans les cheminées des centrales avec des dépoussiéreurs électrostatiques pour empêcher leur rejet dans l'atmosphère. Elles peuvent ensuite être stockées sous trois formes : sèches et stockées à l'abri de l'eau ; humidifiées et pouvant être stockées à l'air libre et transportées par camion ou wagon ; et liquéfiées et transportées par voie hydraulique pour stockage dans des bassins de décantation. Les cendres volantes peuvent néanmoins être éliminées dans des décharges, sous forme de terrils, par exemple, le bassin minier en ancienne région Nord-Pas-de-Calais.

Les propriétés physico-chimiques varient selon le combustible utilisé, les conditions de combustion, de récupération et de stockage.

Les cendres volantes se présentent sous forme de fines particules sphériques et lisses, parfois des cénoosphères creuses ou des plérosphères (sphères contenant des plus petites sphères), avec une taille allant de moins de 1 μm à plus de 100 μm et une taille moyenne inférieure à 20 μm . Leur masse volumique varie entre 0,54 et 0,86 g/cm^3 et elles ont généralement une grande surface spécifique, entre 300 et 500 m^2/kg [90].

Les cendres volantes sont composées principalement du verre de silicate, amorphes, contenant en majeure partie de la silice (SiO_2), de l'alumine (Al_2O_3), du fer (Fe_2O_3) et du calcium (CaO). Le magnésium, le soufre, le sodium, le potassium et le carbone sont des constituants mineurs.

D'après la norme américaine ASTM C618-12a, elles sont classées en deux types, C ou F selon leur composition chimique : si la somme des oxydes de silice (SiO_2), d'aluminium (Al_2O_3) et de fer (Fe_2O_3) qu'elles contiennent est d'au moins 70 % en masse et qu'elles sont pauvres en chaux, elles sont de type F ; si cette somme est comprise entre 50 % et 70 % et qu'elles sont riches en chaux, elles sont de type C. En général, les cendres volantes de type F sont obtenues à partir de charbon bitumineux ou d'antracite tandis que les cendres volantes de type C sont obtenues à partir de charbon sous-bitumineux ou de lignite. Par ailleurs, le type C est celui qui possède le plus de calcium (entre 30 et 40 %) tandis que le type F, majoritaire, a un taux bas en calcium (teneur en CaO inférieure à 12 %) [91]. L'excès de calcium (CaO) dans la phase vitreuse des cendres volantes de type C lui procure une plus grande réactivité en raison d'un moindre degré de polymérisation de SiO_4 , et ainsi des propriétés similaires au ciment Portland, durcissant en combinaison avec l'eau par une réaction hydraulique irréversible. Ses principales phases réactives sont l'anhydrite (CaSO_4) et la chaux hydraulique (CaOH) qui engendrent, en même temps que ses concentrations élevées en alcalins tels que potassium et sodium, des effets délétères pour le béton. En comparaison, les cendres volantes de type F possèdent une nature pouzzolanique, durcissant par réaction entre la silice des cendres volantes, l'eau et la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ issus de l'hydratation de CaO pour former des C-S-H.

Les cendres volantes (CV) peuvent être utilisées dans plusieurs applications, allant de l'amélioration des sols en agriculture, à la stabilisation de polluants (dont les métaux lourds, les matières organiques) dans les eaux usées. En construction, elles peuvent être utilisées comme matière première ou comme addition minérale pour le ciment, en tant que matériau pouzzolanique ou retardateur de prise en remplacement du gypse.

Réaction pouzzolanique

La réaction pouzzolanique dépend principalement de la quantité de portlandite disponible suite à l'hydratation du ciment, mais aussi de la présence de silice vitreuse ou amorphe (SiO_2) et de l'alumine (Al_2O_3) (vitreuse ou amorphe) réactives. Communément, l'activité pouzzolanique des CV dans les matrices cimentaires est donc déterminée par les rapports Ca/Si et Ca/Al. La quantité de CaO est alors associée à la résistance au jeune âge alors que SiO_2 et Al_2O_3 sont associées à la résistance à long terme [92]. Les réactions qui s'y produisent peuvent être écrites selon les Équations (I.5) à (I.8) ci-dessous :



où CH = portlandite ; S = SiO_2 ; H = H_2O ; A = Al_2O_3 ; F = Fe_2O_3 ; $\bar{\text{S}}$ = SO_3 .

Chaleur d'hydratation

La substitution partielle de ciment par des CV permet de réduire la chaleur d'hydratation : elle passe de 2,4 W/kg pour une pâte de ciment pure à 1,27 W/kg avec 45 % de CV. Cette substitution mène également à une diminution du taux maximal d'évolution de la chaleur d'hydratation ainsi que de l'évolution cumulée de la chaleur d'hydratation dans les 72 premières heures. Pour cette dernière, la réduction est de 36 %. Par ailleurs, le temps d'atteinte de cette chaleur maximale d'évolution est retardé [93].

Les conclusions sont les mêmes avec des taux de substitution plus élevés, avec une diminution de la chaleur d'hydratation avec l'augmentation du taux d'introduction des CV dans la matrice. En effet, le suivi de l'augmentation de la température adiabatique montre que la chaleur d'hydratation est inférieure de 40 % pour une matrice cimentaire contenant 50 % de CV comparée à une matrice à base de ciment seulement. Le pic de chaleur est probablement amoindri au jeune âge par un phénomène de dilution.

Il est à noter que cette diminution de la chaleur d'hydratation est particulièrement observée avec l'utilisation de CV de type F [91].

Degré d'hydratation

Les travaux de POON *et al.* [93] menés sur l'utilisation des CV comme addition minérale pour le ciment, ont permis de montrer que l'incorporation de 45 à 55 % de CV en remplacement de ciment présente un degré de réaction plus faible, avec plus de 80 % des CV n'ayant pas réagi après 90 jours. En particulier, à un E/L de 0,24, le degré d'hydratation du ciment témoin est de 52,8 %, 54,6 % et 60,5 % à 7, 28 et 90 jours, alors qu'il est de 5,3 %, 12,8 % et 16,5 % aux mêmes âges avec 45 % de CV [93]. L'observation est similaire pour les taux de CV de 60 %. Par ailleurs, l'eau liée diminue lorsqu'on augmente la quantité de CV.

Ouvrabilité

L'ouvrabilité semble augmenter avec l'introduction des CV dans la matrice cimentaire. En effet, avec [94] a pu montrer que l'utilisation de 50 % de CV en substitution du ciment permet d'augmenter les valeurs de l'étalement de 23,2 %, ainsi que l'affaissement au cône d'Abrams de 38,46 % et 53,85 % avec respectivement 45 % et 50 % de CV par rapport à un béton témoin [95]. De nombreuses autres études confirment ces observations [96]. Certaines au contraire, minoritaires, ne reportent pas d'augmentation de l'ouvrabilité avec un fort taux de CV mais plutôt une diminution (Tableau I.19). Cette amélioration de l'ouvrabilité peut être due à la forme sphérique des particules de CV ([95] cités par [97]).

Tableau I.19. Ouvrabilité des pâtes cimentaires en fonction du taux de CV [96].

Effect of HVFA on mixture workability.			
References	FA content (%)	Type	Increased workability
Sahmaran and Yaman (2007)	50	Concrete	Yes
Siddique (2004a)	45 and 50	Concrete	Yes
Siddique (2004b)	45 and 50	Concrete	Yes
Jiang and Malhotra (2000)	55	Concrete	Yes
Balakrishnan and Abdul Awal (2014)	50 and 60	Concrete	Yes
Yoon <i>et al.</i> (2014)	50 and 60	Concrete	Yes
Saravanakumar and Dhinakaran (2013)	50 and 60	Concrete	Yes
Bouzoubaâ <i>et al.</i> (2010)	60	Concrete	Yes
Mirza <i>et al.</i> (2002)	60	Grout	Yes
Shaikh and Supit (2014)	60	Mortar	Yes
	60	Concrete	Yes
Gesoğlu <i>et al.</i> (2009)	60	Concrete	Yes
Siddique <i>et al.</i> (2007)	45, 55 and 65	Concrete	Yes
Mukherjee <i>et al.</i> (2013)	50, 70 and 70	Concrete	Yes
Şahmaran <i>et al.</i> (2009)	50, 70 and 70	Concrete	Yes
Supit <i>et al.</i> (2014)	50, 60 and 70	Mortar	Yes
Shaikh <i>et al.</i> (2014)	50, 60 and 70	Concrete	Yes
Atiş (2003a)	50 and 70	Concrete	Yes
Atiş (2003b)	50 and 70	Concrete	Yes
Atiş (2005)	50 and 70	Concrete	Yes
Wu <i>et al.</i> (2006)	50, 60 and 70	Concrete	Yes
Durán-Herrera <i>et al.</i> (2011)	45, 60 and 75	Concrete	Yes
Huang <i>et al.</i> (2013)	60 and 80	Concrete	Yes
Dinakar <i>et al.</i> (2008a,b, 2009)	50-85	Concrete	Yes
Şahmaran <i>et al.</i> (2008)	55	Concrete	No
Baert <i>et al.</i> (2008)	60	Concrete	No
Sua-iam and Makul (2014)	60	Concrete	No
Silva and de Brito (2013)	70	Concrete	No

Temps de prise

L'utilisation de CV de type F en tant que substitut au ciment engendre un retard de prise dû principalement à la composition de ces derniers.

Les temps de début et de fin de prise augmentent avec l'augmentation du taux de CV. En effet, avec un E/L de 0,5, l'augmentation du temps de début de prise par rapport au témoin (sans CV) est de 20,22 %, de 41,57 % et de 58,43 % avec respectivement 45 %, 60 % et 75 % de CV tandis qu'elle est respectivement de 22,33 %, 60,19 % et de 64,1 % pour un E/L de 0,6 [98]. Par ailleurs, l'incorporation de 60 % de CV augmente le temps de début et de fin de prise de 72,95 % et 84,72 % respectivement par rapport au béton témoin. Ces augmentations sont respectivement de 100 % et 115,3 % avec 80 % de CV [98]. Ces effets sur la prise peuvent en partie être dus aux ions SO_4^{2-} et Ca^{2+} issus des CV, qui jouent le rôle d'un retardateur de prise. D'un autre côté, ceci est dû au fait de remplacer une partie de ciment par les cendres volantes, ce qui réduit par conséquent les C-S-H qui sont responsables de la prise à très court terme des ciments [98].

Effet sur les performances mécaniques

Les CV tendent à diminuer la résistance mécanique de bétons en compression à court et à moyen terme. À un taux de remplacement de 20 % de CV, la résistance en compression à 7, 28 et 91 jours est de 75 %, 80 % et 92 % par rapport au béton témoin (sans CV). Après 1 an, la résistance en compression est similaire aux résistances obtenues sans additions (témoin) ([99] cité par [97]). Les mêmes conclusions sont formulées pour la résistance en compression de pâtes cimentaires, mortiers et bétons pour des taux de substitution au ciment par les CV plus élevés (de 45 % à 85 %) [96]. En général, la différence de résistance comparée à celles des formulations témoins semble néanmoins diminuer avec le temps. En effet, une augmentation de résistance a été observée à moyen et long terme (entre 56 et 365 jours) [96]. Il est à noter que ceci dépend de plusieurs paramètres, à savoir de la quantité, de la réactivité et la finesse des CV, du rapport E/L, et des conditions de prise (humidité et température). Les mêmes observations et constatations ont été observées pour la résistance à la flexion [95], la résistance à la traction par fendage et le module d'élasticité.

Il a également été noté dans l'étude de TURK *et al.* [100] que l'augmentation du taux de substitution du ciment Portland par les CV tend à diminuer le module d'élasticité dynamique de mortiers à 28 jours.

La diminution de la résistance à court terme avec l'incorporation de CV peut être due à la réaction pouzzolanique lente des CV ayant un faible taux de calcium.

Masse volumique, porosité, perméabilité

L'incorporation de CV dans des formulations de béton diminue leur masse volumique à l'état frais. Leur porosité augmente également avec l'augmentation du taux de CV. Cependant, l'activité pouzzolanique des CV consomme la portlandite formée par l'hydratation du ciment et fait précipiter des C-S-H secondaires sans changer la porosité mais en réduisant l'interconnectivité des pores [100]. Les pores de grande taille sont alors transformés en pores de plus petites tailles.

Aussi, l'incorporation de CV tend à diminuer la perméabilité à l'eau par rapport à un béton témoin, avec la perméabilité minimale obtenue avec un taux de substitution de 40 % de CV [100]. Cet effet est attribué à la réaction pouzzolanique des CV et de la réduction de la quantité d'eau de gâchage utilisée, qui entraînent la réduction du volume et de la taille des pores de la matrice cimentaire. En effet, les produits de réaction permettent de remplir les vides de la porosité et donc de réduire la perméabilité. De plus, les fines particules de CV possèdent un effet filler qui permet d'obtenir une matrice cimentaire plus dense. Cette diminution de perméabilité peut conduire potentiellement à une amélioration de la durabilité à long-terme.

Retrait

L'augmentation du taux de CV diminue le retrait de séchage. L'incorporation de CV permet de diminuer la demande en eau de la pâte et d'obtenir en même temps une structure plus fine. De ce fait, la présence d'eau dans les pores de la pâte est réduite et ainsi, le retrait de séchage [96]. Par ailleurs, les CV permettent également de diminuer le gonflement en diminuant la quantité d'ions alcalins disponibles dans la solution interstitielle qui réagissent avec des agrégats potentiellement réactifs [92].

Durabilité

D'un point de vue durabilité, l'effet des CV de type C est variable et inférieur comparé aux CV de type F qui jouent un rôle majeur pour la diminution du risque de gonflement. En effet, les CV de type F permettent de réduire la réaction alcali-silice du fait de leur moindre teneur en alcalins. Par ailleurs, les CV de type C sont moins efficaces en raison de leur faible capacité à lier les alcalins à leurs produits d'hydratation. Dans ce cas, un taux de substitution allant jusqu'à 60 % de CV est nécessaire pour pouvoir contrôler la réaction alcali-silice [92].

En général, les CV de type F vont augmenter la résistance aux attaques sulfatiques, tandis que certaines CV de type C peuvent la diminuer [97]. En effet, après immersion de mortiers ($E/C = 0,4$) dans des solutions sulfatiques, les mortiers contenant 25 % de CV de classe F en substitution de ciment présentaient une modification de longueur de moins de 0,04 % à 25 semaines contre un peu plus de 0,05 % pour le mortier témoin [101]. Une autre étude de BHATTY et TAYLOR [101] (cités par [101]) va dans le même sens en observant de façon qualitative que des mortiers avec un E/C

de 0,5 contenant 20 % de CV montraient une moindre détérioration physique après 2 ans d'immersion dans des solutions concentrées de 1 à 4 % de Na_2SO_4 comparés à des mortiers témoins.

Ces observations sont attribuées à la prévention de l'entrée des ions sulfates dans le béton, ce qui résulte en la formation limitée de gypse et/ou d'ettringite secondaire dans le béton [101], responsable du gonflement et donc de la fissuration du matériau. Ce comportement vis-à-vis de l'attaque sulfatique a été interprété par les trois phénomènes suivants : (i) la consommation par les CV de chaux libre, ce qui empêcherait cette dernière de réagir avec les sulfates, (ii) la réduction de la perméabilité et donc la pénétration des sulfates dans la matrice cimentaire, et (iii) la réduction de la quantité d'aluminates réactifs en remplaçant le ciment par les CV [102]. La réaction pouzzolanique entre les CV et les CH libérés ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) pendant l'hydratation du ciment, pourrait également jouer un rôle en formant des composés cimentaires, en particulier les C-S-H. Les CH ne seraient donc plus disponibles pour réagir avec les sulfates, et il y aurait de plus une alcalinité assez basse pour former des gels de silicate. Par ailleurs, les acteurs principaux des CV dans la résistance aux sulfates sont CaO et Fe_2O_3 : cette résistance est réduite lorsque la teneur en CaO dépasse les 5 % ou si la teneur en Fe_2O_3 diminue, ce qui explique que les bétons contenant des CV à faible concentration de calcium (type F) sont plus résistants aux attaques sulfatiques que les CV à haute teneur en calcium ou sans CV.

Résistance au gel/dégel

Les CV ne semblent pas apporter de différence par rapport à la résistance au gel/dégel. Une étude de MARDANI-AGHABAGLOU *et al.* [103] note cependant qu'un taux de remplacement de 60 % de CV montre une plus forte baisse de résistance à la compression et de module d'élasticité dynamique de bétons à 90 jours, après 300 cycles de gel/dégel par rapport à un béton témoin.

Le Tableau I.20 présente un récapitulatif de l'effet de l'utilisation des laitiers et des cendres volantes (classes C et F) sur les différentes caractéristiques des mortiers à l'état frais et à l'état durci.

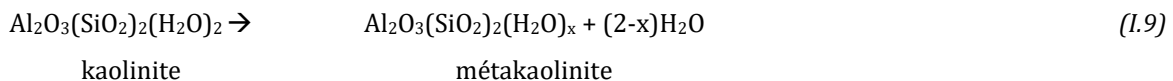
4.2.3 Le métakaolin

Le métakaolin (MK) est un matériau pouzzolanique obtenu par calcination de kaolin (primaire) ou d'argile kaolinique (silicate d'alumine hydraté, kaolin secondaire). Il peut également être obtenu par calcination de sols latéritiques ([102] cités par [80]) ou de boues d'épuration provenant de l'industrie du recyclage du papier. Ce processus est effectué à des températures situées entre 600 °C et 900 °C (selon la pureté et la cristallinité de ses précurseurs) pendant 5 h pour une calcination classique, généralement dans un four rotatif. Un autre type de calcination peut être utilisé pour obtenir le métakaolin, il s'agit de la calcination flash, qui ne dure que quelques secondes dans un four vertical.

Tableau I.20. Résumé des effets des laitiers (GBFS), des cendres volantes de classe C (CA-C) et de classe F (CA-F) [97].

Evaluation method	Supplementary cementitious material		
	GBFS (Gruyaert et al., 2012; Hadjsadok et al., 2012; Malagavelli, 2010; Siddique and Khan, 2011)	CA-C (Carette and Malhotra, 1987; Raba et al., 1981; Siddique and Khan, 2011)	CA-F (Neville, 2011; Shafaatian et al., 2013; Siddique, 2003; Siddique and Khan, 2011)
Compressive Strength	↑ (28 days) (30–50%) ^a	↑ (10–50%)	↑ (10–50%) (sand replacement)
Tensile Strength	↑ (30%)	↑ (10–50%)	↑ (10–50%)
Flexural Strength	↑ (30–60%)	↑ (40–75%)	↑ (40–75%)
Permeability	↓ (33–50%)	↓ (10–100%)	↓ (10–100%)
Workability	↑ (30–85%)	↑ (10–40%)	↑ (10–40%)
Heat of Hydration	↓	↓	↓
Resistance to ASR	↑ (30–60%)	↑ (20–40%)	↑ (20–40%)
Freeze/Thaw Resistance	↓ (10–60%)	↑ (40–60%)	↑ (40–60%)
Sulfate/Chloride Resistance	↑ (10–50%)	-	↑ (<50%)
Resistance to Corrosion	↑ (40% + GBFS)	↑ (10–30%)	↑ (10–30%)
Setting Time	↑ (10–70%)	↑ or ↓	↑
Bleeding and Segregation	↑ (40–70%)	↓ (10–40%)	↓ (10–40%)

Le chauffage va permettre la déshydroxylation de la kaolinite cristallisée et non réactive ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2 \text{SiO}_2 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$) contenue dans l'argile, éliminant de l'eau, et la destruction de sa structure, ce qui résulte en la métakaolinite, un aluminosilicate amorphe et réactif ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$, ou AS_2), selon l'Équation (I.9) suivante [102] :



Le MK est donc constitué de silicium (SiO_2 , entre 49 et 52 % en masse) et d'aluminium (Al_2O_3 , entre 40 et 43 % en masse), bien que des impuretés puissent être présentes dans le MK commercial, muscovite et dioxyde de titane notamment.

À 925 °C, le MK se transforme en spinelle de silicium ($2 \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{SiO}_2$), tandis qu'au-dessus de 1 400 °C, de la mullite est produite.

Le MK se présente sous la forme d'agglomérats de particules. Ces particules sont constituées de plaquettes empilées, en alternances de feuillets voilés de silicate et d'aluminate, de façon désordonnée.

La masse volumique du MK est de l'ordre de 2,5 kg/dm³, variable en fonction de la composition minéralogique de la roche mère et des traitements thermiques lors de la fabrication du MK. Sa surface spécifique mesurée par méthode BET (Brunauer-Emmett-Teller) est de l'ordre d'une dizaine de m²/g, similairement à la fumée de silice mais plus grande que celle du ciment (0,2 m²/g), et variable selon la granulométrie, la morphologie et la texture des particules. Cette surface spécifique aura une influence majeure sur la réactivité du MK.

Il existe trois types de populations de plaquettes de MK selon leur distribution granulométrique : une submicronique centrée sur 0,2 à 0,3 µm ; une deuxième micronique centrée sur 3 µm ; et une

troisième, avec une taille plus grande centrée sur 8 à 10 μm . La D_{50} des MK est de l'ordre de 1 à une vingtaine de μm .

Le métakaolin possède une activité pouzzolanique importante, comparable voire supérieure à l'activité de la fumée de silice. La réaction entre AS_2 et les CH issus de l'hydratation du ciment produit, en présence d'eau, un gel de C-S-H supplémentaire ainsi que des produits cristallins tels que les hydrates d'aluminate de calcium et les hydrates d'aluminosilicate. Ces derniers dépendent du rapport AS_2/CH et de la température de réaction.

Selon GLUKHOVSKY *et al.* [102] (cités par [104]), le métakaolin peut être alcali-activé selon des réactions de destruction – coagulation – condensation – cristallisation. La première étape consiste en la rupture des liaisons covalentes Si–O–Si et Al–O–Si lors de l'augmentation du pH de la solution alcaline. De ce fait, ces groupements sont transformés en une phase colloïdale. Dans la deuxième étape, il y a accumulation des produits détruits qui interagissent entre eux pour former une structure coagulée, ce qui mène, en troisième étape, à des structures condensées et cristallisées.

L'utilisation de métakaolin présente de nombreux avantages, notamment l'augmentation des résistances à la flexion et à la compression et de la durabilité, la réduction de la perméabilité, l'augmentation de la résistance aux attaques chimiques, la réduction des effets de la réaction alcali-silice, la réduction du retrait par tassement des particules, ce qui augmente la densité du béton, l'amélioration de l'ouvrabilité et de la finition du béton ainsi que de son apparence, la réduction du risque d'efflorescence. Ces effets sont détaillés dans la suite du propos et ont été résumés dans la revue de SIDDIQUE et KLAUS [105] d'où ont été tirés la majorité des informations.

Trois facteurs élémentaires influencent la contribution du MK à la résistance du béton : l'effet filer, l'accélération de l'hydratation du ciment Portland et la réaction pouzzolanique de MK avec CH.

Action sur les propriétés à l'état frais des mortiers et bétons

Le MK entraîne la diminution des valeurs d'affaissement et l'augmentation des temps de prise. Des ciments contenant du MK ont une fluidité moindre par rapport à des ciments Portland avec un même rapport E/liant et un même dosage en superplastifiant, et ce, d'autant plus que le taux de MK augmente. Pour des taux de MK égaux, l'affaissement diminue proportionnellement à la diminution du rapport E/liant. En revanche, pour un E/L élevé (0,7), l'affaissement en fonction de la quantité de MK ne varie que peu. Par ailleurs, le MK semble augmenter la thixotropie des bétons entre 5 et 90 minutes par rapport au béton témoin [106]. Les ciments au MK requièrent une quantité d'eau significativement plus importante que les ciments « purs ». Par ailleurs, la quantité de MK influe sur les temps de prise initial et final : des ciments contenant 10 % de MK ont des temps de prise similaires au ciment tandis qu'un retard de prise est observé avec 20 % de MK. Néanmoins, selon d'autres sources [106], le MK peut être dit accélérateur d'hydratation, avec des temps

de prise initial et final de ciments au MK inférieurs aux valeurs du ciment seul en raison de la surface spécifique importante des grains. Ce comportement est également lié à une augmentation de la chaleur d'hydratation de la pâte cimentaire, avec un maximum obtenu avec 10 % de MK et avec un pic survenant plus tôt que pour un béton témoin. Au-delà, la chaleur dégagée est plus limitée.

Enfin, les métakaolins ont une réactivité pouzzolanique importante de 1 000 mg de Ca(OH)_2 /g de matériau, ce qui en fait la pouzzolane la plus réactive comparée notamment à la fumée de silice (427 mg de Ca(OH)_2 /g de matériau), au laitier de haut-fourneau (300 mg de Ca(OH)_2 /g de matériau) ou aux cendres volantes (875 mg de Ca(OH)_2 /g de matériau) ([107] cité par [106]). Ainsi, la mesure de la vitesse de réaction pouzzolanique grâce à la porosité et à la résistance en compression de pâtes de ciment CEM I contenant des MK, de la fumée de silice ou des cendres volantes montre que la réaction est la plus avancée dans les sept premiers jours avec du MK, avec une plus forte résistance et une moindre porosité, mais qu'après 28 jours et même au-delà jusqu'à 90 jours, ces deux propriétés évoluent moins. Cependant, ces observations pourraient également être attribuées en partie à l'hydratation du ciment et à l'effet filler des MK. Un taux de 5 % de MK montre de plus une cinétique de réaction pouzzolanique plus rapide qu'avec 10 ou 20 % de MK. À 90 jours et pour un taux de substitution de 5 %, le MK est toujours plus réactif que les autres pouzzolanes, tandis qu'à 10 %, seule la fumée de silice peut dépasser les valeurs du MK. Par ailleurs, la réactivité du MK dépend de ses caractéristiques chimiques, de la pureté de la kaolinite précurseur, de sa production mais aussi de la morphologie de ses particules : elle est réduite avec des particules de MK agglomérées et avec une surface externe faible. Cependant, elle peut être augmentée avec une augmentation de température.

Action sur les propriétés à l'état durci des mortiers et bétons

- Effet sur la compacité, la porosité et la distribution de la taille des pores

Étant des particules ultrafines, les MK permettent d'augmenter la compacité du squelette granulaire, en fonction du rapport de proportion volumique ciment/MK. D'autre part, ces particules tendent à s'agglomérer naturellement en raison des forces de Van der Waals, ce qui conduit à la formation de vides entre elles. Dans ce cas, des défloculants (superplastifiants notamment) sont utilisés pour contrer ce phénomène et ainsi on voit une diminution de cette porosité induite. Par ailleurs, les pores au sein des particules de MK ajoutent de la porosité aux matériaux cimentaires. En dessous de 20 % de MK, la porosité totale diminue. Par contre, au-dessus de 30 % de MK, une augmentation de la porosité est observée, ce qui peut être expliqué par l'effet filler des fines particules de MK mais également en raison de l'augmentation des rapports E/liant avec l'augmenta-

tion de la quantité de MK. En effet, lorsque le rapport E/L est faible, la porosité de pâtes cimentaires contenant du MK est moindre. Au contraire, lorsque $E/L > 0,5$, la porosité de ces pâtes augmente. Avec MK, le volume de pores de mortiers et leur taille diminuent dès les 28 premiers jours et même à 100 jours de cure. La proportion de pores ayant un rayon inférieur à 20 nm augmente avec l'augmentation de la quantité de MK [108]. Ainsi, les pores sont plus petits avec MK (et donc plus d'hydrates) : sans MK, le rayon moyen des pores est de 96 nm ; avec 10 % de MK, il est de 74 nm ; et pour 20 % de MK, il est de 62 nm. Deux types de pores sont relevés : des pores de plus de 0,02 μm en faible quantité dans des pâtes avec MK (mais surreprésentés dans des pâtes sans MK), et des pores de moins de 0,02 μm , abondants avec du MK et dont la quantité augmente à 14 jours jusqu'à stabilisation. En somme, le volume total de porosité diminue jusqu'à 14 jours pour augmenter entre 14 et 28 jours puis diminuer à nouveau.

- Effet sur l'absorption d'eau

L'absorption d'eau par capillarité diminue en présence de MK, un meilleur résultat étant obtenu avec 20 % de MK, en raison de l'augmentation de la densité de la matrice cimentaire grâce aux réactions pouzzolaniques. De la même manière, le coefficient d'absorption d'eau diminue plus rapidement avec l'augmentation de la quantité de MK par rapport à un béton témoin, jusqu'à 14 jours puis augmente légèrement pour enfin se stabiliser à partir de 28 jours. L'absorption d'eau peut cependant augmenter légèrement à 28 jours et 14 mois avec la quantité de MK et diminuer à partir de 15 % pour des bétons totalement immergés. Dans ce dernier cas, l'absorption d'eau dépend surtout de la porosité totale du béton et est minimale pour les taux de MK pour lesquels la porosité du matériau est elle-même minimale. Ceci est à comparer avec l'absorption d'eau en immersion partielle (avec mesure du coefficient d'absorption) pour laquelle ce sont la connectivité, la taille et la forme des pores modifiés par réaction pouzzolanique, qui sont déterminants. Enfin, la vitesse d'absorption est minimale pour un taux de 20 % de MK, où la porosité totale et la taille des pores sont les plus faibles.

- Effet sur la résistance à la compression

La substitution partielle de ciment par MK augmente la résistance à la compression du béton mais un optimum à long terme a été déterminé à 20 % de remplacement. Des pâtes cimentaires contenant 5 à 20 % de MK ont des résistances plus élevées par rapport à la formulation témoin à tous âges entre 3 et 90 jours mais la formulation contenant 10 % de MK est celle qui a le meilleur comportement. Ainsi, l'incorporation de MK peut mener au développement à la fois de la résistance et du module d'élasticité au jeune âge mais également, le MK donne les meilleures améliorations de propriétés mécaniques au jeune âge.

Lorsque le MK remplace le sable, de meilleures résistances par rapport au béton au ciment Portland sont obtenues à tous âges jusqu'à 90 jours. Lorsqu'il remplace le ciment, ses effets bénéfiques sont généralement visibles après 2 jours et en particulier à 28 et 180 jours.

Cependant, ce comportement varie en fonction de la température, en particulier si celle-ci est élevée : alors que le béton contenant du MK voit sa résistance à la compression augmenter à 200 °C, une brutale diminution de résistance est observée au-delà de 400 °C suivie par des fissurations sévères et un effondrement explosif. Entre 400 et 800 °C, les bétons au MK perdent beaucoup plus de résistance et celle-ci est plus faible que pour les autres types de béton.

Enfin, l'augmentation de la résistance à la compression dépend majoritairement de la température d'activation du MK à partir de kaolin. En effet, la température d'activation du MK est idéalement supérieure à 750 °C.

- Effet sur la résistance à la traction et à la flexion

La résistance à la traction augmente avec l'augmentation de MK. Concernant la résistance à la flexion, un effet est visible à partir de 10 % de substitution en MK, avec une augmentation de résistance de 32 % et de 38 % pour 15 % de MK à 28 jours.

Une substitution de ciment par du MK peut voir une faible diminution de la résistance en flexion après 3 jours mais une résistance égale après 7 jours. Par contre, la résistance est plus élevée après 14 et 28 jours.

- Effet sur la micro-dureté

En comparaison avec des pâtes de ciment brutes, la micro-dureté de la pâte et des zones de transition interfaciale entre pâte et agrégat (ITZ) est augmentée de 13 % et 54 % avec du MK pour des formulations contenant des rapports E/liant de 0,5 et 0,6 respectivement. Pour des rapports E/L plus faibles (0,4), la micro-dureté est plus faible de 14 à 22 %.

Propriétés de durabilité des bétons contenant du MK

- Réaction alcali-silice (ou alcali-granulats)

L'incorporation de MK à haute réactivité en tant que substitut partiel du ciment à 10 et 15 % peut être suffisante pour contrôler une expansion délétère due à la réaction alcali-silice dans le béton, à moins de 0,04 % à l'âge de 2 ans selon la nature de l'agrégat. Cette action est possible grâce au piégeage des alcalins par les hydrates supplémentaires et donc une diminution du pH de la solution interstitielle.

- Diffusion des ions chlorures

Les bétons incorporant du MK au ciment ont une conductivité significativement plus faible que les bétons ne contenant pas de MK. Les pâtes de ciment Portland au MK montrent des coefficients de diffusion des chlorures bien plus bas par rapport aux pâtes de ciment seul. Par ailleurs, cette diffusion diminue d'autant plus avec du MK lorsque le temps d'exposition augmente (étude jusqu'à 365 et 1 095 jours par GRUBER *et al.* [109]) et que le rapport E/L diminue. Le MK tend également à améliorer la résistance de l'ITZ au transport de chlorures dans des mortiers. En milieu marin, la profondeur de pénétration des chlorures diminue significativement avec MK et cette diminution est d'autant plus forte que le niveau de remplacement total ainsi que le temps d'exposition augmentent. Ceci est expliqué par les changements de diffusivité intrinsèque et la capacité de liaison des chlorures par les différents liants en fonction du temps. D'autre part, bien que le coefficient de diffusion apparent de mortiers augmente avec l'augmentation du taux de MK de 5 à 15 %, aucune diffusion n'est observée dans des mortiers contenant 20 % de MK même après 1 an. Le kaolin, lui, n'a aucun effet et semble même au contraire, accélérer la diffusion par rapport à un mortier témoin. Enfin, la pénétrabilité des chlorures du béton au MK avec un E/L de 0,3 et 0,5, est plus faible que le béton témoin. Pour un E/L de 0,3, les meilleures performances sont observées avec 10 % de MK, tandis que pour un E/L de 0,5, le meilleur taux de substitution par MK est de 20 %.

- Perméabilité

La présence de MK diminue en général la perméabilité au gaz par rapport à un béton témoin. Un taux de 10 % de MK permet d'avoir une perméabilité au gaz minimale. Au-delà de cette valeur, la porosité augmente, et avec elle, la perméabilité au gaz.

- Résistance aux attaques sulfatiques

Les MK permettent d'augmenter la résistance aux attaques sulfatiques internes ou externes dont l'effet peut être mesuré grâce à l'expansion du béton liée à la formation d'ettringite différée ou secondaire. L'incorporation de MK dans des ciments contenant soit un fort taux soit un taux intermédiaire de C3A fait diminuer l'expansion de mortiers et d'autant plus que le taux de MK augmente (de 5 à 20 % par exemple). La résistance chimique de mortiers aux MK est également plus élevée que celle de mortiers au ciment Portland uniquement et augmente avec le taux de MK. En effet, le béton ordinaire peut atteindre des valeurs d'expansion maximales de 0,4 % et 0,45 % à 18 mois pour des E/L de 0,5 et 0,6 respectivement. Au contraire, des bétons contenant 10 % et 15 % de MK aux mêmes E/L montrent une excellente résistance aux sulfates, avec une expansion de 0,10 % et 0,07 % pour les formulations à E/L égal à 0,5 ; et une expansion de 0,13 % et 0,10 % pour un E/L de 0,6. Les bétons contenant 5 % de MK possèdent une durabilité intermédiaire, avec des valeurs d'expansion de 0,17 % et 0,2 % pour des E/L de 0,5 et 0,6 respectivement. Par ailleurs,

l'expansion est retardée et ralentie. L'augmentation de la résistance aux attaques sulfatiques internes peut être expliquée par la diminution du pH de la solution interstitielle et de sa concentration en chaux libre ainsi que par la présence d'aluminates des MK qui limitent la formation d'ettringite différée.

Concernant l'étude de la résistance aux attaques sulfatiques externes par immersion dans une solution de sulfate de sodium, les mortiers aux MK ne présentent aucune expansion alors que pour un mortier témoin, un gonflement est observé dès les premiers jours et est de 0,037 % à 87 jours [110]. Les explications de ce comportement sont les mêmes que précédemment, ainsi que la diminution de la perméabilité des échantillons par densification du matériau.

Cependant, des observations dissonantes ont pu être faites, notamment dans l'étude de LEE *et al.* [16] sur la résistance de mortiers contenant différents taux de MK à des concentrations différentes de sulfate de magnésium. Cette étude montre qu'à une faible concentration de sulfates (0,42 %), seule une formulation contenant 5 % de MK a un taux d'expansion supérieur à 0,1 % à 360 jours. Pour une plus grande concentration de sulfate de magnésium (1,27 %), un taux de 5 à 10 % de MK ne rendent pas résistant un mortier aux attaques sulfatiques : les taux d'expansion vont respectivement de 0,34 à 0,47 % à 365 jours, alors que l'expansion est de 0,19 % pour le mortier témoin sans MK. À des hautes concentrations en sulfate (4,24 %), alors que l'expansion du témoin est de 0,24 % après 360 jours d'exposition, les mortiers contenant 5 à 10 % de MK montrent une expansion allant respectivement de 0,36 à 0,56 %. La résistance aux attaques sulfatiques externes dépend alors également de la nature de l'ion associé aux sulfates. Dans le cas du magnésium, cet ion est capable d'attaquer les C-S-H mais peut être « neutralisé » sous forme de brucite en présence de portlandite. Cette dernière étant amoindrie, la résistance le sera également. Néanmoins, la hausse de la compacité et la limitation de la diffusion des sulfates et des carbonates peut limiter la formation de thaumasite délétère pour les résistances mécaniques. Enfin, une légère diminution de résistance mécanique peut être observée dans le cas où les échantillons sont fabriqués sans superplastifiant, avec un taux de 30 % de MK, puis immergés dans du sulfate de magnésium.

- Effet sur le retrait

Au jeune âge (24 h), le retrait endogène diminue lorsque le taux de MK augmente : 15 % de MK dans un béton permet de diminuer son retrait de 65 % par rapport au béton témoin. Cette diminution n'est cependant pas observée pour un taux de 5 % de MK, pour lequel le retrait est augmenté de 9 %, mais après 24 h, cela semble s'inverser. La même observation de diminution de retrait est faite à quelques jours. Ceci peut être dû à la quantité moindre de ciment auquel est lié le retrait. Au contraire, sur le long terme (200 jours), le retrait endogène augmente avec la quantité de MK, de 91 %, 80 % et 56 % pour des formulations contenant respectivement 5 %, 10 % et

15 % de MK. Enfin, le retrait de dessiccation est également diminué de 50 % en présence de MK et en quantité quelconque, grâce à la diminution de la taille des pores et l'augmentation de la densité du ciment, et donc de la limitation de la diffusion de l'eau vers l'extérieur [106].

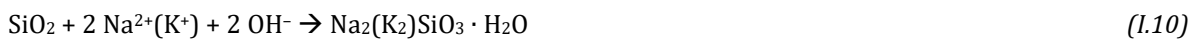
- Effet sur la résistance au gel-dégel

La présence d'entre 5 et 10 % de MK dans un béton ne semble pas influencer sur la résistance au gel-dégel après 300 cycles dans l'eau par rapport à un béton témoin.

4.2.4 Les déchets de verres

Dans ce paragraphe, le mot « verre » pourra être utilisé pour désigner la poudre de déchets de verre.

Les déchets de verre broyés peuvent être utilisés en tant qu'agrégats plus ou moins fins ou en tant que matériaux cimentaires. Nous nous intéresserons qu'à cette dernière utilisation. En effet, en tant qu'agrégats, les verres peuvent avoir des résultats insatisfaisants d'un point de vue mécanique (résistances à la compression, à la traction et à la flexion) et sont délétères pour le béton en raison de la réaction alcali-silice entre ciment et agrégat de verre [111] qui s'effectue selon l'Équation (I.10).

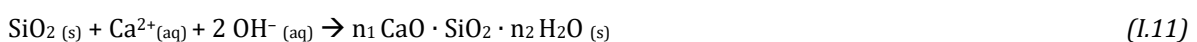


La poudre de verre broyée mécaniquement est de forme angulaire avec des bouts acérés, et une taille de particule inférieure à 600 μm . Ces particules sont composées d'environ 70 % de SiO_2 , 13 % de Na_2O et 10 % de CaO et sont amorphes, ce qui leur permet de se dissoudre aisément dans un environnement très alcalin et d'agir comme une pouzzolane réactive dans le ciment [112].

Les déchets de verre remplissent les critères chimiques requis pour une pouzzolane, possédant une proportion importante de silice et une surface spécifique suffisamment grande. Cependant, ils ne satisfont pas le critère de quantité d'alcalins car ils contiennent beaucoup de Na_2O . Néanmoins, leur activité pouzzolanique est rendue possible grâce à leur surface spécifique de Blaine de 250 m^2/kg [113].

Réaction pouzzolanique de la poudre de verre

La réaction pouzzolanique s'effectue selon l'Équation (I.11) pour donner des C-S-H.



La réactivité des poudres de verre dépend de la taille de leurs particules et il est généralement défini un seuil de 75 μm pour qu'une réaction pouzzolanique soit observée bien que le seuil est parfois abaissé à 38 μm [111]. La diminution de cette taille pourrait augmenter la réactivité des particules : en effet, les poudres de verre ayant des particules entre 0 et 25 μm ont un indice d'activité plus élevé et consomment plus de portlandite que des poudres de verre dont les particules

ont une taille comprise entre 25 et 38 μm ou entre 63 et 75 μm [112]. D'autre part, la qualité de verre brut utilisé (avant sa transformation en poudre) est également importante : dans travaux de BOUCHIKHI *et al.* [114] trois types de verre ayant des taux d'impureté différents ont été utilisés en substitution partielle du ciment. Les résultats ont montré que pour une distribution granulaire équivalente, la réaction pouzzolanique diminue avec l'augmentation du taux d'impureté.

Les verres de couleur verte semblent avoir une activité pouzzolanique supérieure, ce qui pourrait être dû à la participation des éléments de coloration dans la réaction mais également aux différences structurelles entre les verres. D'autres auteurs tels que ÖZKAN *et al.* [115] prétendent que la couleur du verre n'influence pas la réaction.

Les C-S-H secondaires formés en tant que produits de réaction entre la silice amorphe et la portlandite s'organisent en agglomérats d'aiguilles rayonnant de la surface des particules de verre.

Effet sur l'hydratation

La chaleur d'hydratation dégagée par gramme de ciment dans les pâtes contenant du verre peut être plus élevée que pour une pâte témoin, notamment en raison d'un rapport eau efficace/ciment plus élevé. Cependant, la poudre de verre peut également avoir un effet retardateur sur l'hydratation du ciment en raison de la présence de traces de phosphore et de zinc. Seules des particules de verre très fines de taille inférieure à 41 μm et de surface spécifique supérieure à 540 m^2/kg , peuvent contrer ce retard grâce à l'effet de germination qui offre des sites de nucléation du ciment.

Ouvrabilité

L'incorporation de poudre de verre en substitution du ciment dans des bétons ou des mortiers ne semble pas apporter de modification d'ouvrabilité, les valeurs d'affaissement de mortiers avec un taux de substitution allant jusqu'à 40 % de verre étant similaires au témoin. Cependant, la morphologie, la taille et la capacité d'absorption d'eau des particules de verre semblent influencer les propriétés des mortiers et bétons à l'état frais. Certaines études montrent notamment une réduction d'ouvrabilité pouvant être due aux surfaces spécifiques importantes et aux formes anguleuses des particules de verre [113]. Une chute de l'étalement est également notée avec des grosses particules de verre ($D_{50} = 204 \mu\text{m}$) à forme irrégulière.

Résistances mécaniques

En général, bien que certaines études ont observé l'effet inverse, l'incorporation de poudre de verre en substitution du ciment mène à une diminution de la résistance en compression, et ce d'autant plus que la proportion de verre est augmentée (de 10 à 40 % par exemple) avec une observation plus nette pour les matériaux ayant une résistance relativement élevée (45-80 MPa). Dans ce cas, la réaction pouzzolanique du verre à 28 jours peut compenser la perte de résistance

causée par la dilution du ciment. Cette réduction se poursuit avec le temps (90 jours) mais est plus douce en raison de l'effet pouzzolanique plus fort. La réduction de la taille des particules de poudre de verre permettrait néanmoins d'améliorer la résistance en compression et des augmentations de résistance à long terme peuvent donc être observées avec une augmentation des surfaces spécifiques. On peut noter à 90 jours une résistance en compression supérieure de 8 % par rapport à un témoin pour un béton contenant du verre de 38 μm [111]. Cet effet taille est cependant limité pour un taux de substitution du verre de 10 % pour lequel la résistance ne varie pas significativement ni selon la finesse des particules, ni selon l'âge des matériaux [112]. On peut néanmoins noter une amélioration des propriétés mécaniques avec une utilisation de 20 % de verre de 20 μm en substitution partielle de ciment [111].

La résistance à la flexion est impactée de la même manière, avec une réduction de résistance à 28 jours. Cependant, l'amélioration jusqu'à 40 % de la résistance à la flexion (conjointement à la résistance en compression) peut être observée, en raison de la possible densification de la microstructure par la réaction pouzzolanique engendrée par le verre.

De même, le module élastique diminue avec l'augmentation du taux de verre avant 28 jours. Néanmoins, l'utilisation de 10 % et 20 % de verre permet d'augmenter de 2 % le module élastique à 90 jours, ce qui n'est, in fine, pas remarquable.

Durabilité

La pénétration de 40 à 90 % d'ions chlorures peut être réduite avec la substitution de 20 à 30 % de verre dans le ciment. Cet effet peut être attribué au raffinement des pores par la réaction pouzzolanique, ce qui diminue la porosité et la connectivité des pores pour le transport de chlorures ainsi que la liaison des chlorures à la phase aluminium pour former des sels de Friedel ($\text{C3A}\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$).

Cette même réaction pouzzolanique permet également d'augmenter la résistance aux attaques sulfatiques par le sulfate de sodium, bien que pour un taux de substitution élevé (supérieur à 50 %), la résistance sulfatique peut être amoindrie par effet de dilution du ciment. Face au sulfate de magnésium, la résistance est réduite avec l'ajout de verre, puisque la transformation de C-S-H secondaire en gel de silicate de magnésium hydraté mène à des propriétés de liaison plus faibles.

Le gonflement dû à la réaction alcali-silice causée par les verres dépend fortement de la taille des particules. En particulier, les particules de verre broyé très finement ne contribuent pas voire même éliminent la réaction alcali-silice : plus les particules sont petites, et moins il y a d'expansion liée à la réaction alcali-silice. Par ailleurs, plus il y a de verre, et moins il y a d'expansion liée à la réaction alcali-silice. Une utilisation de 30 % de verre avec une taille de particules de 38 μm peut notamment améliorer les propriétés d'un CPO [116]. Également, 30 % de verre permet de réduire

le gonflement en dessous de 0,1 %. Ceci pourrait être dû au fait que les C-S-H secondaires formés ont un rapport Ca/Si plus faible, ce qui leur donne une meilleure capacité à incorporer des alcalins et donc inhiber le gonflement par réaction alcali-silice. Une autre explication est que la dissolution du verre pourrait augmenter la concentration de Si et Na dans la solution interstitielle, ce qui mène en la décomposition de monosulfate et ainsi le relargage de Ca, Al et S. L'aluminium dans la solution interstitielle, pouvant être présent à une concentration trois fois supérieure à un mélange témoin, peut être absorbé à la surface de la silice amorphe et ainsi limiter sa dissolution pour la réactivité alcali-silice [112].

4.2.5 Les sédiments de dragage en tant qu'addition minérale

Les sédiments calcinés ont déjà été utilisés dans la littérature en tant que substitut au ciment. Leur traitement thermique est un prérequis essentiel à leur utilisation. En effet, la vaporisation de l'eau libre à 100 °C et l'élimination des composés organiques à 300 °C sont un préalable. Ensuite, l'activation des minéraux argileux est possible à 530 °C avec la transformation du kaolin en métakaolin. Enfin, à 730 °C, la décomposition des carbonates de calcium se produit.

Du choix de la température de calcination dépend l'effet des sédiments traités thermiquement. Dans l'étude de DANG *et al.* [117] sur des ciments composites à base de ciment Portland et de sédiment marin dragué depuis le piège de Lyvet sur la Rance (Bretagne) et lavé pour réduire sa teneur en chlorures, deux températures de calcination (maintenues pendant 5 h, suivies d'un refroidissement à température ambiante), 650 °C et 850 °C, ont été étudiées sur 3 dosages de sédiment : 8 %, 16 % et 33 % en masse et un E/L de 0,4.

Dans les deux cas, le sédiment traité semble participer à la réaction d'hydratation et à la fixation d'eau.

Le sédiment traité à 650 °C semble avoir un effet pouzzolanique. Ce traitement n'implique pas la décarbonatation de la calcite mais active les argiles présentes dans le sédiment. Ensuite, les réactions pouzzolaniques ont probablement lieu entre ces argiles et la portlandite du ciment hydraté.

À l'inverse, le traitement à 850 °C implique la décarbonatation de la calcite (ou carbonate de calcium) (Équation (I.12)), ce qui mène à la formation d'oxyde de calcium. Ensuite, l'oxyde de calcium participe à la réaction d'hydratation pour donner de la portlandite. Pour cette raison, on peut trouver une plus grande quantité d'hydroxyde de calcium dans les ciments à base de sédiment calciné à 850 °C.



Les quantités de carbonate de calcium sont significativement plus élevées dans les liants à base de sédiment traité à 650 °C comparés à ceux contenant du sédiment traité à 850 °C à des mêmes

proportions de substitution. Ceci confirme la décarbonatation de la calcite à 850 °C et la formation d'hydroxyde de calcium dans les échantillons contenant ce type de sédiment.

Les sédiments avaient une teneur en eau importante ainsi qu'une forte proportion de particules fines, avec différents minéraux : calcite, quartz, kaolinite, illite, muscovite.

La porosité apparente augmente avec la quantité de sédiment traité à la fois pour 650 °C et 850 °C, tandis que la masse volumique apparente diminue légèrement. Cette dernière tendance peut être due aux caractéristiques mêmes des sédiments traités : ils ont une surface spécifique Blaine plus importante que le ciment Portland, ce qui fait qu'il faut plus d'eau pour avoir la même consistance. De ce fait, les mortiers contenant plus de sédiments sont plus difficiles à couler dans un moule, ce qui permet la formation de plus de bulles d'air.

La perméabilité intrinsèque augmente modérément lorsqu'on incorpore des sédiments. Cependant, pour un fort taux (33 %) de sédiment traité à 650 °C, la perméabilité du ciment est inférieure à celui du témoin composé uniquement de ciment Portland. Ceci peut être expliqué par la présence moindre de pores connectés, bien que la porosité apparente est plus élevée.

Les propriétés mécaniques (module d'élasticité et résistance à la compression) diminuent avec l'augmentation des deux types de sédiment, mais cette diminution reste acceptable. Pour des mélanges à 33 % de sédiment, une diminution de 10 % du module d'élasticité est observée. Entre 8 et 33 % de sédiment, la résistance en compression diminue presque linéairement avec l'augmentation du taux de substitution.

Le ciment à base de sédiment traité à 650 °C possède une résistance à la compression plus élevée que le ciment contenant un filler calcaire classique (au-dessus de 8 % de sédiment) et que le ciment au sédiment traité à 850 °C.

Lors de l'utilisation d'un CEM I 52,5 avec 8 % de sédiment traité, la résistance en compression est plus élevée que 52,5 MPa. Pour obtenir une résistance d'une classe 42,5, le sédiment traité à 650 °C peut être utilisé jusqu'à 35 % et celui à 850 °C jusqu'à 22 %. Pour un traitement à 850 °C, une diminution importante de la résistance en compression maximale est observée avec 33 % de sédiment (33,4 MPa, soit 12 MPa de moins qu'avec 33 % de sédiment traité à 650 °C).

Ceci peut être dû à l'activation des minéraux argileux à 650 °C (température de transformation du kaolin en métakaolin notamment). Cette phase participe à l'hydratation du ciment et améliore la résistance en compression. Au-delà de 800 °C, le degré d'amorphisation diminue parce que la recristallisation du MK a commencé. De cette façon, un traitement à 850 °C produit moins de phases actives. Un traitement à 650 °C est plus intéressant qu'un traitement à 850 °C d'un point de vue économie d'énergie et performances mécaniques.

Les ciments à base de sédiments traités thermiquement nécessitent de plus longues périodes de cure par rapport à un ciment Portland pour développer la résistance mécanique.

Une autre étude de la même équipe [118] a été réalisée sur le même sédiment de Lyvet (Bretagne), calciné à 650 °C pendant 5 h. Il a été substitué à 8, 16 ou 33 % à un CEM II pour une analyse d'hydratation et à un CEM I 52,5 pour des essais mécaniques.

Il a été noté que l'ajout de sédiment calciné, sauf pour 8 % de substitution, augmente la phase dormante.

Un effet calorimétrique important est observé uniquement avec 8 % de sédiment calciné, ce qui indique une composition optimale avec une bonne réactivité hydraulique. Cette dernière diminue progressivement avec l'ajout de sédiment (16 et 33 %).

Un pic exothermique observé avec 16 et 33 % de sédiment vers 17 h est souvent expliqué comme étant lié à la réaction entre les phases aluminates calciques et le MK.

La substitution d'une partie de CEM I par du sédiment mène à une diminution plus ou moins importante de la résistance en compression. Le liant contenant 8 % de sédiment calciné a une résistance du même ordre que le ciment Portland témoin (classe 52,5 N). Ce résultat est cohérent vis-à-vis de la haute réactivité hydraulique observée pour la même proportion de sédiment.

Une étude a été conduite en Bretagne sur du sédiment issu de réservoirs hydroélectriques d'EDF, calciné entre 500 et 1 000 °C, et utilisé en substitution partielle de ciment Portland [120]. Ici, le traitement thermique optimal était de 900 °C, compromis entre la dégradation des minéraux argileux et le phénomène de recristallisation, avec un taux d'éléments amorphes maximal. L'augmentation de la température de calcination peut également conduire à la formation de particules de plus grand diamètre, en raison du phénomène de frittage. Ceci est accompagné d'une surface spécifique des particules plus faible et donc une rugosité diminuée, en raison de la croissance de nouvelles phases cristallines – de l'hématite – dans le système poreux.

Dans le cas d'une substitution à 20 %, les échantillons ont un pH plus faible que le témoin (CEM I). Après 28 jours de cure, les sédiments non calcinés ne montrent pas d'effet pouzzolanique. Au contraire, lorsqu'il y a ajout de sédiment calciné, il y a un enlèvement de calcium d'autant plus élevé que la température de calcination était élevée, et donc une réactivité pouzzolanique à 28 jours.

La résistance à la compression est similaire entre les ciments au sédiment et les cendres volantes silico-alumineuses. Ce sédiment calciné possède une D_{50} inférieure à 63 μm .

Les résultats montrent que la consommation de chaux est optimisée lorsque la température de calcination est de 900 °C. La consommation augmente lorsque la température est entre 500 et 900 °C et diminue lorsque la température est de 1 000 C. Au-delà de 950 °C, la taille des particules

augmente, avec l'observation d'une réduction nette de la surface spécifique BET. Le matériau obtenu après calcination est pouzzolanique.

Une étude de SAFER *et al.* [121] sur un sédiment dragué au niveau du barrage de Chorfa (Algérie) et calciné à 750 °C pendant 5 h a été menée avec trois taux de substitution : 10 %, 20 % et 30 % dans du béton. Un béton témoin a également été fabriqué pour comparaison.

Cette étude a montré que généralement, le temps de prise des bétons ne semble pas être très affecté par la présence de sédiment.

Les résistances à la compression augmentent tous avec le temps et ne diminuent pas. Le sédiment permet cependant d'augmenter la résistance à la compression sur le long terme en raison de la formation de C-S-H secondaires qui remplissent les pores et augmentent la performance mécanique.

En général, l'ajout de sédiment améliore la résistance des bétons aux attaques sulfuriques. Les bétons contenant 10 et 20 % de sédiment ont des performances comparables à celui du béton témoin mais légèrement supérieures à celui contenant 30 % de sédiment.

Enfin, il existe d'autres références sur l'effet du sédiment traité thermiquement par calcination flash et provenant du port d'Anvers en Belgique, notamment les études de SNELLINGS *et al.* [122], SNELLINGS *et al.* [123] et VAN BUNDEREN *et al.* [124].

L'étude de SNELLINGS *et al.* [122] a été menée sur plusieurs températures de calcination flash, de 820 °C à 865 °C et à 905 °C. La calcination flash réduit la teneur en carbone organique total de 85 % voire plus. Les taux de sulfate et de chlorure, déjà faibles, sont les mêmes avant et après calcination mais les niveaux de chlorure sont assez bas pour l'utilisation dans les bétons classiques.

L'activation des minéraux argileux est complète suite à ce traitement, étant totalement déshydroxylés et une phase amorphe s'étant formée pendant la calcination.

L'augmentation de la température de calcination (de 820 °C à 865 °C et 905 °C) ne modifie pas la distribution granulométrique des particules mais diminue la surface spécifique BET. En même temps, il y a une diminution de la rugosité des surfaces, ce qui pourrait être bénéfique pour la réduction de la demande en eau du ciment.

La présence de billes de verre solidifiées indique que des particules peuvent fondre au cours de la calcination. Un frittage peut également s'observer. Ces deux phénomènes peuvent expliquer la diminution des surfaces spécifiques à hautes températures.

Les carbonates de calcium (calcite, aragonite) se décomposent largement pendant le processus de calcination. Une partie du CaO relargué lors de cette décomposition réagit avec du sulfate pour

former de l'anhydrite. Une faible quantité de chaux libre peut être retrouvée dans les échantillons calcinés. Environ 50 % du CaO relargué est incorporé dans la fraction amorphe.

Le matériau calciné contient plus de Ca que les argiles originaux. Pendant la calcination, Ca réagit avec les argiles activés pour former des phases fondues.

La réactivité pouzzolanique des sédiments calcinés est inférieure à celle du MK mais supérieure à celle des CV siliceuses. La température de calcination (820 °C, 865 °C et 905°C) n'affecte pas la réaction pouzzolanique.

L'étude de SNELLINGS *et al.* [123] a été menée sur le même sédiment provenant du port d'Anvers, flash calciné à 865 °C et mélangé avec du CEM I 52,5 N.

Les ciments contenant des sédiments ont une résistance à la compression significativement plus faible que le ciment Portland témoin au jeune âge (3 jours) mais rattrape le témoin au long terme. En effet, le ciment substitué à 20 % atteint la même résistance que le témoin à partir de 91 jours d'hydratation.

L'augmentation du taux de substitution de 20 % à 30-40 % en masse mène à un développement de résistance plus lent. Pour un taux de substitution de 40 %, la résistance à 182 jours est significativement plus basse que pour un ciment témoin. Les sédiments calcinés montrent qu'ils ont une activité pouzzolanique sans équivoque, en lien avec les minéraux argileux et la présence de carbonates de calcium qui améliorent la formation de phases amorphes réactives pendant le processus de calcination.

Des essais de calorimétrie montrent que les sédiments calcinés améliorent en premier lieu l'hydratation des minéraux du clinker Portland à travers l'effet filler, et contribuent ensuite après 3-7 jours au développement de la résistance par la formation d'hydrates supplémentaires par réaction pouzzolanique. En effet, plus le taux de substitution du ciment est élevé, plus le flux de chaleur enregistré dans les phases d'induction et d'hydratation est élevé. Cette dernière phase d'hydratation principale est également légèrement accélérée.

L'effet filler mène à une augmentation du degré de réaction du ciment. Il est causé par la combinaison de trois facteurs : (i) la présence de plus de sites de nucléation pour les hydrates à la surface du filler, (ii) l'augmentation du rapport E/C, plus d'eau menant à un taux d'hydratation plus élevé, (iii) l'augmentation de l'espace poreux disponible pour la précipitation des hydrates du ciment.

La réaction pouzzolanique des sédiments consomme de la portlandite et produit de l'ettringite et des phases AFm supplémentaires. Elle contribue donc à la liaison de l'eau et à la réduction de porosité dans les ciments, ce qui est la raison principale au développement supplémentaire de

résistance observé. En particulier, les C-S-H sont enrichis en aluminium par rapport au ciment témoin.

Les produits d'hydratation de ciments au sédiment sont similaires au ciment témoin, consistant principalement en C-S-H, portlandite et ettringite, avec des phases AFm (hémicarbonate, monocarbonate) mineures. Les phases du ciment Portland sont consommées progressivement, tandis que les composants cristallins non réactifs des sédiments traités (quartz et feldspars) persistent à 182 jours, tout comme la portlandite et l'ettringite dans les ciments composites hydratés. La persistance en portlandite peut être expliquée par la quantité importante de Ca qui diminue le besoin en portlandite pour la réaction pouzzolanique, tandis que la persistance en ettringite peut être expliquée par la présence d'anhydrite (CaSO_4) provenant de l'oxydation de pyrite, et la présence de calcite résiduelle. L'action combinée de l'augmentation des taux de sulfates et de carbonates totaux conduit à la formation d'ettringite et de phases AFm- CO_3 au lieu de monosulfate.

La similarité dans les produits d'hydratation est susceptible d'indiquer des propriétés de durabilité chimique du béton final similaires au témoin, en l'absence de modifications majeures dans la microstructure.

La substitution du ciment se traduit par :

- Une augmentation du degré de réaction de l'alite pendant la période précoce de l'hydratation. Au-delà de 3 jours d'hydratation, la différence en degré d'hydratation de l'alite diminue progressivement ;
- Une diminution du taux de portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) en raison de la réaction pouzzolanique des sédiments traités ;
- Une augmentation relative (le ciment composite a une teneur en C3A plus faible) du taux d'ettringite : l'alumine réactive apportée par le sédiment flash calciné réagit avec $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et CaSO_4 pour former plus d'ettringite lors de la période précoce de réaction ;
- Une augmentation relative des phases AFm hémi- et monocarbonate formées sur une plus longue période d'hydratation. Le relargage d'aluminium par la réaction pouzzolanique des sédiments traités augmente légèrement la teneur en AFm.

Au jeune âge (3 jours d'hydratation), les ciments substitués présentent clairement une matrice plus poreuse en microscopie électronique. Cette différence est néanmoins beaucoup moins visible à 28 jours. À 91 jours d'hydratation, la matrice de ciment substitué est similaire au témoin.

L'ajout de superplastifiant peut légèrement retarder l'hydratation principale mais également mener à une augmentation de 20 % de la résistance au jeune âge en raison de l'amélioration de l'empilement granulaire. Cet ajout est néanmoins nécessaire pour une ouvrabilité et une teneur en air suffisants pour des ciments ayant des taux de substitution de 30 et 40 %.

Enfin, l'étude de VAN BUNDEREN *et al.* [124] montre que l'ajout d'un superplastifiant apparaît nécessaire pour compenser la surface spécifique BET plus importante des particules de sédiment flash calciné. Ceci a un effet retardateur à la fois sur les cinétiques d'hydratation et sur le temps de prise des pâtes cimentaires.

Les produits d'hydratation de la pâte de ciment mixte formés au jeune âge sont similaires à ceux des ciments témoins. La présence des sédiments flash calcinés augmente la quantité d'ettringite par gramme de ciment Portland, en raison de l'augmentation des taux de sulfates et de carbonates totaux. De plus, la formation d'hémi-carbonates dans le ciment à base de sédiment traité mène à la stabilisation des ettringites de grande taille.

Jusqu'à 7 jours, le retrait chimique des composites est plus élevé que celui des ciments témoins. Ceci peut être expliqué par l'effet filler et la réaction pouzzolanique précoce.

Le retrait endogène diminue lorsqu'on ajoute du sédiment flash calciné. Cela peut être expliqué par l'augmentation du gonflement au jeune âge, ce qui retarde le retrait. De plus, l'effet de dilution et la formation de différents produits d'hydratation participent à la réduction de ce retrait.

Le pic de gonflement observé peut être le résultat d'une pression de cristallisation due à la sursaturation de la solution interstitielle en ettringite. En effet, de l'ettringite supplémentaire se forme avec l'ajout de sédiment flash calciné et un rapport sulfate/alumine plus élevé est observé pour les ciments composites.

Comparé aux cendres volantes, le sédiment flash calciné a un comportement similaire par rapport à l'hydratation au jeune âge et à la déformation endogène.

5. Outils d'aide à la décision pour la gestion et la valorisation des sédiments de dragage

Les opérations de dragage génèrent des quantités très importantes de sédiments, la gestion de ces matériaux se heurte à plusieurs obstacles d'ordre technique, économique, environnemental, réglementaire et social. Afin d'apporter des solutions adaptées et viables à cette problématique multidimensionnelle, il est nécessaire de prendre en compte tous ces différents aspects et de les confronter entre eux. La solution recherchée doit alors présenter une sorte de « compromis » qui satisferait aux différentes exigences. Néanmoins, ces contraintes relèvent de domaines divergents et nécessitent donc des compétences pluridisciplinaires. D'où l'intérêt de mettre en place des outils notamment informatisés, pour aider les preneurs de décisions à s'orienter vers une solution globale qui répondrait au mieux aux différentes problématiques du projet de dragage et de la gestion des sédiments. En effet, pour la gestion à terre des sédiments par exemple, plusieurs scénarios peuvent être envisagés : la valorisation dans les bétons, en technique routière, les modèles

paysagers, la brique, etc. La technique utilisée pour chaque filière est différente des autres, les coûts qui en découlent ne sont les mêmes et les enjeux socio-sanitaires ne sont pas pareils également.

L'outil d'aide à la décision doit alors investiguer à partir d'un certain nombre de paramètres, les différents scénarios possibles et d'apporter une réponse globale. La pertinence de l'outil est d'autant plus importante que la réponse apportée est précise et détaillée tout en partant de données simples et facilement mesurables – notamment pour les caractéristiques des sédiments, moins le nombre d'essais à réaliser est important, mieux c'est pour l'utilisateur. Enfin, la fiabilité de l'outil dépend également et surtout du niveau de fiabilité des données d'entrée et des critères décisionnels (critères de sélection) liés à chaque filière.

Plusieurs auteurs ont ébauché des solutions partielles à cette problématique, en se basant sur des méthodes d'analyse multicritères, orientées pour le plus grand nombre d'entre elles sur l'aspect environnemental [125]–[130].

Dans le cadre des travaux de thèse réalisés par ANGERS [130], un outil de pré-orientation des sédiments de dragage vers des voies de valorisation a été élaboré. Cinq filières de valorisation ont été investiguées à savoir : l'utilisation en tant que matériau cru cimentier, l'utilisation dans les bétons, dans les matériaux routiers, en tant que matériaux céramiques et la valorisation agronomique. Pour chaque filière, un certain nombre de critères ont été définis pour l'évaluation de l'adéquation des sédiments avec la filière dans laquelle ils pourraient être valorisés. L'étude a été menée sur quatre sédiments. Le cadre méthodologique suivi dans ces travaux s'articule sur 3 points essentiels : l'identification du critère indicateur, l'interprétation du critère selon la filière visée et l'attribution d'un indice d'adéquation (IA).

5.1 Identification du critère indicateur

Cette identification se fait à partir des données de la caractérisation des sédiments (physique, chimique, minéralogique, environnementale, etc.) et des contraintes sur les matériaux utilisés dans chaque filière. Les critères d'identification devraient être adaptés selon la filière étudiée en s'appuyant sur les normes et les réglementations qui les régissent. Lorsque celles-ci n'existent pas, une comparaison des sédiments par rapport aux matériaux standards utilisés habituellement dans chaque filière pourrait être une solution également. Le nombre de critères devrait être « minimisé » ; pour chaque filière, trois à quatre critères ont été retenus dans le cadre de cette étude. En règle générale, pour qu'un critère soit retenu, il faut qu'il soit discriminant pour le sédiment, faute de quoi, le critère n'apportera pas d'information permettant la présélection des sédiments.

Pour une valorisation en technique routière, les critères pourraient être par exemple la matière organique, l'indice IPI, la granulométrie, etc.

5.2 Interprétation du critère selon la filière visée

L'interprétation du critère implique la conversion d'une évaluation du potentiel de chaque sédiment selon les critères définis, en un score sans unité. Ce score allant de 0 à 1 est représenté par une courbe qui traduirait pour chaque critère choisi, le niveau d'adaptation du sédiment selon ce critère. Les courbes de score ont des allures différentes selon le critère et la filière, elles peuvent être décrites comme étant « plus-est-mieux », « moins-est-mieux » ou « valeur optimum ».

Pour illustration, la Figure I.13a représente un exemple simple d'une courbe de score du critère « matière organique » pour une application des sédiments en « technique routière ». La courbe est décrite par une courbe de score « moins-est-mieux » car moins il y'a de MO dans le sédiment, mieux c'est pour sa valorisation en technique routière. En effet, selon le GTR, la teneur en matière organique des sédiments utilisés en tant que matériaux routiers doit être inférieure à 3 %. Donc si le sédiment a une teneur en MO < 3 %, le matériau est adapté au vu de ce critère – d'autres critères doivent aussi être évalués – et donc le score obtenu est de 1. A contrario, on sait que pour les matériaux dont la teneur en MO excède les 10 %, toute valorisation sans traitement adéquat devient compromettante et donc, à partir de cette valeur, le score tend vers 0.

A l'inverse, pour la filière agricole, la courbe de score (illustrée dans la Figure I.13b) sera décrite par le « plus-est-mieux » car elle est bénéfique pour la filière.

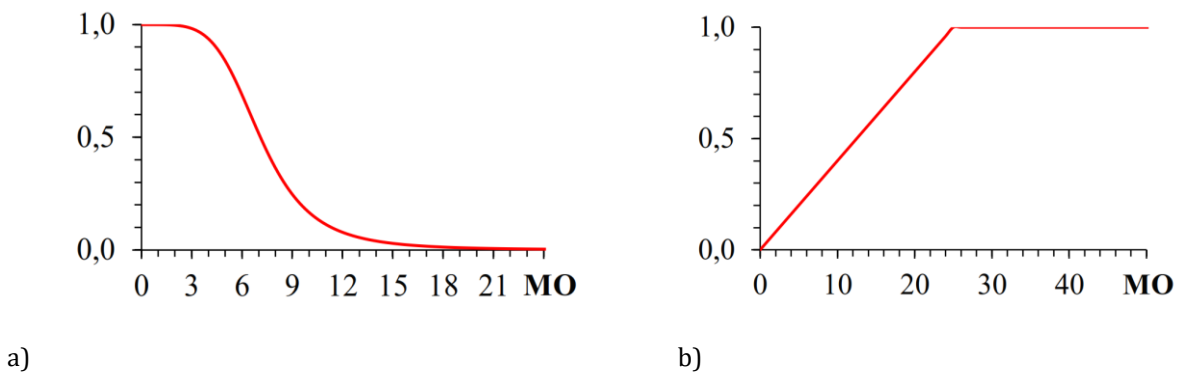


Figure I.13. Courbe de score pour la teneur en MO pour une utilisation des sédiments en (a) application routière ; (b) filière agricole [126][130].

5.3 L'indice d'adéquation IA

L'indice IA représente une évaluation globale de l'adéquation des sédiments pour une utilisation dans l'une des filières choisies. L'objectif final est de sommer les scores obtenus pour chaque critère après les avoir pondérés par des coefficients de modération car l'importance du critère et son

influence dans le processus de valorisation n'est pas la même d'une filière à une autre. La note globale notée « indice IA » est obtenue par l'Équation (I.13).

$$\text{Indice d'adéquation (IA)} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n S_i X_i}{\sum_{i=1}^n X_i} \right) \times 10 \quad (I.13)$$

avec S_i , les scores des critères indicateurs et X_i , les coefficients de pondération.

L'indice d'adéquation traduit l'adaptation potentielle du sédiment à la filière choisie. Par exemple, la similarité entre les sédiments et les matériaux standardisés sont un indicateur d'adéquation qui sera interprété par un score élevé.

Les Figures I.14 et I.15 montrent un exemple issu des travaux de thèse d'ANGERS [130] qui reprend l'évaluation réalisée sur quatre sédiments pour une valorisation dans les matériaux routiers et une valorisation dans le domaine agricole. Cette évaluation permet de déduire dans ce cas d'étude que les sédiments notés « ISE » et « DUR » sont plus adéquats pour une utilisation en matériaux routiers tandis que les deux autres sédiments notés « GAR » et « RHI » sont plutôt adéquats pour une valorisation agricole.

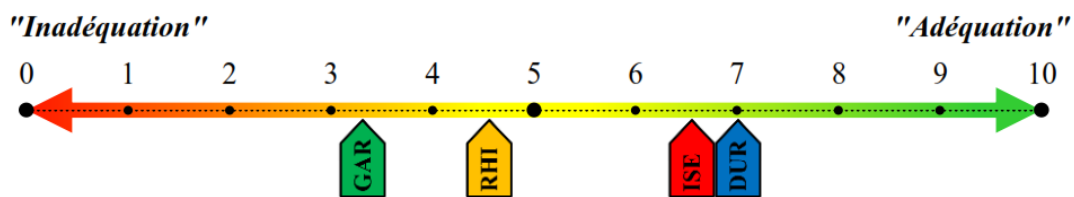


Figure I.14. Exemple d'indice adéquation des sédiments pour la valorisation en technique routière.

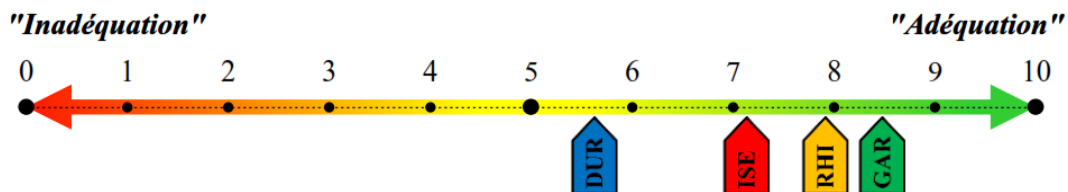


Figure I.15. Exemple d'indice adéquation des sédiments pour la valorisation agricole.

La compilation des différents critères et l'élargissement à un grand nombre de filières permet d'obtenir un outil d'aide à la décision pour la gestion et la valorisation des sédiments de dragage. L'étude présentée dans cette partie reste très limitée et sert simplement à évaluer le potentiel de valorisation et d'avoir une pré-orientation, selon des critères d'adéquation technique, vers l'une des filières concernées dans cette étude. Les indices d'adéquation ainsi que les critères choisis sont tout à fait discutables. D'un côté, la simplification de l'évaluation en regroupant plusieurs critères en un seul indice risque de s'accompagner d'une perte d'information, et d'un autre côté, la définition des critères nécessite de faire des choix qui pourraient être très subjectifs. Enfin, lors de l'étude des scénarios possibles pour la gestion et la valorisation des sédiments de dragage, la

solution globale doit aussi être confrontée aux exigences économiques, environnementales et sociales.

6. Conclusion du chapitre

Les sédiments sont des matériaux très hétérogènes issus des opérations de dragage indispensables pour le maintien des activités maritimes et fluviales. La composition d'un sédiment dépend fortement de son origine et il peut être caractérisé essentiellement par sa granulométrie, sa composition minérale et chimique, sa teneur en eau et en matière organique et son degré de contamination. Cette caractérisation peut être réalisée au niveau du laboratoire à travers des essais physiques, chimiques, minéralogiques, etc.

La problématique de la gestion des sédiments de dragage est liée très fortement à leur degré de contamination. En effet, les rejets industriels, urbains et agricoles, sont à l'origine de plusieurs substances contaminantes retrouvées dans les sédiments. Les polluants habituellement retrouvés dans les sédiments sont les polluants organiques (TBT, PCB et HAP) et les éléments traces métalliques d'origine naturelle ou anthropique. Ces polluants peuvent constituer, à partir d'une certaine concentration, un danger pour l'écosystème, d'où la réglementation pour encadrer les opérations de dragage.

Afin de protéger l'environnement et la biodiversité, les opérations de dragage et de gestion des sédiments sont très réglementées, que ce soit au niveau international, national ou à l'échelle locale. Des seuils de contamination ont été définis afin d'orienter le mode de gestion (immersion, gestion à terre, stockage, etc.). Les dispositions réglementaires sont différentes d'un État à un autre ou d'une région à une autre, mais elles ont toutes pour objectif de prévenir et de protéger l'environnement et la santé humaine.

Le secteur du génie civil permet de résorber des quantités importantes de sédiment et plusieurs filières de valorisation peuvent être envisagées. Bruts ou traités, les sédiments sont valorisés dans les plusieurs domaines tels que la technique routière, les matériaux cimentaires, l'utilisation dans les bétons non structurants, les mortiers, les briques, les granulats artificiels, etc. Face à la rarefaction des matériaux naturels, les sédiments de dragage peuvent donc constituer une alternative intéressante.

Les sédiments de dragage nécessitent parfois des traitements avant d'envisager leur valorisation. Plusieurs traitements peuvent être appliqués sur les sédiments de dragage en fonction de l'application envisagée. Le broyage et la calcination font partie de ces procédés ; sur le plan environne-

mental, la calcination permet d'éliminer des contaminants organiques et d'inhiber certains polluants métalliques. L'incorporation de sédiments qui ont subi un traitement thermique adapté, en tant que matière première secondaire en substitution au ciment dans la composition des mortiers montre que, moyennant un taux de substitution adéquat, les sédiments traités participent à l'amélioration des performances mécaniques tout en préservant la durabilité.

Hormis les sédiments calcinés, plusieurs autres additions minérales et sous-produits industriels sont également utilisés comme substitution du ciment : le laitier de haut-fourneau, le métakaolin, les cendres volantes, les déchets de verre, etc. Ces additions sont doublement bénéfiques car d'un côté, elles permettent de réduire l'empreinte carbone du ciment en réduisant la quantité de clinker utilisé, et d'un autre côté, elles participent à l'amélioration des caractéristiques à l'état frais et à l'état durci des matériaux formulés ainsi que de la durabilité des matériaux formulés.

La gestion et la valorisation des sédiments de dragage représentent un enjeu multidimensionnel : technique, économique, réglementaire, environnemental et sociétal. Pour une gestion adaptée et viable, ces différents aspects doivent être pris en compte et combinés entre eux. La mise en place d'un outil qui tient en considération toutes ces contraintes permettrait d'apporter une solution globale qui satisferait au mieux les différentes exigences. Cet outil représentera également un support incontournable pour aider les preneurs de décision et les orienter dans le choix de la filière de gestion et de valorisation.

Références

- [1] G. Schneider, "Boues de curage des cours d'eau," 2001.
- [2] Cours de mécanique des fluides, énergétique & environnement "Evaluation de l'infiltration," INP ENSEEIHT, Online Available:
<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/1588>.
- [3] J. Lérau, "Cours de Géotechnique," *Inst. Natl. des Sci. appliquées Toulouse*, p. 22p, 2006.
- [4] V. Dubois, "Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins – Valorisation en technique routière," pp. 1–311, 2006.
- [5] A. Gosselin, "Protocole d'évaluation de la traitabilité des sédiments, des sols et des boues à l'aide des technologies minéralurgiques," 1999.
- [6] N. T. Tran, "Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière," *Thèse Dr. Ec. des Mines Douai*, p. 189, 2009.
- [7] R. Zentar, M. Miraoui, N. E. Abriak, and M. Benzerzour, "Natural Dewatering of Marine Dredged Sediments," *Dry. Technol.*, vol. 29, no. 14, pp. 1705–1713, 2011.
- [8] A. Kasmi, "Prétraitement et traitement des sédiments fluviaux en vue d'une valorisation en technique routière," 2014.
- [9] Y. Song, "Traitement électrocinétique des sédiments de dragage et valorisation par solidification / stabilisation To cite this version : HAL Id : tel-01410065," 2017.
- [10] D. Colin, "Valorisation de sédiments fins de dragage en technique routière. CAEN, 2003.
- [11] P. Duchaufoud, "Pédologie -1 : pédogenèse et classification, Masson," vol. 491, 1983.
- [12] D. Colin, "Valorisation de sédiments fins de dragage en technique routière," 2003.
- [13] W. Maherzi, F. B. E. N. Abdelghani, and M. Boutouil, "Sustainable Environmental Treatment And Reuse of Dredged Marine Sediments in Road Construction," no. February, pp. 456–466, 2014.
- [14] B. Rekik, "Compressibilité d'un sédiment de dragage traité au ciment à forts rapports E/C," *Xèmes Journées, Sophia Antip.*, pp. 795–804, 2008.
- [15] R. Zentar, N. E. Abriak, and V. Dubois, "Effects of salts and organic matter on Atterberg limits of dredged marine sediments," *Appl. Clay Sci.*, vol. 42, no. 3–4, pp. 391–397, 2009.

- [16] F. Hamouche and R. Zentar, "Effects of Organic Matter on Physical Properties of Dredged Marine Sediments," *Waste and Biomass Valorization*, 2018.
- [17] I. Moghrabi, H. Ranaivomanana, F. Bendahmane, O. Amiri, and D. Levacher, "*Modelling the mechanical strength development of treated fine sediments: a statistical approach*, vol. 0, no. 0. Taylor & Francis, 2018.
- [18] M. A. Rashid and J. D. Brown, "Influence of marine organic compounds on the engineering properties of a remoulded sediment," *Eng. Geol.*, vol. 9, no. 2, pp. 141–154, 1975.
- [19] G. H. Keller, "Organic matter and the geotechnical properties of submarine sediments," *Geo-Marine Lett.*, vol. 2, no. 3–4, pp. 191–198, 1982.
- [20] A. I. Husein Malkawi, A. S. Alawneh, and O. T. Abu-Safaqah, "Effects of organic matter on the physical and the physicochemical properties of an illitic soil," *Appl. Clay Sci.*, vol. 14, no. 5–6, pp. 257–278, 1999.
- [21] T. E. Adejumo, "Effect of Organic Content on Compaction and Consolidation Characteristics of Lagos Organic Clay," vol. 3, pp. 2201–2211, 2012.
- [22] C. Alzieu, "Dragages et environnement marin : Etat des connaissances," *Ifremer*, p. 225, 1999.
- [23] J. Prygiel and M. Meybeck, "Contamination métallique des sédiments des cours d'eau du bassin Artois-Picardie et son impact sur la contamination des chairs et des foies de poissons," 1996.
- [24] X. Zhao *et al.*, "Polybrominated diphenyl ethers in sediments of the Daliao River Estuary, China: Levels, distribution and their influencing factors," *Chemosphere*, vol. 82, no. 9, pp. 1262–1267, 2011.
- [25] M. DIA, "Traitement et Valorisation de Sédiments de Dragage Phosphatés en Technique Routière," *thèse Dr. Univ. d'Artois*, vol. 072, p. 169, 2013.
- [26] J.-M. Brignon, "Tributyletain," *Fiche données Toxicol. environnementales des Subst. Chim.*, pp. 1–18, 2005.
- [27] n. Atlantic, "Ospar convention for the protection of the marine environment of the north-east atlantic meeting of the ospar commission (ospar) reykjavik : 28 june – 1 july 2004 ospar list of chemicals for priority action (update 2004)," vol. 7, pp. 1–6, 2004.
- [28] OSPAR Commission, "Convention for the Protection of the Marine Environment of the North-East Atlantic," no. July 1998, pp. 1–33, 2007.

- [29] L. Pcb and P. Population, "Les polychlorobiphényles (PCB) Messages clés," 2016.
- [30] O. Mazeas, "Evaluation de l'exposition des organismes aux Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques (HAP) dans le milieu marin par le dosage des métabolites de HAP," *Sci. du vivant, Géosciences, Sci. l'environnement*, vol. Doctorat e, no. 2945, p. 195, 2004.
- [31] F. Léauté, L. U. Pierre, and E. T. Marie, "Biogéochimie des contaminants organiques HAP , PCB et pesticides organochlorés dans les sédiments de l' étang de Thau Frédérique Léauté To cite this version : HAL Id : tel-00449516," 2010.
- [32] L. BOURCEREAU, P. Binet, G. Chiapusio, M. Euvrard, and D. Gilbert, "Accumulation des Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques (HAP) dans les sédiments de la rivière Doubs Rapport Final," pp. 1-57.
- [33] H. A. P. Population, "Hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP) : présentation générale Sources et voies d' exposition aux HAP," 2004.
- [34] J. H. Duffus, "Heavy metals; —A meaningless term? (IUPAC Technical Report)," *Pure Appl. Chem. Natl. Represent. Z. Bardodej (Czech Repub. J. Park (Korea F. J. R. Paumgarten (Brazil*, vol. 74, no. 5, pp. 793-807, 2002.
- [35] T. Deschamps, M. Benzaazoua, T. Belem, and M. Mbonimpa, "Full-Text," vol. 7, 2006.
- [36] "Delabre D. Les métaux dans les Sédiments du Littoral Nord de la France et leur disponibilité lors des rejet de dragage " Thèses université Lille 1, 263p,1985
- [37] H. Azrar, "Contribution à la valorisation des sédiments de dragage portuaire : technique routière , béton et granulats artificiels," 2014.
- [38] O. Geffard, "Toxicité potentielle des sédiments marins et estuariens contaminés : Evaluation chimique et biologique, biodisponibilité des contaminants sédimentaires," *Thèse Dr.*, p. 376, 2001.
- [39] D. Wang, "Solidification et valorisation des sédiments du port de Dunkerque en travaux routiers" vol. 072, no. Lille I, 2011.
- [40] D. M. Characterisation, C. S. Evaluation, D. M. Sampling, S. Disposal, and S. Selection, "OSPAR Guidelines for the Management of Dredged Material OSPAR Guidelines for the Management of Dredged Material," pp. 1-31, 2009.
- [41] Programme des Nations Unies pour l'environnement Plan d'action pour la Méditerranée, "Convention sur la protection du milieu marin et du littoral de la Méditerranée et ses protocoles," Athènes, 2007.

- [42] L. Parties, "Convention sur la prévention de la pollution des mers," vol. 1979, pp. 1–26, 1996.
- [43] "Arrêté du 9 août 2006 relatif aux niveaux à prendre en compte lors d'une analyse de rejets dans les eaux de surface ou de sédiments marins, estuariens ou extraits de cours d'eau ou nomenclature annexée à l'article R. 214-1 du code de l'environnement," pp. 1–5, 2018.
- [44] Démarche PREDIS Nord-Pas-de-Calais, Groupe de travail n°5, "Guide technique régional relatif à la méthodologie de gestion des sédiments."
- [45] DREAL Nord-Pas de Calais, "Sédiments Gestion à terre : Quelle réglementation ?," *Medde*, p. 12, 2012.
- [46] A. Du *et al.*, "Arrêté du Gouvernement flamand fixant le règlement flamand relatif à l'assainissement du sol et à la protection du sol," pp. 1–23, 2018.
- [47] Gouvernement wallon, "30 novembre 1995.-arrêté du Gouvernement wallon relatif à la gestion des matières enlevées du lit et des berges des cours et plans d'eau du fait de travaux de dragage ou de curage," p. 750, 1995.
- [48] "Marine Management Organisation." [Online]. Available: <https://www.gov.uk/government/organisations/marine-management-organisation>.
- [49] "Marine Management Organisation." [Online]. Available: <https://www.gov.uk/government/organisations/marine-management-organisation>.
- [50] "Centre for Environment, Fisheries and Aquaculture Science (CEFAS)." [Online]. Available: <https://www.cefas.co.uk/>.
- [51] J. Wallace, "How to comply with your environmental permit," *Environ. Agency Horiz. House*, no. April, p. 9,10, 2013.
- [52] "Environment Agency uk." [Online]. Available: <https://www.gov.uk/government/organisations/environment-agency>.
- [53] M. A. A. Amar, "Traitement des sédiments de dragage pour une valorisation dans les matrices cimentaires" Thèse de l'Université de Lille 1, 2017.
- [54] M. Miraoui, "Mise en œuvre d'une démarche de prétraitement et de traitement des sédiments de dragage en vue d'une valorisation dans le génie civil," *Thèse Dr. Univ. des Sci. Technol. Lille 1*, p. 255, 2010.
- [55] Lignes directrices pour l'évaluation de la qualité des sédiments du lac-mégantique et de la

- rivière
chaudière“https://www.nordpasdeclais.vnf.fr/IMG/pdf/Enjeux_Transport_cle1b453e.pdf
” pp. 1–7, 2013.
- [56] D. de L’Environnement, *L’évaluation du risque écotoxicologique du rejet en eau libre des sédiments, en soutien à la gestion des projets de dragage en eau douce*. 2013.
- [57] T. Martaud, “Evaluation environnementale de la production de granulats en exploitation de carrières - Indicateurs , Modèles et Outils . To cite this version : HAL Id : tel-00412080,” 2009.
- [58] “Chapitre III: le respect de l’environnement” Disponible en ligne [SDC21RAPPTITREIII_cle2935c9.pdf.]
- [59] “Edition PROVENCE,” vol. 2018, no. données 2016, pp. 3–4, 2018.
- [60] C. Tribout, “Valorisation de sédiments traités en techniques routières : contribution à la mise en place d’un protocole d’acceptabilité,” *Thèse Dr. Univ. Toulouse*, p. 295, 2010.
- [61] R. Achour, “Valorisation et caractérisation de la durabilité d ’un matériau routier et d ’un béton à base de sédiments de dragage,” *Thèse Dr. Univ. Lille*, p. 199, 2013.
- [62] Guide Setra “Acceptabilité des matériaux alternatifs en technique routière, évaluation environnementale,” 2012.
- [63] C. Innovation, “Ecosed Digital 4.0.” disponible en ligne [https://blogrecherche.wp.imt.fr/2020/09/09/le-voyage-d-sédiment-agricole-en-riviere-erosion/]
- [64] MELT, “Réalisation des remblais et des couches de forme - Guide Technique - Fascicule I Principes généraux,” *Setra Lcpc*, p. 102, 2000.
- [65] M. Benzerzour, W. Maherzi, M. A. A. Amar, N. E. Abriak, and D. Damidot, “Formulation of mortars based on thermally treated sediments,” *J. Mater. Cycles Waste Manag.*, vol. 20, no. 1, pp. 592–603, 2018.
- [66] F. Agostini, “Inertage et valorisation des sédiments de dragage marins,” *Thèse Dr. Ec. Cent. Lille*, p. 207, 2006.
- [67] Z. Zhao, M. Benzerzour, N. Abriak, D. Damidot, and L. Courard, “Use of uncontaminated marine sediments in mortar and concrete by partial substitution of cement Use of uncontaminated marine sediments in mortar and concrete by partial substitution of cement,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 93, no. December, pp. 155–162, 2018.

- [68] M. Benzerzour, M. Amar, and N. E. Abriak, "New experimental approach of the reuse of dredged sediments in a cement matrix by physical and heat treatment," *Constr. Build. Mater.*, vol. 140, pp. 432–444, 2017.
- [69] W. Maherzi, M. Benzerzour, Y. Mamindy-Pajany, E. van Veen, M. Boutouil, and N. E. Abriak, "Beneficial reuse of Brest-Harbor (France)-dredged sediment as alternative material in road building: laboratory investigations," *Environ. Technol. (United Kingdom)*, vol. 39, no. 5, pp. 566–580, 2018.
- [70] E. D. L. Ministère de l'Équipement, des Transports, *Traitement des sols à la chaux et / ou aux liants hydrauliques Application à la réalisation*. 2000.
- [71] D. Territoriale and M. Delplanque, "Projet Sédimatériaux Sommaire Le projet Les partenaires Les perspectives," 2018.
- [72] B. T. Debuigne, A. Wijdeveld, B. Lemiere, and J. Harrington, "Circular economy applications of dredged sediments ;," 2017.
- [73] B. Anger, "Caractérisation des sédiments fins de retenues hydroélectriques en vue d'une orientation vers des filières de valorisation matière," *Thèse Dr. Génie-civil, Univ. Caen Basse-Normandie*, p. 316, 2014.
- [74] D. P. Lunk, C. Homann, E. Ritschard, D. J.-G. Hammerschlag, K. Wassmann, and D. T. Schmidt, *Guide pratique du béton Concevoir et mettre en œuvre des bétons durables Table de matières*, 6 ème édit. 2015.
- [75] F. Begarin, "Etude de paramètres endogènes et exogènes au ciment Portland ordinaire influençant l'hydratation de sa phase principale : le silicate tricalcique Farid Begarin To cite this version : HAL Id : tel-00845948 PHASE PRINCIPALE : L E S I L I C A T E T R I C A L C I Q U E," 2013.
- [76] S. A. Gunay, *Influence de la cinétique d'hydratation des phases aluminates en présence de sulfate de calcium sur celles des phases silicates : conséquences sur l'optimum de sulfatage des ciments Semra Aydin Gunay To cite this version : HAL Id : tel-00767768*. 2012.
- [77] M. Codina and M. Codina, "Les bétons bas pH - Formulation , caractérisation et étude à long terme To cite this version : HAL Id : tel-00199021 Les bétons bas pH Formulation , caractérisation et étude à long terme," 2007.
- [78] F. Jacquemot, *Accélération du durcissement des liants à base de laitier de haut fourneau pour les produits en béton*. 2014.

- [79] V. Awasare and M. V Nagendra, "Analysis of Strength Characteristics of Ggbs Concrete," *Int. J. Adv. Eng. Technol. E- Int J Adv Engg Tech V/Issue II*, vol. 12, no. 4, pp. 82–84, 1987.
- [80] C. Li, H. Sun, and L. Li, "A review: The comparison between alkali-activated slag (Si + Ca) and metakaolin (Si + Al) cements," *Cem. Concr. Res.*, vol. 40, no. 9, pp. 1341–1349, 2010.
- [81] F. Jacquemot, "Accélération du durcissement des liants à base de laitier de haut fourneau pour les produits en béton," vol. 104, no. Lille I, 2014.
- [82] G. Nussbaum, "Étude de la valorisation des laitiers de l'industrie sidérurgique et de production des alliages silico manganèse Clément Houze To cite this version : HAL Id : tel-00957552 " 2014.
- [83] I. Martin, "Développement d'une matrice à base d'aluminate de calcium pour la cimentation de boues issues de la décontamination d'effluents actifs" 2016.
- [84] M. Michel, "Accélération de ciment au laitier par du ciment sulfo-alumineux," p. 280, 2009.
- [85] E. Özbay, M. Erdemir, and H. I. Durmuş, "Utilization and efficiency of ground granulated blast furnace slag on concrete properties - A review," *Constr. Build. Mater.*, vol. 105, pp. 423–434, 2016.
- [86] O. Boukendakdji, E. H. Kadri, and S. Kenai, "Effects of granulated blast furnace slag and superplasticizer type on the fresh properties and compressive strength of self-compacting concrete," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 34, no. 4, pp. 583–590, 2012.
- [87] Mohd Shahir LiewPhuong Nguyen-TriTuan Anh NguyenSaeid Kakooei, *Smart Nanoconcretes and Cement-Based Materials: Properties, Modelling and Applications*. 2019.
- [88] M. Gesoğlu, E. Güneyisi, and E. Özbay, "Properties of self-compacting concretes made with binary, ternary, and quaternary cementitious blends of fly ash, blast furnace slag, and silica fume," *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 5, pp. 1847–1854, 2009.
- [89] R. S. Blissett and N. A. Rowson, "A review of the multi-component utilisation of coal fly ash," *Fuel*, vol. 97, pp. 1–23, 2012.
- [90] Z. T. Yao *et al.*, "A comprehensive review on the applications of coal fly ash," *Earth-Science Rev.*, vol. 141, pp. 105–121, 2015.
- [91] M. Ahmaruzzaman, "A review on the utilization of fly ash," *Prog. Energy Combust. Sci.*, vol. 36, no. 3, pp. 327–363, 2010.
- [92] T. Hemalatha and A. Ramaswamy, "A review on fly ash characteristics – Towards promoting high volume utilization in developing sustainable concrete," *J. Clean. Prod.*, vol.

- 147, pp. 546–559, 2017.
- [93] C. S. Poon, L. Lam, and Y. L. Wong, “Study on high strength concrete prepared with large volumes of low calcium fly ash,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 30, no. 3, pp. 447–455, 2000.
- [94] M. Sahmaran and I. O. Yaman, “Hybrid fiber reinforced self-compacting concrete with a high-volume coarse fly ash,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 21, no. 1, pp. 150–156, 2007.
- [95] R. Siddique, “Performance characteristics of high-volume Class F fly ash concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 3, pp. 487–493, 2004.
- [96] A. M. Rashad, “A brief on high-volume Class F fly ash as cement replacement – A guide for Civil Engineer,” *Int. J. Sustain. Built Environ.*, vol. 4, no. 2, pp. 278–306, 2015.
- [97] J. M. Paris, J. G. Roessler, C. C. Ferraro, H. D. Deford, and T. G. Townsend, “A review of waste products utilized as supplements to Portland cement in concrete,” *J. Clean. Prod.*, vol. 121, pp. 1–18, 2016.
- [98] A. Durán-Herrera, C. A. Juárez, P. Valdez, and D. P. Bentz, “Evaluation of sustainable high-volume fly ash concretes,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 33, no. 1, pp. 39–45, 2011.
- [99] V. M. M. G. G. Carette and, “Characterization of Canadian fly ashes and their relative performance in concrete,” *Rev. Can. génie Civ.*, vol. 14(5), pp. 667–682, 1987.
- [100] K. Turk, “Viscosity and hardened properties of self-compacting mortars with binary and ternary cementitious blends of fly ash and silica fume,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 37, pp. 326–334, 2012.
- [101] Q. Nie, C. Zhou, X. Shu, Q. He, and B. Huang, “Chemical, mechanical, and durability properties of concrete with local mineral admixtures under sulfate environment in Northwest China,” *Materials (Basel)*, vol. 7, no. 5, pp. 3772–3785, 2014.
- [102] Rafat Siddique, Mohammad Iqbal Khan, “*Supplementary Cementing Materials*”. Berlin: Springer, Berlin, Heidelberg, 2011.
- [103] A. Mardani-Aghabaglou, Ö. Andiç-Çakir, and K. Ramyar, “Freeze-thaw resistance and transport properties of high-volume fly ash roller compacted concrete designed by maximum density method,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 37, no. 1, pp. 259–266, 2013.
- [104] S. W. Lee, T. Yamamoto, and T. Fujii, “Highly selective and sensitive DNA measurement by micro electrical impedance spectroscopy,” *Dig. Tech. Pap. - Int. Conf. Solid State Sensors Actuators Microsystems, TRANSDUCERS '05*, vol. 2, pp. 1314–1317, 2005.
- [105] R. Siddique and J. Klaus, “Influence of metakaolin on the properties of mortar and

- concrete: A review," *Appl. Clay Sci.*, vol. 43, no. 3–4, pp. 392–400, 2009.
- [106] C. Perlot and P. Rougeau, *Intérêt des métakaolins dans les bétons*, Cerib. Épernon, 2007.
- [107] S. B. Andriolo FR, "The use of pozzolans from calcined clays in preventing excessive expansion due to alkali-silica in some Brazilian dams," *Proc. 7th Int. Conf. AAR, New Jersey*, p. pp 66–70, 1986.
- [108] J.M. Khatib and S. Wild, "Pore size distribution of metakaolin paste," *Cem. Concr. Res.*, vol. Vol. 26, N, no. Elsevier Science Ltd, pp. 1545-1553, 1996.
- [109] K. A. Gruber, T. Ramlochan, A. Boddy, R. D. Hooton, and M. D. A. Thomas, "Increasing concrete durability with high-reactivity metakaolin," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 23, no. 6, pp. 479–484, 2001.
- [110] L. Courard, A. Darimont, M. Schouterden, F. Ferauche, X. Willem, and R. Degeimbre, "Durability of mortars modified with metakaolin," *Cem. Concr. Res.*, vol. 33, no. 9, pp. 1473–1479, 2003.
- [111] Y. Jani and W. Hogland, "Waste glass in the production of cement and concrete - A review," *J. Environ. Chem. Eng.*, vol. 2, no. 3, pp. 1767–1775, 2014.
- [112] Y. Jiang, T. C. Ling, K. H. Mo, and C. Shi, "A critical review of waste glass powder – Multiple roles of utilization in cement-based materials and construction products," *J. Environ. Manage.*, vol. 242, no. November 2018, pp. 440–449, 2019.
- [113] A. Mohajerani, J. Vajna, T. H. H. Cheung, H. Kurmus, A. Arulrajah, and S. Horpibulsuk, "Practical recycling applications of crushed waste glass in construction materials: A review," *Constr. Build. Mater.*, vol. 156, pp. 443–467, 2017.
- [114] A. Bouchikhi, M. Benzerzour, N. E. Abriak, W. Maherzi, and Y. Mamindy-Pajany, "Study of the impact of waste glasses types on pozzolanic activity of cementitious matrix," *Constr. Build. Mater.*, vol. 197, pp. 626–640, 2019.
- [115] Ö. Özkan and I. Yüksel, "Studies on mortars containing waste bottle glass and industrial by-products," *Constr. Build. Mater.*, vol. 22, no. 6, pp. 1288–1298, 2008.
- [116] D. Zlatanovici, F. Ionescu, A. Herisanu, and C. Cicirone, "Mathematical model and software for the simulation of a hydro generator behavior at the full load sudden disconnection," *2014 Int. Symp. Fundam. Electr. Eng. ISFEE 2014*, vol. 30, pp. 91–100, 2015.
- [117] T. A. Dang, S. Kamali-Bernard, and W. A. Prince, "Design of new blended cement based on marine dredged sediment," *Constr. Build. Mater.*, vol. 41, pp. 602–611, 2013.

- [118] A. Diouri, T. A. Dang, O. Sassi, and F. Bernard, "Properties and hydration behavior of blended clinker and portland- sediment cement pastes," *Chem. Mater. Res.*, vol. 5, no. November, pp. 27–30, 2013.
- [119] M. Amar, M. Benzerzour, N. E. Abriak, and Y. Mamindy-Pajany, "Study of the pozzolanic activity of a dredged sediment from Dunkirk harbour," *Powder Technol.*, vol. 320, pp. 748–764, 2017.
- [120] A. Faure *et al.*, "Ability of Two Dam Fine-Grained Sediments to be Used in Cement Industry as Raw Material for Clinker Production and as Pozzolanic Additional Constituent of Portland-Composite Cement," *Waste and Biomass Valorization*, vol. 8, no. 6, pp. 2141–2163, 2017.
- [121] O. Safer, N. Belas, O. Belaribi, K. Belguesmia, N. E. Bouhamou, and A. Mebrouki, "Valorization of Dredged Sediments as a Component of Vibrated Concrete: Durability of These Concretes Against Sulfuric Acid Attack," *Int. J. Concr. Struct. Mater.*, vol. 12, no. 1, 2018.
- [122] R. Snellings *et al.*, "Properties and pozzolanic reactivity of flash calcined dredging sediments," *Appl. Clay Sci.*, vol. 129, pp. 35–39, 2016.
- [123] R. Snellings, L. Horckmans, C. Van Bunderen, L. Vandewalle, and Ö. Cizer, "Flash-calcined dredging sediment blended cements: effect on cement hydration and properties," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 50, no. 6, 2017.
- [124] C. Van Bunderen, R. Snellings, L. Vandewalle, and Ö. Cizer, "Early-age hydration and autogenous deformation of cement paste containing flash calcined dredging sediments," *Constr. Build. Mater.*, vol. 200, pp. 104–115, 2019.
- [125] B. Lemiere, P. Michel, L. Haouche, B. Lemiere, P. Michel, and L. Haouche, "L'outil d'aide à la décision GeDSeT : évaluer les impacts et bénéfices de différentes options de gestion des sédiments es Laboudigue To cite this version : bénéfices de différentes options de gestion des sédiments," no. January, 2012.
- [126] B. Anger. R and F. Thery, D. Levacher, "Outil d' aide à la décision pour la valorisation des sédiments de barrage," 2015.
- [127] T. J. Iannuzzi *et al.*, "Environmental Risk Assessment of Human Pharmaceuticals in the European Union: A Caso Study with the B-Blocker Atenolol," *Integr. Environ. Assess. Manag.*, vol. 6, no. 1, pp. 514–523, 2009.
- [128] S. B. Kane Driscoll *et al.*, "A comparative screening-level ecological and human health risk

assessment for dredged material management alternatives in New York/New Jersey Harbor," *Hum. Ecol. Risk Assess.*, vol. 8, no. 3, pp. 603–626, 2002.

[129] A. Scheffler, T. Roth, and W. Ahlf, "Sustainable decision making under uncertainty: A case study in dredged material management," *Environ. Sci. Eur.*, vol. 26, no. 1, pp. 1–12, 2014.

[130] B. Anger, "Caractérisation de sédiments fins de retenues hydroélectriques en vue d'une orientation vers des filis," 2014.

Optimisation opérationnelle de la valorisation des sédiments de dragage

1.	Introduction.....	79
2.	Applications ciblées dans le logiciel	81
2.1.	Application « Digue »	81
2.1.1.	Définition générale	81
2.1.2.	Mécanismes de rupture d'une digue de protection contre les inondations.....	83
2.1.3.	Méthodes de dimensionnement	85
2.1.4.	Notion de facteur de sécurité.....	86
2.1.5.	Méthode des tranches	87
2.1.6.	La perméabilité.....	89
2.1.7.	Conception d'une digue en terre	91
2.1.8.	Cahier des charges : critères de conception et dimensionnement des digues.....	93
2.2.	Application « Technique routière ».....	100
2.2.1.	La structure de chaussées	100
2.2.2.	Méthodologie de la valorisation des sédiments de dragage en technique routière	101
2.2.3.	Acceptabilité environnementale	103
2.3.	Application « Épandage agricole »	105
3.	Aspect économique de la gestion des sédiments de dragage	108
3.1.	Introduction	108
3.2.	Coûts d'un projet de dragage de sédiments	109
3.2.1.	Coûts relatifs aux dossiers réglementaires.....	109
3.2.2.	Coûts liés aux opérations de dragage.....	109
3.2.3.	Coûts liés aux filières de gestion des sédiments	110
3.3.	Coûts liés au traitement des sédiments de dragage	112
3.4.	Coûts liés aux frais de transport.....	114
4.	Présentation du logiciel.....	116
4.1.	Interface	116
4.1.1.	Admin	116
4.1.2.	Données & analyses	117
4.1.3.	Simulation manuelle.....	117
4.1.4.	Simulation automatique	118
4.2.	Architecture globale du logiciel.....	118
4.2.1.	Module Données d'entrée	118
4.2.2.	Module Optimisation	121
4.2.3.	Module Solution	127
5.	Validation du modèle mathématique de l'outil	128
5.1.	Validation du modèle : Application « Route »	128
5.2.	Validation du modèle : Application « Digue ».....	133
5.3.	Validation du modèle : Application « Épandage agricole »	137
6.	Conclusion du chapitre.....	138
	Références.....	140

1. Introduction

Les opérations de dragage génèrent des quantités importantes de matériaux. Bien qu'une partie de ces derniers est directement immergée en mer (lorsqu'il s'agit de dragage maritime), une quantité non négligeable de ces sédiments est gérée à terre. Pour ce mode de gestion, les sédiments sont soit stockés dans des installations dédiées à cet effet, soit valorisés dans d'autres filières telles que le génie civil, l'épandage agricole, le remplissage des plages, etc. Le stockage des sédiments ne constitue pas une solution pérenne, celle-ci peut être très coûteuse et les zones de stockage sont de plus en plus saturées. La valorisation des sédiments, notamment dans le génie civil, représente une perspective intéressante pour ces matériaux. Cette solution soulève toutefois des défis techniques, économiques et environnementaux importants. En effet, comme évoqué dans le Chapitre I, les caractéristiques des sédiments de dragage, telles que leur demande en eau élevée, la présence de matière organique, le degré de contamination etc., sont autant d'obstacles d'ordre technique et environnemental à résoudre. Plusieurs traitements peuvent être appliqués sur les sédiments pour améliorer leur qualité et leurs performances et dépendent non seulement des caractéristiques des sédiments et des exigences des applications ciblées, mais aussi des retombées économiques du projet. Cette composante « coût » devra être intégralement considérée dans le processus d'optimisation de la solution finale.

En définitive, pour que la valorisation des sédiments de dragage soit considérée comme une solution viable, les trois aspects suivants doivent être conjointement analysés et optimisés : la faisabilité technique, l'acceptabilité environnementale et la rentabilité économique, le tout devant être réalisé dans le respect du cadre réglementaire en vigueur pour chaque pays/région (Figure II.1).

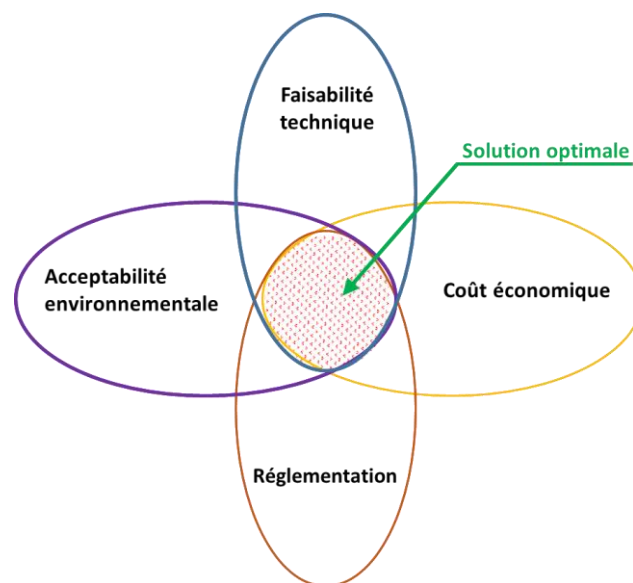


Figure II.1. Différents aspects à prendre en compte dans un processus de gestion et de valorisation des sédiments de dragage.

Face à ces trois enjeux majeurs, les maîtres d'œuvre, gestionnaires et différents acteurs économiques impliqués dans la gestion des sédiments de dragage doivent faire des choix entre les différentes voies de valorisation (technique routière, béton, épandage, brique, granulats recyclés, modelés paysagers, etc.).

Afin de parvenir à une solution optimale qui répondra au mieux aux différentes exigences techniques, environnementales et économiques du projet, il est nécessaire de se doter d'outils informatiques de gestion qui permettront d'obtenir la meilleure décision quant à la filière de gestion et de valorisation d'un sédiment. En effet, avant d'aboutir à une solution finale de gestion et de valorisation des sédiments de dragage, il peut s'avérer nécessaire d'entreprendre plusieurs campagnes d'essais expérimentaux, d'analyses physico-chimiques et d'autres types d'évaluations. Ce processus nécessite souvent des moyens importants et engendre des coûts conséquents. Disposer d'un outil d'aide à la décision pour la gestion des sédiments de dragage serait de grande importance et permettrait d'économiser du temps et de l'argent.

C'est dans cette optique que ce travail a été réalisé. Son objectif est de développer une méthode innovante pour la gestion et la valorisation des sédiments de dragage, consistant en la mise en place d'un outil logiciel simple et interactif pour l'optimisation des processus de traitement et de valorisation des sédiments. Les quatre applications cibles identifiées pour cette partie sont : les sous-couches routières, les digues de protection contre les inondations, l'épandage agricole et la formulation d'enrochements artificiels en blocs de béton destinées à la réfection et à la stabilisation des berges. Les trois premières applications « Routes », « Digues » et « Épandage agricole » seront présentées dans ce chapitre, la dernière application « Béton » sera développée à partir du Chapitre III.

Dans ce chapitre, l'architecture globale du logiciel, la démarche scientifique adoptée, ainsi que la modélisation des différentes contraintes liées à la gestion des sédiments seront présentées et expliquées. Dans un premier temps, les valeurs limites des contraintes techniques et environnementales ont été définies conformément à la réglementation en vigueur de chacun des pays faisant partie prenante du projet USAR : France, Pays-Bas, Belgique et Angleterre. Le logiciel a été configuré de façon à pouvoir modifier les contraintes seuils réglementaires en fonction de l'évolution de celle-ci. Pour chaque application, les contraintes liées au dimensionnement, aux caractéristiques mécaniques minimales des matériaux utilisés ainsi que les seuils environnementaux ont été définis, puis introduits dans le logiciel. Pour le calcul de la solution optimale, des paramètres tels que la granulométrie, la matière organique ou les contraintes environnementales, ont été modélisés à travers des équations mathématiques puis implémentés dans le logiciel afin qu'ils soient optimisés.

Concernant l'aspect économique, celui-ci a été pris en compte dans le processus d'optimisation à travers une évaluation des coûts liés aux opérations de dragage, aux matériaux naturels, aux traitements des sédiments et au transport ; la méthode utilisée sera également présentée.

Enfin, pour valider le modèle de calcul du logiciel, la simulation de projets réels « Route » et « Digue » a été réalisée.

2. Applications ciblées dans le logiciel

Dans ce travail, 3 applications cibles ont été identifiées pour la valorisation des sédiments de dragage : l'utilisation en sous-couches routières, les digues de protection contre les inondations et les bétons. Les contraintes liées aux caractéristiques des matériaux utilisés, aux critères de dimensionnement, aux seuils de contaminant à respecter etc., varient d'une application à une autre. Dans la suite de ce travail, des critères d'aide à la décision seront définis dans cette partie en fonction de l'application visée.

2.1. Application « Digue »

2.1.1. Définition générale

Les digues de protection contre les inondations, également appelées digues en terre, sont des ouvrages destinés à contenir épisodiquement un flux d'eau dans le but de protéger les zones naturellement inondables. L'objectif de ces ouvrages est de limiter les conséquences des crues, notamment lors des épisodes de forte pluie (Figure II.2). En France, les dispositions mises en place par le décret du 11 décembre 2007 relatif à la réglementation des ouvrages hydrauliques, distinguent les digues des barrages en remblais notamment par leurs dimensions (hauteur plus faible que pour les barrages tandis que la longueur est beaucoup plus importante), les sollicitations auxquelles elles sont soumises (écoulement transitoire, etc.) ainsi que des différences dans la conception (en particulier dispositifs de drainage, etc.).

Il existe plusieurs types de digues ; celles-ci se distinguent notamment par leur mode de fonctionnement, les matériaux qui les constituent, leur conception, les dispositifs de drainage, etc. Parmi ces différents types de digues, les plus répandus sont les digues en remblais homogène ou hétérogène, les digues avec noyau imperméable, les ouvrages rigides, composites ou résistants aux surverses. Pour les digues en terre, il convient de distinguer les digues de protection contre les inondations des digues à charges permanentes qui sont considérées comme des barrages au sens de la réglementation (décret du 11 décembre 2007).

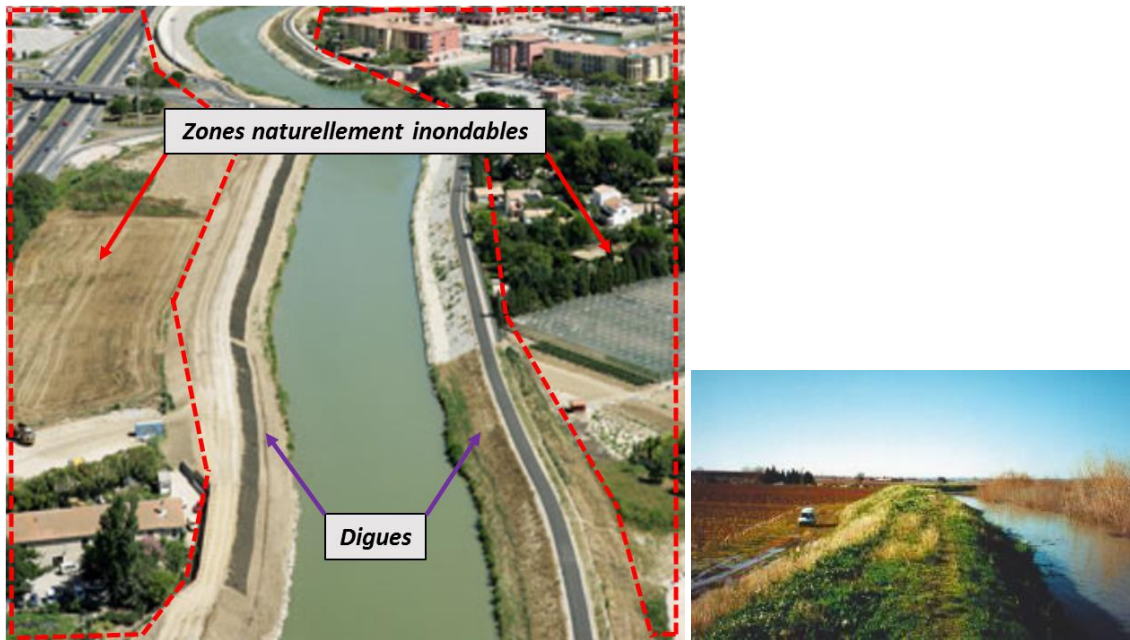


Figure II.2. Digue de protection contre les inondations (adapté de [1]).

Les Figures II.3 et II.4 présentent deux exemples de coupes transversales de deux digues : l'une est réalisée à partir d'un remblai homogène, et l'ouvrage repose simplement sur le sol de fondation sans ancrage ; tandis que dans le deuxième exemple, la digue est ancrée dans le sol support et elle est munie d'un noyau imperméable. La présence de plusieurs types de digues est également liée à l'histoire et les améliorations réalisées sur chaque digue afin d'améliorer sa stabilité.

L'utilisation des sédiments de dragage dans les digues présente plusieurs avantages. D'une part, au vu du volume important de ce type d'ouvrages, ces derniers peuvent résorber des quantités très importantes des sédiments. D'autre part, les digues sont généralement réalisées le long des fleuves et canaux ; l'utilisation de sédiments provenant de ces fleuves permet d'économiser des moyens matériels, humains et financiers considérables [3].

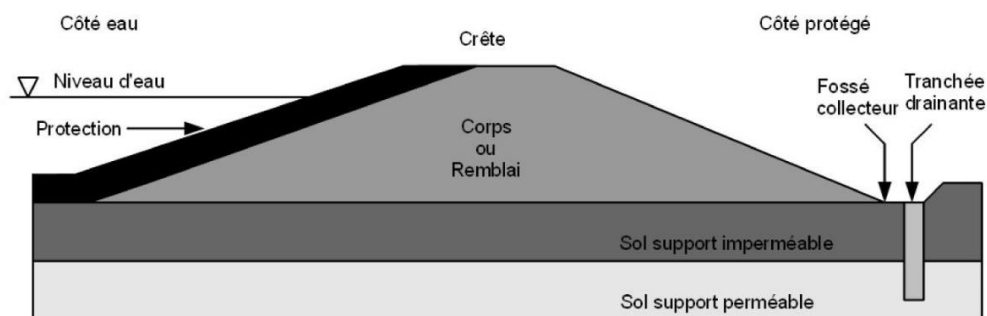


Figure II.3. Digue homogène standard sans ancrage [2].

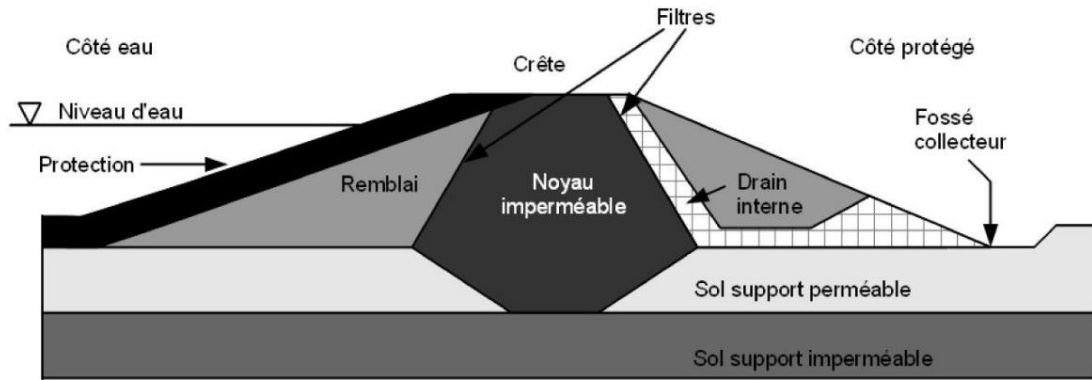


Figure II.4. Digue à noyau imperméable avec ancrage [2].

2.1.2. Mécanismes de rupture d'une digue de protection contre les inondations

Il existe plusieurs modes de défaillance d'une digue, pouvant être lents ou rapides, et pouvant survenir dans différentes situations : situation normale d'exploitation, situation transitoire, accidentelle, etc. Lors de la phase de dimensionnement, et selon la situation du projet, il convient de considérer plusieurs modes de rupture : le glissement, le soulèvement de couche imperméable, les défauts de potence (poinçonnement), le tassement, l'affouillement, les filtrations d'eau, etc.

Parmi les mécanismes les plus classiques de l'endommagement des digues, on peut particulièrement citer les modes suivants [2][4][5][6] :

- L'érosion par surverse : l'érosion par surverse survient lorsque l'eau déborde par-dessus la digue. Elle constitue l'un des modes de dégradation les plus destructeurs pour les digues en remblai notamment. Dans ce cas, une brèche peut se former rapidement, ce qui conduit à des écoulements incontrôlés sur ce tronçon de la digue. Pour prévenir ce type de dégradation, les digues peuvent être équipées d'une carapace ;
- L'érosion interne, appelée également « effet renard » (*piping* en anglais) : l'eau s'infiltré à travers le corps de la digue selon des chemins préférentiels ; ceux-ci sont favorisés notamment par les racines de végétations, les hétérogénéités entre les couches constituantes de la digue, etc. Ce phénomène conduit à un départ du matériau et à la constitution d'une brèche qui peut se développer de façon très rapide (en fonction de l'évolution de l'écoulement). Ceci peut provoquer des dommages importants au fonctionnement de la digue. Un diagnostic et un suivi réalisés régulièrement sur la digue sont nécessaires pour prévenir ce phénomène ;
- Le glissement : les ruptures par glissement peuvent être liées à plusieurs facteurs : les dimensions de la digue (l'emprise qui peut se réduire sous l'effet de l'érosion), les événements météorologiques, la dégradation des caractéristiques géotechniques des matériaux dans le temps, l'augmentation de la charge hydraulique, le trafic sur la digue,

etc. Ces différents paramètres peuvent conduire à l'apparition des fissures dans le corps de la digue et causer une rupture par glissement. Celle-ci peut se produire soit vers l'intérieur (coté eau), soit vers l'extérieur (zone protégée) ;

- L'érosion externe : elle est principalement causée par les courants d'eau qui entraînent dans leur écoulement une partie du matériau constitutif de la digue. Une brèche peut alors se développer au pied de l'ouvrage et diminuer la section de la digue. La surveillance de la digue vis-à-vis de ce phénomène est indispensable pour assurer son bon fonctionnement.

La Figure II.5 ci-dessous schématise les principaux mécanismes de rupture d'une digue en terre.

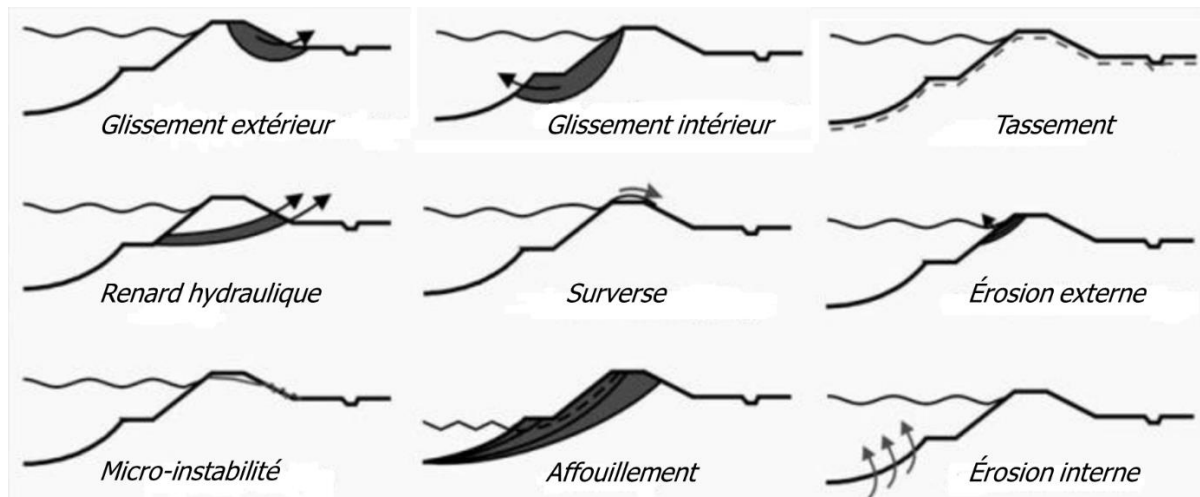


Figure II.5. Récapitulatif des différents modes de rupture d'une digue en terre.

Afin de prévenir toute instabilité de la digue, il est nécessaire de vérifier la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de ces différents mécanismes de rupture. Cette vérification est réalisée lors de la phase de conception et de dimensionnement de la digue à travers des simulateurs numériques. Cependant, des analyses devront également être réalisées afin d'évaluer la portance du sol support. En effet, si les caractéristiques géotechniques du sol sur lequel la digue sera construite ne sont suffisantes pour supporter le poids de celle-ci, alors la stabilité de l'ouvrage sera compromise.

Ce travail concerne la valorisation des sédiments de dragage dans le corps de la digue. De ce fait, les éléments relatifs au comportement du sol support (caractéristiques physiques, géotechniques, perméabilité, etc.) ne seront pas concernés dans cette étude.

Dans la suite de ce travail, nous présenterons de manière globale le principe des méthodes de dimensionnement des digues ; la liste des méthodes présentées n'est donc pas exhaustive et ce travail ne vise pas à détailler les différents calculs de stabilité et de dimensionnement. L'objectif est de déterminer les paramètres géotechniques principaux mis en jeu lors de l'évaluation de la stabilité structurelle d'une digue.

2.1.3. Méthodes de dimensionnement

Les digues doivent répondre à deux critères essentiels, à savoir la stabilité et l'étanchéité. L'étude de la stabilité des digues met en jeu les méthodes générales de stabilité des talus ; en effet, le déplacement d'un sol, en l'occurrence d'une digue en terre, peut se présenter sous différentes phases, avec des mécanismes de rupture différents selon les matériaux qui la composent. Il existe plusieurs logiciels commerciaux de calcul de la stabilité d'un talus ou d'une digue. Les analyses conduites par ces logiciels se basent sur des codes de calcul numérique qui requièrent la connaissance de plusieurs paramètres évalués à partir de données réelles du terrain, souvent insuffisantes. Pour passer du cas réel au modèle numérique, il est donc nécessaire de fixer certains paramètres en émettant des hypothèses justifiées [7]. Plusieurs méthodes de calcul de stabilité des talus ont été développées ; elles se distinguent en fonction des hypothèses simplificatrices émises quant au mode de rupture supposé, des paramètres qui entrent en jeu ainsi que du comportement global supposé de la pente.

Les méthodes de calcul ont constamment évolué avec le développement de la recherche et l'arrivée des moyens numériques. Bien qu'il y ait eu une complexification de ces méthodes ayant permis d'obtenir des résultats de plus en plus précis, le concept global de calcul reste le même. Avant d'expliquer les méthodes de calcul des pentes, il est nécessaire de distinguer les quatre mécanismes de détérioration de la stabilité d'un talus [8][9]:

- Pré-rupture : le sol est considéré comme un milieu contenu et les déformations sont homogènes le long du massif ;
- Rupture : une partie du sol glisse par rapport à une deuxième partie selon une ligne appelée ligne de rupture ;
- Post-rupture : dans ce cas, une partie du sol « coule » sur la deuxième partie du massif ;
- Réactivation : c'est une rupture qui se « réactive » selon une autre ligne de rupture après une stabilisation consécutive à un glissement.

Selon les considérations supposées du mécanisme de rupture, les méthodes de calcul peuvent être regroupées en trois grandes catégories :

- Méthode volumique : cette méthode considère les déformations qui surviennent sur le volume total du massif. Elle permet d'analyser le comportement avant la rupture (phase de pré-rupture) et prend également en compte l'évolution des déformations dans le temps. Dans cette méthode la surface de rupture est inconnue et les calculs se font par les méthodes d'éléments finis ;
- Méthode énergétique : la méthode énergétique repose sur le calcul de l'énergie potentielle au moment de la rupture, de la vitesse du mouvement de glissement ainsi que son évolution.

Les phénomènes à décrire dans ces deux dernières méthodes sont nombreux et complexes, seuls les paramètres considérés dans la méthode de calcul à la rupture seront étudiés.

- Méthode de calcul à la rupture : elle est utilisée lorsque la rupture se produit par glissement d'une partie du massif sur une autre partie supposée fixe. Dans ce cas, le comportement est régi par la loi de Mohr-Coulomb qui permet d'obtenir la résistance au cisaillement à la rupture (contrainte tangentielle) τ_{\max} par l'Équation (II.1) suivante [10] :

$$\tau_{\max} = C + \sigma_N \tan \varphi \quad (II.1)$$

avec C , σ_N , φ respectivement la cohésion, la contrainte normale et l'angle de frottement interne en contraintes effectives (conditions drainées).

Les méthodes de calcul à la rupture sont les plus utilisées lors de dimensionnement des digues ; elles permettent notamment de prendre en compte les chargements appliqués sur les digues ainsi que les ruptures par séisme. Le calcul repose sur les hypothèses simplificatrices qui permettent de définir une surface de rupture supposée (généralement circulaire) et d'évaluer la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire d'un facteur de sécurité.

Il faut rappeler que le dimensionnement d'une digue doit être réalisé en considérant les deux situations, à court terme et à long terme.

Le court terme correspond à la phase de construction ; les vérifications sont réalisées dans des conditions non drainées, les contraintes totales sont à considérer dans les calculs de stabilité.

Le long terme correspond à la phase d'exploitation de la digue ; les calculs sont réalisés dans les conditions drainées en considérant les contraintes effectives.

2.1.4. Notion de facteur de sécurité

Le calcul de la stabilité d'une digue renvoie à l'évaluation de ce facteur. Celui-ci, noté F_s , peut être défini comme étant le rapport entre la somme des moments, forces ou contraintes maximales résistantes sur une surface de rupture, et les moments, forces ou contraintes mobilisables qui tendent à renverser la structure (Figure II.6). Le facteur de sécurité peut être exprimé de plusieurs manières, récapitulées par les Équations (II.2) à (II.4) suivantes [11] :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (II.2)$$

$$F_s = \frac{\sum F_{\text{résistants}}}{\sum F_{\text{moteurs}}} \quad (II.3)$$

$$F_s = \frac{\sum M_R}{\sum M_M} \quad (II.4)$$

avec τ_{\max} et τ , respectivement la résistance maximale au cisaillement que peut mobiliser le sol sur une ligne de rupture et la résistance effectivement mobilisée sur cette même ligne ;

et $\sum M_R$ et $\sum M_M$, respectivement la somme des moments résistants et la somme des moments moteurs.

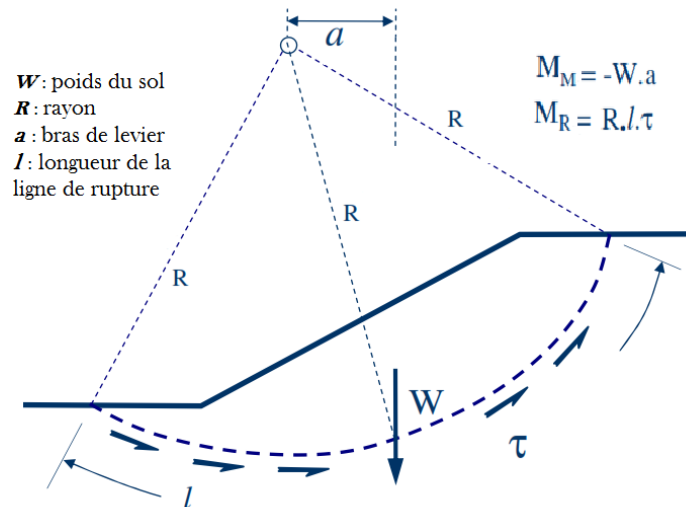


Figure II.6. Représentation schématique des moments résistants et moments moteurs qui s'appliquent sur une digue.

Le facteur de sécurité dépend essentiellement de :

- La méthode de calcul choisie ;
- Le type d'ouvrage, ainsi que les sollicitations auxquelles il est soumis ;
- Le niveau de tolérance accepté.

Parmi les méthodes de calcul à la rupture, la méthode des tranches et la méthode simplifiée de Bishop sont les plus utilisées.

2.1.5. Méthode des tranches

Cette méthode est basée sur la décomposition de la masse du sol en mouvement en tranches verticales (Figure II.7) ; les hypothèses considérées dans cette méthode sont [10] :

- Le bloc de masse peut être divisé en n tranches verticales rigides et indéformables ;
- La somme des forces horizontales résultantes des tranches adjacentes E et X est nulle et ne cause pas de moment sur la tranche ;
- Le coefficient de sécurité est unique et s'applique à la base de la tranche.

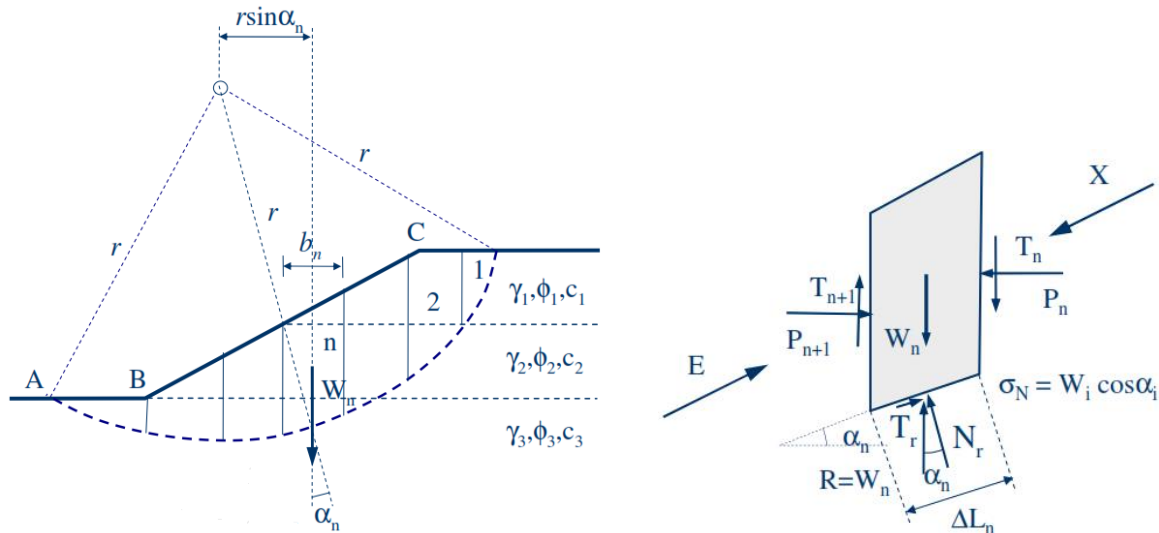


Figure II.7. Forces intervenant dans le calcul par la méthode des tranches.

En considérant cette méthode, le facteur de sécurité est calculé comme suit (Équation (II.5)) :

$$F_S = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{C + \sigma \tan \phi}{\tau} \rightarrow \tau = \frac{C + \sigma \tan \phi}{F_S} \quad (II.5)$$

$$\text{or } M_R = M_M \rightarrow \sum W_i a_i = \sum \tau_i l_i R_i \quad (II.6)$$

En remplaçant τ_i dans l'Équation (II.6) par sa formule dans l'Équation (II.5), on obtient un facteur de sécurité qui s'écrit sous la forme suivante (Équation (II.7)) :

$$F_S = \frac{\sum (l_i C_i + W_i \cos \alpha_i \tan \phi)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (II.7)$$

Dans cette méthode, on admet que $\sigma_N = W \cdot \cos \alpha$ alors que cette équation n'est pas nécessairement vraie. Pour remédier à ce problème, Bishop [7][12][13] a introduit une nouvelle formule de calcul en considérant l'équilibre de chaque tranche séparément afin d'avoir une valeur précise de σ_N tout en prenant en compte les forces inter-tranches horizontales. Après simplification, le coefficient de sécurité de Bishop peut s'écrire comme suit (Équation (II.8)) :

$$F_S = \frac{M_R}{M_M} = \frac{\sum \left(c' \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \left(W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right) \cdot \text{tg } \phi' \right)}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (II.8)$$

Il existe d'autres méthodes de calcul de la stabilité d'une digue, selon les hypothèses considérées (présence ou non d'une nappe phréatique, prise en compte des contraintes verticales ou horizontales, déformations, etc.). Chaque méthode aboutit à des formules plus ou moins complexes, précises ou adaptées aux données du projet.

En tout état de cause, les paramètres qui sont mis en jeu dans le calcul du facteur de sécurité et par conséquent dans l'évaluation de la stabilité de la digue sont :

- La cohésion du matériau ;
- L'angle de frottement interne ;
- Le poids du sol.

Le facteur de sécurité doit être vérifié lors des différentes phases du projet ; il faut rappeler qu'en phase de construction, les calculs sont réalisés en conditions non drainées : les caractéristiques principales recherchées sont donc la cohésion C_u et l'angle de frottement interne ϕ_u ; tandis que les calculs en phase d'exploitation sont en contraintes effectives : le facteur de sécurité est alors calculé en évaluant la cohésion C' et l'angle de frottement interne ϕ' . La valeur minimale du facteur de sécurité mesuré par la méthode de Bishop est de 1,1 pour la phase de construction et de 1,3 pour la phase de service [11][14][15].

2.1.6. La perméabilité

Comme évoqué précédemment, en plus de la stabilité structurelle, la digue doit également assurer une certaine étanchéité afin de limiter les infiltrations d'eau. Une évaluation de la perméabilité des matériaux utilisés dans les digues est donc indispensable. Cette perméabilité dépend de plusieurs paramètres, et particulièrement de la nature du matériau utilisé, de sa granulométrie et de son degré de compactage entre autres. Le Tableau II.1 ci-dessous présente un récapitulatif d'ordre de grandeur de la perméabilité en fonction du type de sol.

Tableau II.1. Ordre de grandeur de la perméabilité en fonction du type de sol [16].

Type de sol	Ordre de grandeur de la perméabilité k (m/s)	
Graviers moyens à gros	10^{-1} à 10^{-2}	Très élevée
Petits graviers, sable	10^{-3} à 10^{-5}	Assez élevée
Sable très fin	10^{-5} à 10^{-7}	Faible
Limon	10^{-7} à 10^{-9}	Très faible
Argile compacte	10^{-9} à 10^{-12}	Pratiquement imperméable

L'élévation du niveau d'eau en amont de la digue (côté eau) est la source majeure des risques d'instabilité. En effet, la montée du niveau d'eau engendre des pressions interstitielles importantes dans le corps de la digue ainsi que sur le sol support. Celles-ci peuvent engendrer des risques d'apparition du phénomène de renard hydraulique ou du soulèvement de la structure [3][17][18]. La détermination de la distribution de ces pressions est donc primordiale pour le dimensionnement de la digue. Cette distribution varie en fonction de la perméabilité des matériaux constitutifs de la digue, de la perméabilité du sol support ainsi que du mode de drainage utilisé. Pour schématiser cela, un exemple est présenté dans la Figure II.8 montrant une comparaison des zones d'écoulement d'eau pour une digue homogène et une digue avec noyau ; les deux sont posées sur un massif imperméable, on constate alors que la présence du noyau a une influence importante sur l'écoulement d'eau. En l'occurrence cela permet de rabattre la zone d'écoulement en aval de la digue et donc de réduire les pressions interstitielles [19].

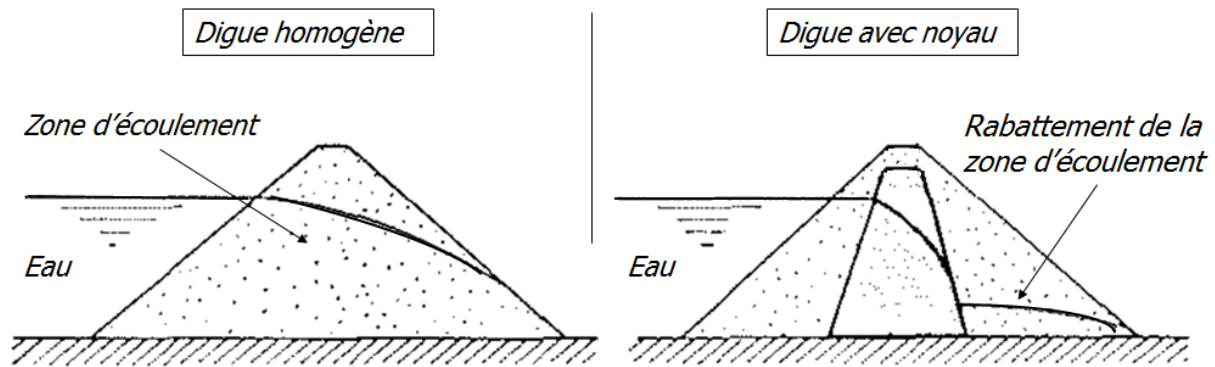


Figure II.8. Zone d'écoulement pour une digue homogène et pour une digue avec noyau.

Le coût de la construction d'une digue en terre dépend fortement de la disponibilité d'un gisement de matériau à proximité de l'endroit d'implantation de l'ouvrage. Dans le but de faire des économies sur les frais du transport, les matériaux utilisés proviennent souvent des gisements les plus proches. Typiquement, les matériaux disponibles sont :

- **Sable et gravier** : ceux-ci sont caractérisés par une bonne résistance au cisaillement mais leur perméabilité est relativement importante ;
- **Argiles et limons** : ces matériaux sont peu perméables mais leur résistance au cisaillement est faible.

Dans ce cas, la solution consiste à réaliser des digues en terre à noyau étanche, c.-à-d. que la couche de noyau sera composée de matériaux très peu perméables et que la couche de couverture (de recharge) sera quant à elle constituée de matériaux perméables. En plus d'avoir une bonne étanchéité, les ouvrages de ce type, dits « digues zonées », permettent d'obtenir des pentes plus raides grâce à la bonne résistance au cisaillement de la couche de couverture. Aujourd'hui, les projets de construction de digues de grande dimension réalisés en matériaux homogènes et très peu perméables – tels que les argiles – sont très rares [20]. La majorité des ouvrages sont réalisés avec un noyau imperméable et une couche de couverture. En effet, la construction de remblais homogènes en argile très peu perméable soulève des difficultés notamment en phase de construction : l'argile étant très compressible, les charges de la construction sont reprises sur l'eau interstitielle contenue dans ces matériaux. L'augmentation des pressions interstitielles, peut atteindre, dans le cas le plus défavorable, le poids des terres et annuler les contraintes effectives, ce qui conduit à une rupture de la digue [20]. Ce type de rupture a déjà été constaté lors de la dégradation d'ouvrages hydrauliques.

Dans le cadre de ce travail, deux cas de figure seront bien distingués lors de la gestion et la valorisation des sédiments dans les digues : l'utilisation de ces matériaux dans la couche de « Noyau » et l'utilisation en couche de « Couverture », Pratiquement, l'utilisateur de l'outil aura donc le choix de sélectionner la couche pour laquelle il souhaite lancer la simulation. Pour chacune de ces deux

applications, les caractéristiques physiques, géotechniques, et de perméabilité de chaque couche seront définies dans le Paragraphe 2.1.8 puis modélisées dans le Paragraphe 4.2.2

2.1.7. Conception d'une digue en terre

La conception et le dimensionnement d'une digue doivent être réalisés de façon à reproduire les conditions réelles dans lesquelles le projet sera réalisé : il faudra donc tenir compte des différentes sollicitations auxquelles la digue sera soumise durant sa durée d'exploitation [21][22]. Les situations de projet à prendre en compte pour la justification du dimensionnement peuvent être classées comme suit [20] :

- Les situations normales d'exploitation : elles correspondent aux conditions normales d'exploitation de la digue : les résistances des matériaux sont assurées, considération d'un niveau d'eau moyen de la rivière etc. ;
- Les situations transitoires : ce sont des phases temporaires de fonctionnement de l'ouvrage. Les situations transitoires correspondent de manière générale à la phase entre la fin du projet et la mise en service, le remplissage d'eau, la dissipation des pressions interstitielles ; celles-ci se réfèrent également aux situations de vidange rapide ou de baisse importante du niveau d'eau ;
- Les situations accidentelles ou extrêmes : elles se réfèrent principalement aux actions sismiques ; les digues doivent être conçues et dimensionnées de façon à assurer une sécurité minimale dans ces conditions ;
- Les situations de crue : les digues de protection contre les inondations peuvent être soumises à trois types de crue :
 - Crue rare, où l'eau atteint le niveau de protection ;
 - Crue exceptionnelle : elle est déterminée par le calcul de la période de retour. La crête de la digue et les coefficients de sécurité pris en compte dans le calcul de la revanche dépendent du niveau de sécurité considéré. Le dimensionnement de la digue doit assurer la stabilité structurelle vis-à-vis des différents mécanismes de rupture dans la situation de crue exceptionnelle ;
 - Crue extrême : celle-ci correspond aux crues à partir desquelles l'ouvrage est susceptible de subir des dégradations importantes par érosion et surverses notamment ; le dimensionnement est réalisé en fonction des probabilités associées à l'arrivée de ces crues.

La conception devrait également prendre en compte les paramètres liés à l'aspect réglementaire, économique et social selon lequel le projet est réalisé.

Ces paramètres peuvent être regroupés dans les quatre catégories suivantes [23][24] :

- Les paramètres hydrauliques : dans ce groupe, les paramètres principaux sont le niveau d'eau maximal acceptable, les différents types de crues, la fréquence des surverses, le niveau d'eau souterraine, le système de drainage etc. ;
- Les paramètres liés à la géométrie de la digue : ceux-ci concernent la définition des dimensions de la digue (la base, la couronne supérieure, etc.), l'optimisation de la pente, l'utilisation d'une forme en berme, l'optimisation de la hauteur de digue, la présence d'un lit mineur etc. ;
- Les paramètres géotechniques : le profil de la digue dépend à la fois des caractéristiques géotechniques des matériaux du noyau, et de celles des couches de couverture et du sol support (état de consolidation, de tassement, reconnaissance géologique etc.). Une identification précise de ces paramètres dans les zones du corps de la digue et du sol de fondation est indispensable pour le dimensionnement de la digue ;
- Autres paramètres : dans cette catégorie, on trouve essentiellement les charges liées au trafic sur la digue, les accès prévus pour la maintenance, l'environnement à proximité de l'ouvrage, les installations existantes sur le site etc.

En plus de ces paramètres, la conception dépend également du niveau de protection visé et de la fonctionnalité de l'ouvrage. Ainsi, une digue de zone d'inondation contrôlée et une digue réalisée dans le but de protéger des lieux de vie n'auront pas les mêmes exigences en termes de débit de fuite, de sécurité, etc.

Les principales étapes suivies pour la conception des digues sont présentées dans la Figure II.9. Tout d'abord, l'esquisse initiale est définie à partir de certains des paramètres précités tels que la hauteur d'eau maximale, la topographie du site, l'érosion de la digue, les surverses etc. [25][26]. Les exigences de sécurité sont basées sur les probabilités de débordement et des vérifications vis-à-vis des modes de rupture en envisageant différents scénarios. Celles-ci doivent être réalisées en considérant les situations les plus défavorables [27].

La conception est réalisée selon un processus itératif c.-à-d. qu'au début, une première esquisse de la digue est réalisée puis la stabilité est vérifiée ; ce processus est répété jusqu'à obtenir la section finale ajustée par rapport aux charges qui seront appliquées sur la digue ainsi que les contraintes fixées par le cahier des charges [28][29][30].

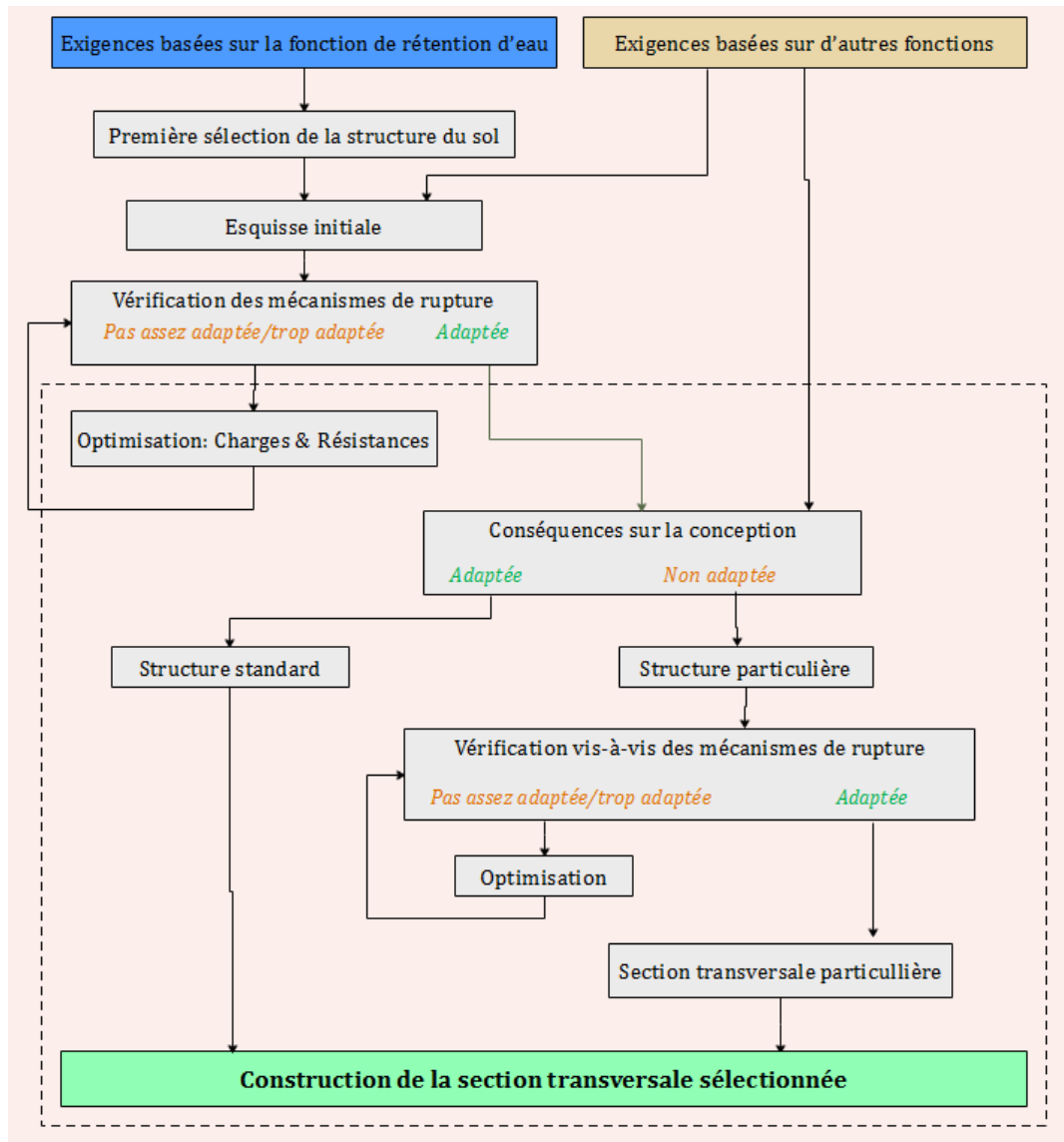


Figure II.9. Étapes de la conception d'une digue.

2.1.8. Cahier des charges : critères de conception et dimensionnement des digues

Afin d'orienter le choix de la méthode de gestion et de la valorisation des sédiments de dragage, il est nécessaire de définir certains critères de référence pour l'évaluation de l'aptitude de l'utilisation des sédiments dans la construction des digues. Dans le cadre de ce travail, les exigences en termes de caractéristiques physiques, géotechniques et de perméabilité ont été définies à partir d'un retour d'expérience d'un projet pilote appelé « projet pilote Vlassenbreak » qui consistait en la réalisation de digues de protection contre les inondations. Ce projet a été piloté par le partenaire flamand du projet USAR, Waterwegen & Zeekanaal (Voies Navigables et Canal Maritime Z & M). Il a consisté en la mise en place de nouvelles techniques pour le dragage et le traitement des sédiments pour une utilisation directe (sans stockage intermédiaire) dans la construction de la digue.

Des directives ont été imposées sur la forme de la digue ainsi que sur les niveaux de tolérance en termes de débit de fuite et de stabilité vis-à-vis des mécanismes de rupture. Les critères de conception étaient comparables à ceux appliqués à une digue traditionnelle soumise aux marées, la digue devait alors avoir une forme standard et permettre la valorisation d'une quantité de sédiment estimée à 100 000 m³. La Figure II.10 représente une coupe transversale de la digue réalisée dans le cadre de ce projet et qui représentera la « digue de référence » lors du développement de l'application « Digue » pour notre logiciel.

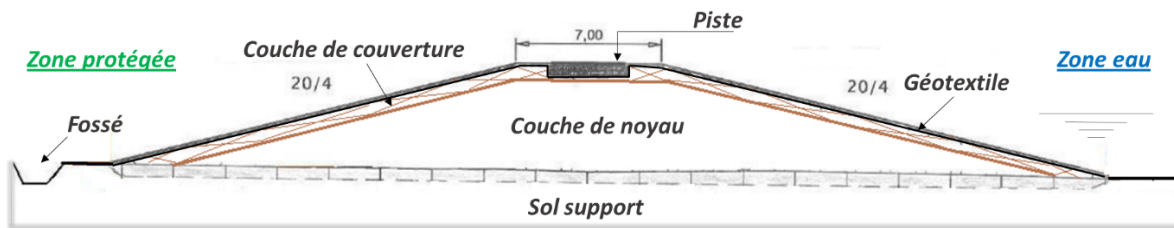


Figure II.10. Coupe transversale de la digue de référence.

La digue a été réalisée sur un tronçon de 800 mm, la largeur en crête est de 7 m et les pentes côté eau et côté zone protégée sont de 20/4, avec une hauteur de 4,5 m (Figure II.10). Elle est composée d'une couche de noyau et d'une couche de couverture de 60 cm d'épaisseur sur toute la surface de l'ouvrage ; cette configuration permet de limiter les risques d'apparition de ligne de rupture par glissement interne. Un géotextile a été posé sur la couche de couverture puis la surface de la digue a été végétalisée pour éviter le départ de la matière du corps de la digue, notamment lorsque celle-ci est en contact avec de l'eau.

D'autres configurations sont également possibles, en particulier lorsque le contact avec l'eau est très fréquent, ou dans le cas d'exposition à des vagues. Parmi elles, l'utilisation des revêtements en bloc de béton ou béton bitumineux peuvent être appliqués afin de protéger la digue (Figure II.11).



Figure II.11. Digue en contact avec de l'eau. (1) bloc de béton ; (2) géotextile ; (3) corps de la digue.

Une fois les dimensions de la digue fixées, la modélisation de celle-ci à l'aide de logiciels de calcul en vue de la vérification de sa stabilité, permet de définir, grâce à un calcul itératif, les caractéristiques géotechniques et l'imperméabilité minimales que les sédiments doivent satisfaire afin d'avoir une bonne résistance vis-à-vis les différents mécanismes de rupture [31].

La modélisation de la digue pour le calcul de la stabilité et l'évaluation du facteur de sécurité ont été réalisées à l'aide du logiciel Geostudio-SLOPE/W. L'estimation du tassement a été effectuée grâce au logiciel Plaxis 2D. Le facteur de sécurité a été calculé par l'équilibre des moments pour une rupture circulaire et non-circulaire selon la méthode de Bishop décrite précédemment ; les facteurs de sécurité minimaux exigés sont de 1,1 pour la phase de construction et 1,3 pour la phase de mise en service.

Le logiciel Plaxis 2D repose sur le calcul par éléments finis ; il permet d'évaluer le tassement des couches de la digue ainsi que celle du sol support pendant la phase de travaux et la phase de service. Les charges extérieures liées au trafic sur la digue ont été estimées à 15 kN/m³ et la densité moyenne des sédiments est de 16,5 kN/m³ ; ces valeurs ont été prises en compte lors des simulations. L'analyse des filtrations d'eau a été réalisée à l'aide du logiciel Geostab-SEEP/W ; la perméabilité maximale de la digue a été évaluée en considérant un niveau d'eau élevé pendant 7 jours consécutifs, ces conditions permettant de tester la digue dans le cas le plus défavorable. D'autres mécanismes de rupture ont également été évalués afin de s'assurer de la stabilité de la digue, tels que l'effet renard.

Les résultats des simulations ont montré que les caractéristiques minimales que les sédiments doivent satisfaire sous les conditions précitées pour le profil type sont les suivantes :

- La perméabilité : $1,0 \cdot 10^{-7}$ m/s ;
- La résistance au cisaillement non drainé C_u : 35 kPa ;
- L'angle de frottement interne φ : 25 ° ;
- La cohésion C : 4 kPa.

Ces paramètres peuvent être évalués à partir des essais au laboratoire à travers l'essai triaxial ou à défaut par l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

En plus des exigences techniques, les sédiments doivent satisfaire avant tout aux exigences environnementales pour une utilisation en tant que matériaux de construction. Pour la région flamande en Belgique, ces exigences sont fixées par les directives de la réglementation VLAREM du Gouvernement flamand [32] (Figure II.12). Ces contraintes environnementales seront prises en compte lors de la modélisation et l'optimisation de la solution finale de l'utilisation des sédiments dans l'application « Digue » ; ce point est présenté avec plus de détail dans le Paragraphe 4.2.2 de ce chapitre.

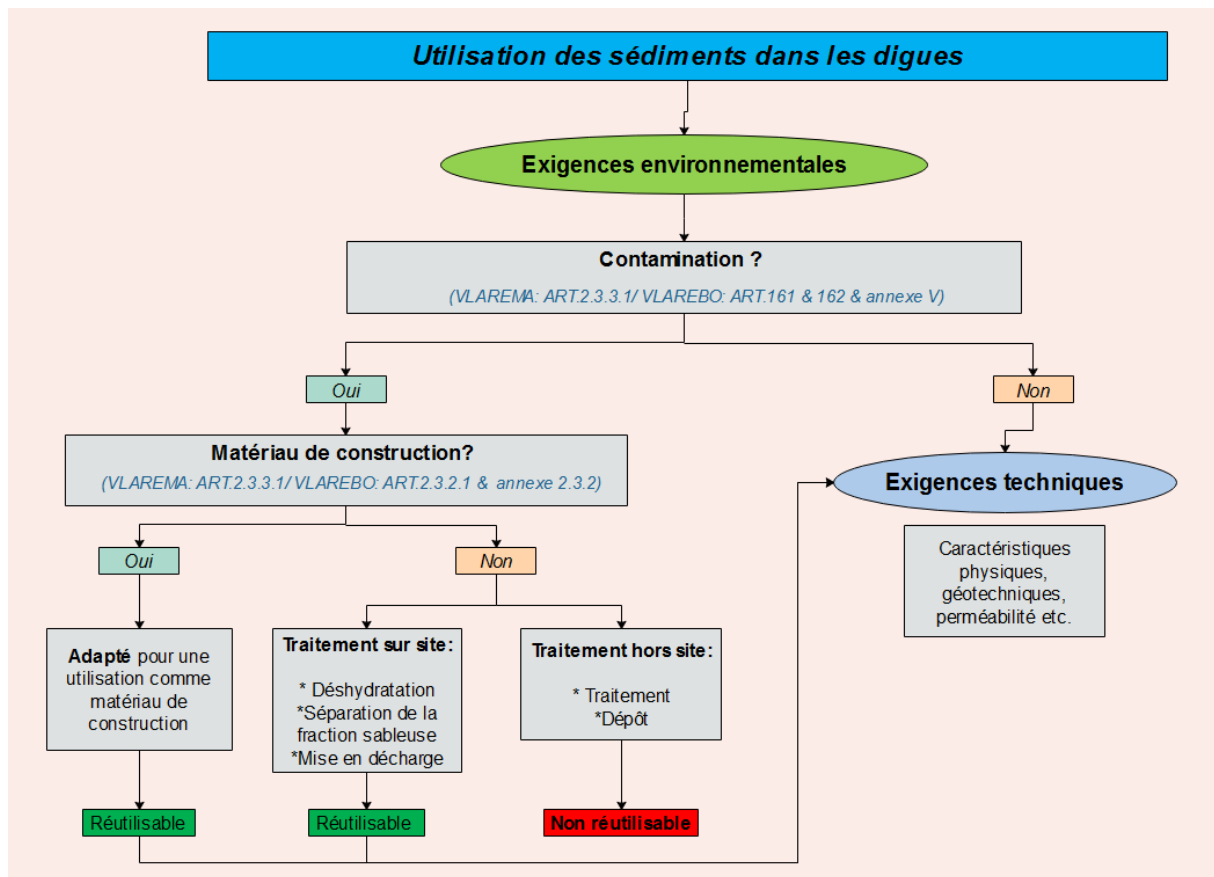


Figure II.12. Diagramme d'utilisation des sédiments dans les digues d'un point de vue environnemental selon la réglementation du gouvernement flamand VLAREM [32].

Les exigences techniques que les sédiments doivent satisfaire pour une utilisation dans les digues sont relatives à leurs caractéristiques physiques, géotechniques et de perméabilité. La Figure II.13 représente les critères de granulométrie pour l'utilisation des sédiments en couche de noyau et en couche de couverture [33].

De manière générale, les caractéristiques des sédiments bruts ne permettent pas d'atteindre les exigences géotechniques requises. En effet, la teneur en eau élevée des sédiments, la présence de matière organique avec des teneurs importantes ou encore la granulométrie et l'hétérogénéité des sédiments sont autant de paramètres qui pourraient entraver leur utilisation à l'état brut. Afin d'améliorer les caractéristiques géotechniques et la perméabilité des sédiments, des traitements peuvent être appliqués tels que la déshydratation, l'utilisation des liants hydrauliques, etc. [34]. Dans le cadre du projet pilote de réalisation de la digue de référence, les sédiments utilisés ont été dragués dans le canal de l'Escaut et l'échantillonnage a été réalisé sur un tronçon s'étalant sur 2,5 km et situé proximité de la zone d'implantation de l'ouvrage [35]. Les sédiments étaient pour la plupart classés comme sable limoneux. Le retour d'expérience de ce projet a montré que tous les sédiments ne possèdent pas les qualités requises pour une utilisation à l'état brut dans le corps

de la digue. Une campagne de traitements par déshydratation et en utilisant des liants hydrauliques – la chaux, le ciment, les laitiers et les cendres volantes ainsi que les silicates de sodium – ont été testés.

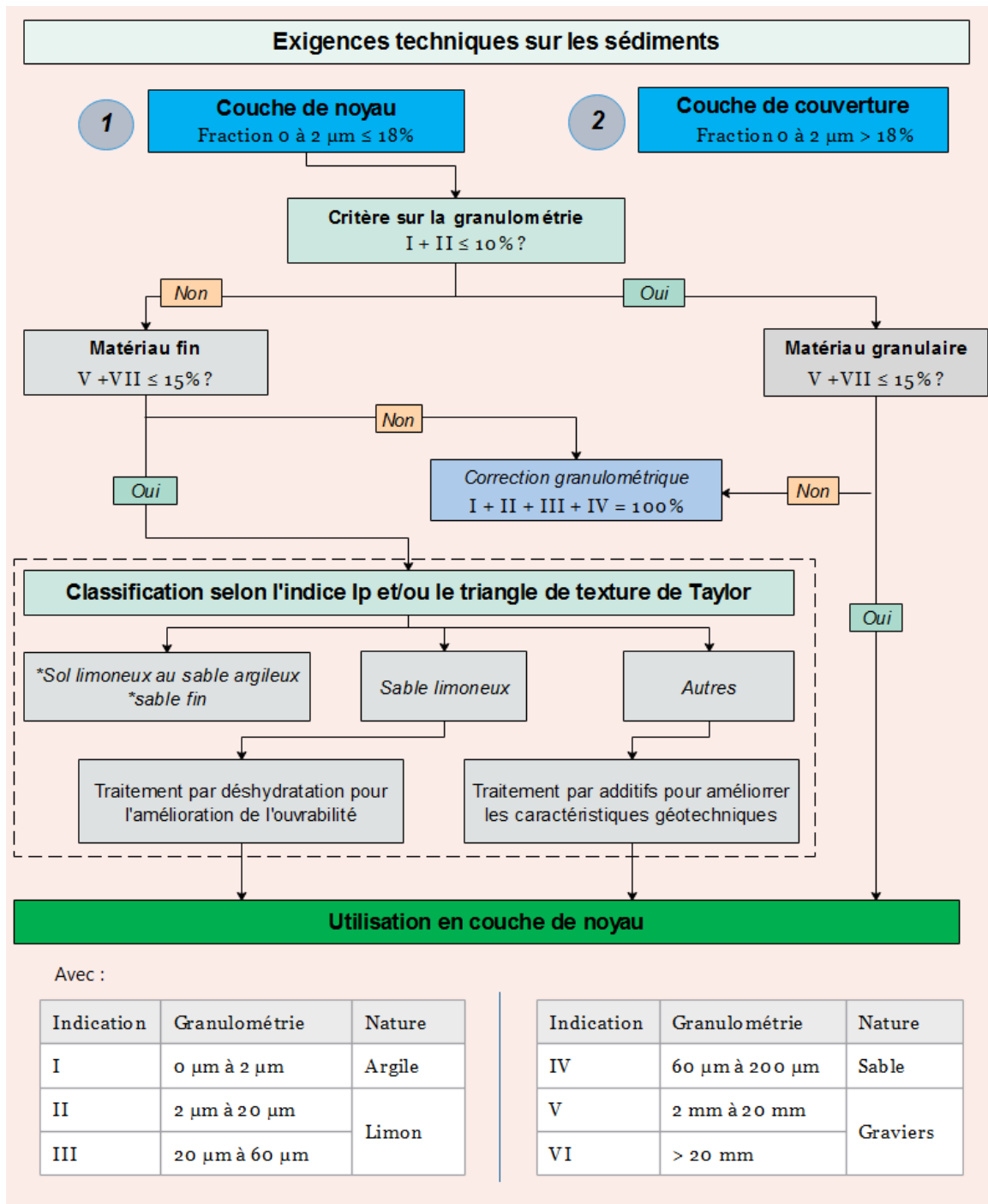


Figure II.13. Exigences techniques en termes de granulométrie.

La construction de digues homogènes en argile est généralement évitée car elles peuvent causer problème à court et à long terme [3][36]. En effet, lors de la phase de construction de digues à base d'argiles, des pressions interstitielles importantes peuvent se développer à cause du drai-

nage très lent résultant de la faible perméabilité des argiles. La mauvaise dissipation de ces pressions peut compromettre la stabilité de l'ouvrage et conduire à des glissements notamment dans la phase de transition. Également, la résistance au cisaillement des argiles est due principalement à leur cohésion ; or sous l'effet des cycles de séchage/mouillage, l'argile peut s'altérer à long terme et perdre sa cohésion [37]. D'autres difficultés liées à l'utilisation des argiles peuvent survenir telles que les effets du gonflement par saturation, la dissipation etc. De même, dans le cas de matériaux très argileux, un grand écart est souvent observé entre la résistance résiduelle (après cisaillement) et la résistance de pic de ces matériaux. Ces difficultés sont d'autant plus importantes que l'indice de plasticité est important, notamment lorsque la valeur de celui-ci est supérieure à 25 [37][38]. Ces raisons justifient le seuil de 18 % de teneur en argile (fraction < 2 µm) pour l'utilisation en couche de noyau (Figure II.14) issus du référentiel EAK 2002 [22].

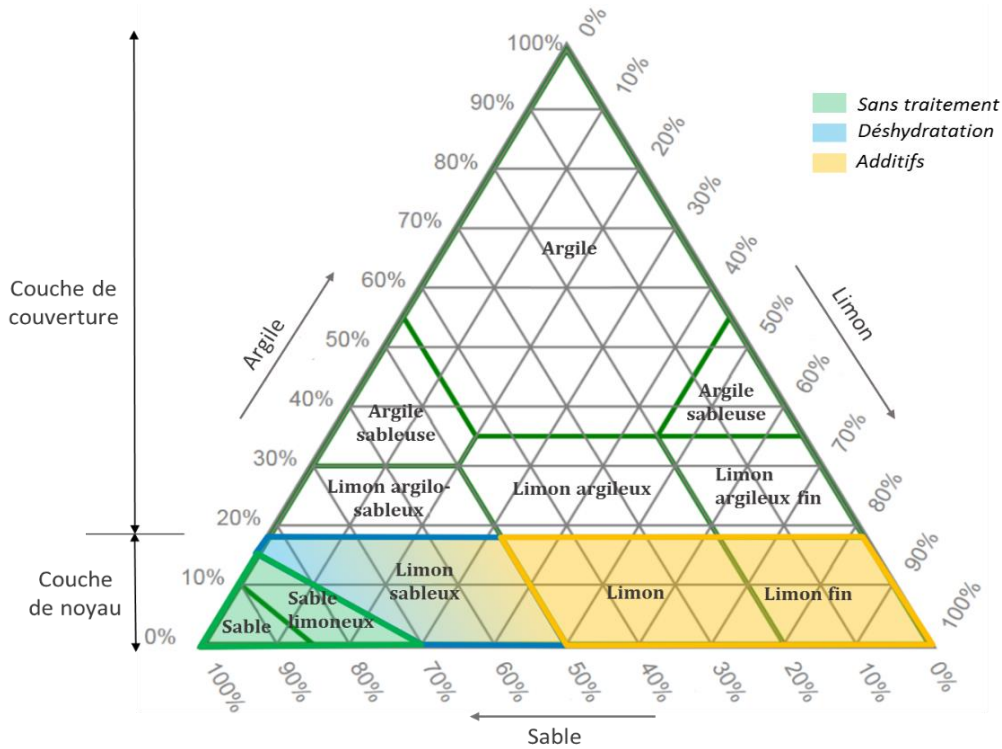


Figure II.14. Triangle de texture pour l'utilisation des sédiments dans la construction des digues. (adapté de [22]).

Le contrôle de la teneur en eau des sédiments est un facteur primordial pour s'assurer de la bonne mise en œuvre dans la phase de construction : en effet, un indice de consistance I_c supérieur à 0,6 est recommandé. Celui-ci est défini par la formule suivante (Équation (II.9)) :

$$I_c = \frac{W_L - W_n}{I_p} \quad (II.9)$$

avec I_c , l'indice de consistance ;

W_L , la limite de liquidité ;

W_n , la teneur en eau naturelle ;

I_p , l'indice de plasticité tel que $I_p = W_L - W_p$.

Cet indice est bien adapté pour la caractérisation de l'état hydrique des sols, cependant son interprétation est limitée aux sols ayant une fraction granulométrique 0 à 80 μm inférieure à 35 % et un indice de plasticité $I_p > 12$.

Pour l'utilisation des sédiments en couche de couverture, des caractéristiques spécifiques doivent également être respectées, celles-ci peuvent être classés selon trois catégories : critères basés sur la granulométrie et l'indice de plasticité I_p ; critères basés sur la perméabilité ; et d'autres critères liés aux propriétés diverses du matériau telles que la matière organique, la consistance etc. Les exigences liées à la granulométrie, l'indice I_p et à la perméabilité sont présentées dans la Figure II.15.

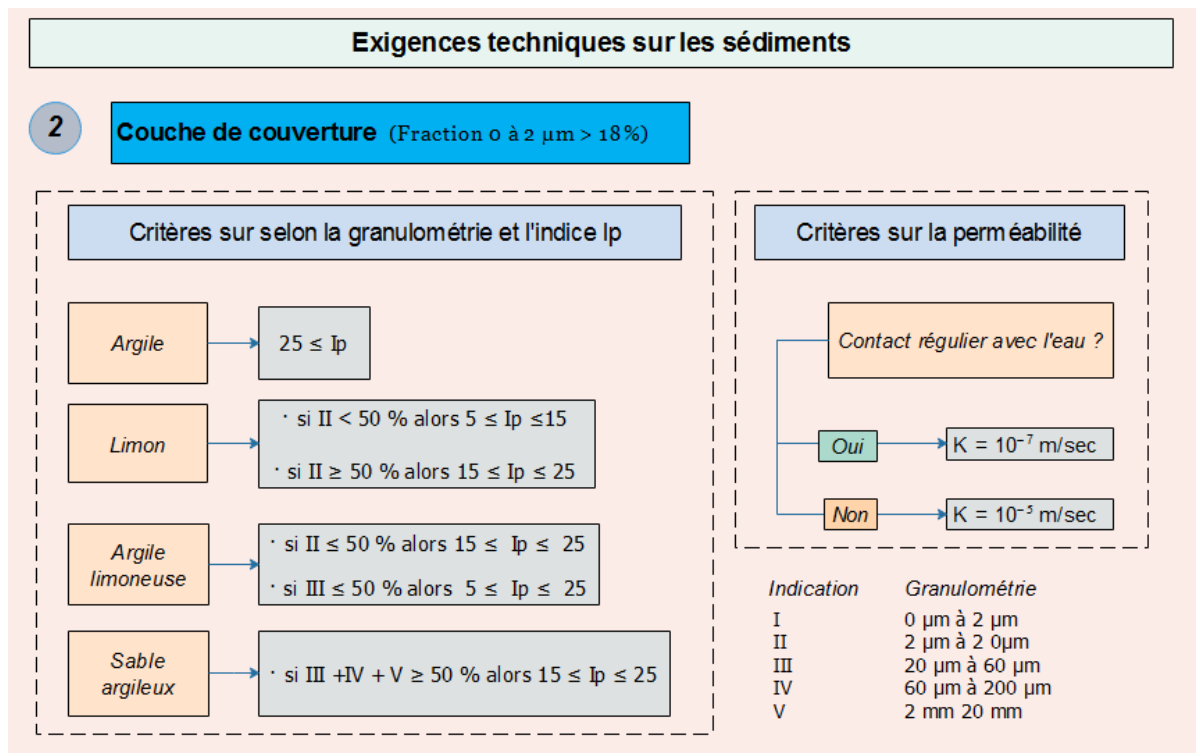


Figure II.15. Conditions pour l'utilisation des sédiments en couche de couverture.

Pour assurer l'étanchéité, les argiles doivent avoir une teneur en eau moyenne à forte, cependant, cette teneur en eau doit être ajustée afin d'éviter l'altération des caractéristiques géotechniques des sédiments tout en garantissant une ouvrabilité minimale pour la mise en place des matériaux. Les critères additionnels suivants devront également être vérifiés :

- La limite de liquidité $W_L > 45$;
- L'indice de plasticité $I_p > 0,73 \cdot (W_L - 20)$;
- La fraction 2 μm à 2000 μm ne doit pas dépasser 40 % ($\text{III} + \text{IV} < 40\%$) ;
- La teneur en matière organique ne doit pas dépasser 5 % ($\text{MO} < 5\%$) ;

- La teneur en sel (chlorure de sodium, NaCl) doit être inférieure à 4 g/l d'eau contenue dans le sédiment ($\text{NaCl} < 4 \%$) ;
- Afin d'assurer une bonne ouvrabilité, l'indice de consistance doit être supérieur à 0,75 et 0,6 respectivement pour la couche de couverture et la couche de noyau ;
- Les sédiments ne doivent pas présenter de coloration très prononcée ou d'odeur forte lors de l'excavation.

Une fois que les différentes exigences techniques (caractéristiques physiques, chimiques, géotechniques) liées à l'utilisation des sédiments de dragage dans l'application « Digue » ont été définies, ces informations sont modélisées sous forme d'équations mathématiques puis intégrées dans le processus global de l'optimisation de la solution finale.

2.2. Application « Technique routière »

La valorisation des sédiments de dragage en sous-couche routière a été largement abordée dans la littérature [39][40][41][42]. Plusieurs études s'accordent sur le fait que les sédiments de dragage, moyennant un traitement adéquat, peuvent être intégrés dans la formulation des matériaux routiers. Les traitements habituellement appliqués sur les sédiments de dragage sont la déshydratation (séchage), les traitements aux liants hydrauliques (chaux, ciment etc.), les corrections granulaires, etc. [43][44]. L'objectif de cette partie est de présenter un rappel des contraintes mécaniques, physiques et environnementales que les sédiments de dragage doivent satisfaire pour une utilisation en sous-couche routière. Ces contraintes seront par la suite modélisées et intégrées dans le logiciel afin d'être prises en compte dans le processus de calcul de la solution globale de la valorisation des sédiments en technique routière.

2.2.1. La structure de chaussées

La Figure II.16 représente les différentes couches d'une structure de chaussée. Celle-ci est composée de trois parties principales, à savoir la plateforme de la chaussée, les couches d'assise et les couches de surface.

- La plateforme

Elle est composée de la couche de la partie supérieure de terrassement (PST) et de la couche de forme. Cette dernière doit répondre à des critères particuliers afin d'assurer une portance minimale nécessaire à la circulation des engins lors de la phase de chantier et d'assurer la protection du sol naturel contre le gel/dégel. Elle permet également une bonne qualité de nivellement et d'améliorer la portance de la structure à long terme.

- La couche d'assise

Elle constitue le corps de la chaussée et est composée de la couche de fondation et de la couche de base. Lors de la phase de chantier, cette couche joue un rôle de support de portance et constitue une couche de roulement temporaire avant la mise en place de la couche de roulement. À long terme, elle permet de garantir une protection de la plateforme contre l'effet du gel ainsi que de reprendre une partie des charges liées au trafic.

- La couche de surface

Elle est composée de la couche de liaison et de la couche de roulement ; cette couche constitue la surface de la chaussée qui reçoit directement les contraintes liées au trafic et aux conditions climatiques. Elle doit être de forte adhérence et doit assurer un bon drainage des eaux superficielles afin de protéger les couches inférieures de la structure de la chaussée.

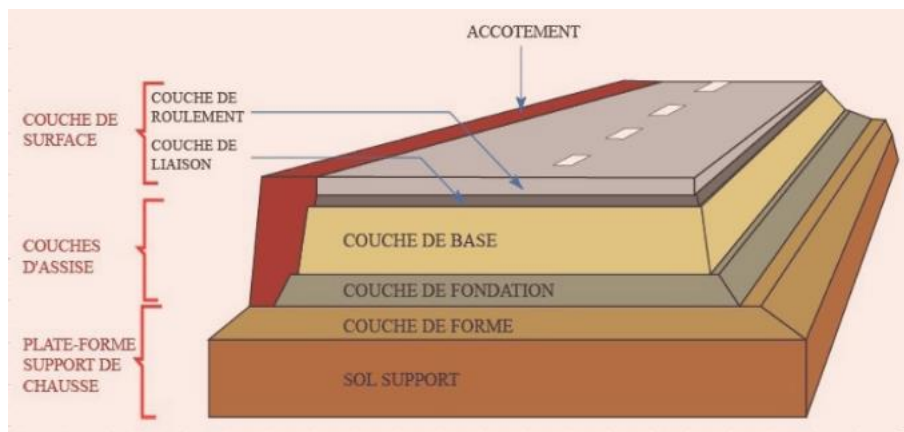


Figure II.16. Les différentes couches d'une structure routière.

Le dimensionnement d'une structure de chaussée nécessite la connaissance et l'évaluation de plusieurs paramètres tels que le type de voie, le trafic des poids lourds (PL), la durée de service, la vérification de la résistance au gel et également la caractérisation géotechnique du sol mis en place (sa classification, son état hydrique etc.) [45].

2.2.2. Méthodologie de la valorisation des sédiments de dragage en technique routière

La méthodologie de la valorisation des sédiments de dragage s'articule en trois étapes principales [46] :

- Caractérisation des sédiments bruts : celle-ci permet d'avoir une identification physique, chimique, minéralogique et environnementale des sédiments, et ainsi d'obtenir une appréciation initiale sur leur potentiel de valorisation ;

- La phase de formulation : cette étape correspond essentiellement aux traitements des sédiments par des liants hydrauliques, ou par ajout granulaire essentiellement, afin d'améliorer leur performance mécanique ;
- La phase de validation : dans cette étape, les formulations optimales seront soumises au test in situ sur des planches expérimentales.

La phase de caractérisation est une étape clé dans la valorisation des sédiments de dragage. Elle permet d'établir une classification du sédiment brut selon sa nature et son état hydrique et ainsi de prédire son comportement. En effet, en fonction de cette classification (Figure II.17), le GTR (norme NF P 11-300) préconise des recommandations pour une utilisation en couche de forme d'infrastructure routière (épaisseur de la couche, énergie de compactage, etc.).

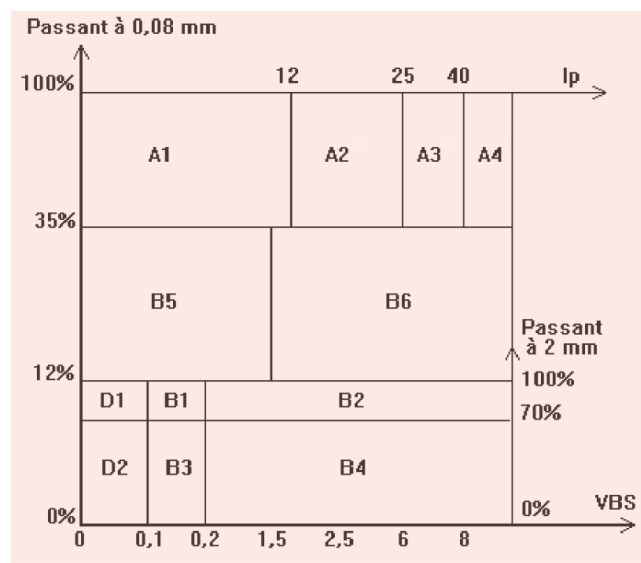


Figure II.17. Classification des sols ($D_{max} < 50$ mm) GTR 92 [47].

En fonction de cette classification, le guide technique GTS 2000 relatif au traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques [48] préconise des recommandations quant aux traitements qu'il faut appliquer pour une utilisation de ces matériaux en remblai ou en couche de forme (Figure II.18).

Afin que les sédiments puissent être utilisés en sous-couche routière, ceux-ci doivent présenter des caractéristiques géotechniques qui satisfont aux critères minimaux. Les caractéristiques de compactage optimales (teneur en eau et masse volumique sèche optimales) ainsi que l'évaluation de l'indice portant immédiat IPI ou l'indice CBR, sont des paramètres déterminants notamment pour la phase de construction. L'IPI permet d'avoir une indication sur la traficabilité des engins sur les couches d'infrastructure routière en phase de chantier. Les valeurs minimales requises de l'IPI pour la couche de base et la couche de fondation sont respectivement de 35 % et 25 % (Figure II.19), avec une résistance mécanique à la compression R_c supérieure à 1 MPa ($R_c > 1$ MPa).

Classes de sols	Modalités de traitement
A ₁ [*] , B ₅ [*] , C ₁ A ₁ [*] , C ₁ B ₅ [*] , C ₂ A ₁ [*] , C ₂ B ₅ [*]	1% CaO + 7% C _{32,5}
A ₂ , B ₆ , C ₁ A ₂ , C ₁ B ₆ , C ₂ A ₂ , C ₂ B ₆	1,5% CaO + 7% C _{32,5}
A ₃ , C ₁ A ₃ , C ₂ A ₃	2% CaO + 7% C _{32,5} ou 6% CaO
B ₁ , B ₂ , D ₁ , C ₁ B ₁ , C ₁ B ₂ , C ₁ B ₁ , C ₁ B ₂	6% C _{32,5} + correcteur éventuel**
B ₃ , B ₄ , D ₂ , D ₃ , C ₁ B ₃ , C ₁ B ₄ , C ₂ B ₃ , C ₂ B ₄	5% C _{32,5}
Autres matériaux	A définir sur la base d'une étude de niveau 1 au minimum
* dans le cas où ces matériaux sont peu argileux (VBs < 0,5), le traitement à la chaux n'est pas indispensable ** le choix de la nature et du dosage du correcteur éventuel doit tenir compte de l'expérience locale C _{32,5} : liant hydraulique de type CEMII/A ou CEMII/B 32,5	

Figure II.18. Traitements envisageables pour des chantiers de faible importance selon le GTS 2000 [48].

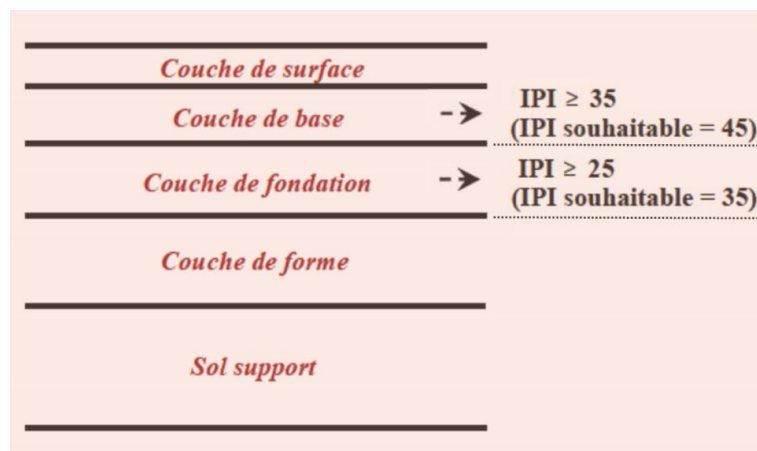


Figure II.19. IPI minimal requis en fonction de la couche routière [41].

D'autres paramètres doivent également être pris en compte lors de la valorisation des sédiments de dragage en technique routière, tels que la teneur en fines des sédiments ou la teneur en matière organique. Pour le taux de matière organique, le GTR préconise une limite maximale de 3 % en couche de chaussée. Les sédiments, ayant généralement une teneur en matière organique supérieure à ces valeurs réglementaires, doivent donc être traités avant d'envisager leur valorisation. Ces différents paramètres physiques, géotechniques ainsi que l'impact des traitements sur les caractéristiques des sédiments et les performances mécaniques, seront modélisés et introduits dans le logiciel.

2.2.3. Acceptabilité environnementale

L'utilisation des sédiments de dragage en tant que matériaux alternatifs en sous-couche routière ne peut pas se limiter aux exigences mécaniques et géotechniques. En effet, ces matériaux sont considérés comme des déchets dès lors qu'ils sont sortis de l'eau. Il convient alors de vérifier l'innocuité de ces matériaux vis-à-vis de l'environnement où ils seront utilisés : ainsi, une évaluation

environnementale des sédiments de dragage avant leur utilisation en technique routière permettra de s'assurer que le taux de contaminants éventuellement présents dans les matériaux ne dépasse pas les seuils réglementaires. En France, des recommandations ont été émises dans ce sens, regroupées dans le guide national Sétra (Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements). L'objectif de ce guide est de proposer une démarche d'évaluation environnementale des matériaux alternatifs en technique routière, applicable pour tous les matériaux qui ne disposent pas de guides spécifiques.

Dans ce guide, trois niveaux de caractérisation environnementale ont été définis afin de justifier l'acceptabilité des matériaux alternatifs en technique routière : le niveau 1, basé sur des essais de lixiviation et d'analyse en contenu total ; le niveau 2, basé sur des essais de percolation ; et le niveau 3, basé sur des études spécifiques, notamment pour les matériaux dont la justification par les deux premiers niveaux n'est pas possible ou lorsque la nature ou le comportement de ces matériaux ne sont pas adaptés aux procédures spécifiées. Dans tous les cas, le niveau 1 est une étape obligatoire et représente les seuils de contamination maximaux que les matériaux candidats à une utilisation en technique routière ne doivent pas dépasser ; ces valeurs seuils sont présentées dans le Tableau II.2 ci-dessous.

Tableau II.2. Valeurs justifiant l'utilisation des sédiments de dragage en technique routière [40][49].

Éléments	Quantité relarguée cumulée à L/S=10l/kg (Essai de lixiviation NF EN 12-457-2)		
	Valeur à respecter par au moins 95% des échantillons (mg/kg de MS)	Valeur à respecter par au moins 100% des échantillons (mg/kg de MS)	Valeurs limites à ne pas dépasser en lixiviation pour être candidat à une utilisation TR
As	1	1,5	2
Ba	40	60	100
Cd	0,1	0,12	1
Cr	1	1,5	10
Cu	4	6	50
Hg	0,02	0,03	0,2
Mo	1	1,5	10
Ni	0,8	1,2	10
Pb	1	1,5	10
Sb	0,12	0,18	0,7
Se	0,2	0,3	0,5
Zn	8	12	50
Fluorure	20	30	150
Chlorure (*)	1600	2400	15000
Sulfate (*)	2000	3000	20000
Fraction soluble	8000	12000	60000
Valeurs limites à ne pas dépasser en contenu total pour être candidat à une utilisation en T.R			
COT	-	-	6000
PCB	-	-	1
BTEX	-	-	6
HAP	-	-	50

Ces contraintes environnementales seront également modélisées à l'aide d'équations mathématiques (Paragraphe 4.2.2) et intégrées dans le logiciel. Les réglementations sont généralement évolutives et diffèrent d'un pays/région à un.e autre ; pour cette raison, une interface sera disponible dans le logiciel afin d'insérer les valeurs limites en fonction des contraintes environnementales liées à chaque projet.

2.3. Application « Épandage agricole »

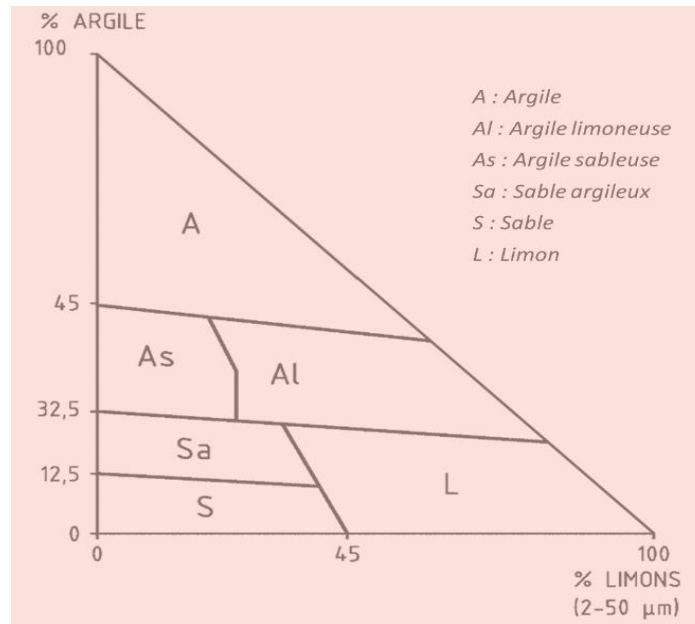
L'épandage agricole est une filière intéressante pour la valorisation des sédiments de dragage. En effet, de par leur nature limoneuse-argileuse et leur teneur en matière organique élevée, les sédiments sembleraient avoir les caractéristiques favorables à une utilisation en domaine agricole. Sous réserve d'innocuité et d'efficacité agronomique, les sédiments peuvent être utilisés pour le renforcement des sols appauvris par les exploitations agricoles ou la reconstitution des sols tels que les aménagements paysagers urbains, la réhabilitation de friches industrielles, etc. De manière générale, cette utilisation est régie par deux principes fondamentaux [50] :

- Les matières valorisées doivent présenter un intérêt agronomique pour le sol ;
- Les matières valorisées ne doivent pas être délétères pour l'homme, les animaux, les végétaux et l'environnement.

Deux situations peuvent être distinguées lors de la valorisation des déchets dans le domaine agricole. Soit ces matériaux sont transformés à l'aide de procédés de traitement divers tels que le compostage etc. : dans ce cas la réglementation qui leur est appliquée est celle relative aux autres produits tels que les engrais, les composts etc. Soit les déchets sont valorisés sans transformation préalable : dans ce cas leur utilisation est soumise à déclaration ou à autorisation et ils doivent répondre à des critères spécifiques en termes de qualité des matériaux et de précautions d'usage. Dans cette étude, l'application « Épandage agricole » s'inscrit dans le cadre de ce second cas.

Les caractéristiques principales à analyser pour la valorisation des sédiments de dragage dans l'épandage agricole sont la composition granulométrique, la matière organique, le calcaire, le potentiel nutritif et les complexes argilo-humiques :

- La granulométrie : c'est un paramètre important pour la qualification du pouvoir fertilisant d'un sol. En effet, plusieurs paramètres indicateurs de qualité tels que la porosité, l'aération du sol, la rétention d'eau etc., sont liés à la texture et donc à la granulométrie du sol. En agronomie le triangle de texture suivant est adopté (Figure II.20) ;



- La matière organique et les complexes argilo-humiques : la matière organique est un paramètre important pour caractériser la qualité d'un sol dans le domaine agricole. En effet, elle sert de liant pour les particules minérales par le biais des complexes argilo-humiques, et permet également d'apporter, par minéralisation, les éléments dont les plantes auront besoin [51]. La matière organique présente dans les sédiments doit également être caractérisée pour déceler une éventuelle présence d'éléments invasifs susceptibles de nuire à l'environnement où les matériaux seront répandus ;
- Le potentiel nutritif : afin d'évaluer le potentiel nutritif d'un sol, une évaluation des minéraux nécessaires au développement des plantes est requise : phosphore P, oxyde de potassium K_2O , azote N, oxyde de magnésium MgO , oxyde de calcium CaO , etc. ;
- Le calcaire : composé majoritairement de carbonate de calcium $CaCO_3$ tout comme la matière organique, il permet de retenir les éléments nutritifs (potassium, magnésium, etc.) dont les plantes ont besoin, d'augmenter la basicité du sol, et également d'assurer l'équilibre physico-chimique nécessaire aux plantes.

Pour l'aspect réglementaire de ces pratiques, l'utilisation des déchets dans le domaine agricole est prévue par la loi dans le Code rural, article L255-2 en application du Code de l'environnement, et la loi sur l'eau n° 92-3. Cette réglementation concerne les déchets provenant des ICPE (Installations Classées pour la Protection de l'Environnement) et les boues urbaines provenant des installations de traitement des eaux usées. Pour ce qui est des sédiments, leur utilisation en épandage agricole est peu documentée dans la littérature [52]. Rappelons que plusieurs types d'utilisation

⁹ GEPPA : Groupe d'Études de Problèmes et Pédologie Appliquée.

des sédiments peuvent être envisagés dans le domaine agricole ; en fonction de leur qualité et leurs caractéristiques, ces derniers peuvent être utilisés en tant que matière fertilisante (U44-295), support de culture (U 44-551), amendement organique (U 44-051) ou engrais (U 42-001), etc. Lorsque les sédiments sont fortement carbonatés (i.e. teneur minimale en CaO + MgO > 15 %), la norme NF U 44-001 relative aux amendements des minéraux basiques et la norme NF U44-551 relative aux sols supports de culture, peuvent être appliquées bien qu'elles ne font pas référence aux sédiments. En effet, les exigences concernant la granulométrie (fraction < 2 mm supérieure à 50 %), la teneur en matière organique (teneur variable de 1 à 5 % et de 3 à 15 % en fonction de la quantité d'éléments fins) etc., sont des spécifications dans lesquelles une grande partie des sédiments s'inscrit. Cependant, les sédiments ne peuvent pas être réellement considérés comme matière fertilisante car de par leurs caractéristiques, ils ne répondent pas à d'autres exigences spécifiques telles que la teneur minimale de 3 % en azote, ainsi que d'autres teneurs en phosphore, en potassium, etc.

Les sédiments fluviaux sont généralement inertes et pourront faire l'objet d'une valorisation en épandage agricole [52]. En effet, l'arrêté du 30 mai 2008 spécifie que « *les sédiments non remis dans les cours d'eau peuvent faire l'objet [...] d'un épandage agricole sous réserve de l'accord des propriétaires des parcelles et du respect des prescriptions techniques applicables aux épandages de boues sur les sols agricoles fixées par l'arrêté du 8 janvier 1998* ».

C'est donc l'arrêté du 8 janvier 1998 [53] fixant les prescriptions techniques relatives à l'épandage des boues issues du traitement des eaux usées sur les sols agricoles, qui est appliqué sur les sédiments. Cet arrêté permet d'encadrer les opérations d'épandage, notamment en prévoyant des distances d'isolement et des délais de réalisation des épandages afin de protéger les sites et les activités environnantes (une distance minimale de 35 m des cours d'eau et des puits, de 100 m des zones habitables, un délai de 18 mois minimum avant la récolte, etc.).

D'un point de vue environnemental, les sédiments de dragage peuvent être épandus, si les teneurs en éléments traces métalliques ne dépassent pas les valeurs spécifiées dans le Tableau II.3 ci-dessous. Toutefois, des dérogations à ces valeurs peuvent être accordées par le préfet sur la base d'études spécifiques.

Tableau II.3. Valeurs limites de concentration en éléments traces dans les sols [53].

Éléments traces métalliques	Valeur limite en mg/kg de M.S.
Cadmium	2
Chrome	150
Cuivre	100
Mercur	1
Nickel	50
Plomb	100
Zinc	300

Selon l'arrêté du 8 janvier 1998 pour caractériser la valeur agronomique d'une boue, en l'occurrence d'un sédiment, les paramètres suivants doivent être caractérisés : le pH, le rapport carbone/azote (C/N), l'azote total, l'azote ammoniacal, le calcium total en (CaO), le magnésium en (MgO), le phosphore total en (P₂O₅), le potassium total en (K₂O), ainsi que la granulométrie, la matière organique en (%) et la matière sèche en (%).

En plus de l'évaluation de la valeur agronomique, d'autres références sont également utilisées pour caractériser le sédiment afin de garantir une qualité équivalente aux produits analogues tout en réduisant l'impact environnemental. Parmi elles, le référentiel « *Écolabel européen : Milieux de culture, amendements pour sols et paillis* » [54] qui est le seul label écologique européen officiel utilisable dans tous les pays membres de l'Union européenne. Ce référentiel définit 13 critères environnementaux de types qualitatif et quantitatif afin de tenir compte de l'impact environnemental durant l'ensemble du cycle de vie des produits utilisés en tant que substrat en milieu culture, amendement organique ou paillis organique. Parmi les exigences indiquées dans le référentiel on peut citer les valeurs seuils des éléments traces métalliques, de la matière sèche, de la matière organique, du pH, de la conductivité électrique, etc.

Dans le cadre de ce travail, et lors du développement de l'application « *Épandage agricole* », seuls les paramètres seuils environnementaux indiqués dans le Tableau II.3 ci-dessus seront pris en compte dans la recherche de la solution optimale, pour une application spécifique, il sera possible à l'utilisateur de spécifier davantage de paramètres en fonction du type d'utilisation ciblée.

Après avoir présenté les différentes applications qui seront concernées par le logiciel ainsi que les exigences techniques et environnementales liées à la valorisation des sédiments dans chaque application, nous allons nous intéresser dans cette partie au logiciel proprement dit. L'architecture globale de l'outil ainsi que ses interfaces et ses fonctionnalités seront présentées. Les différents paramètres et étapes à réaliser depuis l'insertion des données d'entrée, jusqu'à l'affichage de la solution finale, en passant par la modélisation mathématique des contraintes, seront présentés et détaillés.

3. Aspect économique de la gestion des sédiments de dragage

3.1. Introduction

La gestion et la valorisation des sédiments de dragage constituent un enjeu technique, environnemental mais aussi économique considérable : le maintien des activités maritimes et les conditions d'accès aux ports sont indispensables pour le développement économique des collectivités notamment à travers la promotion de la pêche, l'amélioration de l'attractivité des territoires, la créa-

tion d'emplois, etc. De même, le dragage fluvial permet d'assurer l'acheminement des marchandises et participe aussi au développement de la vie économique des collectivités. Néanmoins, bien que les opérations de dragage soient vitales pour la vie économique des villes/régions, ces opérations peuvent également avoir des coûts importants et les processus de gestion des sédiments nécessitent souvent des financements conséquents.

C'est donc à cette question financière complexe que les autorités chargées de la gestion des infrastructures portuaires et des voies navigables doivent apporter des réponses.

Il est difficile d'établir un chiffrage fixe des opérations de dragage, des processus de gestion des sédiments dragués, de leur traitement et leur valorisation [55]. Cette difficulté est liée d'une part, au fait qu'il existe très peu de données qui portent sur l'aspect économique du dragage des sédiments, et d'autre part, aux disparités importantes constatées dans les quelques données disponibles dans la littérature. De manière générale, le coût global des opérations de dragage et de la gestion des sédiments dépend principalement des volumes dragués, des techniques de dragage utilisées (dragage mécanique, hydraulique, etc.) ainsi que des filières de gestion (immersion, gestion en terre, stockage, élimination, etc.).

3.2. Coûts d'un projet de dragage de sédiments

Le coût d'un projet de dragage peut être découpé globalement en trois parties : les frais liés à la constitution du dossier réglementaire, les coûts liés aux opérations de dragage et les coûts liés à la gestion des sédiments dragués. À ces trois parties, il faut souligner deux éléments importants qui pourraient avoir un impact conséquent sur le coût global d'un projet de dragage et de gestion des sédiments, à savoir les coûts liés au traitement et au transport des sédiments.

3.2.1. Coûts relatifs aux dossiers réglementaires

Ces frais comprennent le diagnostic des sédiments (3 à 10 k€), la bathymétrie (2 à 7 k€), la déclaration Loi sur l'eau (5 à 7,5 k€), l'autorisation Loi sur l'eau (2 à 45 k€), le dossier Natura 2000 (3 à 10 k€), et le dossier relatif aux autorisations ICPE¹⁰ (2,5 à 45 k€) [56].

3.2.2. Coûts liés aux opérations de dragage

Les coûts liés aux opérations de dragage dépendent principalement de la méthode utilisée, des volumes de sédiments dragués, et des scénarios envisagés pour leur gestion (immersion, traitement, valorisation, élimination, etc.).

¹⁰ ICPE : Installations Classées pour la Protection de l'Environnement.

D'après les données du groupe de travail « Dragage portuaire : conférence régionale de la mer et du littoral de Bretagne » [56], les coûts moyens de dragage hors taxes estimés sur la période allant de 2005 à 2016 (11 ans) sont de 8 à 15 €/m³ pour le dragage mécanique, de 10 à 18 €/m³ pour le dragage hydraulique et entre 8 et 30 €/m³ pour le dragage hydrodynamique. Ces coûts peuvent varier en fonction de l'amené et du repli des engins et des installations nécessaires pour le dragage, de la quantité et de la qualité des sédiments dragués, ainsi que du mode prévu pour leur évacuation. À titre d'exemple, pour la période de 2009 à 2010, les directions de VNF ont estimé le coût moyen de dragage entre 10 et 15 €/m³ pour le dragage mécanique, et entre 20 à 30 €/m³ pour le dragage hydraulique [57].

Le Tableau II.4 présente les coûts moyens hors taxes sur 5 ans des opérations de dragage de grands gestionnaires d'infrastructures portuaires et du réseau de navigation fluvial en France. On voit sur ces chiffres que pour la période allant de 2006 à 2010, le dragage au port de Paris était 20 fois plus important que celui du port de Rouen ; cet exemple témoigne de la disparité importante des coûts des opérations de dragage.

Tableau II.4. Coûts moyens des opérations de dragage par gestionnaire de 2006 à 2010 [57].

	Gestionnaire	Cout €HT/m ³		Gestionnaire	Cout €HT/m ³
VNF	VNF Nord Pas-de-Calais	~ 10	Ports	Port de Bordeaux	Pas de données
	VNF Bassin de la Seine	~ 20		Port du Havre	Pas de données
	VNF Nord Est	~ 15		Port de Rouen	~ 5
	VNF Strasbourg	~ 15		Port de Nantes Saint-Nazaire	~ 5
	VNF Centre Est (uniquement DDT 58)	~ 20		Port de Dunkerque	Pas de données
	VNF Sud-Ouest	~ 15		Port de Paris	~ 100
	VNF Rhône Saône	~ 20		Ville de Paris	~ 25

3.2.3. Coûts liés aux filières de gestion des sédiments

Les coûts liés à la gestion des sédiments de dragage dépendent de leurs filières de gestion. En effet, il apparaît que l'immersion en mer – lorsque cette solution est possible au vu des contraintes environnementales – reste la solution la moins onéreuse avec un coût moyen estimé entre 2 et 25 €/m³ [56]. Cette solution représente d'ailleurs plus de 90 % du mode de gestion des sédiments [58]. Le coût de la gestion à terre est estimé entre 30 à 120 €/m³ [56] en fonction de la solution adoptée. En plus de l'impact de la méthode de gestion sur la disparité des coûts, la distance entre le point de captage des sédiments et l'endroit où ils seront valorisés/éliminés a une grande influence également. La Figure II.21 présente l'évolution des coûts de gestion des sédiments de dragage en fonction de la filière choisie et de la distance parcourue.

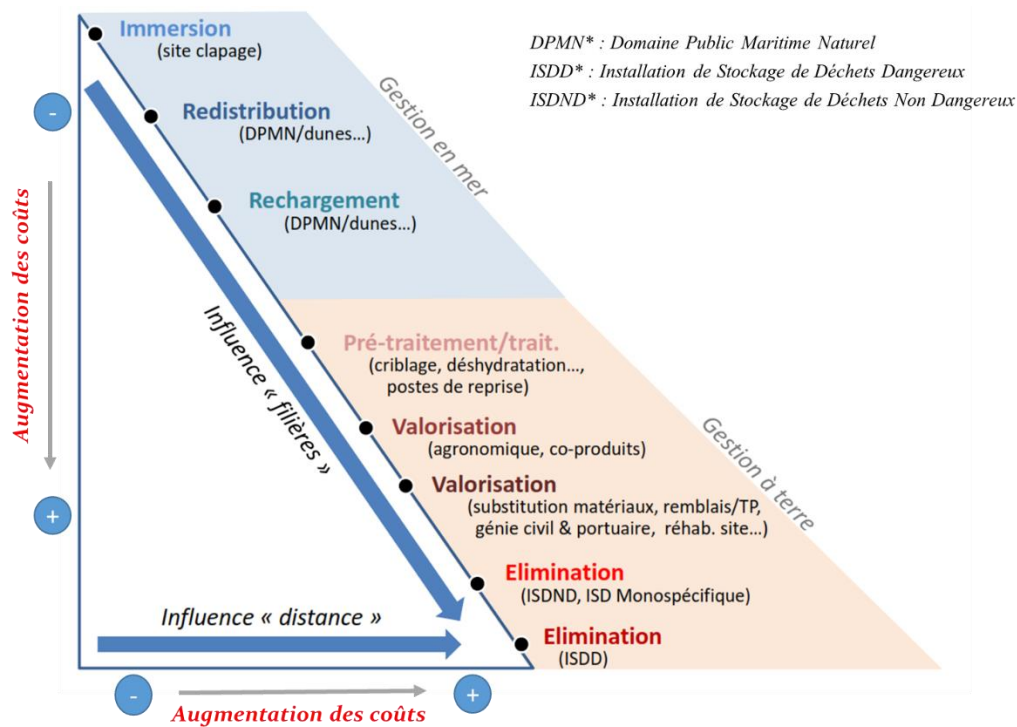


Figure II.21. Variation des coûts de gestion des sédiments en fonction de la filière envisagée.

La valorisation des sédiments de dragage est moins coûteuse que la mise en décharge (élimination en installations de stockage de déchets). À titre d'exemple, une évaluation des coûts relatifs au dragage et à la gestion de 160 000 m³ de sédiments sur 10 ans a été réalisée dans le cadre du projet Plan Bleu de Lille Métropole de 2014. Il en ressort que le curage coûterait de 2 à 3 M€, que la mise en décharge coûterait 17 M€ tandis que le traitement et la valorisation de ces matériaux est évaluée entre 2,7 M€ à 5 M€. Ainsi la valorisation des sédiments de dragage dans le cadre de ce projet représenterait entre 12 et 14 M€ d'économie[59].

La Figure II.22 représente les coûts unitaires HT de la valorisation des sédiments de dragage dans certaines filières telles que la réhabilitation de décharge, la valorisation dans les travaux BTP (routes, remblai...), la valorisation agricole, etc. D'après ces chiffres issus de la Conférence régionale de la mer et du littoral de Bretagne, le coût unitaire hors taxes relatif à la valorisation des sédiments dans des travaux de proximité tels que les remblais ou les sous-couches routières, est d'environ 5 €/m³ tandis que le coût d'une valorisation agricole est considérablement lié au coût de transport.

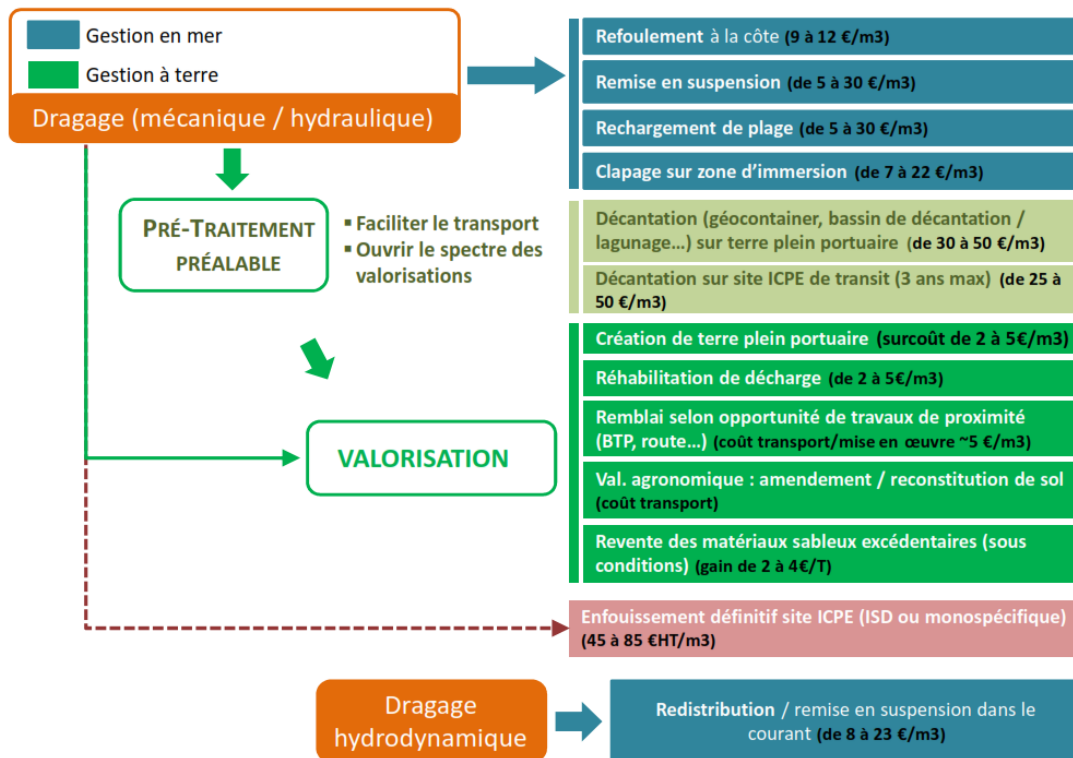


Figure II.22. Chiffrage de la gestion des sédiments suivant les filières de gestion [56].

3.3. Coûts liés au traitement des sédiments de dragage

En pratique, le recours à la gestion à terre des sédiments se fait souvent lorsque l'immersion, généralement moins coûteuse, n'est pas envisageable notamment du fait de la contamination des sédiments. Dans ce cas, les sédiments doivent impérativement subir un traitement. C'est également le cas des sédiments qui ne présentent pas de risque particulier d'un point de vue environnemental, mais dont les caractéristiques physiques, mécaniques et géotechniques ne permettent pas leur valorisation en l'état. Le traitement constitue alors une étape clé dans le processus de gestion et de valorisation des sédiments de dragage. L'optimisation des coûts de processus de gestion et de valorisation des sédiments de dragage renvoie en partie à l'optimisation des coûts de traitement. Il existe plusieurs techniques de traitement : physico-chimique, thermique, biologique, etc. Le choix du type de traitement dépend principalement de la nature et du volume des sédiments à traiter, de leur degré de contamination, ainsi que des filières de valorisation possibles [60].

Le Tableau II.5 ci-dessous, présente quelques techniques de traitement des sédiments de dragage ainsi que les coûts associés à chaque technique. Cette liste n'est pas exhaustive, il existe d'autres types de traitement, mais le manque de données économiques relatives à chaque technique ne permet pas d'établir une liste plus détaillée.

Tableau II.5. Techniques de traitement de sédiments, avantages/inconvénients, coûts et efficacité [60].

Techniques de traitement	Avantages/inconvénients	Coûts €/t MS(*)	Efficacité (%)
Traitement physique/chimique			
Cyclonage	Utilisation à grande échelle Séparation des fractions argileuses et fractions sableuses	3 à 20	90 %
Attrition	Adaptée à tout type de particule	< 10	70 %
Séparation magnétique	Applicable uniquement sur les sédiments de granulométrie < 100 µm	< 25	80 %
Flottation	Nécessité d'études préliminaires importantes, récupération et séparation de la phase minérale, réduction du volume total jusqu'à 85 %	10 à 40	–
Déshydratation/stabilisation	Réduction de la mobilité des contaminants, immobilisation des métaux lourds	30 à 250	–
Traitement biologique			
Biodégradation	La technique nécessite peu d'énergie ou de produits chimiques réactifs, elle peut être réalisée soit 1) par ajout de souche bactérienne, ou 2) par utilisation d'un bioréacteur.	1) 60 à 100 2) 10 à 50	99 % pour les HAP 90 %
Traitement thermique			
Désorption	Extraction des contaminants par évaporation	100 à 200	99 %
Oxydation à air humide	Élimination de la quasi-totalité des HAP et PCB Ne permet pas la décontamination des métaux lourds	90 à 150	–
Vitrification	Élimination de la MO, fixation des métaux non volatiles Coût et énergie élevés, dégagement de gaz toxiques	90 à 130	99 %
Traitement chimique			
Extraction par lixiviation	Investigations techniques et consommation en réactifs importantes	50 à 150	70 %
Extraction par complexation	Possibilité de recyclage et de réutilisation des agents complexants	50 à 130	70 à 90 %

* Euros/tonne de matières sèches

3.4. Coûts liés aux frais de transport

La localisation du site de dragage des sédiments par rapport à l'endroit où ils seront stockés/valorisés ou éliminés a un impact majeur sur le coût global d'un projet de dragage. En effet, au vu des quantités importantes de matériaux qui résultent de ces opérations, le transport constitue une phase essentielle qu'il faut optimiser au maximum : les coûts relatifs au transport des matériaux dragués est d'autant plus important que la distance à parcourir entre le site de dragage et le lieu final de gestion est importante ; l'objectif sera alors de réduire cette distance au maximum. En plus de ces avantages économiques, la réduction de cette distance permettrait de réduire le bilan carbone de l'opération. Le coût du transport dépend principalement du volume de matériaux à déplacer, de la distance à parcourir et surtout de la méthode de transport adoptée, par voie terrestre (camions) ou par voie navigable (péniches ou bateaux). Pour la période 2009-2010, VNF a estimé le cout unitaire moyen à environ 20 €/m³/km pour le transport par camion et à 5 €/m³/km pour le transport par péniche [57]. Cependant, ici encore, de grandes disparités peuvent être constatées au niveau des coûts de transport : à titre d'exemple, la société anonyme d'économie mixte locale (SAEML) Loire Atlantique Pêche et Plaisance a réalisé en 2013 des opérations de dragage dans le port de La Turballe, dont 10 000 m³ de sédiments ont été déplacés avec des camions sur une distance de 4 km. Le coût du transport unitaire a été évalué entre 1 à 2 €/km HT [61], ce qui est 10 fois voire 20 fois moins important que les coûts indiqués par VNF.

Enfin, pour que la valorisation des sédiments ait un sens d'un point de vue économique, elle doit constituer des opérations industrielles rentables pour se distinguer des opérations qui ont pour seul objectif de décontaminer les sédiments pour une réintégration classique dans le circuit durable en tant que produits traités. La Figure II.23, représente un schéma simplifié de cette rentabilité. Selon ABRIAK *et al.* [55], pour qu'une filière de valorisation soit rentable pour le gestionnaire chargé du traitement, il faut que la relation $C_0 + C_3 - (C_1 + C_2 + C_4) > 0$ (Figure II.23) soit satisfaite pendant une période de temps suffisante pour garantir un gain financier.

Pour conclure sur l'aspect économique des opérations de dragage, et à titre de comparaison des coûts appliqués aux niveaux national international, le Tableau II.6 présente un exemple des différents coûts liés au processus de gestion des sédiments de dragage en Irlande.

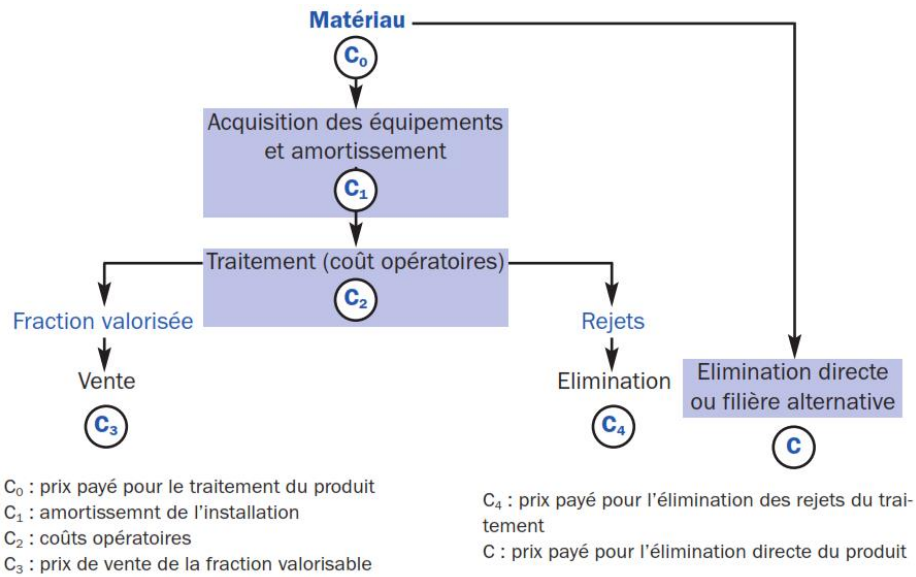


Figure II.23. Principaux coûts de recyclage [55].

Tableau II.6. Coûts directs de la gestion des sédiments de dragage en Irlande [62].

Management process steps		Price
Disposal costs on land [€/TMS]	upland waste storage	1 ¹
	environmental tax	75 ²
Disposal at sea [€/m ³]		0.17 ¹
Disposal at sea charges [€] – volume dependent		2000–18000 ³
Licencing fees and charges [€] ⁴		30000 ¹
Water transport cost [€/m ³ /km]		0.6–1.0 ¹
Unloading costs [€/m ³]	non-mechanical	0.76 ¹
	mechanical	4.0 ¹
Land transport cost [€/t/km]	road – rural condition	0.04 ¹
	road – urban conditions	0.9 ¹
Dredger mobilization [€]		70000 ¹
Pipeline mobilization [€]		80–90 ¹
Dredging cost [€/m ³]		3 ¹
Pumping/rainbowing cost [€/m ³]		1.30–1.50 ¹
Environmental assessment [€]		15000
Monitoring [€]		35000
Sampling cost [€/sample]		500
Analysis cost [€/sample]		610

¹ Sheehan (2012).

² Department of the Environment, Community and Local Government – Landfill levy.

³ Irish Dumping at Sea (Fees) Regulations 2012.

⁴ Including the Irish Environmental Protection Agency Disposal at Sea Licence Fee, the Foreshore Licence Fee and other Miscellaneous Permitting Costs.

4. Présentation du logiciel

4.1. Interface

L'objectif de ce travail était de développer un logiciel avec une interface simple pour une prise en main facile de l'outil et permettre ainsi une utilisation autonome par les utilisateurs. Pour la gestion et le paramétrage, le logiciel est disponible dans les trois langues officielles des pays participants au projet USAR : le français, l'anglais et le néerlandais. Comme présenté dans la Figure II.24, cette interface se présente en 4 onglets : « Données & analyses », « Simulation manuelle », « Simulation automatique » et « Admin ».



Figure II.24. Interface d'accueil du logiciel.

4.1.1. Admin

Cet onglet est réservé à l'administrateur de l'outil ; il permet entre autres, de gérer l'accès des utilisateurs à l'outil, d'importer les données relatives aux sédiments et aux matériaux nobles (sables naturels, graviers etc.). On peut également à partir de cet onglet, ajouter des centres de traitement et des centres de stockage, ajouter des classifications des sédiments ou insérer/éditer les informations relatives aux coûts, aux coordonnées GPS de la localisation des sédiments, des matériaux, des centres de traitement, etc. (Figure II.25).

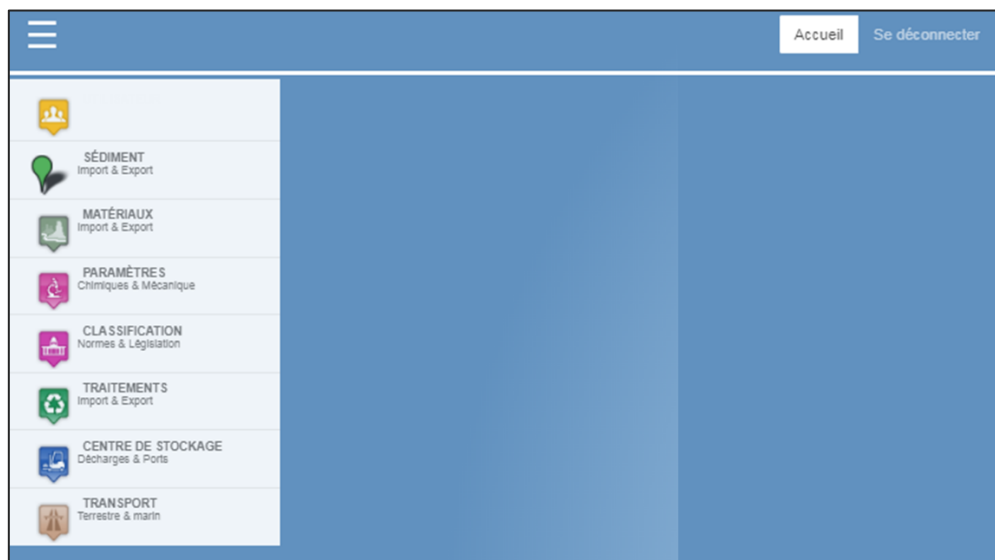


Figure II.25. Onglet Admin pour l'importation des données et la gestion des utilisateurs.

4.1.2. Données & analyses

Dans cet onglet, l'utilisateur peut visualiser les sédiments et les matériaux introduits dans le logiciel sur une carte géographique grâce à la géolocalisation de ces derniers. Les centres de traitement et les centres de stockage peuvent également être affichés. Des analyses rapides des données peuvent être réalisées à partir de cet onglet à savoir le filtrage des sédiments selon leur classification environnementale ou selon d'autres types de paramètres tels que la granulométrie, la date du prélèvement etc. Le logiciel établit également une classification physique et géotechnique des sédiments introduits dans la base de données (Figure II.26), et il est aussi possible de les filtrer sur la base de ces caractéristiques.

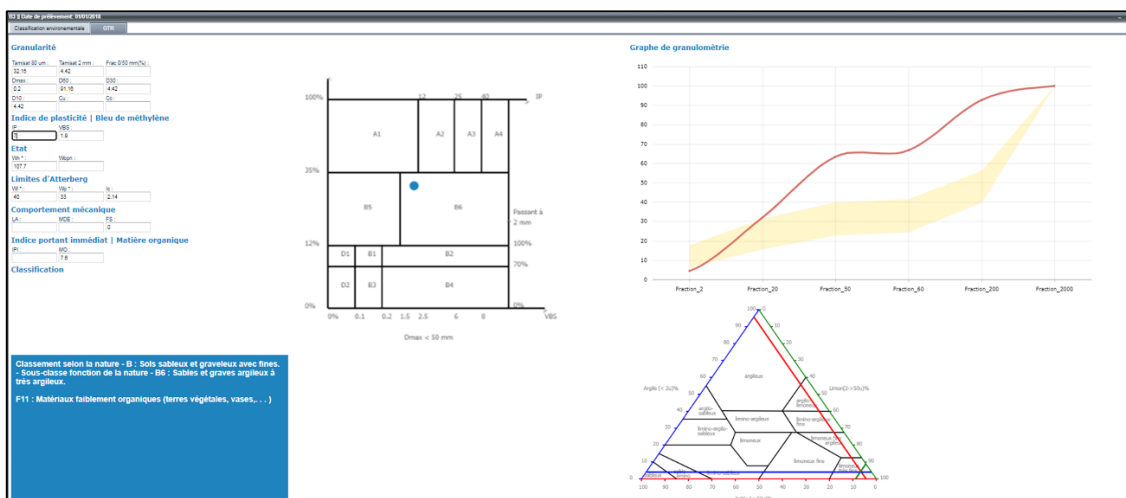


Figure II.26. Visualisation de la classification physique des sédiments.

4.1.3. Simulation manuelle

À partir de cet onglet (Figure II.27), l'utilisateur peut créer de nouveaux projets de valorisation des sédiments dans l'une des applications visées par cet outil ou gérer les projets déjà existants. Lors du lancement des simulations, certaines informations devront être renseignées à savoir :

- Le type d'application visée par la simulation ;
- La sélection des sédiments que l'on souhaite inclure dans le calcul ;
- La sélection des centres de traitement et des centres de stockage ;
- Le choix des carrières d'approvisionnement en matériaux nobles.

Une fois les données relatives au projet indiquées, la simulation peut être lancée. Grâce aux différentes informations introduites dans le logiciel, celui-ci va proposer une solution optimale qui répond à la fois aux exigences technico-économiques et environnementales du projet. La solution finale proposée comprend la composition du mélange (pourcentages de sédiment et de matériaux nobles), les contraintes du projet, le détail des coûts relatifs à chaque opération, la caractérisation physique, géotechnique et environnementale du nouveau matériau, etc.

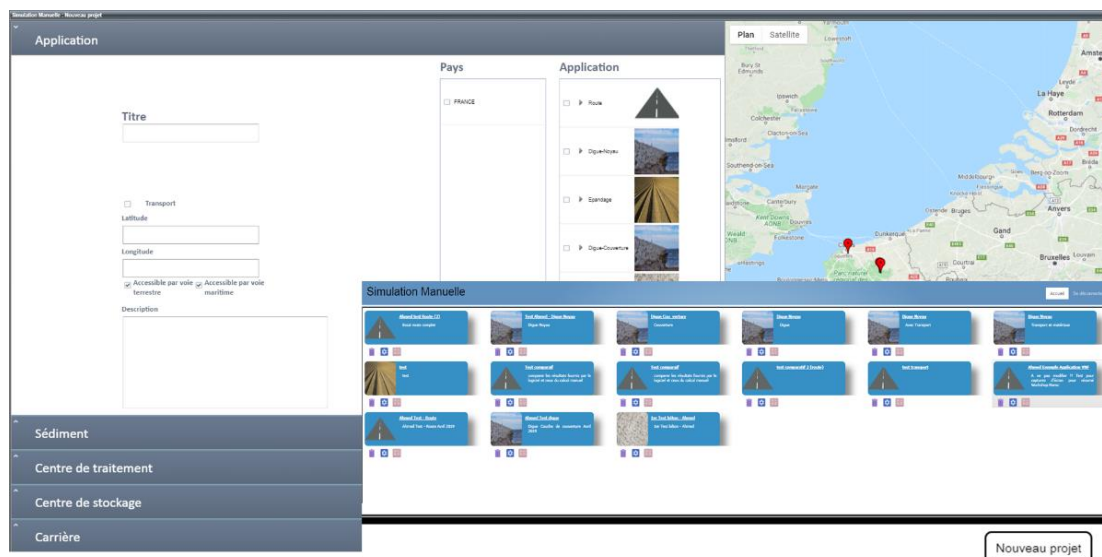


Figure II.27. Interface pour la création d'un projet de simulation de la valorisation des sédiments de dragage.

4.1.4. Simulation automatique

Contrairement à la simulation manuelle qui a pour objectif de valoriser un ou plusieurs sédiments dans une seule application, la simulation automatique permet de lancer une simulation pour plusieurs applications en même temps. L'avantage dans ce cas, est de permettre à l'utilisateur de faire une comparaison, notamment au niveau économique, des différents scénarios de valorisation des sédiments de dragage en fonction des différentes applications.

4.2. Architecture globale du logiciel

L'architecture globale du logiciel est présentée dans la Figure II.28.

Le processus d'optimisation peut être décomposé en trois modules principaux : les données d'entrée, la partie optimisation et l'affichage de la solution optimale.

4.2.1. Module Données d'entrée

Avant de lancer la simulation d'un projet de valorisation des sédiments dans l'une des applications visées dans cet outil, il est nécessaire d'introduire certaines informations dans le logiciel. Celles-ci sont liées au type d'application, aux sédiments, aux traitements, etc. Ces données constitueront la base des calculs qui seront réalisés dans le module optimisation.

- Projet

Lors de la création d'un nouveau projet, différentes informations concernant ce dernier doivent être renseignées. Elles peuvent être d'ordre général, telles que le titre, la description du projet etc., ou d'ordre technique : le type d'application, le choix des sédiments etc.

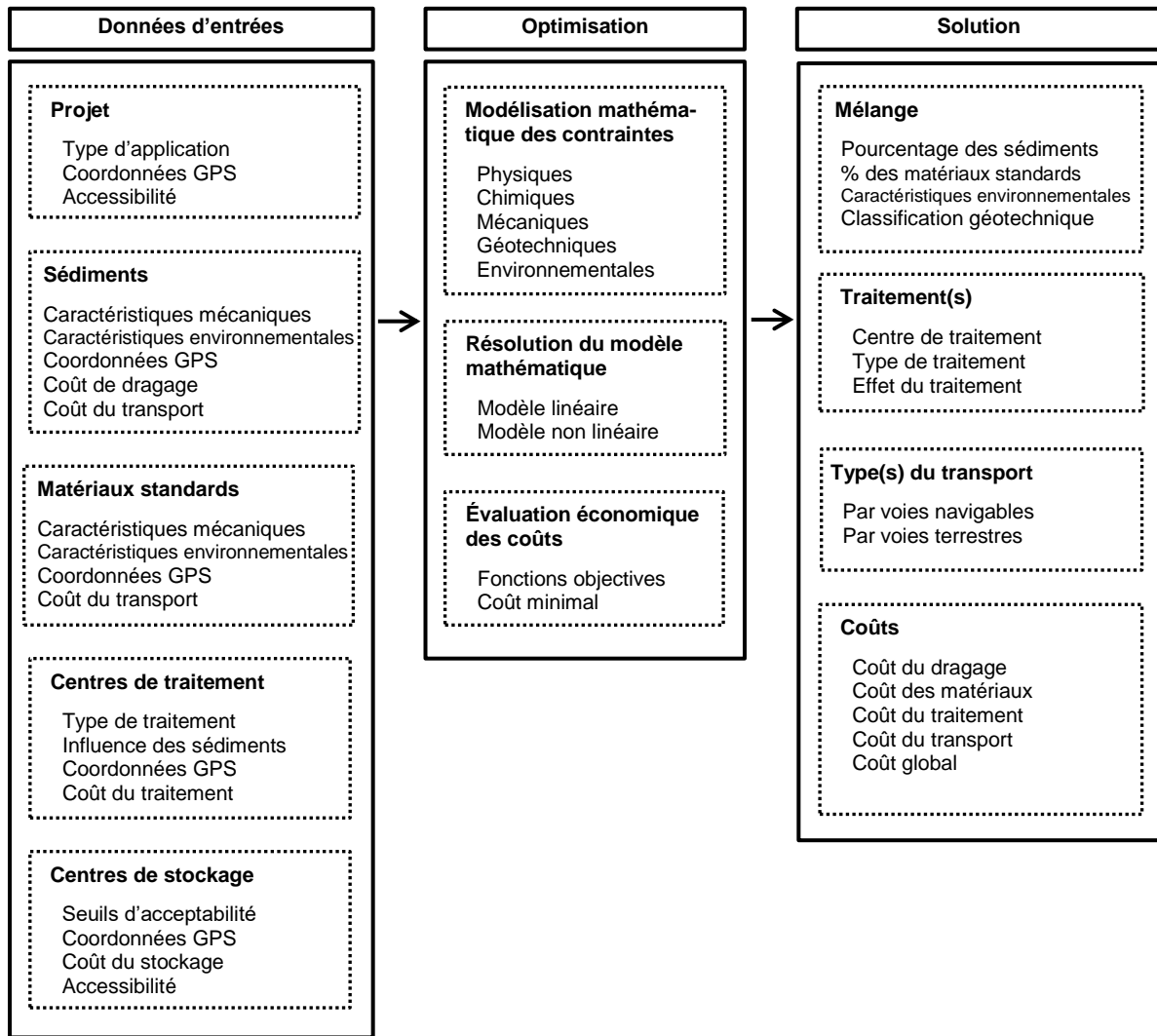


Figure II.28. Architecture globale du logiciel.

Les informations générales telles que la description du projet sont facultatives, cependant, elles permettent de distinguer chaque projet et de le retrouver grâce à un filtre par mots clés. Parmi les données techniques qu'il faut introduire, il y a les coordonnées GPS du lieu où l'on souhaite réaliser le projet de réalisation de la route, de la digue, ou du lieu d'épandage. On peut également choisir le mode d'accessibilité vers cet endroit : par voie terrestre, par voie navigable ou accessible par les deux. Grâce aux coordonnées GPS, le lieu de la réalisation du projet est géolocalisé : il sera donc possible de calculer les distances à parcourir pour acheminer les sédiments et les autres matériaux de leur lieu de stockage jusqu'à l'endroit où ils seront utilisés. D'autres informations seront également nécessaires pour lancer la simulation : l'utilisateur devra choisir les sédiments qu'il souhaite inclure dans la simulation, mais également sélectionner les centres de traitement, les centres de stockage, ainsi que les carrières qu'il souhaite introduire dans les calculs.

- Sédiments

Afin de faciliter l'importation des sédiments dans le logiciel, ceux-ci peuvent être enregistrés sous un fichier Excel (en respectant un format spécifique) puis il suffira d'importer simplement ce fichier pour que les sédiments soient automatiquement attribués dans la base de données. Les informations concernant ces sédiments sont multiples ; ceux-ci sont identifiés par des informations d'ordre général et des informations technico-économiques. Les informations générales sur le sédiment sont l'appellation attribuée à celui-ci, la date de son prélèvement, les coordonnées GPS, l'accessibilité, le coût de l'opération de dragage (€/tonne), etc. Les données relatives aux caractéristiques physiques, géotechniques et environnementales sont également renseignées, elles concernent par exemple la granulométrie, la teneur en matière organique, l'indice IPI, les éléments chimiques, etc. Toutes ces informations permettront à la fois le traitement et l'analyse des données (classification géotechnique et environnementale etc.) et contribuent également à enrichir la base de données pour obtenir ainsi des réponses plus complètes et plus précises.

- Matériaux nobles

Tout comme pour les sédiments, les matériaux naturels dits aussi « matériaux nobles », peuvent être introduits dans la base de données de l'outil et pris en compte dans le calcul de la solution globale. La méthode suivie pour l'importation de ces matériaux dans la base de données est identique à celle suivie pour l'importation des sédiments. Les caractéristiques physiques, les coordonnées GPS et les informations relatives au coût de chaque matériau sont également renseignées.

- Centres de traitement

L'une des étapes primordiales dans le processus de valorisation des sédiments est la phase de traitement. Afin d'intégrer cette phase importante dans le processus d'optimisation, des centres de traitement peuvent être ajoutés au logiciel, identifiés par les noms qui leur sont attribués et leurs coordonnées GPS. L'accessibilité par voie terrestre ou par voie navigable est également renseignée pour chaque centre de traitement. Plusieurs types de traitement peuvent être exécutés par un même centre de traitement et les coûts sont attribués à chaque type de traitement. Pour ajouter un traitement in situ, tel que le traitement à la chaux et aux liants hydrauliques pour la technique routière, il est nécessaire d'ajouter un centre de traitement ayant les mêmes coordonnées GPS que l'emplacement du projet. Afin de prendre en compte l'effet du traitement dans le processus de valorisation, il est possible d'ajouter l'impact du traitement en pourcentage sur n'importe quel paramètre ou caractéristique du matériau traité. Par exemple, pour diminuer la teneur en eau naturelle des sédiments, on peut ajouter un centre de traitement « lagunage » et on affecte au paramètre « Teneur en eau naturelle W_n », une réduction X en pourcentage X (%), en fonction de l'efficacité du traitement appliqué.

- Centres de stockage

Lorsque la valorisation des sédiments ne peut pas être envisagée du fait de la présence de contaminants qui dépassent les seuils réglementaires, les sédiments sont redirigés vers des installations de stockage. Dans le logiciel, les centres de stockage sont définis principalement par leur coordonnées GPS, leur mode d'accessibilité (voie terrestre/maritime), les seuils d'acceptation des sédiments (inerte, non inerte non dangereux et dangereux), ainsi que le coût du stockage (€/tonne/an ou €/tonne). Dans cet outil, deux types de stockage ont été distingués, à savoir le stockage transitoire (stockage temporaire en vue d'une évacuation ultérieure) ou le stockage permanent (dépôt final).

La Figure II.29 présente un exemple de l'affichage de la localisation des sédiments, des matériaux nobles, des centres de stockage et des centres de traitement sur la carte intégrée au logiciel.

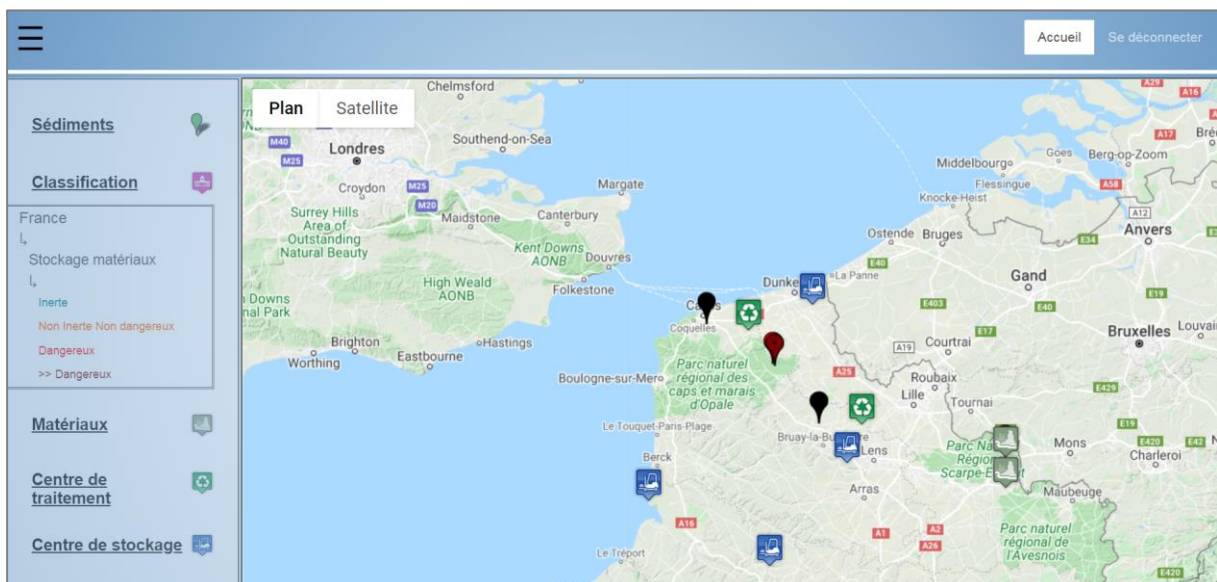


Figure II.29. Affichage de la localisation des sédiments, des matériaux nobles, des centres de stockage et des centres de traitement sur la carte intégrée au logiciel.

4.2.2. Module Optimisation

Le module Optimisation constitue la partie centrale de ce logiciel. En effet, dans cette partie, les contraintes physiques, géotechniques, environnementales et économiques sont modélisées par des équations mathématiques puis implémentées dans le logiciel. La résolution de ces équations permettra d'obtenir la solution optimale qui répond au mieux aux exigences techniques du projet à moindre coût.

Modélisation mathématique des contraintes

- Contraintes générales

L'optimisation du processus de traitement et de formulation des sédiments de dragage pour des applications de génie civil implique que la solution finale sera composée d'un mélange d'un ou plusieurs sédiments ainsi que des matériaux naturels tels que le sable, le gravier etc. Afin de s'assurer que la solution qui sera proposée par le logiciel sera composée au minimum d'un sédiment, la fonction binaire présentée dans l'Équation (II.10) a été introduite.

$$\sum_{i=1}^n x_i = 1 \quad (II.10)$$

avec x_i , une variable binaire telle que $x_i = \begin{cases} 1 & \text{si le sédiment } i \text{ est utilisé} \\ 0 & \text{si le sédiment } i \text{ n'est pas utilisé} \end{cases}$.

Le nombre i de sédiments qui pourront être utilisés n'est pas limité, c.-à-d. i varie de $i = 1$ à $i = n$.

Étant donné que la somme sera toujours égale à 1, il y aura donc nécessairement un sédiment parmi tous les sédiments sélectionnés dans le projet qui va figurer dans la solution finale.

De la même manière, le nombre de matériaux nobles utilisés peut varier de 1 à plusieurs. Pour ces matériaux, la variable S_s a été introduite selon l'Équation (II.11), avec S , le nombre de matériaux naturels utilisés (sable par exemple) et s , le nombre unitaire de matériaux.

$$S = \sum_{s=1}^{|S|} S_s \quad (II.11)$$

avec s variant de 1 à $|S|$.

Le mélange sera composé de sédiments et de matériaux naturels et la quantité totale du mélange sera automatiquement égale à 100 %. Ainsi, l'Équation (II.12) ci-dessous devrait être tout le temps vérifiée.

$$\sum_{i=1}^n x_i + \sum_{s=1}^{|S|} S_s = 100 \% \quad (II.12)$$

- Contraintes environnementales

Selon la directive européenne 2008/98/CE du 19 novembre 2008, les sédiments ont un statut de déchets dès qu'ils sont gérés à terre. Ce statut implique que leur utilisation dans les applications de génie civil doit répondre à des critères environnementaux bien définis. Comme les exigences peuvent varier d'un pays/région à une autre et que les réglementations évoluent constamment, le logiciel mis en place dans le cadre de ce travail a été développé de façon à prendre en compte ces différences et les éventuelles évolutions de la réglementation. En effet, l'utilisateur aura la possibilité de modifier les critères limites pour le projet simulé.

Afin de réduire la contamination des sédiments, plusieurs techniques de traitement peuvent être appliquées sur ces matériaux : procédés de solidification/stabilisation par liants hydrauliques, traitement électrocinétique, phytostabilisation, vitrification, biodragage ou bioremédiation, etc. Le choix du type de traitement dépend de plusieurs paramètres tels que le rapport coût/efficacité, l'adaptabilité du traitement au sédiment, etc. Chaque type de traitement peut agir sur un ou plusieurs contaminants, avec un effet variable selon le degré de pollution, et les coûts sont également différents d'un traitement à un autre. À titre d'exemple, le traitement électrocinétique peut réduire la quantité de zinc (Zn) de 32 % tandis que le traitement par bioremédiation peut la diminuer de 10 % [40][63][64][65]. Pour chaque traitement ajouté, l'effet de celui-ci sur les éléments traités – exprimé en pourcentage (%) – doit être renseigné. Afin de prendre en considération cet impact, la variable binaire T_t a été définie comme suit :

$$T_t = \begin{cases} 1 & \text{si le traitement } t \text{ est appliqué} \\ 0 & \text{si le traitement } t \text{ n'a pas été appliqué} \end{cases}$$

avec t , le nombre de traitement variant de $t = 1$ à $|T|$, où $|T|$ est le nombre maximal de traitements possible.

Considérons $|Q|$, le nombre de contaminants j (j allant de 1 à $|Q|$) dans le sédiment i et que q_i^j est la quantité de ce contaminant j qui varie de 0 à 100 %, ($q_i^j \in [0,1]$). On peut alors affecter un paramètre δ_{ti}^j représentant le taux de réduction du contaminant j lorsque le traitement t est appliqué sur le sédiment i . Dans ce cas, le taux de réduction du contaminant peut être modélisé par l'Équation (II.13) suivante :

$$\prod_{t=1}^{|T|} (1 - \delta_{ti}^j T_t) \leq q_i^j \quad (II.13)$$

M est une valeur constante qui permet d'escamoter la contrainte lorsque le sédiment i n'est pas utilisé ($x_i = 0$). L'équation qui permet de modéliser l'ensemble des contraintes environnementales est définie comme suit (Équation (II.14)) :

$$q_i^j \prod_{t=1}^{|T|} (1 - \delta_{ti}^j T_t) \leq Q^j + (1 - x_i)M \quad ; i = 1, \dots, n \quad ; j = 1, \dots, |Q| \quad (II.14)$$

Afin de prévenir toute incohérence liée à l'utilisation de deux traitements (ou plus) dont les effets sont opposés ou dont les applications sont incompatibles, la contrainte suivante a été introduite (Équation (II.15)) :

$$\sum_{t \in C_T^k} T_t \leq 1 \quad \text{avec } k = 1, \dots, |CT| \quad (II.15)$$

avec $|CT|$, le nombre de nombre de combinaisons incompatibles C_T^k .

- Contraintes physiques – Analyse granulométrique

La solution finale proposée par le logiciel se présente sous forme d'un mélange composé de sédiments et de matériaux nobles. En plus des exigences environnementales, ce mélange doit avoir des caractéristiques physiques, mécaniques et géotechniques qui respectent le cahier des charges défini pour chaque application. Afin d'obtenir les meilleures performances mécaniques pour chaque formulation, la compacité des mélanges de sédiments et de matériaux nobles doit être optimisée. En effet, l'optimisation de la compacité permettra de réduire le volume des pores du mélange et ainsi participer à l'augmentation des résistances mécaniques, à l'amélioration de la durabilité, et indirectement à l'optimisation du traitement nécessaire pour atteindre les performances mécaniques ciblées. L'un des paramètres qui jouent un rôle important sur la compacité est la distribution granulométrique des grains.

Pour l'application « Digue », il a été vu que le choix de la couche (noyau ou couverture) dans laquelle les sédiments seront utilisés ainsi que le choix du traitement à appliquer, sont fortement guidés par la classification des sédiments, et donc par leur granulométrie. De même, pour l'application « Sous-couches routières », il a été vu que le dimensionnement de la chaussée dépend entre autres de la fonction de la chaussée, du trafic mais aussi de la nature des matériaux et leur teneur en eau [66] ; ici encore, la granulométrie constitue un paramètre clé dans le dimensionnement et le choix du type de traitement à appliquer.

Afin d'améliorer l'arrangement granulaire et donc la compacité du mélange, le guide CEBTP¹¹ définit un fuseau granulométrique, le fuseau Talbot-Fuller-Thompson, également appelé simplement fuseau Talbot, à l'intérieur duquel la courbe granulométrique permettrait d'obtenir un squelette avec un minimum de vides, et donc une compacité optimale.

Plusieurs recherches ont été menées afin de définir des fuseaux granulométriques qui permettraient d'avoir des mélanges avec des compacités optimales. Le point commun de ces méthodes est qu'elles se sont toutes développées à partir de la même origine, à savoir la forme analytique simple de la granulométrie, définie comme suit (Équation (II.16)) [67] :

$$\frac{P}{100} = \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (II.16)$$

où P représente le pourcentage d'éléments passants au tamis de maille d ;

D est le diamètre maximal ;

n est une variable comprise entre 0,25 et 0,4.

Pour l'optimisation de la distribution granulométrique, la détermination des pourcentages de chaque constituant considéré sec a été réalisée de manière à obtenir une courbe granulométrique

¹¹ Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics.

respectant le fuseau Talbot-Fuller-Thompson défini avec l'intervalle $\left[\left(\frac{u}{\bar{u}}\right)^{0.25}; \left(\frac{u}{\bar{u}}\right)^{0.40}\right]$ avec u , le diamètre du matériau, et \bar{u} , le diamètre maximal. La modélisation mathématique de cette contrainte granulométrique peut alors s'écrire selon l'Équation (II.17) suivante :

$$\left(\frac{u}{\bar{u}}\right)^{0.25} (1 + S) \leq \sum_{i=1}^n d_i^u x_i + \sum_{s=1}^{|S|} d_s^u S_s \leq \left(\frac{u}{\bar{u}}\right)^{0.40} (1 + S) \quad \text{avec } u = 1, \dots, |U| \quad (II.17)$$

avec $|U|$, le nombre de diamètres considérés ;

d_i^u et d_s^u , le pourcentage des grains de diamètre u respectivement dans le sédiment i et dans le matériau noble s ;

S , une variable qui représente le nombre d'unités de matériaux nobles ajoutés ; $(1+S)$ est la condition introduite pour qu'au moins un sédiment soit sélectionné (1 pour le sédiment et S pour les matériaux nobles) ;

S_s et x_i , des variables binaires relatives au sédiment et aux matériaux nobles.

- Contraintes sur la matière organique

La présence de matière organique dans les sédiments de dragage constitue un obstacle majeur pour leur valorisation. En effet, évoqué dans le chapitre bibliographie, ces matières sont à l'origine de plusieurs désordres dans les matériaux réalisés à partir de sédiments de dragage, notamment de sédiments fortement organiques. D'une part, le risque environnemental provient principalement des liaisons qui pourraient se former entre les ions métalliques et les composés organiques ; d'autre part, la matière organique, de par sa nature complexe, hétérogène et évolutive, sa faible masse volumique et sa rétention d'eau, peut affecter les caractéristiques physiques, mécaniques et géotechniques des sédiments.

C'est pour cette raison que la teneur en matière organique des matériaux à usage routier et des matériaux destinés à une utilisation dans les digues de protection contre les inondations, a été limitée. Pour rappel, cette valeur maximale limite est de 3 % pour la technique routière et de 5 % pour les digues. Pour l'épandage agricole, il n'existe pas de teneur minimale en matière organique, celle-ci est fixée en fonction de l'intérêt agronomique que présenteraient les sédiments pour les sols traités.

Afin de modéliser ce paramètre de façon à ce que la solution finale qui sera proposée par le logiciel respecte les valeurs limites définies pour chaque application, nous introduisons le paramètre q_i^{MO} qui correspond à la teneur en matière organique du sédiment i , et Q^{MO} , la valeur limite déterminée à partir du cadre réglementaire de chaque application. L'équation qui modélise la contrainte relative à la matière organique peut s'écrire comme suit (Équation (II.18)) :

$$q_i^{MO} \prod_{t=1}^{|T|} (1 - \delta_{ti}^{MO} T_t) \leq Q^{MO}(1 + S) + (1 - x_i)M \quad \text{où } i = 1, \dots, n \quad (II.18)$$

avec δ_{ti}^{MO} , le taux de réduction/d'augmentation de la matière organique dans le sédiment i après application du traitement t ;

M , une valeur constante qui permet de relâcher la contrainte lorsque le sédiment i n'est pas utilisé ;

$(1+S)$, un terme introduit afin de prendre en compte l'effet de dilution de la matière organique lorsque les matériaux nobles (sable, graviers etc.) sont ajoutés.

- Contraintes économiques

Comme il a été évoqué dans le Paragraphe 3.2, le coût global relatif aux opérations de dragage peut être décomposé en plusieurs parties : le coût lié aux dossiers réglementaires, les coûts des analyses préliminaires, de l'opération de dragage, du transport, du traitement, du stockage, etc.

L'objectif du logiciel est de proposer la solution optimale qui répond aux différentes exigences techniques et environnementales à un coût minimal. Dans le cadre de ce travail, les coûts pris en compte sont :

- Les coûts relatifs à l'opération de dragage (€/tonne) ;
- Le coût lié à l'acquisition des matériaux nobles (€/tonne) ;
- Le coût relatif au type de traitement appliqué (€/tonne) ;
- Le coût du transport (€/tonne/km) ;
- Le coût du stockage (€/tonne) pour le stockage transitoire et (€/ tonne/an) pour le dépôt définitif.

De ce fait, cette optimisation exclut tous les coûts liés aux analyses des sédiments, aux dossiers réglementaires, les coûts de construction ou encore les coûts indirects (les inter-secteurs liés aux projets tels que les fournisseurs et tous autres impacts économiques divers, etc.).

Afin de modéliser cette contrainte économique, les fonctions objectives ont été utilisées. Elles permettent de minimiser les coûts jusqu'à un point optimum, en l'occurrence l'acceptabilité technique et environnementale. La fonction objective qui permet d'optimiser les coûts peut être écrite comme suit (Équation (II.19)) :

$$\min \sum_{i=1}^n C_i x_i + \sum_{j=1}^m C_j S_j + \sum_{i=1}^n \sum_{t=1}^{|T|} C_{ti} T_{ti} \sum_{t=1}^{|T|} C_{ti} T_{ti} \quad (II.19)$$

avec C_i , le coût de dragage du sédiment i (€/tonne) + le coût du transport (€/tonne/km) ;
 C_j , le prix d'achat des matériaux nobles j (€/tonne) + le coût du transport (€/tonne/km) ;
 C_{ti} , le coût du traitement t appliqué au sédiment i .

Une fois les différentes contraintes techniques, environnementales et économiques modélisées sous forme d'équations mathématiques (Équations (II.10) à (II.19)), celles-ci ont été implémentées dans le logiciel. Grâce à cette modélisation et aux données d'entrée relatives aux sédiments, aux traitements, aux coûts etc., les calculs peuvent être lancés pour simuler des projets de valorisation des sédiments dans l'une des applications visées dans ce travail. La solution finale est affichée dans le module Solution présenté dans la section suivante.

4.2.3. Module Solution

Ce module permet d'afficher la solution optimisée par le logiciel. Pour la simulation manuelle (c.-à-d. une seule application visée), cette solution sera composée d'un seul mélange de sédiments et de matériaux nobles (ex. sables, etc.). Ce mélange représente la solution optimale qui répond au mieux aux exigences technico-économiques et environnementales du projet. Dans le cas d'une simulation automatique, plusieurs mélanges seront proposés avec des caractéristiques techniques, environnementales et économiques distinctes correspondant aux différentes applications développées dans le logiciel. Dans les deux cas, la solution est organisée en 3 parties principales (Figure II.30) :

La première partie (Figure II.30, 1) concerne les contraintes techniques du projet à savoir les seuils environnementaux établis selon la réglementation en vigueur, les contraintes physiques et géotechniques telles que la matière organique, les limites d'Atterberg, l'indice IPI, etc. Il est également possible dans cette partie de modifier les contraintes seuils de ces paramètres et d'exécuter les calculs à nouveau sans avoir à recréer un nouveau projet.

La deuxième partie (Figure II.30, 2) concerne la solution technico-économique du projet. Dans cette partie l'utilisateur peut visualiser la composition du mélange (le pourcentage de chaque sédiment et matériau noble utilisé), les traitements qui ont été appliqués ainsi que leurs impacts sur chacun des paramètres des sédiments. L'impact du traitement est constaté en affichant pour chaque paramètre sa valeur initiale avant traitement et sa valeur après traitement. Il est également possible de visualiser les centres de stockage éventuellement utilisés. Le coût global de la solution proposée ainsi que les coûts détaillés de chaque opération (dragage, traitement, stockage etc.) sont aussi présentés.

La troisième partie (Figure II.30, 3) permet de visualiser les caractéristiques physiques, géotechniques et environnementales du mélange et de les comparer aux valeurs seuils définies pour

chaque application. Lorsqu'un ou plusieurs paramètres ne peuvent pas satisfaire les exigences définies pour le projet, ils sont affichés avec une autre couleur (en rouge) et ils sont accompagnés d'un message écrit indiquant cette information. Le coût global de la solution proposée ainsi que les coûts détaillés de chaque opération (dragage, traitement, stockage, etc.) sont également présentés.

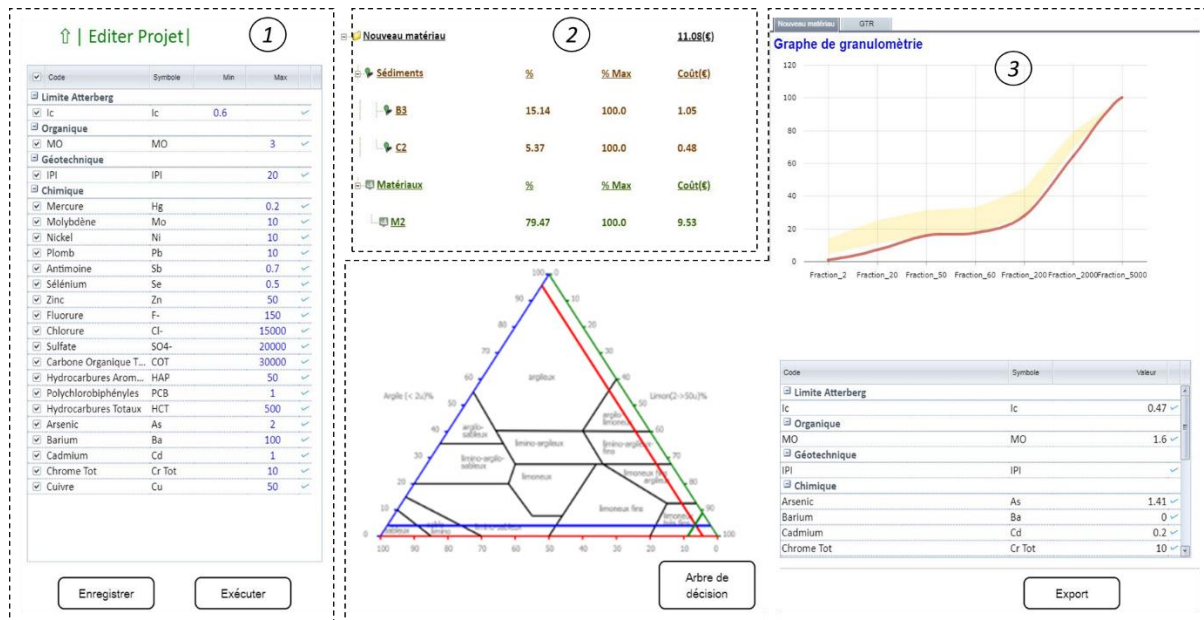


Figure II.30. Visualisation de la solution finale optimisée par le logiciel. Organisation en 3 parties : (1) contraintes ; (2) solution ; (3) caractéristiques.

5. Validation du modèle mathématique de l'outil

Le logiciel est un outil d'aide à la décision pour la formulation et la gestion des sédiments de dragage ; de ce fait, les formulations proposées doivent être vérifiées par des études au laboratoire ou à l'échelle pilote avant d'être appliquées. Afin de valider le modèle mathématique et les calculs réalisés par le logiciel, nous avons entrepris des simulations pour les différentes applications puis confronté les résultats proposés par le logiciel aux solutions déjà validées expérimentalement.

5.1. Validation du modèle : Application « Route »

Afin de valider le modèle mathématique pour l'application « Technique routière », un projet de réalisation d'un tronçon de route à base de sédiments de dragage a été simulé. Les coordonnées GPS du projet testé sont présentées dans le Tableau II.7.

Trois sédiments fluviaux provenant du réseau VNF du nord de la France ont été utilisés : A2, B2 et C3. Les coordonnées GPS des points de captage de chaque sédiment sont indiquées dans le Tableau II.7. Deux types de sable ont également été utilisés, il s'agit de deux sables calcaires M1 et

M2 de granulométrie 0/4 mm et 0/6 mm provenant respectivement des carrières du Boulonnais et de Gaurain. De même, deux centres de traitement T1 et T2 ont été ajoutés ainsi que les informations relatives à chaque centre (localisation, type de traitement, coût etc.).

Tableau II.7. Coordonnées GPS des sédiments, des centres de traitement, de la carrière et du projet testé.

Indication	Sédiment			Projet	Centre de traitement		Sable	
	A2	B2	C3		T1	T2	M1	M2
Latitude	50.92	50.77	50.44	50.625259	50.892122	50.551631	50.43	50.32
Longitude	1.89	2.27	3.59	3.008799	2.114937	2.76433	3.59	3.59

Après le dragage, les sédiments ont été stockés et envoyés au laboratoire pour des analyses physiques et chimiques. Les analyses physiques effectuées sur les trois sédiments sont la teneur en eau naturelle W_n , la teneur en matière organique, la masse volumique absolue, l'analyse granulométrique, la valeur du bleu de méthylène (VBS) et les limites d'Atterberg (W_L , W_P , I_P). Ces tests ont été réalisés selon les normes en vigueur pour chaque essai. Les résultats des analyses physiques sont présentés dans le Tableau II.8 ci-dessous.

Tableau II.8. Caractérisation physique des sédiments utilisés.

	A2	B2	C3
Teneur en eau naturelle W_n (%)	106,13	136,97	120,87
M. V. absolue ρ_s (g/cm ³)	2,65	2,47	2,42
VBS	2,03	3,73	2,73
Limite de liquidité W_L (%)	48,67	48,67	58,33
Limite de plasticité W_P (%)	33,34	34,17	41,83
Indice I_P (%)	15,33	14,50	16,50
Fraction argileuse % < 2 μm	35,73	56,23	74,53
Limon 2 μm < % < 80 μm	55,27	40,1	24,14
Teneur en MO (%)	6,2	9,4	10,2

Les sédiments ont des teneurs en eau naturellement élevées (entre 106 % et 120 %), supérieures aux limites de liquidité obtenues pour chaque sédiment. A priori un traitement par déshydratation est donc nécessaire pour une réutilisation dans les applications visées par cette étude. Les teneurs en matière organique (MO) varient de 6,2 % pour le sédiment A2 à 10,2 % pour le sédiment C3. Ces valeurs sont supérieures à la valeur maximale de 3 % recommandée par le guide Sétra 2011 [49], une vigilance particulière est alors accordée à ce paramètre.

À partir des fractions granulométriques des sédiments, ceux-ci peuvent être classés dans le diagramme de texture en tant que limon très fin. Par ailleurs, pour les trois sédiments, la quantité de fines (particules dont le diamètre est < 80 μm) est supérieure à 35 %. Selon les valeurs des indices de plasticité des sédiments et les valeurs du bleu de méthylène, les sédiments sont classés sous la classe A1 ou A2 du GTR [47]. Lorsque les sédiments sont importés dans le logiciel, leur classification peut être obtenue directement à partir de ce dernier. Un exemple de classification physique et géotechnique du sédiment A2 est présenté dans la Figure II.31. La classification proposée par le logiciel est la même obtenue manuellement à partir du guide GTR.

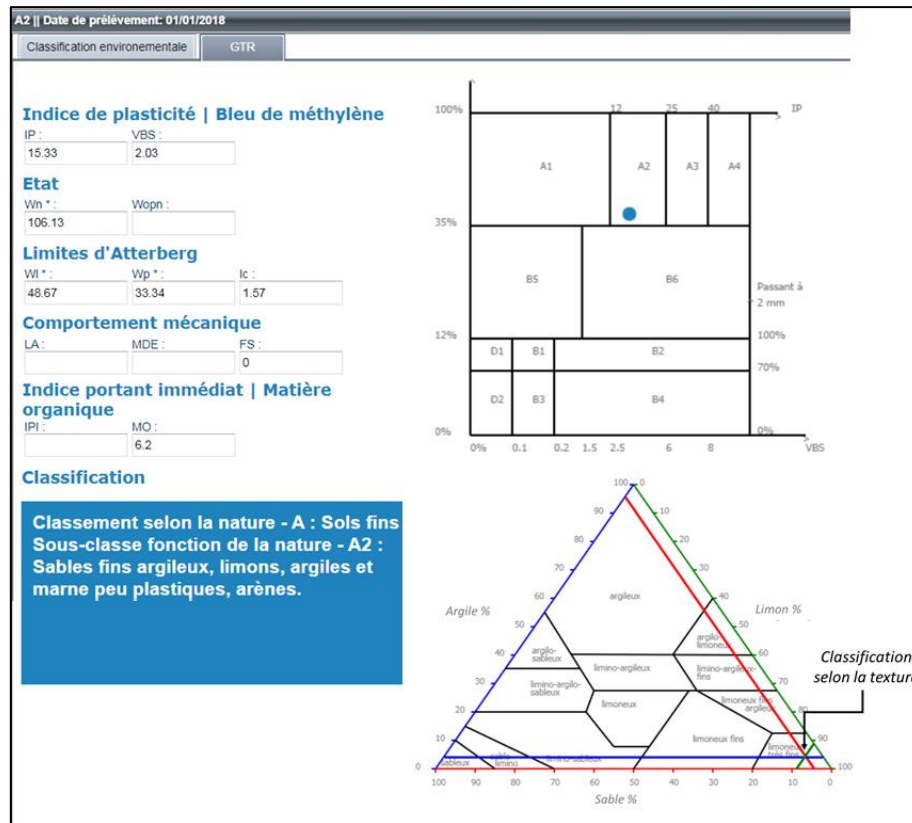


Figure II.31. Classification des sédiments de dragage par le logiciel.

Pour évaluer l'impact environnemental de chaque sédiment, des analyses chimiques ont été effectuées afin de déterminer les niveaux de polluants dans chacun des sédiments utilisés. Ces analyses ont été réalisées sur les sédiments bruts par des tests de lixiviation selon la norme européenne (NF EN 12457-2, 2002). Les résultats cet essai sont présentés dans le Tableau II.9. Ces résultats montrent que les trois sédiments peuvent être classés comme étant non inertes et non dangereux.

Tableau II.9. Résultats du test de lixiviation sur les sédiments bruts.

Éléments chimiques (mg/kg)	A2	B2	C3	Sétra 2011 [49]
As	7,06	13	8,95	2
Cd	< 0,4	15,6	1,4	1
Cr	16	53,6	51,47	10
Cu	14,6	41	191,63	50
Hg	0,75	0,88	0,44	0,2
Ni	9,53	25,7	21,07	10
Pb	32,4	274	94,03	10
Zn	112	558	412,33	50
PCB	< 0,07	< 0,07	< 0,07	1

Une fois que les paramètres physico-chimiques de chaque sédiment ont été déterminés, ceux-ci ont été enregistrés dans un fichier Excel (.xls) sous un format spécifique ; les données relatives à chaque sédiment, telles que les coordonnées GPS du point de dragage ainsi que les coûts ont également été importés dans le logiciel.

D'autres éléments ont également été indiqués dans le logiciel, tels que les informations relatives aux traitements (localisation des centres de traitement, type de traitement et paramètres impactés, coût associé à chaque traitement, etc.). De même, les limites d'acceptabilité du centre de traitement, ses coordonnées GPS ainsi que la localisation du projet ont été introduites dans le logiciel. Afin de calculer les coûts de transport dans le processus d'optimisation, des coûts ont été attribués pour le transport par voie terrestre et pour le transport par voie navigable. Le logiciel est équipé d'une carte qui permet, grâce aux coordonnées GPS, de géolocaliser les sédiments, les centres de traitement et de stockage etc. Dans ce projet, cette géolocalisation est présentée dans la Figure II.32 ci-dessous.

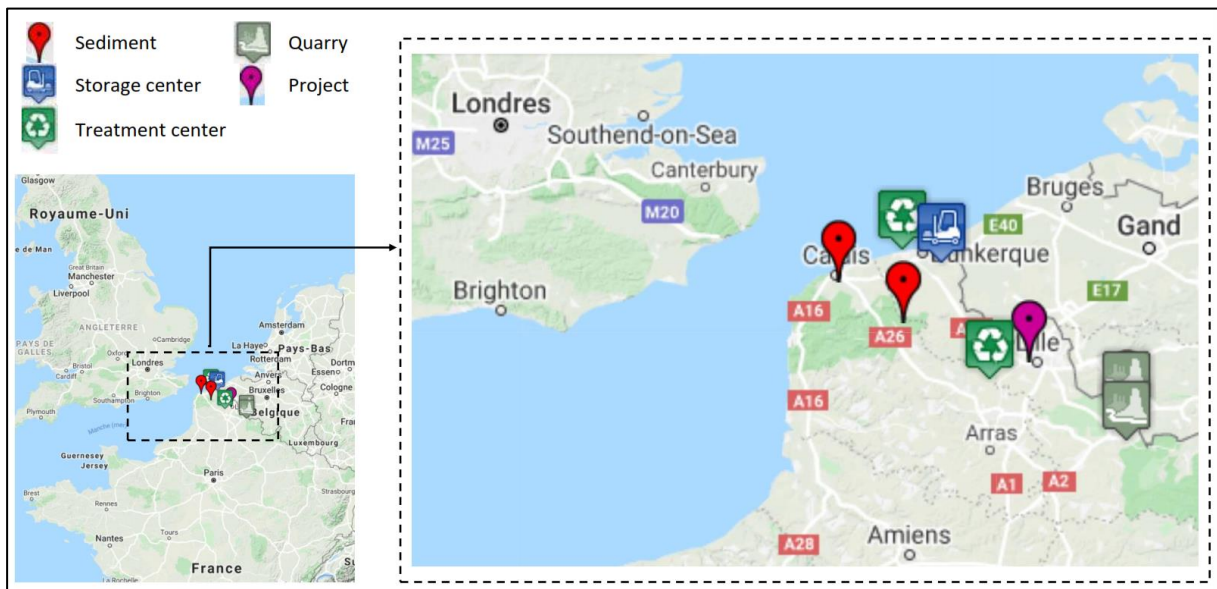


Figure II.32. Visualisation de la localisation des sédiments, des centres de traitement et centres de stockage, des carrières et de la localisation du projet dans le logiciel.

La solution proposée par le logiciel est présentée dans la Figure II.33.

Le logiciel a proposé un mélange granulaire combinant les trois sédiments A2, B2 et C3 avec deux matériaux naturels (sables) M1 et M2 comme la solution optimale qui correspond le mieux aux contraintes techniques, environnementales et économiques. Ce mélange est composé de 30,29 % de sédiments (5,29 % pour le sédiment A2, 22,57 % pour le sédiment B2 et 2,43 % pour le sédiment C3) et de 69,69 % de matériaux nobles (25,17 % de sable M1 et 44,52 % de sable M2) (Figure II.33). L'ajout de sable permet d'obtenir une meilleure distribution granulométrique, d'améliorer le squelette granulaire et par conséquent l'amélioration des caractéristiques mécaniques et géotechniques du mélange [68].

Dans cette solution, le centre de traitement T1 a été proposé afin de réduire la teneur en eau naturelle des sédiments, diminuer la teneur en matière organique, améliorer les résistances du mé-

lange par des traitements aux liants hydrauliques. En effet, les sédiments dragués avaient initialement une teneur en matière organique supérieure à la limite acceptable de 3 % recommandée le guide GTR 2000 et la concentration de certains éléments chimiques dépassait les seuils limites définis dans le règlement Sétra 2011 [49] pour l'application routière.

<u>New Material</u>			<u>28.54 (€)</u>
<u>Sediments</u>	<u>%</u>	<u>% Max</u>	<u>Cost (€)</u>
+ <u>A2</u>	5.29	100.0	0.15
- <u>B2</u>	22.57	100.0	0.67
- <u>Treatments</u>			<u>Cost (€)</u>
- <u>Centre traitement-1.</u>			1.12
- <u>parameters</u>	<u>Initial</u>	<u>Target</u>	
	<u>MO</u>	9.4	3.0
+ <u>Transport</u>	<u>Start</u>	<u>End</u>	<u>Cost (€)</u>
+ <u>C3</u>	2.42	100.0	0.07
<u>Materials</u>	<u>%</u>	<u>% Max</u>	<u>Cost (€)</u>
- <u>M1</u>	25.17	100.0	3.02
+ <u>Transport</u>	<u>Start date</u>	<u>End</u>	<u>Cost (€)</u>
- <u>M2</u>	44.52	100.0	5.34
+ <u>Transport</u>	<u>Start date</u>	<u>End</u>	<u>Cost(€)</u>

Figure II.33. Solution optimale proposée par le logiciel pour une valorisation des sédiments en sous-couches routières.

En ce qui concerne les coûts, il convient de noter que le logiciel prend en compte les différents coûts liés aux opérations de dragage, de traitement et de transport. Les coûts détaillés pour chaque opération sont présentés ainsi que le coût final du projet de valorisation.

La solution proposée par le logiciel est très cohérente avec les études existantes dans la littérature où des traitements similaires ont été appliqués [69][70][71][72].

À titre de comparaison avec les projets expérimentaux de valorisation des sédiments de dragage, on peut particulièrement citer le projet de réalisation d'un tronçon de route à échelle réelle dans le port de Dunkerque dans le nord de la France [68][73][74]. L'une des caractéristiques des sédiments utilisés dans le cadre de cette étude est qu'ils avaient une teneur en eau élevée (156 %) et

une teneur en matière organique de l'ordre de 7 %, des valeurs qui se rapprochent des caractéristiques des sédiments utilisés pour la simulation avec le logiciel. Dans le cadre de ce projet, le meilleur mélange qui permettait à la fois de satisfaire les exigences techniques minimales pour l'utilisation des matériaux en sous-couches routières, tout en étant économiquement viable était composé de 33,30 % de sédiments et 66,70 % de sable. Le mélange a été traité par addition de liants hydrauliques (5,7 % de ciment CEM I 45,5 R HSR LA et 1,8 % de chaux) ; ce traitement a permis d'obtenir un indice CBR trois fois plus important que pour les sédiments non traités et de satisfaire les exigences requises pour une utilisation en sous-couches routières [75]. Les essais de performances mécaniques, de gel/dégel et l'évaluation environnementale ont confirmé que le mélange convient pour une utilisation en sous-couche routière.

Le Tableau II.10 ci-dessous présente une comparaison entre la solution proposée par le logiciel et les résultats obtenus expérimentalement pour la réalisation du tronçon de route à échelle réelle [68][73]. La composition du mélange proposé par le logiciel est très proche de celle déterminée et testée expérimentalement, le traitement par déshydratation proposé par le logiciel a également été appliqué dans le cadre du projet, et enfin les dosages en liants hydrauliques (ciment + chaux) sont également très proches (Tableau II.10). Ces valeurs très proches ont permis la validation du modèle mathématique développé dans le cadre de cette étude.

Tableau II.10. Validation du modèle mathématique du logiciel pour la technique routière.

	Valeurs expérimentales	Valeurs prédites par le logiciel
<i>Mélange</i>		
Sédiment (%)	33,30	30,29
Sable (%)	66,70	69,69
<i>Traitements</i>		
Déshydratation	Oui	Oui
Ciment (%)	5,7	6
Chaux (%)	1,8	1

5.2. Validation du modèle : Application « Digue »

Pour la simulation du projet de valorisation des sédiments de dragage dans les digues de protection contre les inondations, les sédiments utilisés dans la simulation de l'application « Technique routière » ont également été utilisés dans cette partie.

La solution proposée par le logiciel pour une utilisation des sédiments en « couche de noyau » est présentée dans la Figure II.34. Le modèle mathématique a prédit un mélange composé de 37,82 % de sédiment A3 et de 62,17 % de sédiment C2.

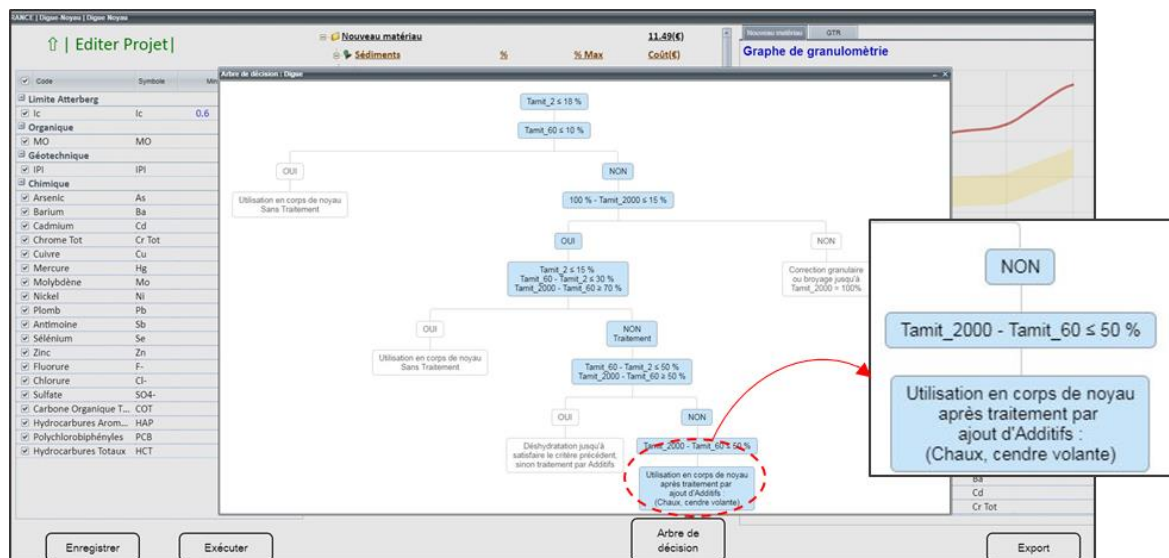
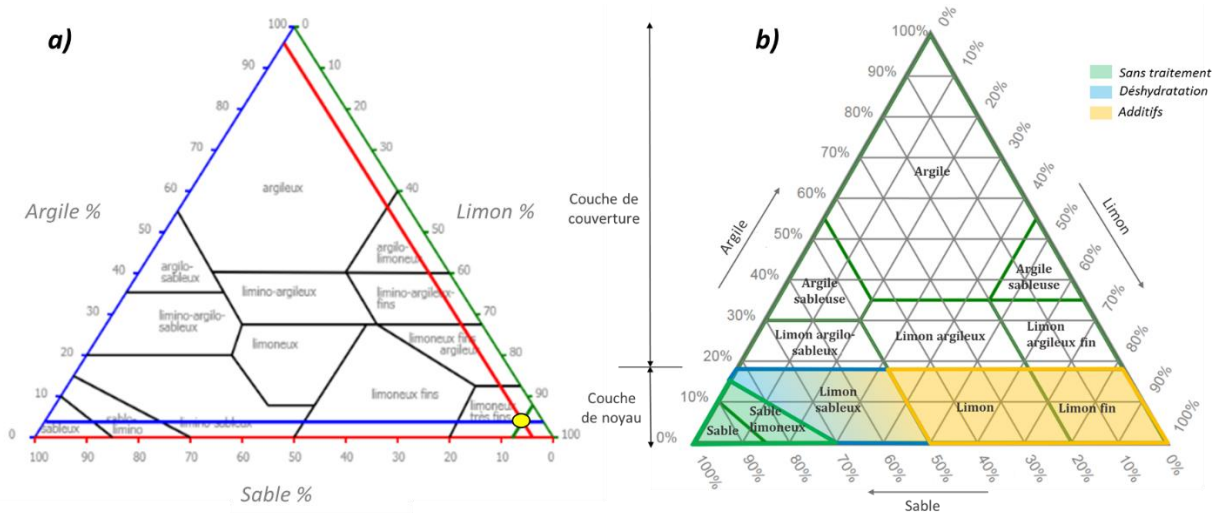
Nouveau matériau				11.49(€)
Sédiments				%
	%	% Max	Coût(€)	
A3	37.82	100.0	1.89	
Transport	Début	Fin	Coût(€)	
Transport marin	Initial	Cible	0.3	
C2	62.17	100.0	5.59	
Traitements				Coût(€)
Traitement MO			3.1	
Paramètres	Initial	Cible		
Transport	Début	Fin	Coût(€)	
Transport marin	Initial	Traitement MO	0.3	
Transport marin	Traitement MO	Cible	0.3	

Arbre de décision

Figure II.34. Solution proposée par le logiciel pour l'utilisation des sédiments en couche de noyau.

La classification du mélange est présentée dans la Figure II.35a. Selon le diagramme présenté dans la Figure II.35b, issu des recommandations EAK 2002, l'utilisation de ce type de matériau dans les ouvrages de digue nécessite un traitement par liant hydraulique (ciment, chaux, cendres volantes, etc.) afin d'atteindre les performances mécaniques requises. L'arbre de décision proposé par le logiciel est présenté dans la Figure II.36, il montre que les sédiments doivent être traités par addition de liant hydraulique.

À titre comparatif, deux études peuvent être particulièrement citées, la première est celle de VAN NEDERKASSEL *et al.* [76] et la deuxième est celle de VAN ZELE *et al.* [35]. Ces deux études concernent l'évaluation du potentiel d'utilisation des sédiments de dragage dans les digues de protection contre les inondations. Les résultats obtenus ont montré que le traitement des sédiments avec un mélange composé de ciment Portland et de cendres volantes à forte teneur en silice, permet d'obtenir les performances mécaniques requises pour satisfaire les exigences de stabilité structurelle et de perméabilité. En effet, avec un dosage de 7,2 %, ces performances sont atteintes au bout de 14 jours de maturation.



Pour la couche de couverture, la solution proposée par le logiciel est composée de 7,48 % de sédiment B2, 13,61 % de sédiment C3 et de 78,91 % de sédiment A2. Ce mélange est classé en tant qu'argile limoneuse avec une teneur en fines de 29 % (Figure II.37). Comme indiqué dans l'arbre de décision présenté dans la Figure II.38, un indice I_p compris entre 15 et 25 est requis pour ce mélange.

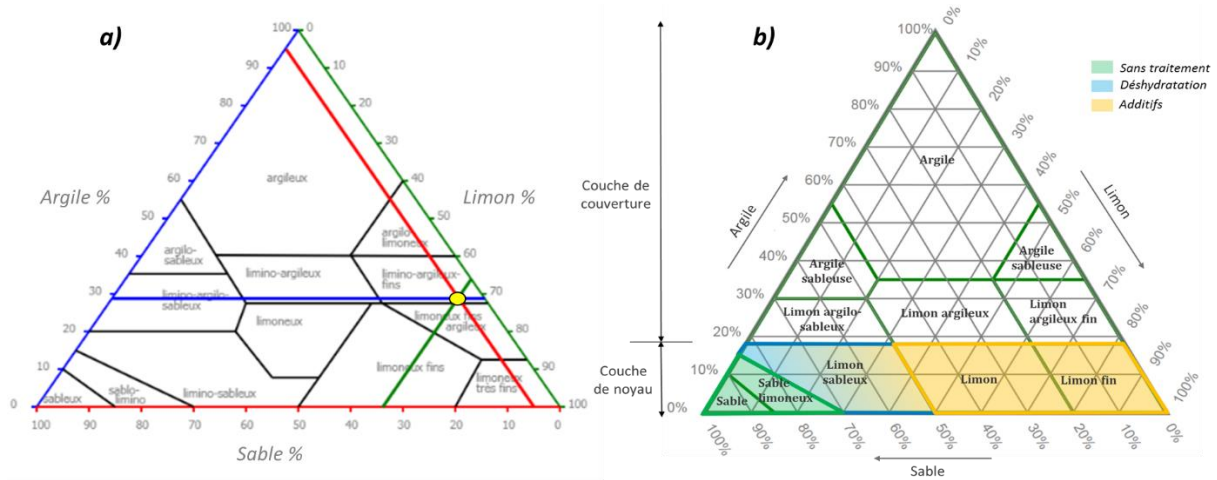


Figure II.37. Classification du mélange proposé par le logiciel pour l'utilisation des sédiments en couche de couverture : (a) solution du logiciel ; (b) préconisation du guide EAK 2002 [22].

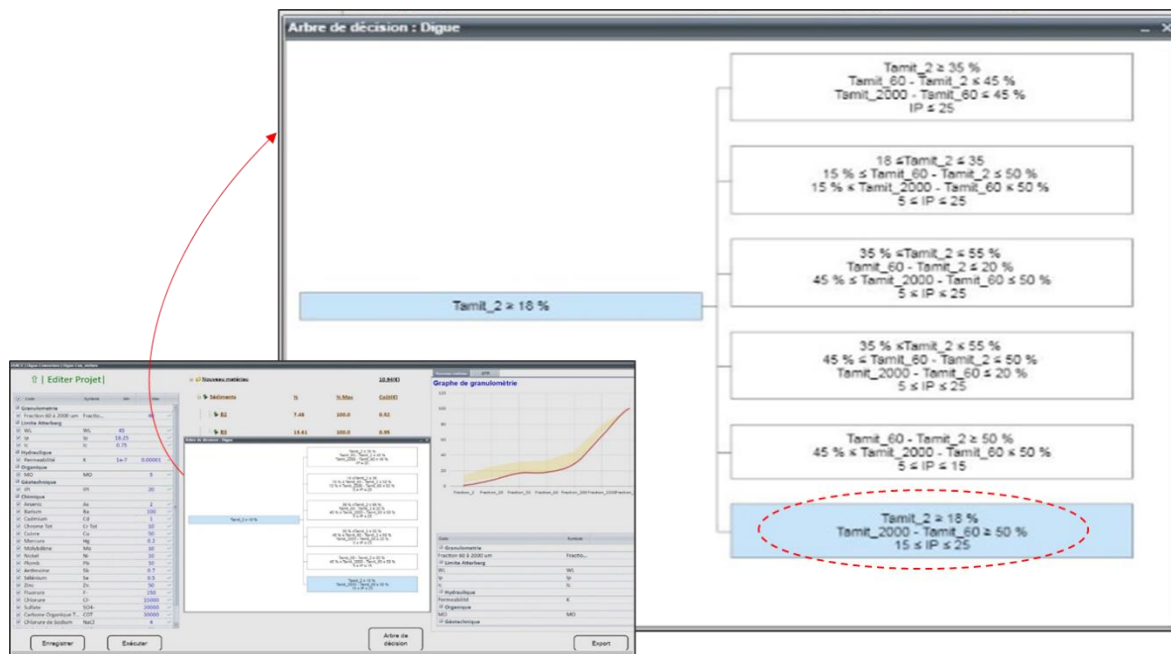


Figure II.38. Arbre de décision proposé par le logiciel pour l'utilisation des sédiments en couche de couverture.

Les solutions proposées par le logiciel pour l'utilisation des sédiments de dragage dans les digues de protection contre les inondations sont cohérentes avec les résultats obtenus dans des études expérimentales menées à l'échelle du laboratoire et sur d'autres types de sédiments. Cette comparaison nous a permis d'affirmer la fiabilité de la prédiction réalisée par le modèle mathématique. Il convient également de souligner que la solution proposée par le logiciel prend en compte les différents coûts relatifs aux opérations de dragage, au transport des matériaux, au traitement, etc. Ces résultats sont très encourageants et nous ont permis de valider le modèle d'optimisation pour ces deux applications.

5.3. Validation du modèle : Application « Épandage agricole »

De même que pour les applications « Digue » et « Technique routière », une simulation a été réalisée afin de valider le code de calcul pour l'application « Épandage agricole ». Pour cette application, il convient de rappeler que les sédiments peuvent être utilisés de plusieurs manières : réhabilitation des sols, support de culture, amendement organique, etc. Les caractéristiques techniques et environnementales que les sédiments doivent respecter dépendent de l'objectif du projet et de la fonction du sédiment épandu, et selon l'application souhaitée, des traitements peuvent être appliqués. À titre d'exemple, pour l'utilisation des sédiments en tant que support de culture, le traitement qui est appliqué consiste généralement à déshydrater le sédiment jusqu'à l'obtention d'un pourcentage de matière sèche situé entre 50 et 60 %, puis cette étape est suivie d'un traitement biologique : ajout de compost, de matière végétale, etc.

Dans cette simulation, seuls les critères environnementaux de l'arrêté ministériel du 8 janvier 1998 relatif à l'épandage des boues sur les sols agricoles sont pris en compte, bien qu'il est possible de rajouter d'autres contraintes sur les teneurs en matière organique ou en hydrocarbures, etc.

La solution proposée par le logiciel est présentée dans la Figure II.39 ci-dessous.

The screenshot displays the software interface for agricultural spreading simulation. The main window is titled 'FRANCE | Epandage | Epandage agricole' and features a green 'Editier Projet' button. On the left, a table lists chemical limits for various elements. On the right, a summary shows the selected material 'A2' with 100% usage, and transport parameters for 'Transport' and 'Transport marin'. A pop-up window titled 'Nouveau matériau' shows the detailed chemical composition of the selected material.

Code	Symbole	Min	Max
Chimique			
<input checked="" type="checkbox"/>	Cuivre	Cu	100
<input checked="" type="checkbox"/>	Mercure	Hg	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Nickel	Ni	50
<input checked="" type="checkbox"/>	Plomb	Pb	100
<input checked="" type="checkbox"/>	Zinc	Zn	300
<input checked="" type="checkbox"/>	Cadmium	Cd	2
<input checked="" type="checkbox"/>	Chrome Tot	Cr Tot	150

Nouveau matériau		7.37(€)	
Sédiments	%	% Max	Coût(€)
A2	100.0	100.0	3.0

Transport		Coût(€)	
Début	Fin		
		4.37	

Nouveau matériau		GTR	
Code	Symbole	Valeur	Min
Chimique			
Cadmium	Cd	0.39	2
Chrome Tot	Cr Tot	15.99	150
Cuivre	Cu	14.6	100
Mercure	Hg	0.74	1
Nickel	Ni	9.52	50
Plomb	Pb	34.4	100
Zinc	Zn	112	300

Figure II.39. Solution proposée par le logiciel pour l'utilisation des sédiments en tant qu'épandage agricole.

Le logiciel propose un mélange composé de 100 % de sédiment A2 comme étant la solution optimale. En effet, contrairement aux sédiments B2 et C3, les seuils de contamination du sédiment A2 sont tous inférieurs aux valeurs limites définies pour chaque paramètre, aucun traitement n'est

donc nécessaire pour ce sédiment. Pour rappel, le Tableau II.11 ci-dessous reprend les caractéristiques de chaque sédiment et les valeurs seuils pour une utilisation d'épandage agricole.

Tableau II.11. Valeurs de concentration en éléments traces métalliques des sédiments. Les valeurs dépassant les limites réglementaires sont surlignées.

Éléments chimiques (mg/kg)	A2	B2	C3	Arrêté du 8 janvier 1998
Cd	< 0,4	15,6	1,4	2
Cr	16	53,6	51,47	150
Cu	14,6	41	191,63	100
Hg	0,75	0,88	0,44	1
Ni	9,53	25,7	21,07	50
Pb	32,4	274	94,03	100
Zn	112	558	412,33	300

6. Conclusion du chapitre

L'objectif de ce chapitre était de développer un outil d'aide à la décision pour la formulation et la gestion des sédiments de dragage dans des applications de génie civil. Le but de cet outil est de proposer la solution optimale qui permet de répondre aux différentes exigences, à la fois techniques, économiques et environnementales d'un projet de valorisation des sédiments. Les applications concernées dans ce chapitre étaient la technique routière, les digues de protection contre les inondations et l'épandage agricole.

La méthodologie suivie dans ce travail consistait à définir les contraintes techniques et environnementales que les sédiments doivent satisfaire, à les modéliser sous forme d'équations mathématiques et à les introduire dans le logiciel, puis à valider le modèle à travers des simulations de projets réels.

Afin de déterminer les contraintes techniques et environnementales pour l'utilisation des sédiments dans les digues de protection contre les inondations, les méthodes de dimensionnement ont été investiguées. Les paramètres géotechniques qui permettent d'assurer la stabilité structurale de la digue ont été définis en se référant aux méthodes de dimensionnement à la rupture. Les valeurs minimales de ces paramètres ainsi que de la perméabilité ont été définies sur la base d'un profil type d'une digue zonée. Concrètement, sur le logiciel, deux applications ont été développées à savoir la valorisation des sédiments dans la couche de noyau et dans la couche de couverture.

De même, pour la valorisation des sédiments de dragage en sous-couches routières, les critères d'acceptabilité géotechnique et environnementale ont été définis en se référant aux guides pratiques d'utilisation des matériaux dans les ouvrages routiers. Pour l'épandage agricole, il existe un vide juridique quant à l'utilisation des sédiments dans cette filière ; nous avons néanmoins défini certains seuils environnementaux à respecter, notamment les teneurs en éléments traces métalliques (ETM).

Pour chaque application, les différentes contraintes ont été modélisées sous forme d'équations mathématiques puis introduites dans le logiciel. L'aspect économique du processus de valorisation des sédiments de dragage a également été pris en compte dans le processus d'optimisation.

La validation du modèle mathématique pour chaque application a été réalisée grâce à des simulations de projets sur les 3 sédiments fluviaux ; les solutions proposées par le logiciel ont par la suite été confrontées aux résultats obtenus expérimentalement dans des projets réels. Cette comparaison a montré que le logiciel permet de produire des solutions techniques (mélanges, traitements, etc.) très proches de celles appliquées à l'échelle du laboratoire ou à échelle réelle. Le logiciel a également permis une estimation du coût global et des coûts détaillés de chaque opération, ce qui représente un élément majeur pour une valorisation efficace et durable des sédiments.

Références

- [1] Montpellier Méditerranée Métropole, "Lutte contre les inondations," 2015. [Online]. Available: <https://www.montpellier3m.fr/vivre-eau/lutte-contre-les-inondations>.
- [2] P. Daniel, C. Patrick, L. Patrick, and R. Nicolas, "Référentiel technique digues maritimes et fluviales Groupe de Travail « Référentiel technique digues maritimes et fluviales », " 2015.
- [3] J. Gebert and A. Groengroeft, "Long-term hydraulic behaviour and soil ripening processes in a dike constructed from dredged material," *J. Soils Sediments*, vol. 20, no. 3, pp. 1793–1805, 2020.
- [4] Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire, "Le Rhône en 100 questions, Chapitre 2 : Le fonctionnement du fleuve," *WIKHYDRO*, 2012. [Online]. Available: <http://wikydro.developpement-durable.gouv.fr/>.
- [5] V. N. Nguyen, J. R. Courivaud, P. Pinettes, H. Souli, and J. M. Fleureau, "Using an improved jet-erosion test to study the influence of soil parameters on the erosion of a silty soil," *J. Hydraul. Eng.*, vol. 143, no. 8, pp. 1–11, 2017.
- [6] Y. Boussafir *et al.*, "Évaluer l'impact du vieillissement des digues sur les mécanismes et scénarios de rupture To cite this version : HAL Id : hal-02301565," 2019.
- [7] R.M. FAURE, "L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture," *Rev. Française Géotechnique*, vol. 92, p. 14, 2000.
- [8] D. G. Fredlund, J. Krahn, and D. E. Pufahl, "The relationship between limit equilibrium slope stability methods.," *Soil mechanics and foundation engineering. Proc. 10th international conference, Stockholm, June 1981. Vol. 3, (A.A.Balkema). pp. 409–416, 1981.*
- [9] M. Aubertin *et al.*, "Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle.," *Défis Perspect. Symp.*, no. March 2014, pp. 1–26, 2002.
- [10] L. Closset and F. Wojtkowiak, "Géotechnique appliquée à la sécurité des exploitations à ciel ouvert en terrains alluvionnaires BRGM SERVICES SOL ET SOUS-SOL," 1993.
- [11] M. Pr, "Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain," 2016.
- [12] A. N. N. Ba Amadou, Mactar FAL, "Conception et dimensionnement d'un micro-barrage de retenue d'eau de ruissellement à Keur Seïb NDoye (commune de Thiès)," 1988.
- [13] N. Albataineh, "Slope stability analysis using 2D and 3D METHODS," 2006.
- [14] "Final Report Promoting Integrated Sediment Management," no. June, 2014.
- [15] "Maison de l'Urbanisme, et du logement, de faible hauteur," no. 1, 1984.
- [16] C. Desodot, H. Horsin Molinaro, "Phénomènes de boulangerie et d'érosion régressive (renard hydraulique) dans les barrages," pp. 1–11, 2016.
- [17] A. Fagnoul, "Etude de la construction et de la stabilité des barrages en terre ou en enrochements Application à des sols de fondation très déformables," 1961, p. 97.
- [18] T.L. Pham, "Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide," *Enpc-Lcpc*, vol. Thèse de doctorat, p. 214, 2008.

- [19] H. Josseaume, "Digues en terre," Extrait du livre réf: ISSN 0458-5860, 1984
- [20] Comité français des barrages et des réservoirs CFBR, "Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblais," pp. 1–117, 2012.
- [21] P. R. et C. F. Patrice Mériaux, "Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations" ISBN 2-85362-636-9, 2001.
- [22] A. Manual, *Die Küste:ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK AN DER NORD- UND OSTSEE. fr EAK 2002 Edition corrigée 2007 Recommandations pour l'exécution de travaux de protection côtière par la Commission des réseaux de défense côtière la Société allemande d'ingénierie géot*, Die Küste,. Boyens Offse, 2007.
- [23] CETMEF, "Conception des ouvrages," *Guid. Enrochement*, pp. 24–30, 2009.
- [24] CETMEF, "Conception des ouvrages de fermeture," *Guid. Enrochement*, pp. 933–990, 2009.
- [25] K. Bouzelha, H. Hammoum, C. Amirouche, and T. Chaouadi, "Reliability analysis of stability to sliding of earthen embankment under seismic effect," *Procedia Struct. Integr.*, vol. 5, pp. 77–84, 2017.
- [26] P. Mériaux, R. Tourment, and M. Wolff, "Le patrimoine de digues de protection contre les inondations en France d'après la base de données nationale des ouvrages," *Ingénieries No Spécial.*, pp. 15–21, 2005.
- [27] Matthews, C., Farook, Z. & Helm, "Slope stability analysis – limite quilibrium or the finite element method ? slope stability analysis – limit equilibrium or the finite element method ?", 2014
- [28] J. R. Stianson, D. G. Fredlund, and D. Chan, "Three-dimensional slope stability based on stresses from a stress-deformation analysis," *Can. Geotech. J.*, vol. 48, no. 6, pp. 891–904, 2011.
- [29] BC Water Land and Air Protection, *Dike design and construction guide: best management practices for British Columbia*, no. July. 2003.
- [30] David P. Hammer and Edward D. Blackburn, "Design and construction of retaining dikes for containment of dredged material," Dept. of Defense, Dept. of the Army, Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Environmental Effects Laboratory, Final report D-77-9, 1977.
- [31] S. Rodríguez, Bernardo A. La Rosa, "Manuel de conception et projets typiques des digues en terre: Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages," vol. 479, no. 515, pp. 1–28, 2014.
- [32] Décisions du gouvernement flamand | environnement | flamand, *VLAREMA: Arrêté du gouvernement flamand établissant la réglementation flamande relative à la gestion durable des cycles matières et des déchets*. Belgique, 2012.
- [33] TRACTEBEL, "Design of dikes " p. 43, 2017.
- [34] G. Herrier *et al.*, "le traitement des sols à la chaux : une technique innovante pour la construction des ouvrages hydrauliques en terre to cite this version : hal id : hal-01305743," 2016.
- [35] S. Van zele, I. Pallemans, j. Van nederkassel, T. Vermeersch, and H. Quaeyhaegens, "l'emploi de sédiments traités pour la construction d'une digue de compartimentation

- (belgique),” pp. 1063–1076, 2014.
- [36] J. P. Julian and R. Torres, “Hydraulic erosion of cohesive riverbanks,” *Geomorphology*, vol. 76, no. 1–2, pp. 193–206, 2006.
- [37] M. Souilem, M. Nuth, and Y. Ethier, “Analyse Dynamique Des Pentes Argileuses Et Des Remblais Construits Sur Des Dépôts D’Argile Sous L’Effet De La Variation De L’Indice De Plasticité Et La Zone Sismique,” 2017.
- [38] J.-M. Fleureau and S. Kheirbek-Saoud, “Variations de résistance des sols compactés avec la pression interstitielle négative,” *Rev. Française Géotechnique*, no. 59, pp. 57–64, 1992.
- [39] F. Hamouche, “Influences des matières organiques sur les propriétés physiques et le comportement mécanique des sédiments de dragage en vue d’une valorisation dans les travaux publics »,” *Thèse Dr. Ec. des Mines Douai*, p. 213, 2018.
- [40] R. Achour, “Valorisation et caractérisation de la durabilité d’un matériau routier et d’un béton à base de sédiments de dragage,” *Thèse Dr. Univ. Lille*, p. 199, 2013.
- [41] H. Azrar, “Contribution à la valorisation des sédiments de dragage portuaire : technique routière , béton et granulats artificiels,” 2014.
- [42] L. Saussaye, “Traitement des sols aux liants hydrauliques : aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification,” *Thèse Dr. Univ. Caen*, p. 315, 2012.
- [43] M. Boutouil and L. Saussaye, “Influence de l’ajout d’un correcteur granulométrique sur les propriétés des sédiments traités aux liants hydrauliques,” *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 15, no. 2, pp. 229–238, 2011.
- [44] W. Maherzi, M. Benzerzour, Y. Mamindy-Pajany, E. van Veen, M. Boutouil, and N. E. Abriak, “Beneficial reuse of Brest-Harbor (France)-dredged sediment as alternative material in road building: laboratory investigations,” *Environ. Technol. (United Kingdom)*, vol. 39, no. 5, pp. 566–580, 2018.
- [45] La métropole GRAND LYON, “Guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussées métropolitaines,” 2017, p. 57.
- [46] R. Zentar, D. Wang, N. E. Abriak, M. Benzerzour, and W. Chen, “Utilization of siliceous-aluminous fly ash and cement for solidification of marine sediments,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 35, pp. 856–863, 2012.
- [47] AFNOR, “Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d’infrastructures routières,” NF P 11-300, 1992
- [48] Ministère de l’Équipement, des Transports et du Logement “Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques Application à la réalisation,” Guide SETRA 2000.
- [49] SETRA, “Acceptabilité de matériaux alternatifs en technique routière - Évaluation environnementale,” p. 32, 2011.
- [50] B. Anger, “Caractérisation des sédiments fins de retenues hydroélectriques en vue d’une orientation vers des filières de valorisation matière,” *Thèse Dr. Génie-civil, Univ. Caen Basse-Normandie*, p. 316, 2014.
- [51] V. Baroghel-Bouny, “Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances,” 1994.

- [52] J. David *et al.*, "Utilisation des terres de curage sur les sols agricoles Sommaire."
- [53] "Arrêté du 8 janvier 1998 fixant les prescriptions techniques applicables aux épandages de boues sur les sols agricoles pris en application du décret n° 97-1133 du 8 décembre 1997 relatif à l'épandage des boues issues du traitement des eaux usées," *Jo*, p. 16, 1998.
- [54] Rapports techniques de la Commission européenne: "Ecolabel européen: Milieux de culture, amendements pour sols et paillis," Europe, 2019, pp. 1-4.
- [55] N. E. Abriak, "La composante économique: Aspects stratégiques du recyclage :Entreprise, Société," pp. 51-88, 2020.
- [56] Groupe de Travail Dragage Portuaires, "Conférence régionale de la mer et du littoral: Pour une vision partagée des opérations de dragage portuaire en Bretagne," p. 88, 2017.
- [57] CEMTF, "Dragage d'entretien des voies navigables: Aide à l'élaboration et au d'un plan de gestion pluriannuel," p. 188, 2011.
- [58] M. Haquin, "Gestion à terre des produits de dragage portuaire dans le Morbihan : Bilan de la rencontre des acteurs Gestion à terre des produits de dragage portuaire dans le Morbihan : Bilan de la rencontre des acteurs," p. 41, 2012.
- [59] Services Lille Métropole, "Les sédiments pollués dans les canaux: Synthèse de rapport de la mission d'information et d'évaluation," *les éditions Lille Métropole*, p. 52, 2014.
- [60] J. de Wavrin, "Chapitre I: Les sédiment de dragage," p. 66, 2013.
- [61] IDRA Environnement, "Plan de gestion des dragages de port de la Turballe 'Loire atlantique: peche et plaisance' Chapitre 4: application au port de la Turballe.," p. 8, 2013.
- [62] J. Harrington, J. Murphy, M. Coleman, D. Jordan, T. Debuigne, and G. Szacsuri, "Economic modelling of the management of dredged marine sediments," *Geol. Geophys. Environ.*, vol. 42, no. 3, p. 311, 2016.
- [63] D. D. Reible, "Processes, Assessment and Remediation of Contaminated Sediments," vol. 6. 2014.
- [64] C. Le Guern *et al.*, "Aide à la gestion alternative au rejet en mer de sédiments contaminés provenant du dragage de sites portuaires. Rapport final," *Brgm/Rp-53470-Fr*, p. 235, 2004.
- [65] K. J. Kim, D. H. Kim, J. C. Yoo, and K. Baek, "Electrokinetic extraction of heavy metals from dredged marine sediment," *Sep. Purif. Technol.*, vol. 79, no. 2, pp. 164-169, 2011.
- [66] Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, Ed., *Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux*. Paris, France: CEBTP, 1984.
- [67] A. Lamine, "Utilisation du concassé de calcaire de Bandia en couche de base," p. 161, 1996.
- [68] V. Dubois, N. E. Abriak, R. Zentar, and G. Ballivy, "The use of marine sediments as a pavement base material," *Waste Manag.*, vol. 29, no. 2, pp. 774-782, 2009.
- [69] P. Scordia, "Caractérisation et valorisation de sédiments fluviaux pollués et traités dans les matériaux routiers To cite this version : HAL Id : tel-00339371 Délivrée par," 2008.
- [70] T. B. Nguyen, "Valorisation des sédiments de dragage traités par le procédé NOVOSOL® dans des matériaux d'assises de chaussée - Comportement mécanique et

- environnemental,” p. 263, 2008.
- [71] E. Silitonga, “Valorisation des sédiments marins contaminés par solidification / stabilisation à base de liants hydrauliques et de fumée de silice,” *Thèse Dr. Univ. Caen/Basse Normandie*, p. 229, 2010.
- [72] C. Tribout, “Valorisation de sédiments traités en techniques routières : contribution à la mise en place d’un protocole d’acceptabilité,” *Thèse Dr. Univ. Toulouse*, p. 295, 2010.
- [73] R. Zentar, V. Dubois, and N. E. Abriak, “Mechanical behaviour and environmental impacts of a test road built with marine dredged sediments,” *Resour. Conserv. Recycl.*, vol. 52, no. 6, pp. 947–954, 2008.
- [74] V. Dubois, “Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins – Valorisation en technique routière,” pp. 1–311, 2006.
- [75] S. Samson, C. Berreville, and R. Lafite, “Etude des possibilités de valorisation des sédiments de dragage d’entretien,” p. 100, 2007.
- [76] J. Van Nederkassel, et al. “The Use of Engineered Sediments for Dyke Construction in the Flood Control Area of Vlassenbroek,” *Terra et Aqua*, no. Number 138, p. 12, 2015.

(Page laissée intentionnellement vide)

Caractérisation des sédiments de dragage

1.	Introduction.....	147
2.	Site de prélèvement	148
3.	Caractérisation physique des sédiments utilisés.....	150
3.1	Teneur en eau naturelle W (%)	151
3.2	Masse volumique absolue.....	152
3.3	Teneur en matière organique	154
3.4	Analyse granulométrique des sédiments.....	155
3.5	Limites d'Atterberg	158
3.5.1	La limite de liquidité	159
3.5.2	La limite de plasticité.....	160
3.5.3	L'indice de consistance.....	160
3.6	Valeur au bleu de méthylène (VBS)	161
4.	Caractérisation minéralogique des sédiments utilisés.....	163
4.1	Analyse par diffraction des rayons X (DRX).....	163
4.2	Spectrométrie de fluorescence par rayons X.....	164
5.	Évaluation environnementale des sédiments	165
5.1	Évaluation de l'écotoxicité selon le protocole H14.....	165
5.2	Test de lixiviation	168
6.	Conclusion	169
	Références.....	171

1. Introduction

Les opérations de dragage sont indispensables au maintien des activités fluviales. Afin de garantir une hauteur minimale pour la navigation des convois de marchandises et des bateaux de plaisance, il est nécessaire de mener des opérations d'entretien des voies navigables de manière régulière. De même, dans un souci de développer ce mode de transport, des travaux de recalibrage des voies doivent être régulièrement entrepris afin d'améliorer leurs gabarits. Ces deux types de dragage – dragage d'entretien et dragage d'investissement pour le calibrage – engendrent des quantités très importantes de sédiments à gérer. En France, le réseau fluvial compte plus de 525 000 km de cours d'eau et les besoins annuels en curage sont évalués à 9 millions de m³ ; néanmoins, dans la pratique, ce sont 6 millions de m³ qui sont dragués chaque année [1].

Les sédiments utilisés dans cette étude sont des sédiments fluviaux issus des opérations de dragage des canaux et rivières du nord de la France. Ces réseaux sont gérés par l'établissement public Voies Navigables de France (VNF) sous la tutelle du Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie (MEDDE).

L'une des missions de VNF est de s'assurer de la maintenance et de l'entretien des voies navigables pour favoriser le développement du transport fluvial et en même temps contribuer au développement durable. En effet, l'entretien continu des opérations de dragage est essentiel pour la navigation et une élimination régulière des sédiments du chenal – principalement dus à l'érosion des sols et des ruissellements urbains – est nécessaire pour le maintien de ces bonnes conditions de navigation. Ces dernières sont indispensables au transport des biens et des personnes et au bon développement de l'économie au sens large. L'enjeu environnemental et socio-économique de la gestion des voies navigables est, de ce fait, d'une importance colossale.

VNF est un acteur principal impliqué au premier plan dans l'entretien, l'exploitation et la modernisation de ce réseau fluvial qui est le plus vaste en Europe. Effectivement, en termes de volume de sédiments fluviaux dragués, VNF est le deuxième maître d'ouvrage qui drague le plus en France – environ 750 000 de m³/an – soit environ un tiers des sédiments dragués en France. C'est ainsi que cet établissement parvient à gérer 6 700 km de fleuves, canaux et rivières navigables dont 40 000 hectares de domaine public sont situés le long de ces voies.

Afin d'assurer une gestion responsable et pérenne de ces quantités draguées, et face à la consommation d'enrochements nécessaires à la lutte contre l'érosion des berges et souvent issus de matériaux d'origine naturelle, la valorisation des sédiments fluviaux dans la réalisation d'enrochements pour la refaçon et la stabilisation des berges a permis de mettre en évidence une nouvelle filière de gestion et de valorisation des sédiments de dragage : la filière « défense des berges ». La

filière que ce travail se propose d'étudier consiste en l'étude de la faisabilité technique et environnementale de la valorisation des sédiments dans la réalisation de blocs de béton destinés à la réfection et la stabilisation des berges.

La première phase de ce travail consiste à étudier la possibilité de l'utilisation des sédiments en tant que matériaux de substitution au sable qui entre dans la composition des blocs de béton. Pour cela, trois sédiments fluviaux représentatifs de l'ensemble du réseau territorial de VNF seront étudiés. Les sédiments sont dans un premier temps caractérisés d'un point de vue physique, chimique et environnemental. Cette étape est importante pour appréhender leur comportement.

2. Site de prélèvement

Les sédiments de dragage utilisés dans le cadre de cette étude proviennent des canaux d'eau de l'ancienne région Nord-Pas-de-Calais située au nord de la France. Les opérations de dragage réalisées sur ces cours d'eau ont engendré de très importants volumes de sédiment :

- Le canal de Calais : le volume des sédiments dragués est de 110 000 m³ ;
- Le canal de Neufossé : le volume dragué est de 450 000 m³ ;
- Le canal de l'Escaut : les opérations de dragage ont été réalisées au niveau du Grand Large de Fresnes-sur-Escaut et le volume des sédiments dragués est de 30 000 m³.

Les prélèvements de sédiments ont été effectués sur des zones préférentielles d'accumulation des sédiments à l'aide d'une tarière mécanique à sédiments. Afin de s'assurer de l'homogénéité des matériaux, trois points de prélèvement ont été réalisés sur chaque canal. Les coordonnées GPS de chaque point de prélèvement sont résumées dans le Tableau III.1 et indiquées sur les Figures III.1 à III.4, respectivement pour le canal de Neufossé, de Calais, et de l'Escaut. La nomenclature utilisée pour chaque sédiment y est aussi spécifiée.

Les échantillons ont été conservés dans des seaux et envoyés au laboratoire pour y être analysés. Concernant les analyses physico-chimiques et les tests d'évaluation des critères d'écotoxicité H14, les échantillons ont été conditionnés et envoyés à un laboratoire spécialisé dans les 48 h qui ont suivi leur prélèvement.

L'aspect physique des sédiments utilisés est présenté dans la Figure III.5.



Figure III.1. Prélèvement des sédiments du canal de Neufossé.



Figure III.2. Point de prélèvement des sédiments du canal de Neufossé.

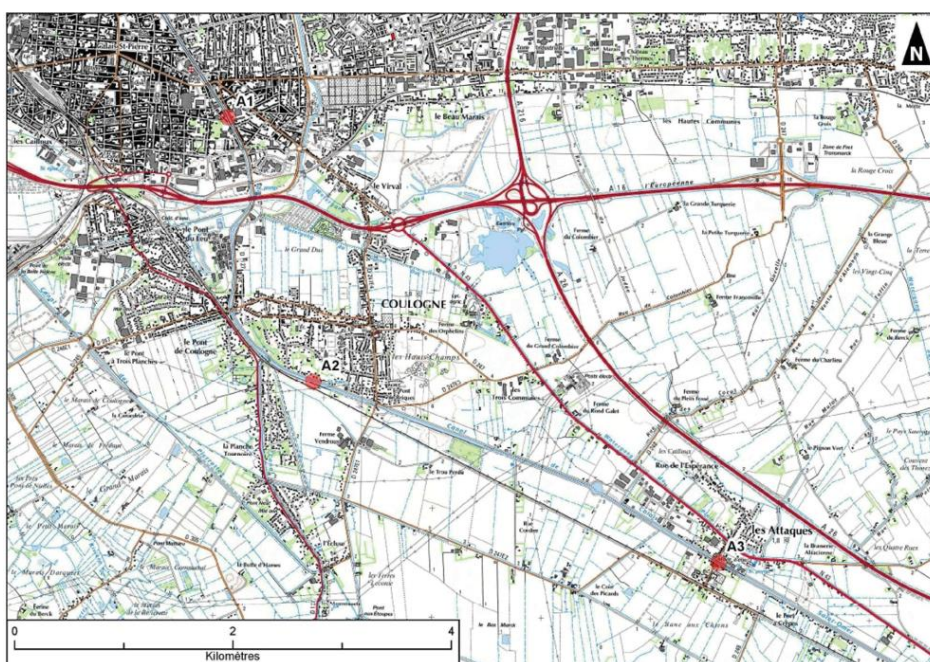


Figure III.3. Point de prélèvement des sédiments du canal de Calais.

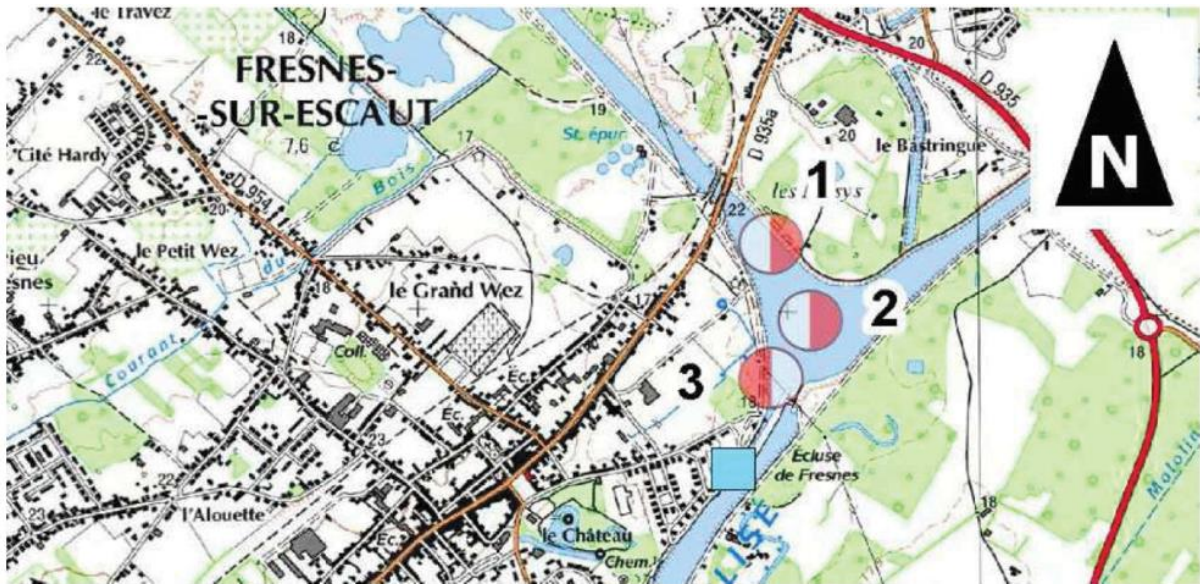


Figure III.4. Point de prélèvement des sédiments du canal de l'Escaut, Fresnes-sur-Escaut.



Figure III.5. Aspect physique des trois sédiments après séchage.

Tableau III.1. Coordonnées GPS des points de prélèvement des sédiments.

Sédiment		Coordonnées des points de prélèvement		Désignation
		Latitude	Longitude	
Canal de Calais (C)	A -1-	50.9425358	1.8685437	Sédiment C
	A -2-	50.9208761	1.8801054	
	A -3-	50.9064297	1.9330991	
Canal de Neufossé (O)	B -1-	50.7519449	2.2937580	Sédiment O
	B -2-	50.7714005	2.2677590	
	B -3-	50.7772436	2.2589702	
Canal de l'Escaut, Fresnes-sur-Escaut (F)	C -1-	50.4392038	3.5885365	Sédiment F
	C -2-	50.4372267	3.5908748	
	C -3-	50.4360342	3.5886963	

3. Caractérisation physique des sédiments utilisés

Dans cette partie, une caractérisation physique des trois sédiments utilisés dans le cadre de ce travail sera effectuée. La méthodologie mise en place dans la réalisation de chaque essai sera expliquée et détaillée dans la suite de ce chapitre. La phase de caractérisation est primordiale, car

elle permet la détermination des éléments qui pourraient entraver l'utilisation des sédiments dans une matrice cimentaire, et de mieux appréhender leur comportement et leurs interactions avec les autres constituants du béton. Cette étape permettra d'identifier le potentiel de valorisation des sédiments. Pour chaque essai, au moins trois mesures sont réalisées sur chaque échantillon afin de s'assurer de la reproductibilité des résultats et à chaque fois, la valeur moyenne est prise en considération. Les essais de caractérisation physique réalisés sur les sédiments sont : la mesure de la teneur en eau naturelle (NF P 94-050), la détermination de la masse volumique au pycnomètre à hélium (NF EN 1097-7), l'identification granulométrique (XP P 94-041), l'évaluation de l'argilosité par la détermination de la valeur au bleu de méthylène (NF P 94-068), les limites d'Atterberg (NF EN P 94-051), la teneur en matière organique (NF EN 15169), ainsi que la demande en eau selon l'essai de Vicat (EN 196-3), etc.

3.1 Teneur en eau naturelle W (%)

La teneur en eau naturelle des sédiments est définie comme étant le rapport de la masse de l'eau contenue dans le sédiment par rapport à sa masse sèche. Elle dépend principalement de la méthode de dragage (mécanique ou hydraulique) et du type de drague. La teneur en eau permet de décrire l'état hydrique d'un matériau ; elle est exprimée en pourcentage (%) et l'Équation (III.1) permettant d'obtenir cette teneur en eau est donnée ci-après :

$$W (\%) = \frac{\text{masse de l'eau}}{\text{masse sèche}} \times 100 \quad (III.1)$$

Une fois les sédiments dragués, ces derniers sont disposés dans des lagunes pour le stockage. Cette phase permet aussi la décantation des sédiments et ainsi réduire leur teneur en eau naturelle. Les mesures sont réalisées sur les sédiments juste après prélèvement, ils n'ont donc subi aucune décantation ou perte de teneur en eau. L'essai de mesure de W (%) a été réalisé conformément à la norme française NF P 94-050 ; trois échantillons représentatifs ont été prélevés dans chaque lot de sédiments afin de s'assurer de la reproductibilité des résultats. Les échantillons ont été pesés puis séchés dans une étuve ventilée à 105 °C jusqu'à obtention d'une masse constante. Conventionnellement, les échantillons sont considérés secs lorsque la variation de masse entre deux pesées séparées par un étuvage ne dépasse pas les 2 ‰.

Nous avons également déterminé la siccité des sédiments, définie comme étant le pourcentage de masse sèche par rapport à la masse totale. Elle est communément utilisée lors de l'identification des boues notamment, et le suivi de ce paramètre permet de connaître la stabilité d'un sol et d'évaluer sa consistance. La siccité, mesurée en pourcentage et notée par la lettre S (%) est donnée par la formule suivante (Équation (III.2)) :

$$S (\%) = \frac{\text{masse sèche}}{\text{masse humide}} \times 100 = \frac{1}{1 + W} \times 100 \quad (III.2)$$

Les résultats sont présentés dans le Tableau III.2 et la Figure III.6.

Tableau III.2. Mesure de la teneur en eau et de la siccité des sédiments fluviaux.

	Teneur en eau naturelle W (%)		Siccité S (%)	
	Moyenne sur 3 mesures	Écart type (3 points)	Moyenne sur 3 mesures	Écart type (3 points)
Séd. C	106,13	19,77	49,00	4,39
Séd. O	136,97	21,95	42,69	3,76
Séd. F	120,87	12,35	45,43	2,44

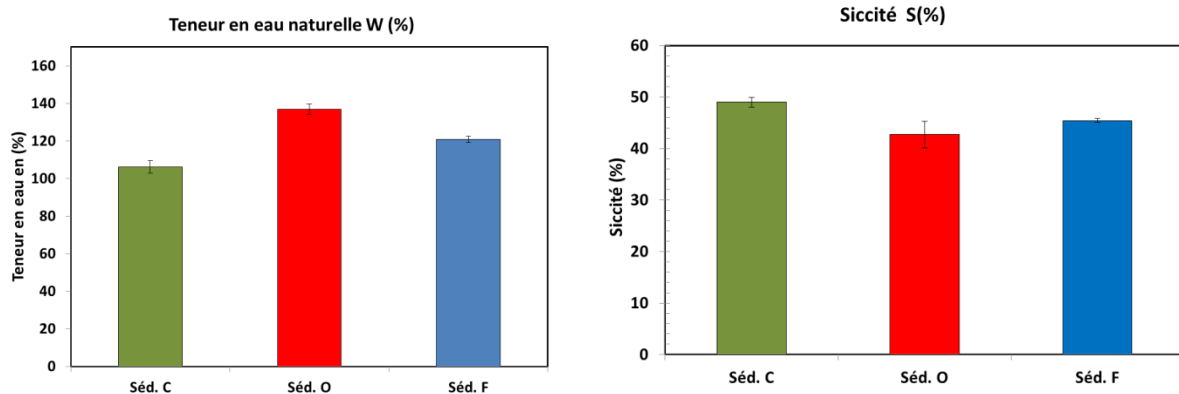


Figure III.6. Teneur en eau et siccité des sédiments.

Les résultats de l'essai de mesure de la teneur en eau naturelle réalisée sur les sédiments de dragage montrent que les 3 sédiments ont une teneur en eau très élevée (> 100 %). Cela nous permet d'ores et déjà d'affirmer que les sédiments ne pourront pas être utilisés directement en l'état en tant que matériaux de substitution du sable dans la composition du béton. Un prétraitement par déshydratation est nécessaire avant d'envisager une quelconque valorisation afin d'éliminer cette eau excédentaire. Cependant, ces valeurs sont comparables avec les teneurs en eau mesurées sur des sédiments fluviaux captés sur les réseaux d'eau de la région nordiste (canal de la Deûle à Lille ≈ 83 % ; canal de Croix à Wasquehal ≈ 232 % ; et Canal de Hem à Armentières ≈ 134 %) [1].

3.2 Masse volumique absolue

La masse volumique absolue d'un matériau est le rapport de la masse de ce matériau sur son volume réel, sans tenir compte du volume des vides qui pourraient exister entre les grains. L'appareil utilisé est un pycnomètre à hélium de marque Micromeritics et de type AccuPyc 1330 (Figure III.7).



Figure III.7. Pycnomètre à hélium pour la mesure de masse volumique.

L'essai est réalisé selon la norme NF EN 1097-7 de juin 2008 ; son principe consiste en la détermination du volume des particules d'un échantillon sec de masse connue. Le principe de mesure du pycnomètre à hélium consiste à injecter du gaz dans une enceinte de référence à une pression donnée, puis de libérer le gaz dans l'enceinte de mesure contenant l'échantillon. En mesurant la nouvelle pression du gaz dans l'enceinte, le volume réellement occupé par le matériau peut alors être déterminé et la densité de l'échantillon peut être déduite par l'Équation (III.3) suivante :

$$\text{Densité des grains (g/cm}^3\text{)} = \frac{\text{masse de l'échantillon (g)}}{\text{volume réel des particules (cm}^3\text{)}} \quad (\text{III.3})$$

Trois échantillons ont été préparés pour chaque type de sédiment afin de favoriser la cohérence des résultats. Les échantillons ont été séchés à 105 °C jusqu'à masse constante, puis broyés à l'aide d'un cyclo-broyeur. Enfin une masse d'environ 1,5 g de chaque sédiment a été pesée puis introduite dans une cuve d'un volume total de 3,5 cm³. Le pycnomètre effectue plusieurs mesures sur un même l'échantillon et la moyenne des mesures est consignée. Les résultats de ces mesures sont présentés dans le Tableau III.3 suivant :

Tableau III.3. Masse volumique absolue des sédiments.

	Masse volumique absolue (g/cm ³)	Écart type moyen (g/cm ³)
Séd. C	2,65	0,011
Séd. O	2,66	0,003
Séd. F	2,42	0,015

D'après ces résultats, nous pouvons constater que la masse volumique absolue des sédiments de Calais est très proche de la masse volumique absolue des sédiments de Neufossé (environ 2,65 g/cm³ pour les deux sédiments). En revanche pour les sédiments provenant du canal de l'Escaut, cette valeur chute de plus de 8 % par rapport aux deux autres sédiments. Cette différence peut être expliquée par le fait que ce sédiment comporte le taux de matière organique le plus important. En effet, la masse volumique absolue de la matière organique est d'environ 1,2 à 1,5 g/cm³. Sa présence dans les sédiments de dragage fait diminuer leur densité. Cela pourrait aussi expliquer le fait que la densité de tous les sédiments est inférieure à celle des granulats naturels ($\approx 2,7 \text{ g/cm}^3$) [2].

3.3 Teneur en matière organique

La matière organique (MO) présente dans les sédiments peut être d'origines diverses et variées. Plusieurs auteurs [3][4][5][6] se sont intéressés à l'étude de ces substances et les ont classées selon trois fractions évolutives : les acides fulviques, les acides humiques et les humines. Le constat de toutes ces études semble confirmer que la présence de matière organique peut être à l'origine de plusieurs nuisances lors de l'incorporation des sédiments de dragage dans une matrice cimentaire. En effet les acides humiques qui composent la matière organique présente dans les sédiments constituent un rôle d'inhibiteur de l'hydratation du ciment selon les deux actions suivantes :

- L'adsorption et la rétention d'eau pouvant entraîner une réduction de l'eau efficace nécessaire à l'hydratation complète du ciment ;
- La combinaison des acides humiques avec la chaux libre pour former des humates de calcium. Ces réactions réduisent la quantité des produits d'hydratation (C-S-H et portlandite CH) et par conséquent, peuvent conduire à une réduction des propriétés mécaniques et de durabilité.

La quantité de matière organique présente dans nos sédiments est déterminée par un essai de perte au feu, réalisé selon la norme européenne NF EN 15169¹². Le principe consiste à chauffer dans un four jusqu'à (550 ± 25) °C des échantillons de sédiment déposés dans des petits creusets adaptés. La différence de masse avant et après le processus de chauffage est utilisée pour calculer la perte au feu selon la formule suivante (Équation (III.4)) :

$$\text{Perte au feu (\%)} = \frac{m(c) - m(b)}{m(c) - m(a)} \times 100 \quad (III.4)$$

avec $m(a)$, la masse du creuset vide, en grammes ;

$m(b)$, la masse du creuset contenant le sédiment calciné, en grammes ;

$m(c)$, la masse du creuset contenant l'échantillon, en grammes.

La perte au feu s'exprime en pourcentage en masse de la matière sèche, c'est pour cela que les échantillons doivent être séchés avant le début de l'essai. Pour les sédiments utilisés dans cette étude, la préparation des prises d'essai a été réalisée selon la norme EN 15002¹³. Les échantillons ont été séchés dans une étuve ventilée à 40 °C afin d'éviter toute altération de la matière organique. Les échantillons sont placés dans un four réglé à 450 °C pendant 3 h et les résultats obtenus à l'issue de cet essai sont présentés dans le Tableau III.4 ainsi que dans la Figure III.8.

¹² NF EN 15169 : « Caractérisation des déchets - Détermination de la perte au feu des déchets, des boues et des sédiments ».

¹³ EN 15002 : « Préparation de prises d'essai à partir de l'échantillon pour laboratoire ».

Tableau III.4. Teneur en matière organique des sédiments à 450 °C.

	Moyenne sur 3 mesures (%)	Écart type (%)
Séd. C	6,2	0,6
Séd. O	8,6	0,15
Séd. F	10,2	0,29

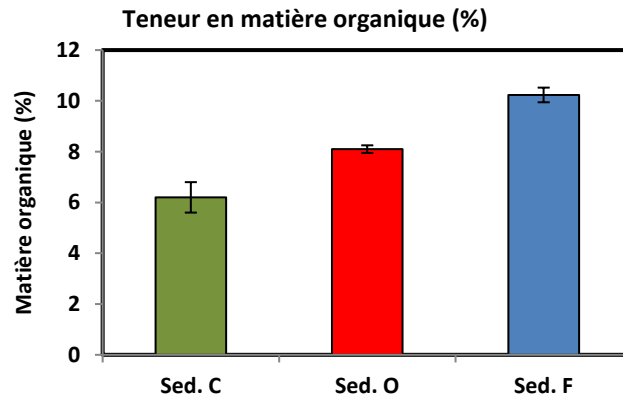


Figure III.8. Mesure de la matière organique sur les sédiments fluviaux.

Les teneurs en matière organique pour les trois sédiments varient de 6,2 % pour le sédiment de Calais à 10,2 % pour le sédiment de l'Escaut. En comparaison avec d'autres études sur des sédiments fluviaux ou marins de la même région, ces valeurs sont relativement similaires : 8,6 % [7] et 8 % [8] pour les sédiments marins, et de 7 % à 12 % pour les sédiments fluviaux [9]. Cette teneur en MO n'est pas négligeable et pourrait engendrer une perte au niveau des propriétés mécaniques des bétons incorporant les sédiments.

Selon le GTR [10], les sols peuvent être classés selon leur teneur en MO en trois classes distinctes comme indiqué dans le Tableau III.5. Au regard de ce guide, nos sédiments peuvent être classés comme étant moyennement à fortement organiques.

Tableau III.5. Classification des sols en fonction de leur teneur en matière organique selon le GTR.

Teneur en matière organique	Indication qualitative
MO (%) \leq 3 %	Faiblement organique
3 % < MO (%) \leq 9 %	Moyennement organique
MO (%) > 9 %	Fortement organique

3.4 Analyse granulométrique des sédiments

L'analyse granulométrique est fondamentale dans l'identification des caractéristiques physiques de nos sédiments ; elle permet de connaître la distribution des particules de nos sédiments et d'établir les pourcentages pondéraux des fractions principales. Les dimensions des grains de sédiment varient considérablement d'un sédiment à un autre, elles peuvent aller de quelques micromètres à une dizaine de centimètres. Il existe plusieurs techniques pour réaliser une analyse

granulométrique, soit par tamisage (par voie sèche ou par voie humide), par imagerie, par diffraction ou adsorption de rayonnement, par évaluation de la variation de résistance électrique, etc.

Pour cette étude, la méthode de tamisage par voie humide a été utilisée conformément à la norme XP P 94-041. Par définition, cette méthode consiste à définir la dimension des grains en déterminant par pesée l'importance relative des classes de grains de dimensions bien définies. Le principe de l'essai consiste à séparer par lavage les grains agglomérés d'un échantillon de sédiment pesé préalablement, puis à les séparer à l'aide d'une série de tamis. Le refus cumulé sur chaque tamis est par la suite séché et pesé. Les masses consignées pour chaque tamis sont rapportées à la masse initiale de l'échantillon sec soumis à l'essai. Les dimensions des mailles de tamis doivent comprendre au moins la série de 80 μm – 2 mm – 20 mm – 50 mm – 63 mm.

Généralement, les sédiments ont un diamètre maximal de grains (D_{max}) inférieur ou égal à 5 mm. Les tamis qui ont été utilisés pour l'analyse de nos sédiments sont :

5 mm, 4 mm, 3 mm, 3,15 mm, 2,5 mm, 2 mm, 1,6 mm, 1,25 mm, 1 mm, 0,8 mm, 0,63 mm, 0,5 mm, 0,4 mm, 0,315 mm, 0,25 mm, 0,2 mm, 0,16 mm, 0,125 mm, 0,1 mm, 0,08 mm, 0,063 mm, 0,05 mm.

Les courbes granulométriques des trois sédiments sont présentées dans la Figure III.9.

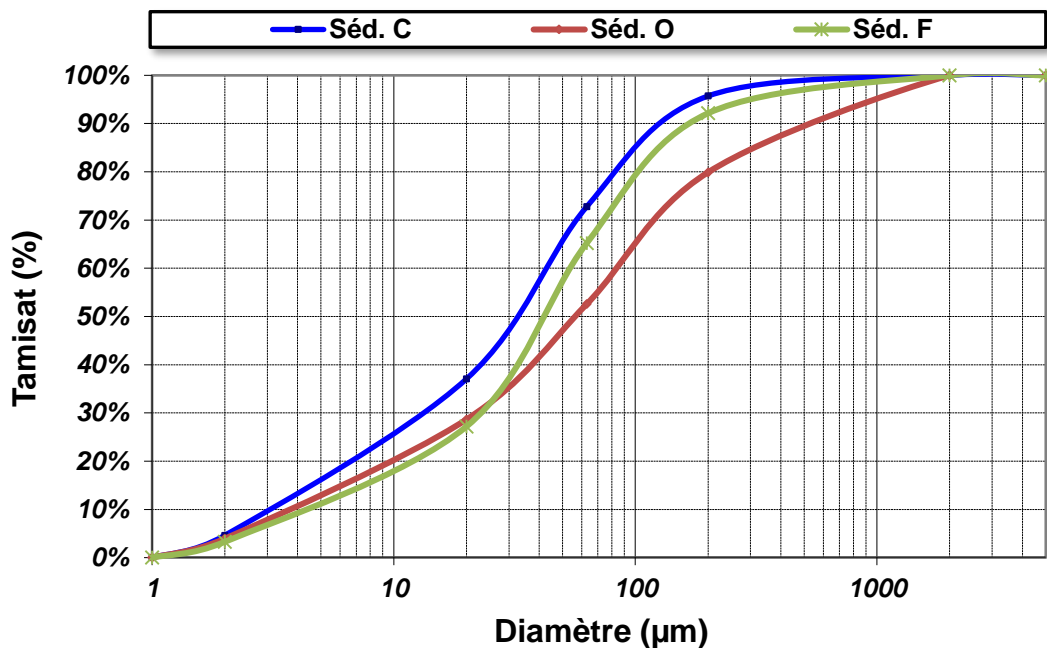


Figure III.9. Courbe d'analyse granulométrique des sédiments.

À partir des courbes représentées ci-dessus, et dans le but de caractériser le degré d'uniformité de nos sédiments, deux coefficients peuvent être définis :

- Le coefficient de conformité C_u : il est décrit comme étant le rapport entre deux diamètres, D_{60} et D_{10} , représentant les diamètres effectifs des particules correspondant respectivement à 60 % et à 10 % de passant. Il permet de d'apprécier l'irrégularité de la distribution des particules et est donné selon la formule suivante (Équation (III.5)) :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (III.5)$$

Selon la norme NF P 18-540, la granulométrie est dite « uniforme » (donc les grains ont à peu près le même diamètre) si C_u est inférieur 2 ($C_u < 2$), ou « étalée » (c.-à-d. que toutes les tailles de grains sont représentées) si C_u est supérieur à 2 ;

- Le coefficient de courbure : il permet de décrire la forme de la courbe granulométrique, il peut être calculé selon la formule suivante (Équation (III.6)) :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \cdot (D_{60})} \quad (III.6)$$

Lorsque le coefficient C_c est compris entre 1 et 3 ($1 \leq C_c \leq 3$), et que C_u est supérieur à 5 ($C_u > 5$) le matériau est dit bien gradué, c.-à-d. que sa granulométrie est bien étalée sans pondération d'une fraction particulière.

Les principales caractéristiques granulométriques des sédiments étudiés sont présentées dans le Tableau III.6.

Tableau III.6. Principales caractéristiques granulométriques des sédiments étudiés.

Classe	Granulométrie	Pourcentage pondéral (%)		
		C	O	F
Argile	De 0 à 2 μm	4,63	3,94	3,29
Limon	De 2 μm à 63 μm	68,15	48,65	61,94
Sable	> 63 μm	27,22	47,42	34,78
D10		3,00	3,80	4,40
D30		14	22	22,4
D60		43	86	55
C_u		14,33	22,63	12,5
C_c		1,52	1,48	2,07
Type de granulométrie	Granulométrie étalée bien graduée – continuité bien répartie			

D'après ces résultats, nous pouvons constater que les trois sédiments ont une teneur en ultra fines (diamètre $D < 2 \mu\text{m}$) qui sont similaires, les sédiments O et C sont majoritairement (à plus de 60 %) constitués d'une fraction comprise entre 2 μm et 63 μm et ont une distribution granulométrique très proche, tandis que le sédiment F est composé d'une fraction sableuse ($D > 60 \mu\text{m}$) plus importante que les deux autres sédiments. On peut aussi constater que le coefficient d'uniformité C_u est supérieur à 5 pour les trois sédiments, et que le coefficient de conformité est compris entre 1 et 3 pour les différents sédiments. Cela indique une grande variété de diamètres, et que les trois

sédiments présentent une granulométrie étalée et bien graduée sans repondération d'une fraction en particulier.

Enfin, à partir des fractions de l'analyse granulométrique de nos sédiments, ces derniers peuvent être classés selon leur famille granulométrique dans le diagramme de texture (Figure III.10) : les sédiments C et F sont classés comme étant limoneux et les sédiments F comme étant limoneux sableux.

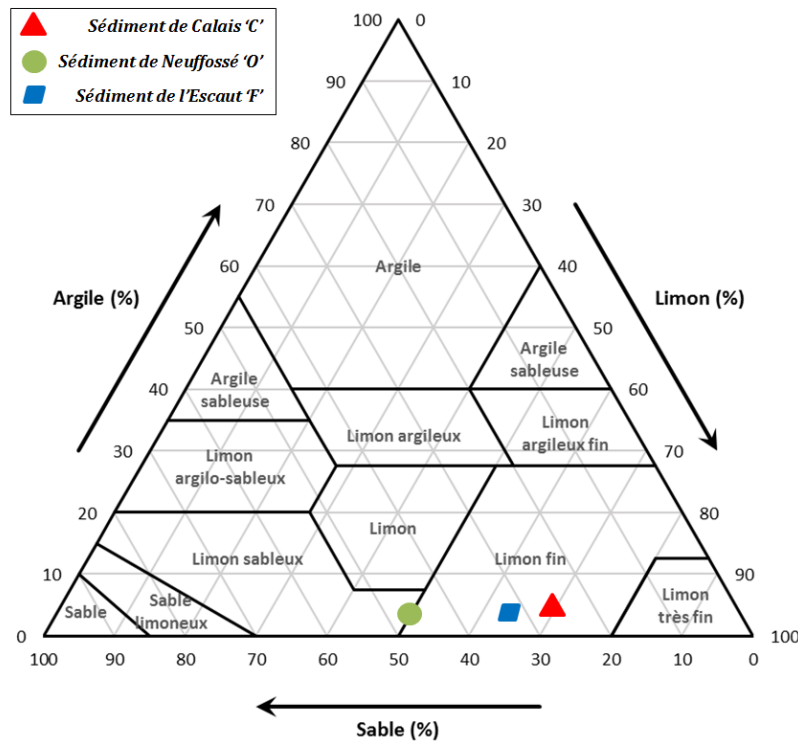


Figure III.10. Classification granulométrique des sédiments étudiés.

3.5 Limites d'Atterberg

Selon la quantité d'eau disponible dans un sol, on peut définir conventionnellement trois états de consistance : solide, plastique ou liquide (Figure III.11). Les teneurs en eau pondérales correspondant à la transition d'un état de consistance à un autre sont appelées « limites de consistance » ou « limites d'Atterberg » en référence à l'ingénieur suédois ATTERBERG qui en a été à l'origine. La définition de ces limites est très importante dans la prédiction du comportement des sédiments, notamment sous l'action de la variation de l'état hydrique.

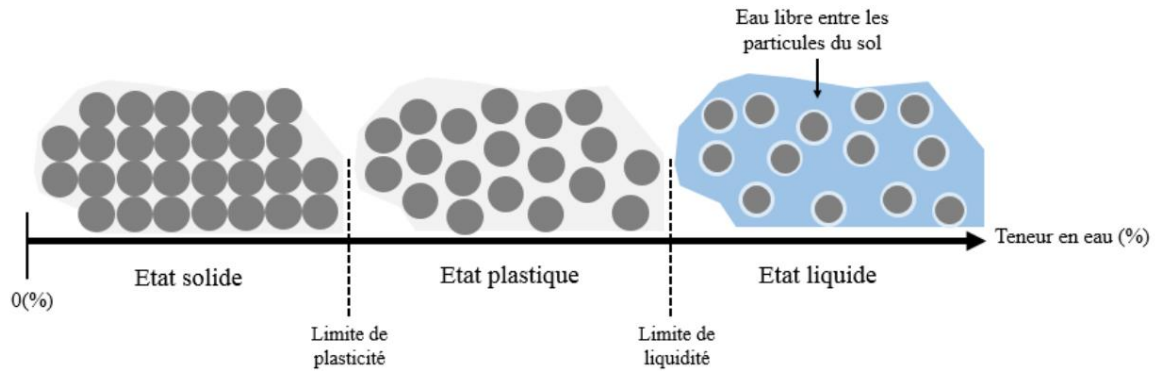


Figure III.11. États de consistance d'un sol.

Les trois limites de consistance suivantes peuvent être définies :

- La limite de liquidité W_L (%) : elle correspond à la teneur en eau d'un sol remanié au point de passage de l'état liquide à l'état plastique ;
- La limite de plasticité W_P (%) : c'est la teneur en eau d'un sol remanié correspondant au point de transition entre l'état plastique et l'état solide ;
- L'indice de plasticité I_P : il définit le domaine plastique d'un sol et peut être calculé partir de la limite de liquidité et de la limite de plasticité à l'aide de l'Équation (III.7) suivante :

$$I_P = W_L - W_P \quad (III.7)$$

Les limites d'Atterberg ont été déterminées en application de la norme française NF P94-051. L'essai s'effectue sur un échantillon de sédiment d'une dimension maximale de 400 μm et est réalisé en deux phases : la première est la détermination de la limite de liquidité à l'aide de la méthode de Casagrande, et la deuxième est la recherche de la limite de plasticité qui correspond à la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol de dimension bien définie se fissure.

3.5.1 La limite de liquidité

W_L est déterminée à l'aide de la boîte de Casagrande. Expérimentalement, elle est définie comme étant la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de Casagrande se ferme lorsque la coupelle et l'échantillon sont soumis à des chocs répétés.

Afin de réaliser cet essai, des échantillons de 300 g ont été prélevés sur chaque type de sédiment et ont été introduits dans un récipient pour être imbibés à température ambiante pendant au moins 24 h. Cette étape a pour objectif de séparer les grains qui sont éventuellement agglomérés. Les échantillons ont par la suite été tamisés par voie humide au tamis de 400 μm . L'eau de lavage et les tamisats ont été recueillis dans un bac et les sédiments ont été laissés à décanter pour une durée d'au moins 12 h. L'eau superficielle a ensuite été éliminée par siphonnage en veillant à ne pas entraîner les particules de sédiments lors de cette opération. Le tamisat récupéré a été malaxé afin d'obtenir un mélange homogène.

À l'aide d'une spatule, 60 g de sédiment ont été répartis sur la coupelle en évitant l'entraînement de bulles d'air entre les couches du matériau. Le sédiment devait recouvrir le fond de la coupelle à l'exception d'une partie de 3 cm, puis une rainure a été réalisée de façon à partager le matériau en deux parties symétriques.

La coupelle fixée sur la boîte de Casagrande est soumise à des chocs appliqués avec une fréquence équivalente à 2 coups/seconde. Le nombre de chocs nécessaires pour que la rainure se ferme sur une longueur d'environ 1 cm est consigné. Pour que test soit valide, il faut que le nombre de chocs soit compris entre 15 et 35 ; dans le cas contraire, le test doit être ignoré. L'opération est répétée en ajustant la quantité d'eau (soit par séchage ou par ajout d'eau) et à l'issue de chaque test, une quantité de matériau est récupérée de la coupelle afin d'évaluer sa teneur en eau. Par définition, W_L (%) correspond à la teneur en eau nécessaire pour que la rainure se ferme sur 1 cm au bout de 25 coups.

3.5.2 La limite de plasticité

W_p est déterminée en confectionnant manuellement un rouleau à partir d'une boulette de sédiment. Cette dernière est amincie jusqu'à obtenir un rouleau de 3 mm de diamètre. La limite de plasticité est obtenue lorsque le rouleau se fissure quand il atteint simultanément une longueur de 10 cm et un diamètre de 3 mm ($\pm 0,5$ mm).

3.5.3 L'indice de consistance

I_c est le rapport de la différence entre la limite de liquidité (W_L) des sédiments et leur teneur en eau naturelle (W_N) sur l'indice de plasticité I_p . Il permet notamment d'évaluer la pelletabilité des sédiments et est donné par l'Équation (III.8) suivante :

$$I_c = \frac{W_L - W_N}{I_p} \quad (III.8)$$

Les résultats obtenus pour nos sédiments sont présentés dans le Tableau III.7 suivant.

Tableau III.7. Limites d'Atterberg des sédiments étudiés.

	Sédiment C	Sédiment O	Sédiment F
W_L (%)	53,00	48,70	58,30
W_p (%)	37,70	34,20	42,80
I_p (%)	15,30	14,5	16,50
I_c (%)	46,08	39,22	51,01

Les limites de liquidité varient de 48 % pour le sédiment O à 58 % pour le sédiment F, tandis que l'indice I_p a sensiblement la même valeur pour les trois sédiments, ce qui équivaldrait à dire que la sensibilité des trois sédiments à l'eau est relativement la même. En effet, plus l'indice I_p est grand, plus le gonflement en présence d'humidité ou le retrait par dessiccation sont importants. La classification selon les limites d'Atterberg (Tableau III.8 et Figure III.12) indique que les sédiments sont considérés comme étant des limons organiques moyennement plastiques.

Tableau III.8. Classification des matériaux selon leur indice de plasticité I_p .

Indice de plasticité	État du matériau
0 – 5	Non plastique
5 – 15	Peu plastique
15 – 40	Plastique
> 40	Très plastique

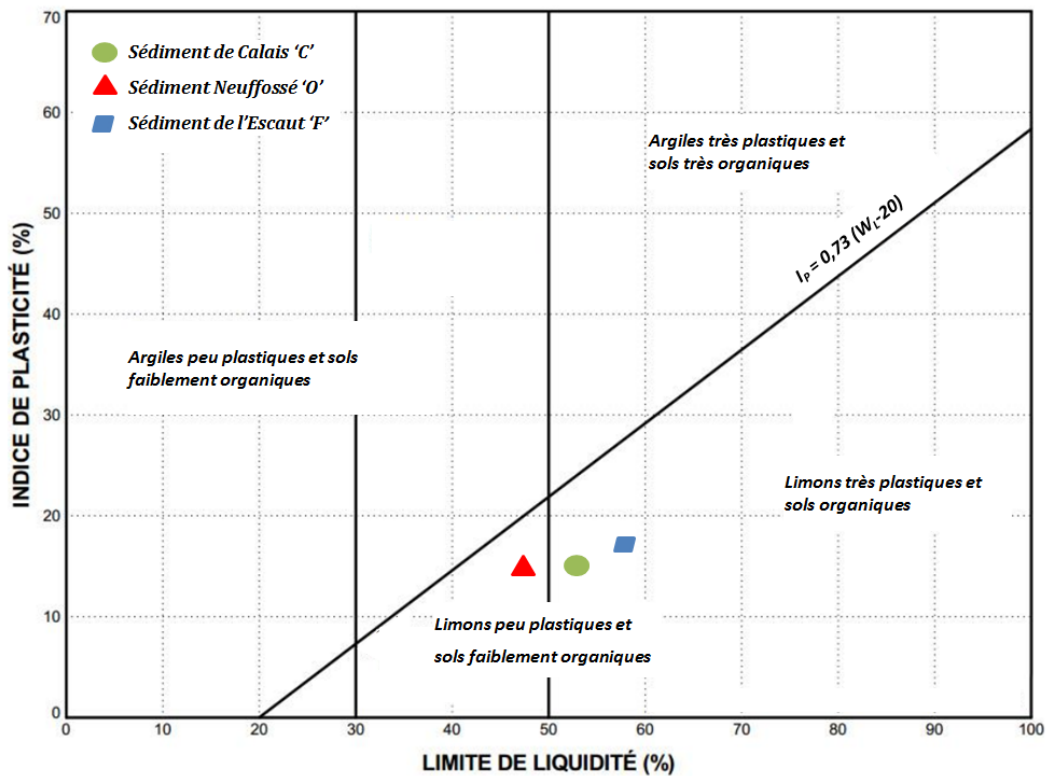


Figure III.12. Classification des sédiments en fonction des limites d'Atterberg.

3.6 Valeur au bleu de méthylène (VBS)

Les argiles ont une grande affinité pour l'eau en conséquence des structures cristallines feuilletées qui les composent. Cette affinité est accompagnée de phénomènes de retrait et de gonflement que l'on retrouve dans les sédiments. En effet, de par les altérations physico-chimiques des roches, les minéraux argileux se déposent dans les sédiments et leur confèrent un ensemble de phénomènes physiques et de caractéristiques chimiques particulières notamment à cause de la grande surface spécifique de ces particules.

Cette argilosité peut être évaluée par l'essai de valeur au bleu de méthylène ou VBS. L'essai consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le sédiment mis en suspension dans de l'eau déminéralisée. Cette valeur est exprimée en gramme de bleu de méthylène adsorbé par 100 g de masse sèche (MS) de sédiment utilisé. L'essai est réalisé sur des échantillons de sédiment d'une fraction 0/5 mm selon la norme NF P 94-068. Pour réaliser cet essai, un échantillon d'environ 60 g a été prélevé de chaque sédiment puis mis en suspension dans 500 g

d'eau déminéralisée. Après désagglomération complète des particules, un dosage à l'aide d'un dispositif d'injection de la solution de bleu de méthylène dosée à 10 g/l est effectué ; la solution est alors mélangée en continu grâce à un agitateur à ailettes réglé à 400 tours/min. Des gouttes sont prélevées après chaque dosage et déposées sur des papiers filtres dédiés, à partir desquels les mesures sont effectuées. L'essai est arrêté lorsque l'on obtient cinq fois de suite une auréole périphérique bleu clair autour de la tâche (Figure III.13).

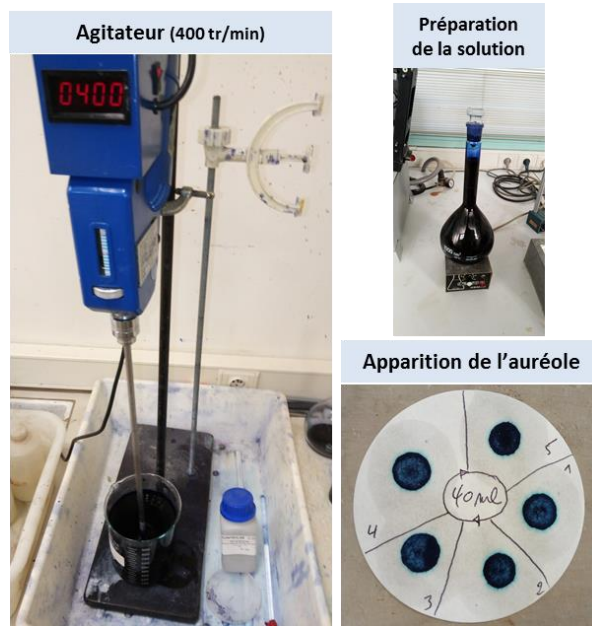


Figure III.13. Matériel utilisé pour l'essai de bleu de méthylène.

Les résultats de cet essai sont reportés dans la Figure III.14 suivante :

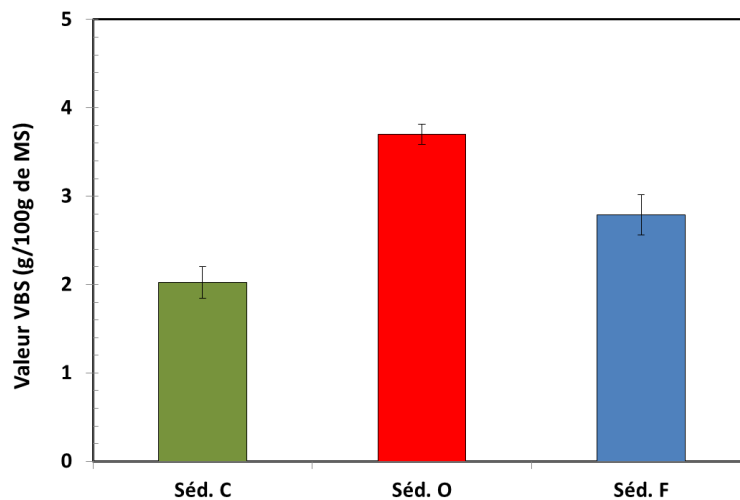


Figure III.14. Argilosité des sédiments fluviaux utilisés.

Les sédiments présentent une argilosité comprise entre 2,03 g/100 g de MS pour le sédiment C et 3,7 g/100 g de MS pour le sédiment O. Selon ces résultats, les sédiments O et E peuvent être classés

comme étant limoneux de plasticité moyenne et le sédiment C comme un limon peu plastique tel qu'indiqué dans la Figure III.15.

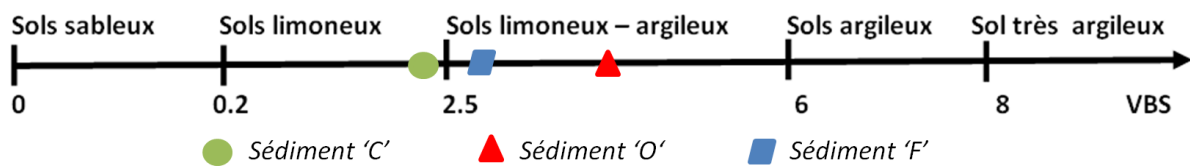


Figure III.15. Classification des sédiments selon leur argilosité.

4. Caractérisation minéralogique des sédiments utilisés

4.1 Analyse par diffraction des rayons X (DRX)

La caractérisation minéralogique par diffraction aux rayons X a été réalisée dans le but de déterminer les phases argileuses et non argileuses des sédiments. Cette méthode est basée sur la connaissance de la distance réticulaire des plans (lames) dont les déplacements sont caractéristiques de certains minéraux lorsque des traitements spécifiques leur sont appliqués (exemples : saturation à l'éthylène-glycol qui fait « gonfler » la smectite, saturation à l'hydrazine-monohydrate pour faire « gonfler » les kaolinites, etc.). Les déplacements des raies sont comparés à un échantillon de référence dont le diagramme DRX est enregistré à partir de lames séchées à l'air libre sans traitement [11].

La mesure de la surface des pics sur les diffractogrammes permet de déterminer la teneur semi-quantitative de chaque minéral. Les résultats de ces analyses sont représentés sur la Figure III.16.

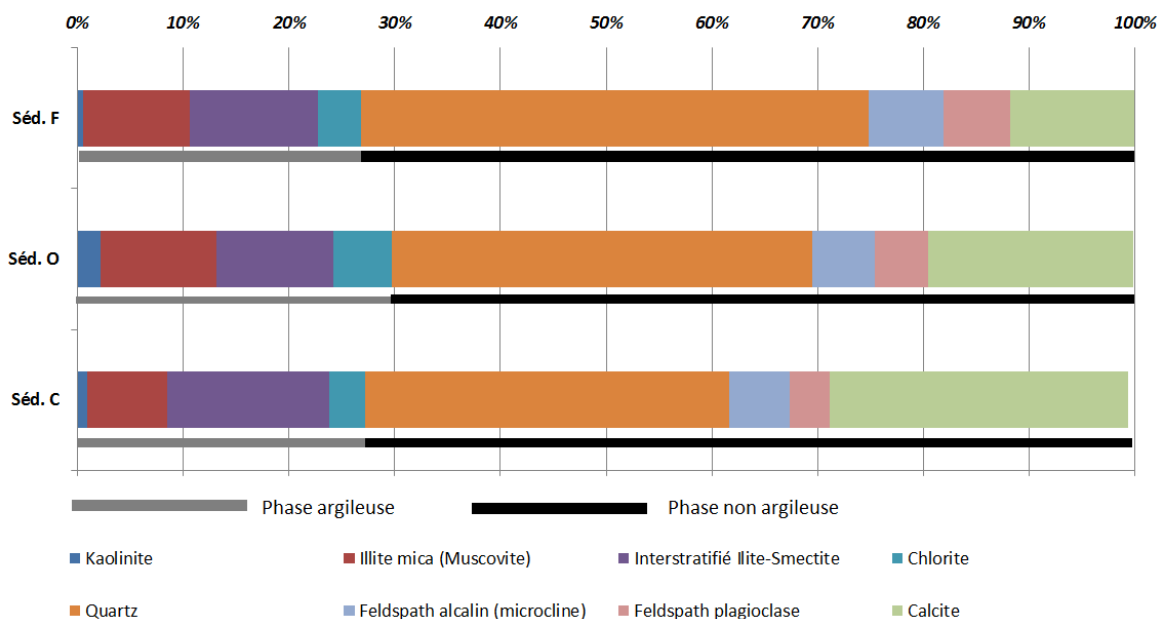


Figure III.16. Résultats des analyses DRX : fractions argileuses et non argileuses des sédiments.

D'après les résultats présentés dans la Figure III.16, on peut constater que les trois sédiments sont composés d'environ 30 % de fraction argileuse et 70 % de fraction non argileuse. La phase non argileuse est composée principalement de quartz (SiO_2) et de calcite (CaCO_3). La partie argileuse des sédiments est composée principalement d'illite et des interstratifiés d'illite/smectite. Ces derniers correspondent à une association au sein d'un même cristallite, de feuillets de deux natures différentes et qui résulte d'un phénomène, abondamment étudié dans la littérature [12][13][14][15], de transformation de la smectite en illite lors de l'augmentation de la pression et de la température. Les argiles sont réputées pour leurs propriétés de rétention d'eau et de gonflement en présence d'eau. En effet, cette dernière s'interfère entre les feuillets argileux et provoque ainsi leur gonflement. Ces phases argileuses et non argileuses sont les constituants habituellement retrouvés dans les sédiments [16][17].

4.2 Spectrométrie de fluorescence par rayons X

L'analyse spectrométrique de fluorescence par rayons X est une méthode chimique élémentaire qui permet la détermination de la quantité des éléments chimiques grâce aux propriétés physiques de fluorescence – ou émission secondaire des rayons X – du matériau.

Les composés contenus dans les échantillons peuvent être représentés sous forme libre ou liée.

La Figure III.17 et le Tableau III.9 présentent les résultats des essais FX réalisés sur les trois sédiments.

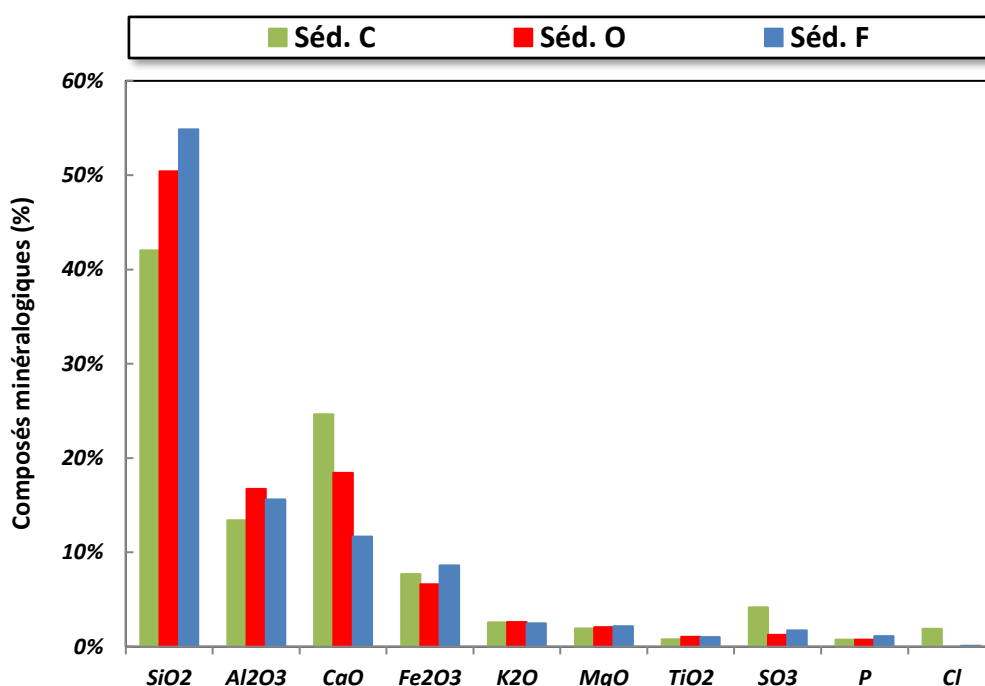


Figure III.17. Résultats de l'analyse chimique par fluorescence X (%) des trois sédiments.

Tableau III.9. Composition chimique des sédiments utilisés (%).

	Séd. C	Séd. O	Séd. F
SiO ₂	42,03	50,41	54,84
Al ₂ O ₃	13,41	16,72	15,60
CaO	24,66	18,42	11,68
Fe ₂ O ₃	7,69	6,63	8,61
K ₂ O	2,59	2,61	2,47
MgO	1,94	2,07	2,16
TiO ₂	0,78	1,07	1,02
SO ₃	4,18	1,27	1,72
P	0,76	0,76	1,13
Cl	1,92	0,00	0,11
Total	99,95	99,96	99,34

Ces résultats permettent de mettre en évidence certains composants des sédiments : la silice observée par diffraction sous forme de quartz, l'alumine (Al₂O₃), la chaux (CaO), l'oxyde de fer (Fe₂O₃), etc. Pour la quantité de carbone totale, la fluorescence des rayons X ne permet pas de la détecter car, en raison de la faible énergie des rayons X, le carbone les absorbe très facilement.

5. Évaluation environnementale des sédiments

5.1 Évaluation de l'écotoxicité selon le protocole H14

L'évaluation de la dangerosité des sédiments de dragage est une étape majeure et déterminante pour le devenir de ces matériaux. En effet, un sédiment classé comme étant « non dangereux » peut être utilisé comme matière secondaire, tandis qu'un sédiment classé « dangereux » nécessiterait plutôt un stockage dans des installations spécifiques (Figure III.18). Cette orientation du mode de gestion constitue également un enjeu économique de grande importance. La dangerosité des sédiments est évaluée selon quinze critères, de H1 à H15, selon la réglementation européenne de 2008, dont le critère H14 qui définit l'écotoxicité.

Dans cette étude, l'écotoxicité des sédiments utilisés est évaluée selon le protocole d'essai d'écotoxicologie (critère H14) mis en place par le groupe de travail « dangerosité des sédiments » du MEEDDM (1^{er} octobre 2009) et qui permet l'évaluation du caractère « dangereux » vis-à-vis des organismes continentaux des sédiments destinés à une gestion à terre.

Afin d'effectuer l'ensemble des tests nécessaires pour répondre à cette problématique, les sédiments ont été envoyés dans le centre spécialisé Eurofins Expertise Environnementale pour analyse. L'évaluation du critère H14 a été réalisée selon le protocole indiqué dans la Figure III.19 et les sept tests réalisés sur les éluats de lixiviation et sur les sédiments bruts sont résumés dans le Tableau III.10. La réponse positive d'un seul essai est suffisante pour classer le sédiment comme appartenant aux « déchets dangereux H14 » au regard des seuils donnés par le MEEDDM.

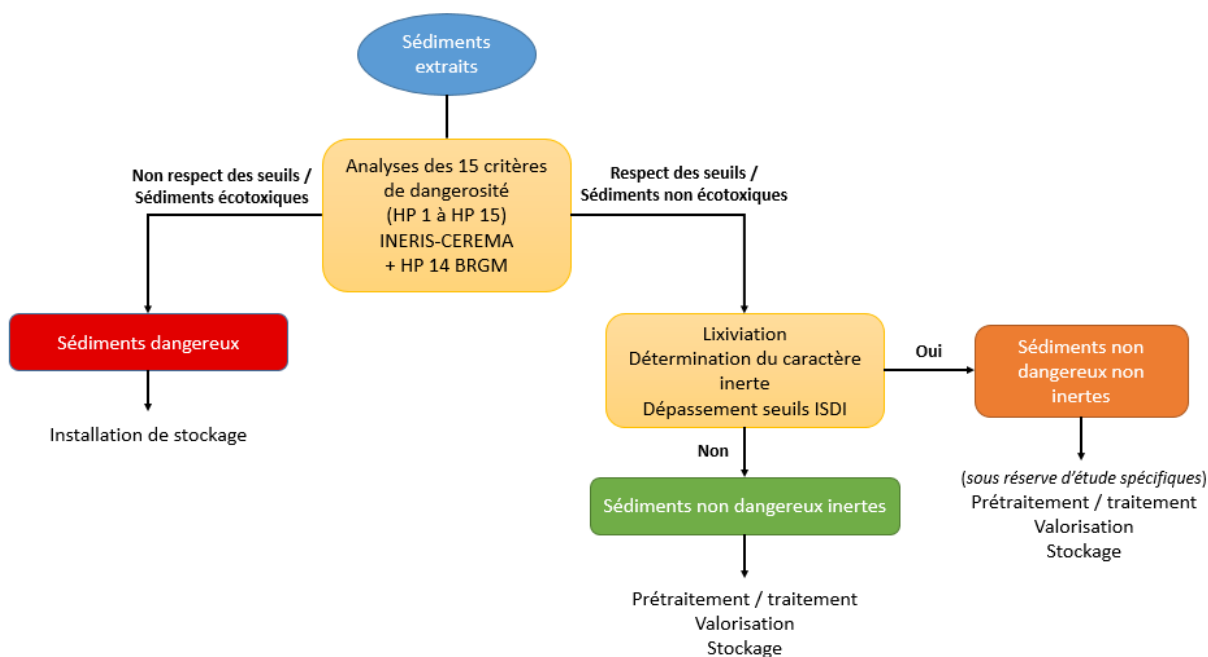


Figure III.18. Mode de gestion des sédiments en fonction de leur classification environnementale.

Tableau III.10. Test d'évaluation de l'écotoxicité des sédiments « critère H14 ».

Essais sur les éluats de lixiviation	Normes
Test d'immobilisation sur microcrustacés (<i>Daphnia magna</i>)	NF EN ISO 6341
Test d'inhibition de la luminescence de bactéries marines ou Microtox (<i>Vibrio fischeri</i>)	NF EN ISO 11348-3
Test d'inhibition de la croissance algale (<i>Pseudokirchneriella subcapitata</i>)	ISO 8692
Détermination de la toxicité chronique vis-à-vis de <i>Brachionus calyciflorus</i> en 48h (Essai d'inhibition de la croissance de la population de <i>Brachionus calyciflorus</i>)	NF ISO 20666
Test de mortalité et de reproduction sur microcrustacés cériodaphnies (<i>Ceriodaphnia dubia</i>)	NF ISO 20665
Essais sur échantillons bruts	Normes
Test d'inhibition de l'émergence et de la croissance de semences (laitue, avoine colza, ...)	ISO 11269-2
Test de mortalité sur vers de terre (<i>Eisenia fetida</i>)	ISO 11268-1

Pour les éluats, les échantillons ont été préparés selon la norme de lixiviation EN 12457-2, avec un rapport massique liquide/solide de 10 calculé en équivalent de matière sèche du sédiment. Les échantillons ont été mis en agitation pendant 24 h, et l'éluat récupéré a été filtré à 0,45 µm.

Les résultats de ces analyses sont récapitulés dans le Tableau III.11. Selon ces résultats et au regard des valeurs seuils d'écotoxicité reprises dans ce même tableau, les trois sédiments sont considérés comme « non écotoxiques ». Leur valorisation en tant matériau secondaire dans une matrice cimentaire est donc envisageable d'un point de vue environnemental.

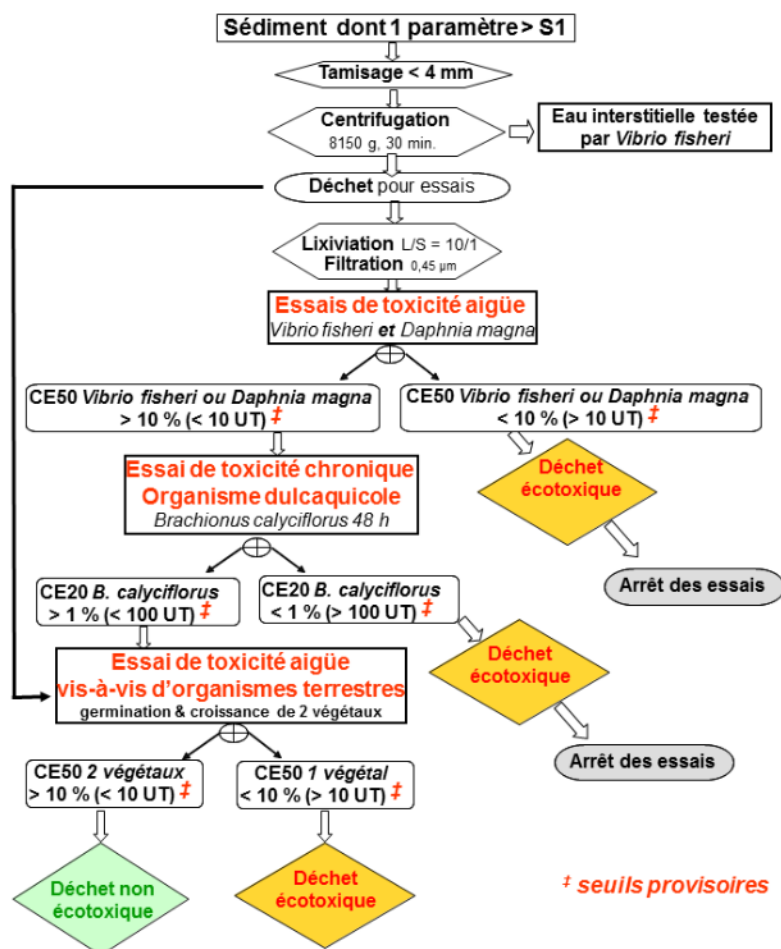


Figure III.19. Protocole d'évaluation de l'écotoxicité des sédiments (critère H14) selon le groupe de travail « dangerosité des sédiments » du MEEDDM [18].

Tableau III.11. Résultats de l'évaluation écotoxique des sédiments « critère H14 ».

	Séd. C	Séd. O	Sed. F	Seuil éco-toxique
Essais de toxicité aiguë				
Tests de toxicité aiguë sur les eaux interstitielles. Test d'inhibition de la luminescence Microtox®.	NT* à 50 %	NT à 50 %	NT à 50 %	—
Essais de toxicité aiguë - Tests sur éluat				
Test d'inhibition de la luminescence de bactéries marines (Microtox®)	NT à 80 %	NT à 80 %	NT à 80 %	< 10 %
Test d'immobilisation sur microcrustacés (<i>Daphnia magna</i>)	NT à 90 %	NT à 90 %	NT à 90 %	< 10 %
<i>Classement selon la toxicité aiguë sur éluats</i>	Non écotoxique			
Essais de toxicité chronique				
<i>Brachionus calyciflorus</i> en 48 heures - Essai d'inhibition de la croissance de la population	NT à 90 %	NT à 90 %	NT à 90 %	< 1 %
<i>Classement selon la toxicité chronique</i>	Non écotoxique			
Essais de toxicité aiguë vis-à-vis d'organismes terrestres				
Test d'inhibition de l'émergence et de la croissance de semences par une matrice potentiellement polluée - Avoine	NT à 26 %	NT à 74 %	NT à 74 %	< 10 %
Test d'inhibition de l'émergence et de la croissance de semences par une matrice potentiellement polluée - Colza	NT à 35 %	NT à 74 %	NT à 74 %	< 10 %
<i>Classement selon la toxicité aiguë sur matrice solide</i>	Non écotoxique			
Classement des sédiments	NON ÉCOTOXIQUE			

*NT : Non toxique

5.2 Test de lixiviation

L'eau est le principal vecteur de migration des composants possiblement polluants. Afin d'évaluer leur impact sur l'environnement, un test de lixiviation à l'eau a été réalisé sur les trois sédiments conformément à la norme NF EN 12457-2¹⁴. Les analyses ont été réalisées sur la fraction inférieure à 2 mm et sont exprimées en mg/kg de sédiment sec. Les résultats obtenus ont ensuite été comparés aux valeurs seuils définies par l'arrêté ministériel du 9 août 2006 relatif aux valeurs seuils prises en compte pour le relargage des sédiments. Pour les sédiments fluviaux, le niveau de référence est celui du seuil S1. Les résultats sont présentés dans le Tableau III.12.

Tableau III.12. Éléments et composés traces des sédiments et niveaux seuils pour l'immersion des sédiments fluviaux (en mg/kg de sédiment sec). Les valeurs dépassant le seuil S1 sont surlignées.

Paramètres	Séd. C	Séd. O	Séd. F	Niveau S1
Arsenic	9,49	9,74	8,95	30
Cadmium	3,43	3,26	1,4	2
Chrome	15,27	47,73	51,47	150
Cuivre	36,33	30,70	191,63	100
Mercure	0,52	0,57	0,44	1
Nickel	9,57	18,57	21,07	50
Plomb	105,13	53,65	94,03	100
Zinc	273,50	310,67	412,33	300
PCB tot	< 0,07	< 0,1	<0,01	0.68
HAP tot	7,26	8,83	10,86	22,8

D'après ces résultats, nous constatons que pour les trois sédiments, il existe au moins un élément métallique qui dépasse les valeurs de référence S1. Le dépassement d'un seul élément est suffisant pour que l'opération de curage de ces sédiments soit considérée comme étant « possiblement incidente sur le milieu aquatique ». L'immersion n'est donc pas envisageable pour ces sédiments et une gestion à terre est nécessaire.

Avant d'envisager une gestion à terre des sédiments, une évaluation de leur potentiel polluant doit être réalisée. Cette évaluation consiste à comparer les seuils de polluants relevés pour chaque sédiment aux valeurs d'admission des stations de stockage, indiquées dans le référentiel ISDI de l'arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage des déchets inertes. Les valeurs ont été mesurées sur des éluats de tests de lixiviation réalisés sur une fraction de 0/4 mm. Pour chaque sédiment, 3 échantillons ont été analysés et les valeurs moyennes de ces résultats sont présentées dans le Tableau III.13.

D'après ces résultats, tous les sédiments présentent des valeurs de contaminants inférieures aux seuils fixés dans l'arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets

¹⁴ NF EN 12457-2, 2002 : « Caractérisation des déchets- Lixiviation – Essais de conformité pour lixiviation des déchets fragmentés et de boues ».

inertes. De ce fait, tous les sédiments peuvent être considérés au regard de cet arrêté comme étant des déchets « inertes » c.-à-d. :

- Ils ne subissent pas de modifications physiques, chimiques ou biologiques conséquentes, ils ne sont donc pas biodégradables, et lors du contact avec d'autres matières, ils ne produisent aucune autre réaction physique ou chimique susceptible d'entraîner une pollution de l'environnement ou de porter atteinte à la santé de l'Homme ;
- Ces matériaux peuvent être valorisés dans la construction d'ouvrages civils ou maritimes tels que les digues, les barrages, les routes, etc. ; ou en tant que matière première secondaire dans les ouvrages en béton (addition minérale dans les matériaux cimentaires, en tant qu'addition granulaire dans les bétons, etc.).

Tableau III.13. Valeurs des contaminants dans les sédiments et valeurs seuils selon l'arrêté du 28 octobre 2010.

	Séd. C	Séd.O	Séd. F	ISDI	ISDND	ISDD
Métaux lourds sur éluats en (mg/kg de matière sèche)						
Arsenic	< 0,2	< 0,2	< 0,2	0,5	2	25
Baryum	< 0,1	< 0,1	< 0,1	20	100	300
Chrome	< 0,1	< 0,1	< 0,1	0,5	10	70
Cuivre	< 0,2	< 0,2	< 0,2	2	50	100
Molybdène	< 0,1	< 0,1	< 0,1	0,5	10	30
Nickel	< 0,1	< 0,1	< 0,1	0,4	10	40
Plomb	< 0,1	< 0,1	< 0,1	0,5	10	50
Zinc	< 0,2	< 0,2	< 0,2	4	50	200
Cadmium	< 0,002	< 0,002	< 0,002	0,04	1	5
Mercure	< 0,001	< 0,001	< 0,001	0,01	0,2	2
Antimoine	< 0,005	< 0,005	< 0,005	0,06	0,7	5
Sélénium	< 0,01	< 0,01	< 0,01	0,1	0,5	7
Autres paramètres sur éluats en (mg/kg matière sèche)						
COT (éluat)	< 50	54,38	60,23	500	800	1000
Chlorures	272,38	183,2	12,07	800	15 000	25 000
Fluorures	< 5	< 5	< 5	10	150	500
Indice phénols	0,3	0,4	< 0,5	1	3	1 000
Polluants organiques sur brut en (mg/kg matière sèche)						
COT sur brut	23 533	28 267	40 900	30 000	50 000	100 000
HAP _{Totaux}	7,26	8,83	10,86	50	–	–
PCB _{Totaux}	< 0,07	< 0,1	< 0,01	1	–	–
BTEX	0,29	0,35	0,84	6	–	–

6. Conclusion

Cette phase avait pour objectif de caractériser et d'identifier des sédiments utilisés dans le cadre de cette thèse. Ces sédiments sont des sédiments fluviaux qui proviennent de points de captage différents: le canal de Calais, le canal de Neufossé, et les sédiments de l'Escaut, Grand Large de Fresnes-sur-Escaut. L'évaluation des sédiments a été réalisée à travers des analyses physiques,

chimiques et minéralogiques. Ces analyses ont permis d'identifier certains paramètres qui pourraient avoir une influence sur les caractéristiques à l'état frais et à l'état durci des bétons incorporant ces sédiments, cette phase a permis de conclure les éléments suivants :

- L'analyse minéralogique a montré que les sédiments sont constitués de plus de 70 % de fraction non-argileuse et 30 % de fraction argileuse. Ils sont principalement composés de quartz, et de calcite ;
- D'après les analyses physiques, les sédiments peuvent être classés comme étant limoneux à limoneux sableux, ils sont constitués d'une fraction de fine relativement importante ($\approx 60\%$). Néanmoins, on a constaté que les trois sédiments ont des teneurs en eau élevées, un prétraitement par séchage sera donc nécessaire avant d'envisager leur valorisation dans la fabrication de bétons. On observe également que les sédiments renferment une teneur en matière organique non négligeable, de par les caractéristiques de ces matières : sensibilité à l'eau, masse volumique faible, acides humiques etc. Cette matière organique pourrait constituer un obstacle limitant la quantité de sédiments incorporés ;
- Afin d'évaluer le potentiel polluant des trois sédiments fluviaux, des essais de lixiviation sur les matériaux bruts et sur éluats ont été réalisés ; les résultats ont montré que les sédiments sont considérés comme étant « inertes ». L'évaluation de l'écotoxicité des sédiments a été réalisée selon le protocole du critère H14 mis en place par le MEEDDM. Les résultats de ces analyses ont montré que les trois sédiments sont considérés « non-écotoxiques », leur réutilisation dans des formulations de béton en tant que matière première secondaire est donc envisageable d'un point de vue environnemental.

Références

- [1] Issameddine Khezami, "Approche expérimentale de valorisation des sédiments de dragage dans des applications de Génie Civil," Thèse univ de Lille, 2014.
- [2] H. Azrar, "Contribution à la valorisation des sédiments de dragage portuaire : technique routière, béton et granulats artificiels," Thèse univ de Lille, 2014.
- [3] F. Hamouche and R. Zentar, "Effects of Organic Matter on Physical Properties of Dredged Marine Sediments," *Waste and Biomass Valorization*, 2018.
- [4] I. Moghrabi et al., "Modelling the mechanical strength development of treated fine sediments: a statistical approach", vol. 0, no. 0. Taylor & Francis, 2018.
- [5] F. Zander, T. Heimovaara, and J. Gebert, "Spatial variability of organic matter degradability in tidal Elbe sediments," *J. Soils Sediments*, pp. 2573–2587, 2020.
- [6] H. Beddaa, I. Ouazi, A. Ben Fraj, F. Lavergne, and J.-M. Torrenti, "Reuse potential of dredged river sediments in concrete: Effect of sediment variability," *J. Clean. Prod.*, vol. 265, p. 121665, 2020.
- [7] N. T. Tran, "Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière," *Thèse Dr. Ec. des Mines Douai*, p. 189, 2009.
- [8] F. Hamouche, "Influences des matières organiques sur les propriétés physiques et le comportement mécanique des sédiments de dragage en vue d'une valorisation dans les travaux publics », " *Thèse Dr. Ec. des Mines Douai*, p. 213, 2018.
- [9] A. SADOK, "Formulation de matériaux de construction à base de Sous-produits industriels avec des méthodes issues de l'intelligence artificielle," *Thèse Dr. Ec. des Mines Douai*, 2016.
- [10] MELT, "Réalisation des remblais et des couches de forme - Guide Technique - Fascicule I Principes généraux," *Setra Lcpc*, p. 102, 2000.
- [11] B. Lanson, "Mise en évidence des mécanismes de transformation des interstratifiés illite / smectite au cours de la diagenèse," HAL Id : tel-00778555, 2013.
- [12] Maurice Pagel, "Bassins sédimentaires - Les marqueurs de leur histoire thermique: Les marqueurs de leur histoire thermique," *Ulis, Fr. EDP Sci. 2014.*, p. 225, 2014.
- [13] L. Gadenne, "Processus de déformation et diagenèse dans les zones de subduction: impact sur les propriétés mécaniques des roches: Approche expérimentale," 2015.
- [14] M. Leikine, "Détermination empirique des paramètres de l'interstratification des minéraux illite/smectite et estimation du degré de métamorphisme dans les sédiments

- pétilliques,” *Bull. Miner.*, 106, p. 391-401., vol. 106, pp. 391–401, 1983.
- [15] F. Claret, “Caractérisation structurale des transitions minéralogiques dans les formations argileuses : Contrôles et implications géochimiques des processus d’illitisation,” p. 160, 2001.
- [16] V. Dubois, “Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins – Valorisation en technique routière,” pp. 1–311, 2006.
- [17] R. Achour, “Valorisation et caractérisation de la durabilité d’un matériau routier et d’un béton à base de sédiments de dragage,” 2014.
- [18] A. Kasmi, “Prétraitement et traitement des sédiments fluviaux en vue d’une valorisation en technique routière,” 2014.
- [19] T. Sedran, F. De Larrard, and L. Le Guen, “Détermination de la compacité des ciments et additions minérales à la sonde de Vicat,” *Bull. des Lab. des Ponts Chaussées*, no. 270–271, pp. 155–163, 2007.

(Page laissée intentionnellement vide)

Optimisation du squelette granulaire des bétons

1.	Objectif du chapitre.....	175
2.	Introduction générale sur les enrochements artificiels	175
3.	Cahier des charges.....	176
3.1	Cahier des charges en lien avec les caractéristiques du matériau.....	177
3.1.1	Granulats	177
3.1.2	Ciment	177
3.2	Cahier des charges en lien avec les caractéristiques du béton formulé.....	178
3.2.1	Classe d'exposition	178
3.2.2	Maniabilité.....	179
3.2.3	Masse volumique à l'état frais	179
3.2.4	Résistance à la compression.....	179
3.2.5	Durabilité.....	179
4.	Optimisation des formulations.....	180
4.1	Matériaux et méthodes.....	181
4.1.1	Caractérisation des matériaux utilisés	181
4.1.2	Optimisation du squelette granulaire par la méthode MEC	187
4.1.3	Optimisation du mélange gravillons (G1) 4/8 mm-graviers (G2) 8/14mm	191
4.1.4	Optimisation du mélange (gravillons-graviers)-sable.....	193
4.1.5	Optimisation du taux de substitution du sable par les sédiments	193
4.2	Récapitulatif des formulations retenues pour le suivi mécanique	195
4.3	Méthode de mise en œuvre des bétons	195
4.3.1	Caractérisation à l'état frais	196
4.3.2	Caractérisation à l'état durci	199
5.	Conclusion	202
	Références.....	204

1. Objectif du chapitre

Le taux de substitution de sable par les sédiments fluviaux sera optimisé à l'aide de la méthode d'empilement compressible. Cette méthode nous permettra de définir les taux de substitution optimaux pour chaque type de sédiment, présentant les meilleures compacités des mélanges granulaires. Des bétons incorporant différents taux de sédiment en substitution du sable ainsi qu'un béton témoin (100 % de sable naturel) seront formulés en adéquation avec le cahier des charges spécifié par le guide du Centre d'Études Techniques Maritimes et Fluviales (CEMTF) pour les blocs de béton à usage en milieu aquatique¹⁵. À l'issue de l'analyse des caractéristiques à l'état frais et à l'état durci des différentes formulations, la formulation qui satisfait au mieux les différentes exigences du projet sera sélectionnée pour une étude plus approfondie en phase 3 relative à l'étude de durabilité.

2. Introduction générale sur les enrochements artificiels

Les enrochements sont des ouvrages communément utilisés en milieu aquatique (maritime ou fluvial) pour la protection des berges contre l'érosion. Ils permettent également de limiter les risques d'affouillement et de franchissement, notamment en période de crues. Les enrochements sont dits « naturels » lorsque le matériau qui les compose est la roche naturelle extraite des carrières. Cependant, lorsque cette ressource n'est pas disponible, que sa qualité ou que les coûts liés à son extraction ne permettent pas son exploitation, des blocs artificiels en béton sont utilisés comme alternative. Ils sont soit déposés librement soit enfermés dans des matelas gabions. L'avantage des matelas gabions est qu'ils permettent d'utiliser des enrochements de taille réduite (trois fois plus petite que pour l'enrochement libre) et en même temps d'assurer une protection trois fois plus importante grâce, notamment, au grillage métallique en double torsion qui assure le confinement des blocs.

La réalisation d'ouvrages de protection des berges nécessite des précautions particulières et doit répondre à des exigences fonctionnelles et des exigences de performance spécifiques. En effet, pour la réalisation de ce type d'ouvrage, plusieurs considérations doivent être prises en compte lors des différentes étapes du projet comme la conception, la réalisation, la phase de service, la maintenance etc. Ces dernières peuvent être résumées en 4 grands points :

- Les considérations techniques : elles comprennent les différentes exigences liées à la stabilité de l'ouvrage, la topographie du site, la qualité des matériaux, les méthodes de dimensionnement, les sollicitations hydrauliques etc. ;

¹⁵ Pour plus de détails sur le cahier des charges, se référer à la Section 3.

- Les considérations économiques : globalement, elles représentent les différentes contraintes économiques liées au cycle de vie de l'ouvrage, l'approvisionnement en matériaux, la construction, la maintenance, la réparation et la démolition ;
- Les considérations environnementales : ces considérations doivent être évaluées sur le site d'implantation de l'ouvrage mais également sur le site d'extraction, lors du transport, et sur le stockage des matériaux. La production des déchets doit être minimisée, leur recyclage ainsi que l'utilisation des matériaux alternatifs est encouragée. D'autres évaluations environnementales doivent être considérées telles que l'impact sur l'écologie, la perturbation des habitats protégés, le rejet des polluants, la modification de la qualité de l'air et de l'eau, etc. ;
- Les considérations sociales : les aspects sociaux sont identifiés en impliquant le public. De manière générale, cela concerne l'impact de l'ouvrage sur l'aménagement et l'esthétique du site, l'effet sur l'emploi local, l'accès au public, la modification de la circulation, l'hygiène et la sécurité des ouvriers, l'effet sur les loisirs, etc.

3. Cahier des charges

Le choix des matériaux et la méthode de dimensionnement sont des éléments très importants lors de la réalisation des ouvrages de protection des berges, d'autant plus que ces derniers sont pour la plupart des ouvrages de grande envergure. En effet, lors de la réalisation de ce type de projet, il existe un impact direct du choix des matériaux sur chacune des considérations évoquées ci-dessus. Ainsi, l'utilisation de blocs de béton artificiels au lieu d'enrochements naturels par exemple, aura pour conséquence une organisation différente du chantier, des méthodes de dimensionnement différentes, des évaluations économiques et environnementales différentes et des enjeux sociétaux différents.

En plus de ces différences, les critères de performance que les matériaux doivent respecter sont également distincts. Pour les enrochements artificiels en blocs de bétons, les exigences relatives à la nature des matériaux utilisés dans la fabrication de ces blocs de béton ainsi que d'autres caractéristiques liées à la formulation, sont spécifiées dans le guide du Centre d'Études Techniques Maritimes et Fluviales (CETMF).

En s'appuyant sur les recommandations de ce guide et en les combinant avec les données de l'environnement dans lequel les enrochements artificiels seront utilisés (prise en compte des conditions climatiques, des milieux chimiquement agressifs, etc.), nous avons défini le cahier des charges lié aux propriétés intrinsèques des matériaux utilisés ainsi que certaines caractéristiques à l'état frais et à l'état durci des bétons que nous avons formulé. Les paramètres qui ont été fixés et qui sont spécifiés dans le guide CETMF sont les suivants :

- Le dosage et le type de ciment à utiliser ;
- Le rapport eau efficace/ciment (E_{eff}/C) ;
- La masse volumique ;
- La classe d'exposition ;
- Le diamètre maximal des grains ;
- La résistance à la compression.

3.1 Cahier des charges en lien avec les caractéristiques du matériau

3.1.1 Granulats

En général, les granulats utilisés dans la fabrication d'encrochements artificiels en blocs de béton sont des granulats standards conformes à la norme EN 12620. Les granulats à masse volumique élevée sont privilégiés tandis que les granulats légers sont déconseillés pour procurer une stabilité hydraulique plus importante à l'ouvrage. Les granulats doivent aussi être sélectionnés sur le critère de la durabilité (utilisation des granulats non gélifs pour les zones froides par exemple). Pour le diamètre maximal des granulats (D_{max}), ce dernier dépend de la taille des blocs et pourrait aller jusqu'à 40 mm.

3.1.2 Ciment

Le choix du ciment doit être fait en prenant en compte plusieurs paramètres, notamment les performances mécaniques visées, la durabilité, l'exposition du béton, etc. Le ciment doit être également adapté pour assurer une bonne résistance aux agressions chimiques liées à l'environnement aquatique. La norme FD P18-011 de mars 2016¹⁶ apporte des recommandations en fonction des utilisations envisagées.

Pour les ouvrages maritimes, le dosage minimal recommandé en ciment C (en kg/m^3) est de $350 \text{ kg}/\text{m}^3$. Dans la pratique, la teneur en ciment pour les ouvrages aquatiques est calculée selon la formule suivante (Équation (IV.1)) :

$$C (\text{kg}/\text{m}^3) = 700 / [(D_{\text{max}})^{(1/5)}] \quad (\text{IV.1})$$

Toutefois, cette valeur doit être adaptée en fonction de l'environnement dans lequel le béton est utilisé et donc de sa classe d'exposition. La Figure IV.1 ci-dessous représente un récapitulatif des classes d'exposition en fonction des actions environnementales auxquelles le béton sera exposé.

¹⁶ Norme FD P18-011 de mars 2016 : « Bétons – Définition et classification des environnements chimiquement agressifs – Recommandations pour la formulation des bétons ».

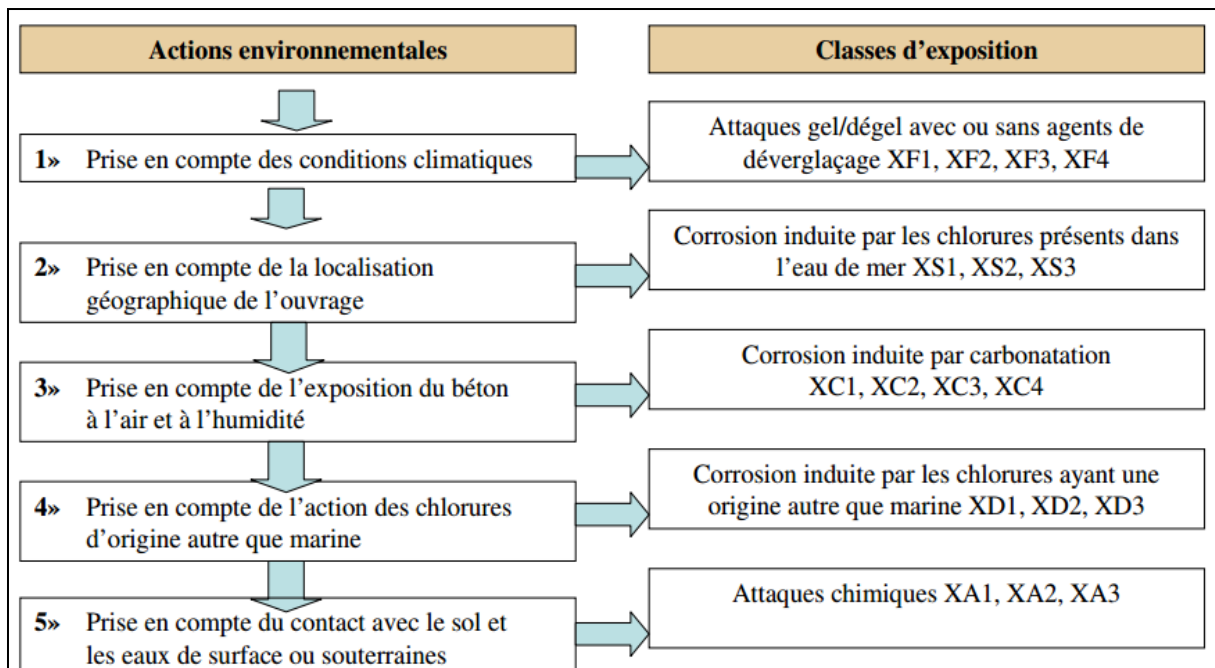


Figure IV.1. Classes d'exposition du béton en fonction des actions environnementales.

Dans ce travail, les enrochements artificiels en blocs de béton seront employés selon trois contextes : (i) intégralement hors d'eau c.-à-d. sur les berges, (ii) dans la zone de batillage, et (iii) intégralement immergés sous l'eau. Ils seront également en contact avec le sol, avec les eaux de surface et les eaux souterraines ; de ce fait, la classe d'exposition qui sera prise en compte est la classe XA. Le dosage minimal en ciment varie de 330 kg/m³ pour la classe XA1 à 385 kg/m³ pour la classe XA3 (Tableau IV.1).

Dans cette première partie de l'étude, qui consiste à optimiser la formulation du béton pour chaque type de sédiment, un ciment CEM I 52,5 N sera utilisé. Tous les bétons seront dosés à 380 kg/m³.

Tableau IV.1. Caractéristiques du béton en fonction de la classe d'exposition.

Classe d'exposition	Environnement chimiquement agressif		
	XA1	XA2	XA3
Classe de résistance minimale	C30/37	C35/45	C40/50
Teneur minimale en liant équivalent (kg/m ³)	330	350	385
Rapport E _{eff} /Liant éq. maximal	0,55	0,5	0,45

3.2 Cahier des charges en lien avec les caractéristiques du béton formulé

3.2.1 Classe d'exposition

La classe d'exposition est expliquée dans le Paragraphe 3.1.2.

3.2.2 Maniabilité

Selon le guide CETMF, des bétons destinés à être utilisés comme enrochements artificiels pour la protection des berges doivent avoir une consistance de classe S2 avec un affaissement de 50 mm à 90 mm. Le rapport eau efficace (E_{eff})/liant équivalent ($L_{\text{éq.}}$) ne doit pas dépasser 0,45 pour limiter la porosité dans le béton et assurer une meilleure durabilité. Afin de maintenir une meilleure ouvrabilité tout en gardant un rapport $E_{\text{eff}}/L_{\text{éq.}}$ aussi bas, il est possible d'utiliser des adjuvants réducteurs d'eau (superplastifiants). L'objectif est de réduire au maximum la quantité d'eau utilisée tout en préservant assez d'eau pour assurer une hydratation complète du ciment. Dans ce travail, le rapport eau efficace/ciment (E_{eff}/C) est fixé à 0,4 ; cette valeur permettra d'avoir une hydratation complète du ciment tout en évitant les inclusions remplies d'eau dans la pâte qui se transformeront en porosité une fois que le béton sera devenu sec. L'absorption des granulats ainsi que la demande en eau des sédiments seront calculées et introduites comme eau supplémentaire.

3.2.3 Masse volumique à l'état frais

Les bétons avec une masse volumique élevée permettent d'obtenir une meilleure stabilité de l'ouvrage. Néanmoins, les coûts nécessaires pour les obtenir peuvent aussi être conséquents, notamment lorsque des granulats lourds sont utilisés. La masse volumique visée pour ces types de béton est située entre 2 350 et 2 400 kg/m³. Cependant, des bétons avec des masses volumiques plus importantes, allant jusqu'à 3 000 kg/m³, ont été déjà utilisés pour ce type d'ouvrage.

3.2.4 Résistance à la compression

En l'absence de risque d'attaque chimique et/ou d'exposition à des conditions climatiques sévères, les classes de résistance à la compression des bétons utilisés habituellement sont C20/25, C25/30 et C30/37. Ces nombres représentent respectivement la résistance minimale à la compression d'un cylindre 150×300 mm à 28 jours de maturation, et la même résistance mais sur un cube.

3.2.5 Durabilité

Les ouvrages de génie civil sont conçus non seulement pour assurer une performance mécanique pour lesquels ils étaient dimensionnés, mais aussi pour résister aux diverses attaques qui pourraient nuire à leur durabilité, notamment quand il s'agit d'ouvrages aquatiques qui sont soumis à un environnement très agressif. En effet, la notion de durabilité prend tout son sens pour ce type d'ouvrage, les bétons artificiels étant soumis à plusieurs types de dégradation notamment dus à l'usure à force de contact avec l'eau et les éléments solides qu'elle peut contenir. Ils sont également soumis aux attaques chimiques telles que les sulfates provenant des eaux de mer ou d'autres éléments chimiques provenant notamment des eaux souterraines ou de surface. À cela s'ajoutent

aussi les attaques de gel/dégel dans les zones très froides. Ces différents types de dégradation doivent être pris en compte lors de la définition du cahier des charges. Dans ce travail, la durabilité sera évaluée à partir un certain nombre d'essais tels que les attaques sulfatiques (interne et externe), la réaction alcali-granulats, l'évaluation de la perméabilité accessible à l'eau, l'essai de gel/dégel, etc.

Le Tableau IV.2 ci-dessous représente un récapitulatif des différents paramètres fixés dans le cahier des charges.

Tableau IV.2. Cahier des charges des formulations de béton.

Paramètre	Valeur du paramètre
Dosage en ciment	380 kg/m ³
Rapport $E_{\text{eff}}/L_{\text{éq.}}$	0,40
Masse volumique à l'état frais	2 350 kg/m ³
Résistance à la compression à 28 jours	30 MPa
Affaissement au cône d'Abrams	Entre 50 mm et 90 mm

4. Optimisation des formulations

L'objectif principal de cette phase est de définir la formulation optimale c.-à-d. la formulation incorporant un maximum de sédiment de dragage et qui répond au mieux aux exigences du cahier des charges défini précédemment. Pour y parvenir, la méthodologie mise en place (Figure IV.2) consiste à réaliser une caractérisation physique – la granulométrie, la masse volumique absolue et l'absorption d'eau – des constituants granulaires : sable, gravillons, gravier ainsi que du ciment. Pour les trois sédiments visés dans cette étude, un essai de demande en eau sera réalisé par la sonde Vicat afin de prendre en compte la demande en eau des sédiments.

Dans une seconde étape, le modèle d'empilement compressible (MEC) sera utilisé afin de définir la composition du squelette granulaire qui conduirait à la meilleure compacité des grains. Le modèle sera également utilisé afin de déterminer le taux de substitution du sable par le sédiment. Une fois la composition des bétons définie pour les différents types de sédiments, la troisième et dernière étape consiste à formuler les bétons et à les caractériser à l'état frais et à l'état durci. Les essais réalisés à l'état frais sont la détermination de la masse volumique, de l'affaissement au cône d'Abrams, et de la teneur en air occlus. Pour les caractérisations à l'état durci, les essais réalisés sont la détermination de la masse volumique apparente, de la résistance à la compression et au fendage à 7 et à 28 jours.

Sur la base des résultats obtenus, une seule formulation sera sélectionnée en fonction du taux de substitution et des performances par rapport au cahier des charges.

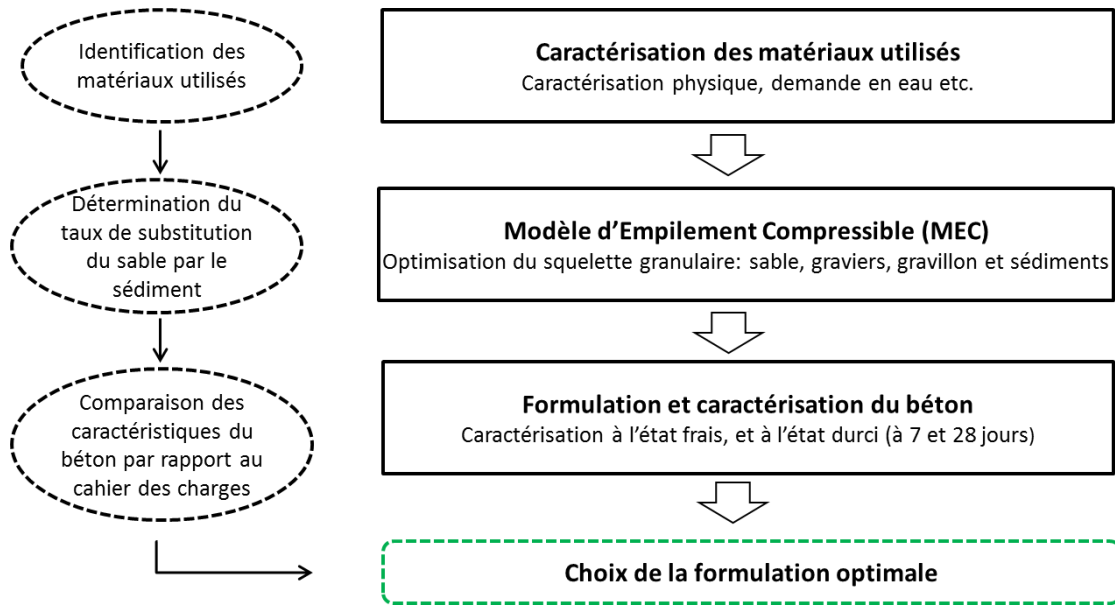


Figure IV.2. Méthodologie suivie pour l'optimisation des formulations du béton.

4.1 Matériaux et méthodes

4.1.1 Caractérisation des matériaux utilisés

Le sable

Le sable utilisé dans cette étude est un sable de carrière de nature calcaire qui provient des carrières du Gaurain. La mesure de la masse volumique absolue a été réalisée à l'aide d'un pycnomètre à hélium selon la norme NF EN ISO 8130-2, 2011. La masse volumique absolue du sable est de 2 650 kg/m³.

L'analyse granulométrique du sable a été réalisée par tamisage à sec selon la norme NF P 94-056, 1996. La Figure IV.3 présente la distribution granulométrique du sable Gaurain.

Les graviers

Dans cette étude, deux classes de graviers ont été utilisés : les gravillons 4/8 mm et les graviers 8/14 mm. Ils sont de la même nature minéralogique que le sable 0/4 mm c.-à-d. calcaire et ont la même masse volumique absolue (2 650 kg/m³). La Figure IV.3 présente les distributions granulométriques des deux granulats. Le choix de ces deux classes granulaires permet d'avoir une continuité dans le squelette granulaire et par conséquent un meilleur arrangement.

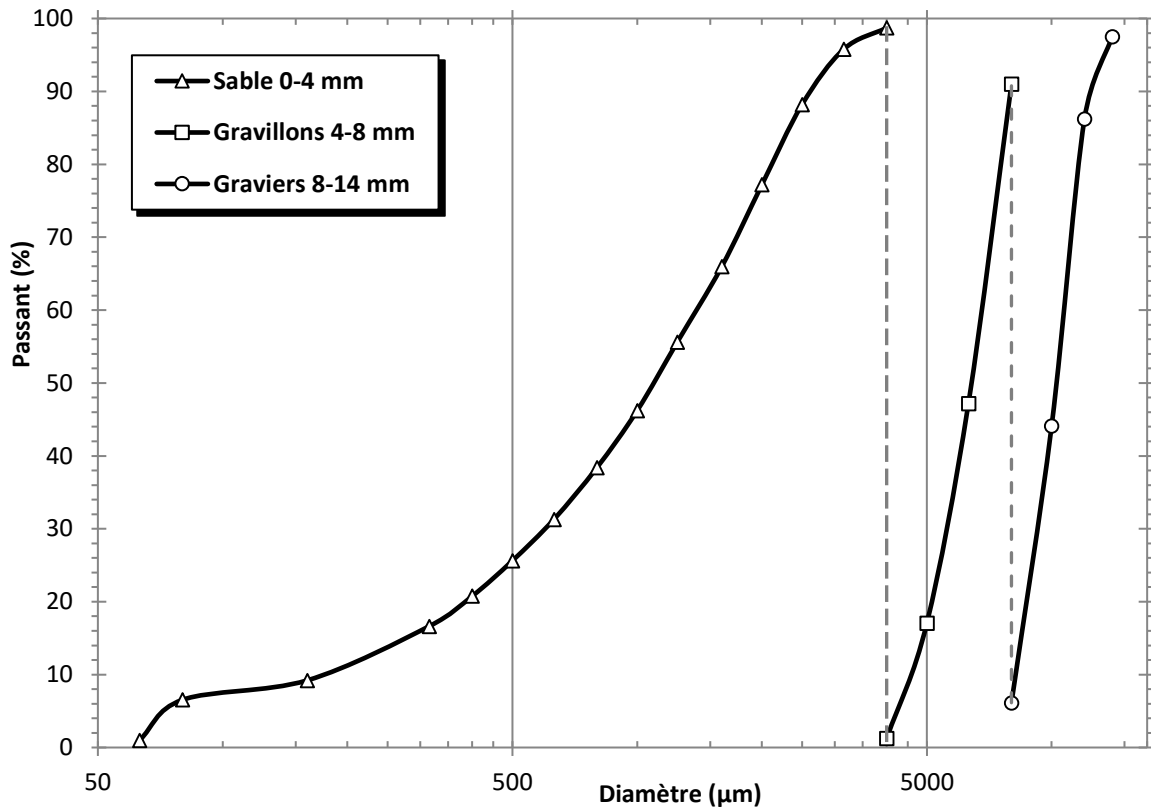


Figure IV.3. Distribution granulométrique du sable, des graviers 8/14 mm et des gravillons 4/8 mm.

Absorption des granulats

Afin de préserver un rapport E_{eff}/C constant, l'absorption d'eau par les granulats doit être prise en compte. En effet, l'eau efficace est définie comme étant la quantité d'eau disponible pour l'hydratation du ciment. Celle-ci correspond, dans une formulation standard, à la différence entre la quantité d'eau ajoutée au béton et l'absorption d'eau par les granulats.

L'absorption d'eau des granulats à 24 h a été mesurée selon la norme NF-1097-6, 2014¹⁷. Cet essai consiste à immerger les granulats dans un pycnomètre rempli d'eau pendant 24 h après les avoir lavés pour enlever les impuretés qui pourraient s'agglomérer sur les grains (Figure IV.4). Pendant cette période, le pycnomètre est secoué régulièrement afin de libérer les bulles et la quantité d'eau est ajustée. Une fois les 24 h achevées, le pycnomètre rempli d'eau et de granulats est pesé et les granulats sont séchés jusqu'à l'état dit « saturé surface sèche ».

Les échantillons sont pesés puis introduits dans une étuve à 105 °C pour séchage jusqu'à masse constante.

¹⁷ NF-1097-6,2014 : « Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats – Partie 6 : détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau ».



Figure IV.4. Détermination de l'absorption des granulats avec la méthode du pycnomètre.

L'absorption d'eau des granulats (WA_{24}) est donnée par l'Équation (IV.2) suivante :

$$WA_{24} = 100 \frac{m_1 - m_2}{m_2} \quad (IV.2)$$

avec m_1 , la masse de l'échantillon saturé à surface sèche ;

m_2 , la masse de la prise d'essai après séchage à l'étuve.

Les résultats montrent que l'absorption des granulats est très faible : elle est de 0,5 % pour le gravillon 4/8 mm ; 0,8 % pour le gravier 8/14 mm et de 1,02 % pour le sable. Cette quantité d'eau sera prise en compte lors de la formulation des bétons.

Le ciment

Le ciment utilisé dans les formulations bétons est un ciment CEM I 52,5 N qui est composé de 95 % à 100 % de clinker et de 0 % à 5 % de constituants secondaires. La présence d'une faible quantité de sulfate de calcium assure la régularité de la prise (N : prise normale). Les autres caractéristiques sont les suivantes :

- Début de prise à 20 °C mesuré sur pâte pure ≥ 40 min ;
- Masse volumique de l'ordre de 3,12 g/cm³ ;
- Résistances mécaniques à la compression déterminées sur mortier normalisé à 28 jours, conformément à la norme NF EN 196-1, de 62,0 MPa.

La distribution granulométrique du ciment utilisé est présentée dans la Figure IV.5.

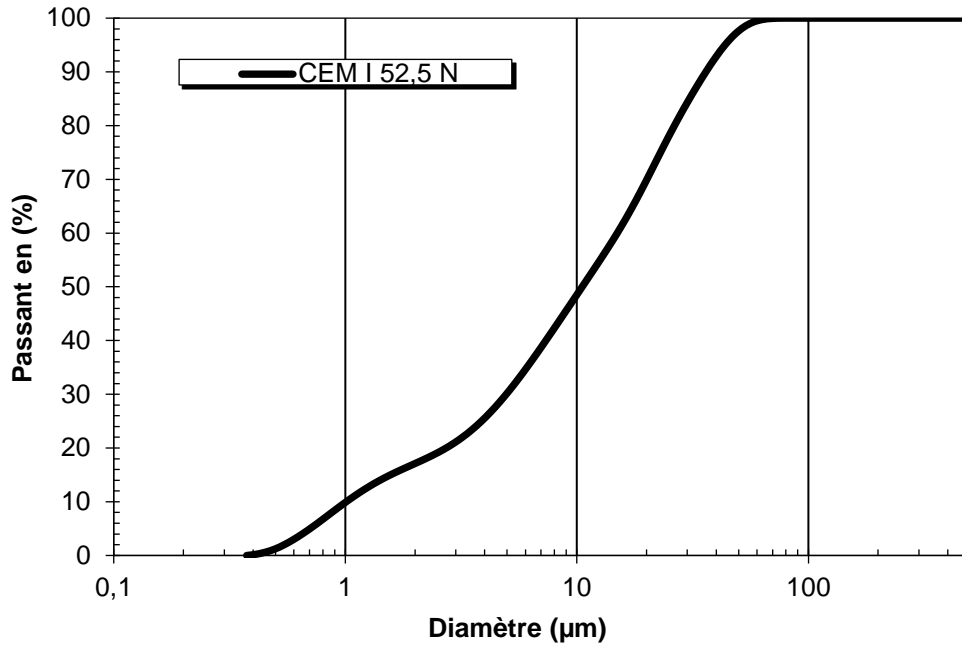


Figure IV.5. Distribution granulométrique du ciment CEM I 52,5 N.

Demande en eau des sédiments

Les trois sédiments fluviaux utilisés dans cette étude – « Séd. C » de Calais, « Séd. O » de Neufossé et « Séd. F » de Grand Large de Fresnes-sur-Escout – ont été identifiés caractérisés dans le Chapitre III. Les résultats de cette caractérisation ont montré que les sédiments étudiés renferment une certaine quantité d'éléments qui peuvent interagir avec le ciment lors de leur incorporation dans les formulations de béton. En effet, ils contiennent des matières organiques et des éléments chimiques qui peuvent perturber la prise du ciment. Il a également été constaté lors de cette phase que les trois sédiments sont caractérisés par une teneur en eau très importante (>100 %). Leur utilisation à l'état brut dans la formulation des bétons n'est donc pas envisageable, car cela engendrerait de la porosité néfaste pour la durabilité des bétons. À cet effet, une phase de prétraitement visant à réduire la teneur en eau des sédiments a été préconisée. La réduction de la teneur en eau des sédiments a été réalisée par étuvage à 60 °C. À la fin de l'étuvage, les teneurs en eau des sédiments étaient comprises entre 20 et 30 %.

L'une des particularités des sédiments de dragage est leur grande capacité de rétention d'eau du fait de la présence de matière organique et de leur finesse. Lors de leur utilisation pour la formulation de béton, les sédiments retiennent une partie de l'eau nécessaire à l'hydratation du ciment, ce qui peut engendrer des pertes de performances mécaniques. Afin de palier à ce problème, la demande en eau de chaque sédiment a été mesurée par la méthode de la sonde Vicat selon la norme EN 196-3 [19][20]. Lors des formulations des bétons, une quantité d'eau supplémentaire, égale à la demande en eau des sédiments, a été rajoutée.

La demande en eau correspond à la quantité d'eau nécessaire pour avoir un enfoncement $h = 6$ mm. Cet essai permet aussi d'avoir la compacité propre des sédiments en utilisant l'Équation (IV.3) suivante :

$$C = \frac{1000}{1000 + M_v \frac{M_e}{M_p}} \quad (IV.3)$$

où M_v est la masse volumique de la poudre (en kg/m^3), et M_e et M_p sont les masses respectives d'eau et de sédiments (en kg).

La Figure IV.6 présente les résultats des essais de mesure de la demande en eau des trois sédiments de l'étude. Le Tableau IV.3 résume les résultats de mesure de la demande en eau et des compacités propres des trois sédiments. D'après ces résultats, les sédiments des canaux de Calais et de Grand Large de Fresnes-sur-Escaut ont une demande en eau plus importante d'environ 35 % que celle des sédiments du canal de Neufossé. En effet, il a été constaté lors de la phase de caractérisation que les sédiments de C et F contiennent plus de particules fines que le sédiment O et ont une teneur en MO importante, en particulier pour le sédiment C ($\approx 10\%$). Cette teneur en MO procure aux sédiments cette caractéristique de rétention d'eau.

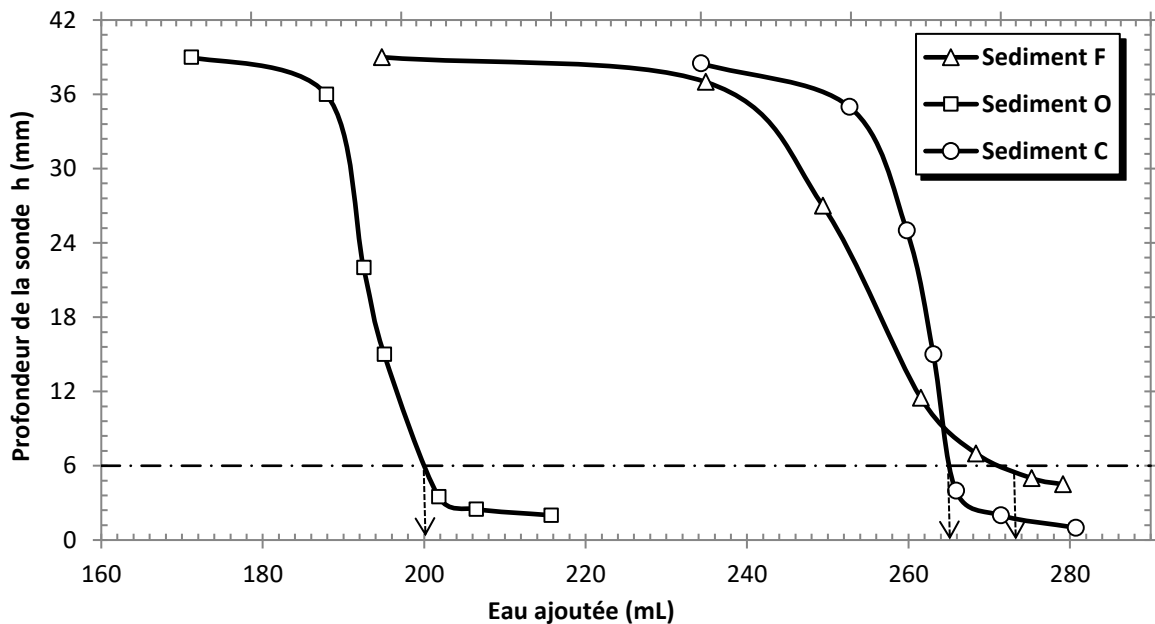


Figure IV.6. Demande en eau des sédiments mesurée par l'essai Vicat.

Tableau IV.3. Résultats de la demande en eau et de la compacité des sédiments.

	Séd. C	Séd. F	Séd. O
Demande en eau (%)	52	54	36
Compacité optimale (%)	42,92	42,49	52,04

Le superplastifiant

La norme NF P 18-333 décrit le superplastifiant comme étant un adjuvant introduit dans un mélange de béton, mortier ou coulis, peu avant sa mise en œuvre et dont l'objectif principal est de provoquer une augmentation de la fluidité du mélange. Aujourd'hui, plus de 95 % des bétons formulés contiennent du superplastifiant [21].

Dans cette étude, l'utilisation d'un adjuvant type superplastifiant a été jugée utile pour améliorer l'ouvrabilité des bétons formulés. En effet, Le rapport E_{eff}/C fixé dans le cahier des charges est de 0,4 ; l'utilisation d'un superplastifiant contribuera alors à l'amélioration de la maniabilité avec un dosage en eau constant. Les adjuvants provoquent une défloculation des suspensions du liant et des particules fines et améliorent ainsi la fluidité de la pâte. Le mécanisme d'action schématisé dans la Figure IV.7, consiste en son adsorption sur les constituants du ciment et ainsi à la dispersion des grains qui ont habituellement tendance à s'agglomérer sous les forces d'attraction et à piéger une partie de l'eau [22].

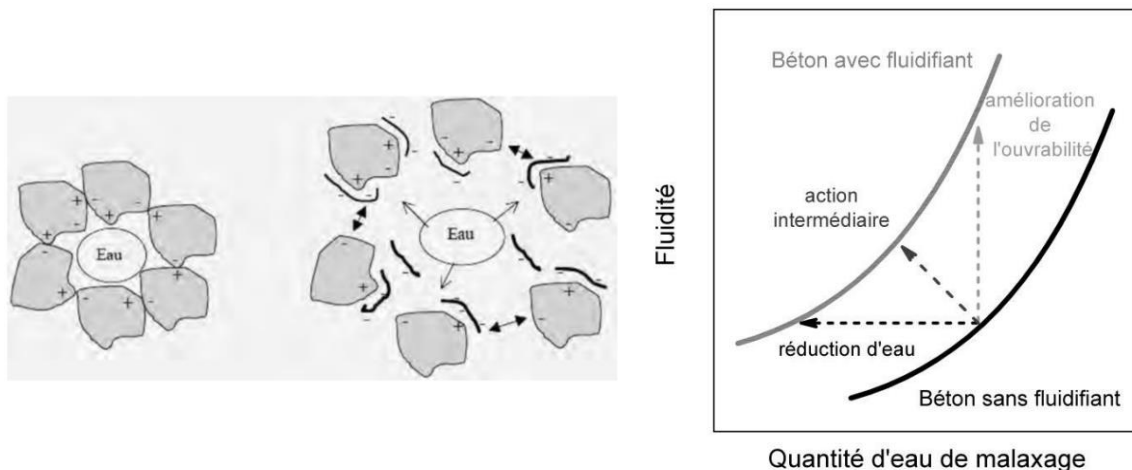


Figure IV.7. Mécanisme d'action du superplastifiant par défloculation des grains [5].

Le super plastifiant utilisé est de la marque Chryso Premia 360 conforme à la norme NF EN 934-2 Sa masse volumique est de $1,057 \text{ g/cm}^3$ et sa teneur en extrait sec de $(32,3 \pm 1,5) \%$ La fiche détaillant ces caractéristiques est reportée en Annexe 1.

Le dosage en superplastifiant a été déterminé par un essai de saturation de la pâte de ciment. Afin d'y parvenir, des mesures d'étalement sur pâte de ciment à l'aide du mini-cône (Figure IV.8) ont été réalisées. Cette méthode a été utilisée pour la première fois par HELMUTH *et al.* [23], puis très largement reprise dans la littérature [24][25][26][27][28].



Figure IV.8. Mesure de l'étalement à l'aide du mini-cône.

Pour réaliser cet essai, une quantité de ciment (50 g) a été mélangée avec de l'eau dans un mini-malaxeur dédié à cet effet. Une quantité de superplastifiant correspondant à des dosages allant de 0 % à 2,5 % en extrait sec par rapport à la masse du ciment, a été ajoutée à chaque fois. La pâte obtenue a été introduite dans un mini-cône (dont les dimensions sont indiquées dans la Figure IV.8) avant de soulever ce dernier de manière uniforme, de façon à laisser étaler la pâte. L'opération a été réalisée en moins de 4 min. À l'aide d'un pied à coulisse, la mesure d'étalement dans les deux directions a été relevée et la moyenne des deux mesures a été retenue. D'après les résultats d'essais (Figure IV.9), on constate que l'effet du superplastifiant sur l'ouvrabilité n'évolue pas à partir d'un dosage en extrait humide de 2 % par rapport à la masse du ciment ; la pâte de ciment est donc arrivée à saturation. Sur la base de ces résultats, le dosage en superplastifiant sera fixé à 2 % en extrait humide ce qui correspond à 0,646 % en extrait sec.

4.1.2 Optimisation du squelette granulaire par la méthode MEC

Lors de la formulation d'un béton, le dosage de chaque constituant – eau, ciment, sable granulats, adjuvants et autres additions – doit être minutieusement déterminé de façon à répondre aux différentes spécifications du cahier des charges. En effet, près de 75 % du volume total d'un béton est occupé par les granulats [29] ; l'optimisation du mélange granulaire est donc un élément primordial dans la formulation d'un béton car cette dernière aura un impact sur les différentes caractéristiques du béton à l'état frais, à l'état durci et sur sa durabilité [30]. Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de formulation de bétons, parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSES,

de BOLOMEY, de FAURY, d'ABRAMS, de VALLETTE, de JOISEL, etc. [31]. Toutes les méthodes reconnaissent que la résolution de la problématique de formulation d'un béton revient à résoudre le problème de la compacité du mélange qui le constitue [32].

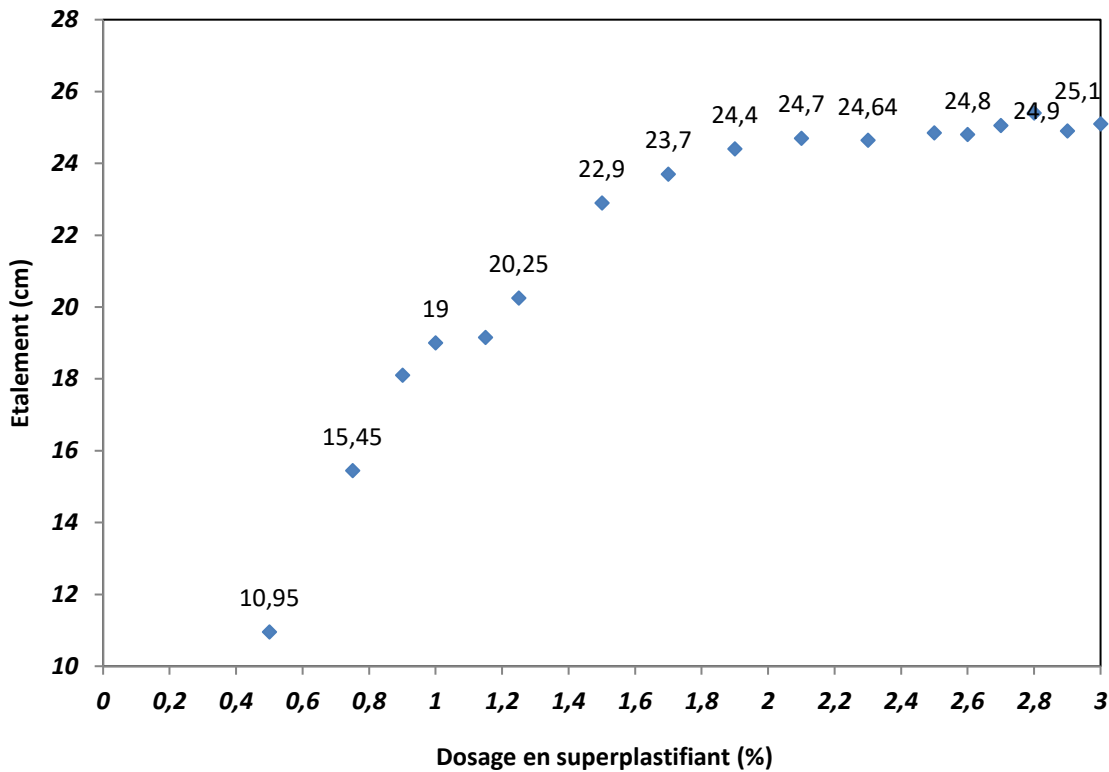


Figure IV.9. Mesure d'étalement en fonction du dosage en superplastifiant.

La compacité d'un mélange est défini comme étant le rapport entre le volume du solide et le volume total, et elle dépend principalement des trois paramètres suivants : la granulométrie, la forme des grains et la structure de leur empilement [32].

Le modèle d'empilement compressible (MEC) est un modèle qui permet de prédire la compacité réelle (notée φ) d'un mélange granulaire à partir de la connaissance des compacités résiduelles de chaque classe granulaire monodimensionnelle, de la distribution granulaire du système et de l'énergie nécessaire pour sa mise en place. Il est basé sur deux concepts [33] :

- La compacité virtuelle (γ) : elle est définie comme étant la compacité maximale que le mélange pourrait atteindre si les grains étaient parfaitement empilés les uns aux autres ;
- L'indice de serrage (K) : c'est un paramètre qui dépend de la méthode de mise en place du mélange granulaire. Lorsque la valeur de l'indice de serrage tend vers l'infini, alors la compacité réelle tend vers la compacité virtuelle.

Afin de comprendre l'évolution de la compacité d'un mélange granulaire, il est important de comprendre les deux effets physiques définis par DE LARRARD [32], qui se produisent entre les différentes classes granulaires lorsqu'elles entrent en interaction : l'effet de desserrement et l'effet de paroi (Figure IV.10).

Prenons l'exemple d'un empilement de trois classes de grains dont les diamètres successifs sont tels que $d_1 > d_2 > d_3$, avec la classe d_2 comme fraction dominante (majoritaire). Dans ce cas de figure, l'empilement la classe granulaire d_2 va produire des vides dans lesquels les petits grains d_3 vont s'introduire. Si l'espace entre les grains n'est pas suffisamment grand pour contenir le grain, un relâchement local des grains va se produire : c'est l'effet de desserrement. Cependant, lors de l'introduction d'une autre classe d_1 dont le diamètre est plus grand que d_2 , un espace va se former entre les grains d_2 et d_1 : c'est l'effet de paroi.

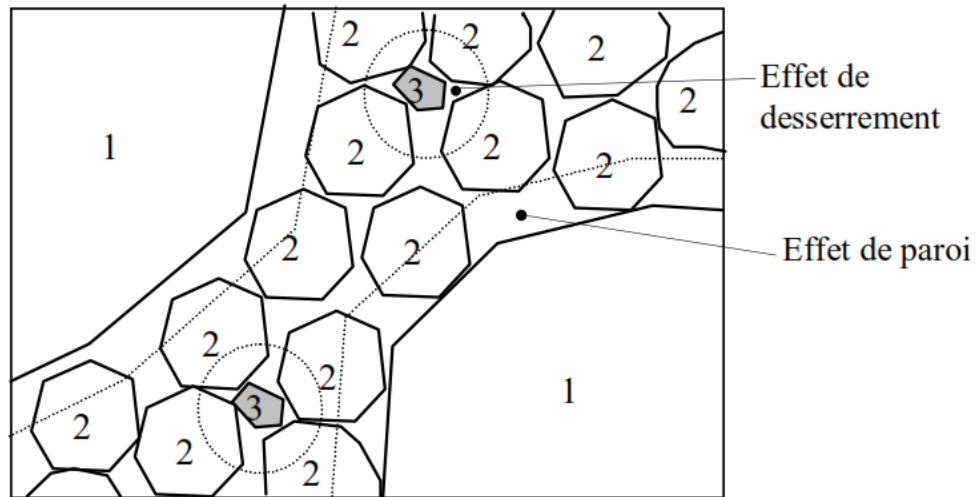


Figure IV.10. Effet de desserrement et de paroi dans un arrangement granulaire [32].

Si l'on généralise ces effets à un mélange avec n classes granulaires, alors l'expression de la compacité virtuelle γ_i , en considérant la classe i comme dominante s'écrira comme suit (Équation (IV.4)) :

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} [1 - \beta_i + b_{ij}\beta_i(1 - 1/\beta_j)]y_j - \sum_{j=i+1}^n [1 - a_{ij}\beta_i/\beta_j]y_j} \quad (IV.4)$$

avec β_i, β_j respectivement les compacités résiduelles des classes i et j ;

a_{ij}, b_{ij} respectivement le coefficient de l'effet de desserrement et le coefficient de l'effet de parois ;

y_j la proportion volumique de la classe j dans le mélange.

Les formules simplifiées des coefficients d'interaction proposées par DE LARRARD sont les suivantes (Équations (IV.5) et (IV.6)) :

$$a_{i,j} = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^{1,02}} \quad (IV.5)$$

$$b_{j,i} = 1 - \left(1 - \frac{d_i}{d_j}\right)^{1,5} \quad (IV.6)$$

Par l'intermédiaire du concept de l'indice de serrage K, le MEC permet de prédire la compacité réelle ϕ à travers l'Équation (IV.7) suivante :

$$K = \sum_{i=1}^n K_i = \sum_{i=1}^n \frac{y_i / \beta_i}{\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{\gamma_i}} \quad (IV.7)$$

Dans le cadre de cette étude, la méthode de la table à secousses mise en place par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) a été utilisée (méthode LCPC n° 61 [34]) (Figure IV.11). L'indice de serrage de cette méthode est constant et est égal à 9 ($K = 9$).

Cette méthode consiste à préparer un échantillon sec (environ 7 kg) et à le couper en trois parties équivalentes. Puis, dans un moule cylindrique de 160 mm de diamètre et 600 mm de hauteur qu'on aura fixé à la table à secousse, on vient introduire l'échantillon en trois parties en appliquant à chaque fois 20 secousses pour mettre en place le matériau. Après avoir pris les mesures de la hauteur du matériau sur deux points, on applique une contrainte équivalente à 10 kPa sur l'échantillon à l'aide d'un piston de 20 kg et dont le diamètre est égal au diamètre intérieur du moule. 40 nouvelles secousses sont appliquées et la nouvelle hauteur de l'échantillon est consignée. L'essai est répété sur un deuxième échantillon et la compacité est calculée pour chaque éprouvette par la formule suivante (Équation (IV.8)) :

$$C = \rho_a / \rho_{rd} \quad (IV.8)$$

avec ρ_a la masse volumique réelle au sens de la norme NF EN 1097-6 en g/cm^3 ;

ρ_{rd} la masse volumique apparente du matériau en g/cm^3 .

Le calcul de la compacité optimale des mélanges granulaires a été réalisé à l'aide du logiciel René LCPC selon le diagramme de la Figure IV.12.

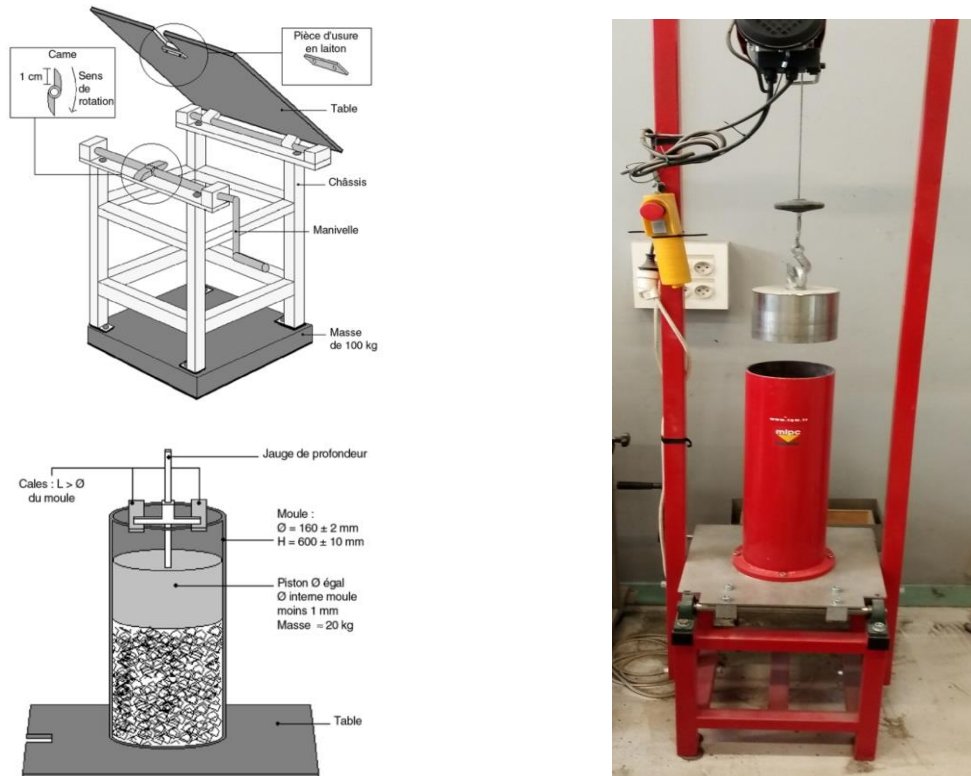


Figure IV.11. Table à secousse pour la mesure de la compacité [34].

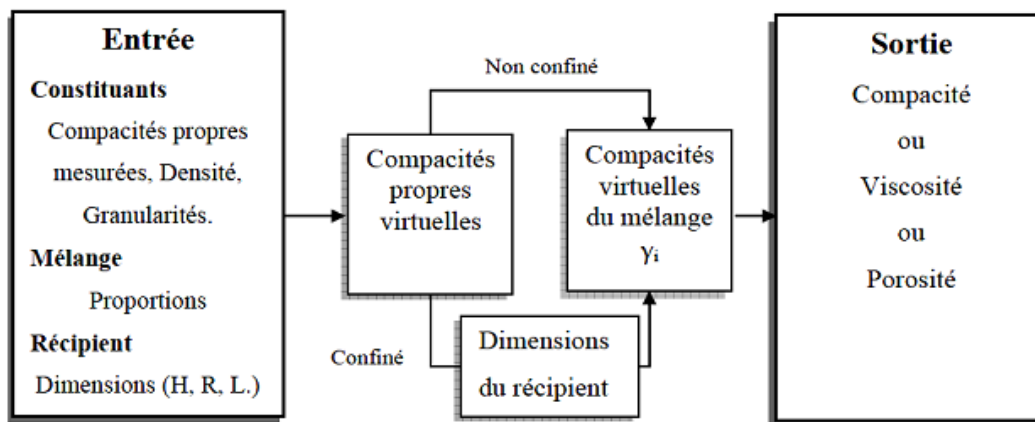


Figure IV.12. Diagramme du calcul de la compacité optimale par le logiciel René LCPC [20].

4.1.3 Optimisation du mélange gravillons (G1) 4/8 mm-graviers (G2) 8/14mm

Les résultats des calculs de la compacité des mélanges gravillons (4/8 mm) – graviers (8/14 mm) sont présentés dans le Tableau IV.4 et la Figure IV.13. La compacité optimale est de 57 % et elle est obtenue pour un mélange de 50 % de gravillons 4/8 mm et 50 % de graviers 8/14 mm. Une analyse granulométrique de ce mélange de graviers (4/14 mm) a été réalisée et tracée ; la courbe granulométrique est présentée en Figure IV.14.

Tableau IV.4. Compacité des mélanges de gravillons 4/8 mm et graviers 8/14 mm. En surligné, la compacité optimale du mélange.

Graviers 8/14 mm (%)	Gravillons 4/8 mm (%)	Porosité (%)	Compacité réelle(%)
0	100	44,68	55,32
10	90	44,14	55,86
20	80	43,65	56,35
30	70	43,24	56,76
40	60	42,96	57,04
50	50	42,88	57,12
60	40	43,07	56,93
70	30	43,58	56,42
80	20	44,38	55,62
90	10	45,36	54,64
100	0	46,45	53,55

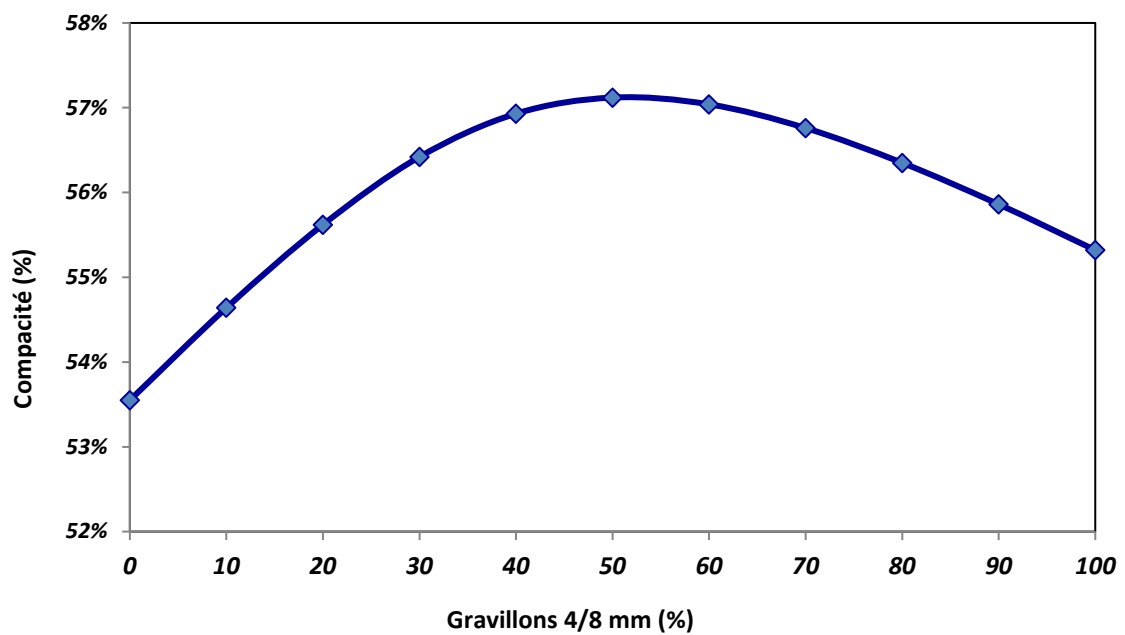


Figure IV.13. Compacité optimale du mélange gravillons (4/8 mm)-graviers (8/14 mm).

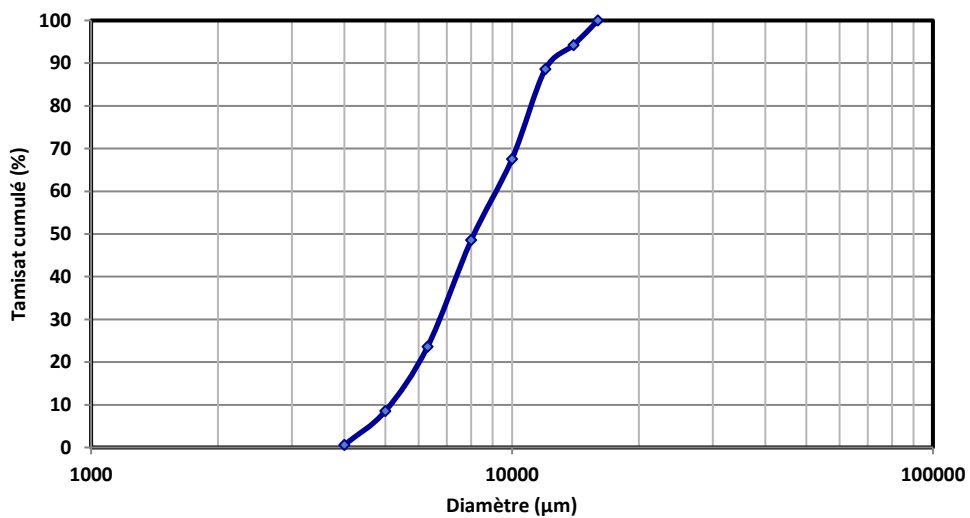


Figure IV.14. Distribution granulométrique du mélange 50 % gravillons-50 % graviers.

4.1.4 Optimisation du mélange (gravillons-graviers)-sable

Le Tableau IV.5 présente les résultats des calculs des compacités du mélange (gravillons-graviers)-sable, tandis que la courbe de la compacité en fonction des pourcentages de sable contenus dans chaque mélange est illustrée dans la Figure IV.15. La meilleure compacité est obtenue pour un mélange de 50 % de graviers 4/14 mm et 50 % de sable 0/4 mm. Le squelette granulaire de nos formulations aura un rapport graviers/sable égal à 1 (G/S = 1).

Tableau IV.5. Résultats de la compacité du mélange (graviers 4/14 mm)/(sable 0/4 mm). En surligné la compacité optimale du mélange.

Graviers 4/14 mm (%)	Sable 0/4 mm (%)	Porosité (%)	Compacité réelle(%)
0	100	0,3017	0,6983
10	90	0,2485	0,7515
20	80	0,1951	0,8049
30	70	0,155	0,845
40	60	0,1358	0,8642
50	50	0,128	0,872
60	40	0,1291	0,8709
70	30	0,1295	0,8705
80	20	0,1325	0,8675
90	10	0,1327	0,8673
100	0	0,1329	0,8671

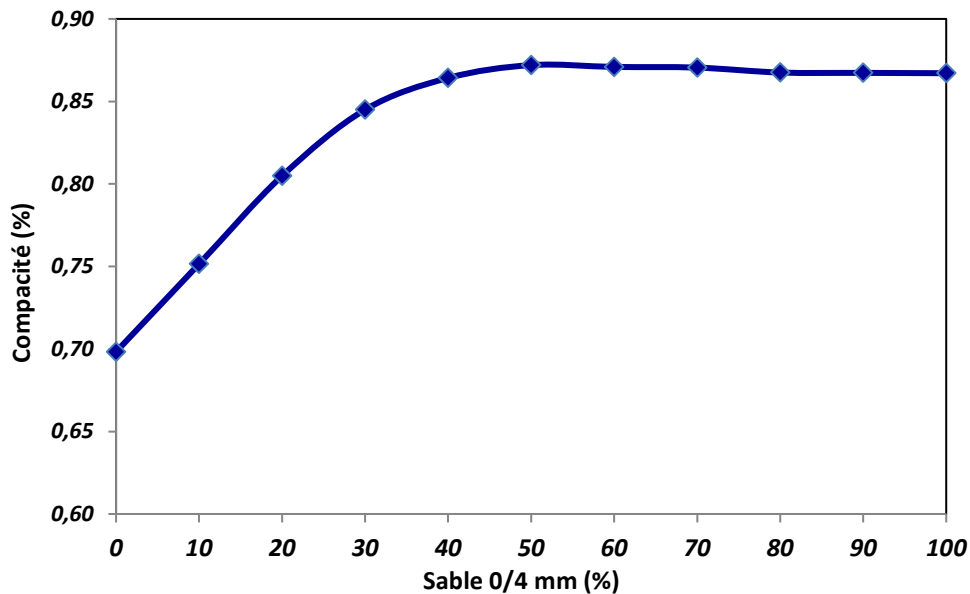


Figure IV.15. Compacité optimale du mélange (gravillons-graviers)-sable (0/4 mm).

4.1.5 Optimisation du taux de substitution du sable par les sédiments

Substitution du sable par le sédiment de Calais (Séd. C)

Les résultats de la compacité calculée pour différents taux de substitution et pour chaque type de sédiments sont présentés dans le Tableau IV.6 et la Figure IV.16.

Tableau IV.6. Résultats de la compacité du mélange (sable 0/4 mm)-(sédiment Sed. C). En surligné les compacités optimales pour chaque sédiment.

Taux de substitution (%)	Compacité réelle (%)		
	Séd. C (%)	Séd. O (%)	Séd. F (%)
0	0,8675	0,8675	0,8675
10	0,8879	0,8984	0,8865
20	0,8678	0,9009	0,8619
30	0,8362	0,8842	0,827
40	0,8043	0,8642	0,793
50	0,7741	0,8436	0,7613
60	0,746	0,8236	0,7322
70	0,72	0,8043	0,7054
80	0,6958	0,7859	0,6807
90	0,6734	0,7683	0,6579
100	0,6525	0,7516	0,6368

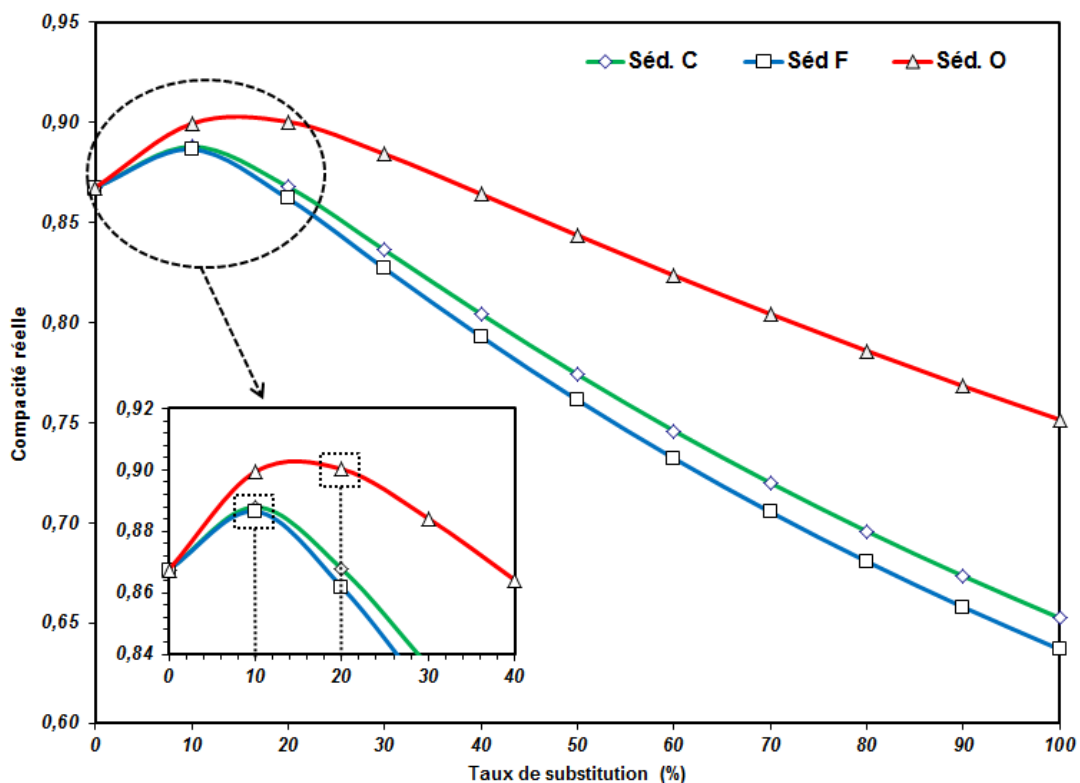


Figure IV.16. Compacité optimale du mélange sable (0/4 mm)-sédiments fluviaux.

D'après ces résultats, les taux de substitution qui permettent d'avoir le meilleur arrangement granulaire entre le sable et les sédiments sont :

- 10 % des sédiments des canaux de Calais et de Grand Large de Fresnes-sur-Escaut ;
- 20 % des sédiments du canal de Neufossé.

Dans l'objectif d'incorporer un maximum de sédiments dans les formulations de béton, nous avons décidé de tester, en plus de la formulation témoin (100 % de sable), les formulations dont les taux de substitution de sable par les sédiments sont les suivants :

- 10 et 20 % pour les sédiments des canaux de Calais et du Grand Large de Fresnes-sur-Escaut ;
- 20 et 30 % pour les sédiments du canal de Neufossé.

4.2 Récapitulatif des formulations retenues pour le suivi mécanique

Le Tableau IV.7 représente un récapitulatif détaillé des formulations qui ont été retenues ainsi que le dosage de chaque constituant pour 1 m³ de béton. Pour les formulations incorporant les sédiments, une quantité d'eau correspondant à la demande en eau de chaque sédiment a été rajoutée (« eau sat. »). Les sédiments ont été humidifiés 24 h avant gâchage avec cette quantité d'eau, et gardés hors du contact de l'air dans des sacs hermétiques. Le rapport (E/C+S) est autour de 0,40.

Tableau IV.7. Récapitulatif de la composition des formulations de bétons retenues.

Constituants (kg/m ³)	Béton Témoin	Séd. C		Séd. F		Séd. O	
		10%	20%	10%	20%	20%	30%
Sédiments	0	92,19	184,37	90,37	180,74	185,82	278,74
Sable	965,42	868,88	772,33	868,88	772,33	772,33	675,79
Gravillons	482,71	482,71	482,71	482,71	482,71	482,71	482,71
Graviers	482,71	482,71	482,71	482,71	482,71	482,71	482,71
Ciment	380	380	380	380	380	380	380
Eau	152	152	152	152	152	152	152
Eau sat.	0,00	47,02	94,03	47,35	94,71	70,24	105,36
E/C+S*	0,40	0,42	0,44	0,42	0,44	0,39	0,39
Adjuvant	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60

* : rapport (eau + eau sat.)/(ciment + sédiment)

4.3 Méthode de mise en œuvre des bétons

La confection et la conservation des éprouvettes ont été réalisées selon la norme NF EN 12390-2¹⁸. Les bétons sont préparés dans un malaxeur à 3 pales rotatives dont la contenance est de 60 litres. Le malaxage du béton se déroule comme suit :

- Introduction des constituants secs dans le malaxeur ;
- Malaxage à sec pendant 20 secondes ;
- Ajout d'eau et superplastifiant pendant 40 secondes ;
- Malaxage pendant 300 secondes.

La durée du malaxage est de 6 minutes.

¹⁸ NF EN 12390-2 de juin 2019 : « Essai pour béton durci : Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance ».

À l'issue du malaxage, les essais de caractérisation du béton à l'état frais réalisés sont les suivants : l'affaissement au cône d'Abrams, la détermination de la masse volumique et de la teneur en air occlus.

Les éprouvettes confectionnées sont des éprouvettes cylindriques de 11×22 cm, conformes à la norme EN 12390-1 de novembre 2012. Le béton est introduit en deux couches et le serrage à refus est réalisé par vibration mécanique à l'aide d'une table vibrante.

Pour chaque formulation, 22 éprouvettes sont confectionnées. Au bout de 24 h, le démoulage des éprouvettes est effectué. Après étiquetage, les éprouvettes sont immergées dans de l'eau et conservées dans une salle climatisée à 20 °C jusqu'à la date de l'essai.

4.3.1 Caractérisation à l'état frais

Pour une utilisation des bétons dans la fabrication de blocs de protection de berges, les bétons doivent répondre à des exigences de rhéologie et de résistances mécaniques. Le Tableau IV.8 résume l'ensemble des essais réalisés sur les bétons formulés dans le cadre de cette étude.

Tableau IV.8. Résumé des essais réalisés sur les bétons à l'état frais et à l'état durci.

	Essai	Norme
Caractérisation à l'état frais	Teneur en air occlus	NF EN12350-7, 2019
	Affaissement au cône d'Abrams	NF EN 12350-2, 2019
	Masse volumique à l'état frais	NF EN 12350-6, 2019
Caractérisation à l'état durci	Résistance à la compression simple à 7 et 28 jours	NF EN 12390-3, 2012
	Résistance à la traction indirecte à 7 et 28 jours	NF EN 12390-6, 2012
	Masse volumique apparente sèche à 7 et 28 jours	NF P18-459, 2010

Masse volumique à l'état frais

Les masses volumiques apparentes des bétons ont été mesurées selon la norme NF EN 12350-6 de juin 2019 par pesée des échantillons de béton dans un récipient d'une capacité de 5 litres (Figure IV.17). L'échantillon est introduit en deux couches et le serrage à refus a été réalisé par vibration mécanique à l'aide de la table vibrante.

La masse volumique est calculée à l'aide de la formule suivante (Équation (IV.9)) :

$$Mv \text{ (kg/m}^3\text{)} = \frac{m1 - m2}{V} \quad (IV.9)$$

avec Mv , la masse volumique en kg/m^3 ;
 $m1$, la masse du moule + l'échantillon en (kg) ;
 $m2$, la masse du moule vide en (kg) ;
 V , le volume du moule en m^3 .



Figure IV.17. Mesure de la masse volumique du béton.

Le Tableau IV.9 présente les résultats obtenus pour les différentes formulations.

Il a été observé que l'incorporation des sédiments dans les formulations induit une diminution des valeurs des masses volumiques, et cette diminution est d'autant plus importante que le taux de substitution est élevé. Cela peut être expliqué d'une part par le fait que les masses volumiques absolues des sédiments sont inférieures à celle du sable substitué ; et d'autre part, par la quantité d'eau qui est plus importante dans les formulations à base de sédiments, ce qui induit plus de vide dans ces bétons.

Néanmoins, au regard du cahier des charges, toutes les formulations respectent la valeur minimale de 2 350 Mg/m³.

Tableau IV.9. Résultats de mesures de la masse volumique apparente des bétons frais

Masse volumique apparente	Témoin	Séd. C		Séd. F		Séd. O	
Taux de sédiment	0 %	10 %	20 %	10 %	20 %	20 %	30 %
Mv (kg/m ³)	2 524,73	2 469,17	2 426,36	2 452,78	2 405,96	2 408,12	2 351,98

Affaissement au cône d'Abrams

La mesure de l'affaissement a été réalisée par la méthode du cône d'Abrams (Figure IV.18) selon la norme NF EN 1350-2, 2019. Après solidarisation du cône sur le plateau, l'échantillon est introduit en trois couches dans le cône. Chaque couche est piquée uniformément 25 fois avec à l'aide d'une tige de piquage. Une fois la couche supérieure arasée, le cône est soulevé de manière régulière et les mesures d'affaissement sont enregistrées.



Figure IV.18. Essai d'affaissement au cône d'Abrams.

Les résultats obtenus pour les différentes formulations sont présentés dans le Tableau IV.10.

Tableau IV.10. Résultats de mesure de l'affaissement au cône d'Abrams.

	Béton Témoin	Séd. C		Séd. F		Séd. O	
Taux de sédiment	0 %	10 %	20 %	10 %	20 %	20 %	30 %
Affaissement (mm)	Étalement	70	60	80	70	90	70

D'après ces résultats, on peut constater que toutes les formulations enregistrent un affaissement supérieur à 50 mm, ce qui correspond à la valeur minimale fixée dans le cahier des charges.

Cependant, la substitution du sable par les sédiments dans les formulations joue un rôle défavorable sur l'ouvrabilité des bétons. En effet, en comparaison avec le béton témoin, l'affaissement des bétons contenant des sédiments est nettement inférieur. Cela pourrait être expliqué d'une part par le fait que l'ouvrabilité d'un béton est conditionnée par la quantité d'eau disponible dans la matrice cimentaire ; or les sédiments, de par leur grande capacité de rétention d'eau, réduisent cette quantité d'eau. D'autre part, nous avons également constaté que la présence des sédiments réduit la masse volumique des bétons à l'état frais, et que cette réduction est d'autant plus importante que le taux de substitution est élevé.

Teneur en air occlus

La teneur en air occlus des bétons a été mesurée à l'aide d'un manomètre à béton selon la norme NF EN12350-7 de juin 2019. Cet appareil est composé de deux blocs : une enceinte de 5 litres où le béton sera introduit, ainsi qu'une rehausse équipée d'un manomètre, d'une pompe à air et de deux robinets pour l'introduction de l'eau dans l'appareil (Figure IV.19).



Figure IV.19. Mesure de la teneur en air occlus des bétons.

La mesure de l'air occlus est essentielle pour donner une indication sur la résistance au gel des bétons. Un béton qui peut résister au gel doit avoir une teneur en air occlus à l'état frais au moins égale à 4 %.

Les résultats des mesures sur l'ensemble des formulations sont repris dans le Tableau IV.11. D'après ces résultats, les bétons formulés peuvent résister au gel a priori.

Par ailleurs, il a été observé que les formulations incorporant des sédiments présentent des valeurs d'air occlus plus importantes que celle du béton témoin.

Tableau IV.11. Résultats de mesure de l'air occlus des formulations.

	Béton Témoin	Séd. C		Séd. F		Séd. O	
Taux de sédiment	0 %	10 %	20 %	10 %	20 %	20 %	30 %
Teneur en air occlus (%)	4,2	6,1	6,3	5,7	6,4	5,9	6,4

4.3.2 Caractérisation à l'état durci

Masse volumique apparente sèche à 7 et 28 jours

Les masses volumiques apparentes des bétons ont été mesurées selon la norme NF P18-459, 2010, par pesée des éprouvettes cylindriques de 11 cm de diamètre et 22 cm de hauteur. Les mesures ont été réalisées à deux échéances : 7 et 28 jours.

Les valeurs moyennes des masses volumiques apparentes réalisées sur trois éprouvettes sont reprises dans le Tableau IV.12.

L'incorporation des sédiments dans les formulations induit une diminution des valeurs de la masse volumique apparente des bétons. En effet, la masse volumique apparente d'un béton dépend essentiellement de la masse volumique de ses constituants, de leur dosage ainsi que du volume d'air contenu dans les formulations. Toutes ces raisons peuvent expliquer cette différence de masse volumique apparente entre le béton témoin et les formulations à base de sédiments de dragage.

Tableau IV.12. Résultats de mesure de la masse volumique apparente des bétons durcis.

Masse volumique apparente	Témoin	Sédiment C		Sédiment F		Sédiment O	
	0 %	10%	20%	10%	20%	20%	30%
Mv 7 jours (kg/m ³)	2 543,77	2 469,74	2 401,29	2 446,22	2 413,34	2 410,66	2 361,79
Mv 28 jours (kg/m ³)	2 555,15	2 484,95	2 408,76	2 447,15	2 413,66	2 404,56	2 365,05

Résistance à la compression

Les mesures des résistances à la compression simple ont été réalisées à l'aide d'une presse de capacité maximale de 100 t (Figure IV.20a). Cependant, avant d'effectuer l'écrasement des éprouvettes, les deux faces d'appui de ces dernières doivent être surfacées afin de s'assurer que l'effort

soit réparti de manière uniforme et homogène le long de l'éprouvette. Le surfacage des éprouvettes a été réalisé à l'aide d'une rectifieuse à béton (Figure IV.20b).

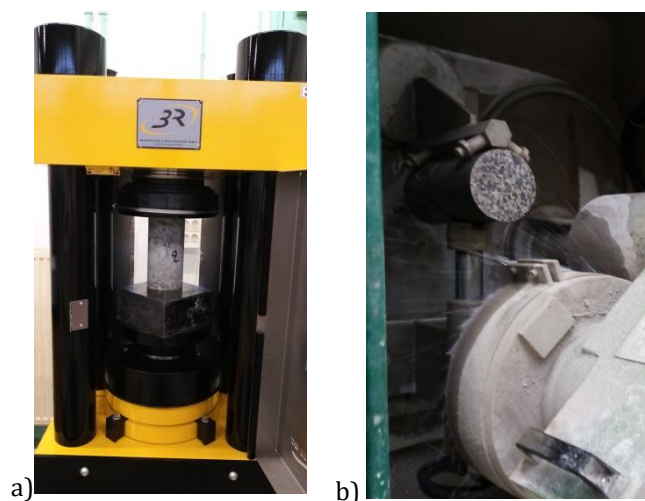


Figure IV.20. (a) Presse et (b) surfacage des éprouvettes pour essai de compression simple.

Les résultats sont présentés dans le Tableau IV.13 et la Figure IV.21. Il s'avère que l'incorporation des sédiments dans les formulations de bétons diminue d'au moins 20 % les résistances à la compression simple. Cela s'explique par la présence des éléments chimiques et des matières organiques dans les sédiments identifiés dans la phase de caractérisation, qui jouent un rôle perturbateur voire inhibiteur de la prise du ciment. D'autre part, la chute de résistance peut être due à la porosité dans la matrice cimentaire des bétons à base de sédiments, qui est plus importante du fait de l'ajout d'une certaine quantité d'eau correspondant à la demande en eau de chaque sédiment.

Nous constatons également que la résistance à la compression augmente entre 7 et 28 jours suite à la maturation des bétons. Le cahier des charges pour l'utilisation des bétons formulés dans la fabrication de blocs de béton préconise un seuil minimal de résistance à la compression à 28 jours de 30 MPa. Mise à part la formulation avec 20 % de sédiments F, l'ensemble des formulations testées répondent à cette exigence.

Tableau IV.13. Résultats des résistances à la compression des éprouvettes de bétons à 7 et 28 jours.

Formulation	Témoin	Sédiment C		Sédiment F		Sédiment O	
		10%	20%	10%	20%	20%	30%
Taux de substitution	0	10%	20%	10%	20%	20%	30%
Rc 7 jours (MPa)	54,17	37,27	28,95	37,53	27,32	34,53	27,13
Écart type moyen	0,82	0,67	0,76	0,52	0,38	0,59	0,44
Rc 28 jours (MPa)	56,78	44,27	30,43	41,43	29,37	37,01	31,82
Écart type moyen	1,94	1,90	0,74	0,22	0,82	0,15	0,33

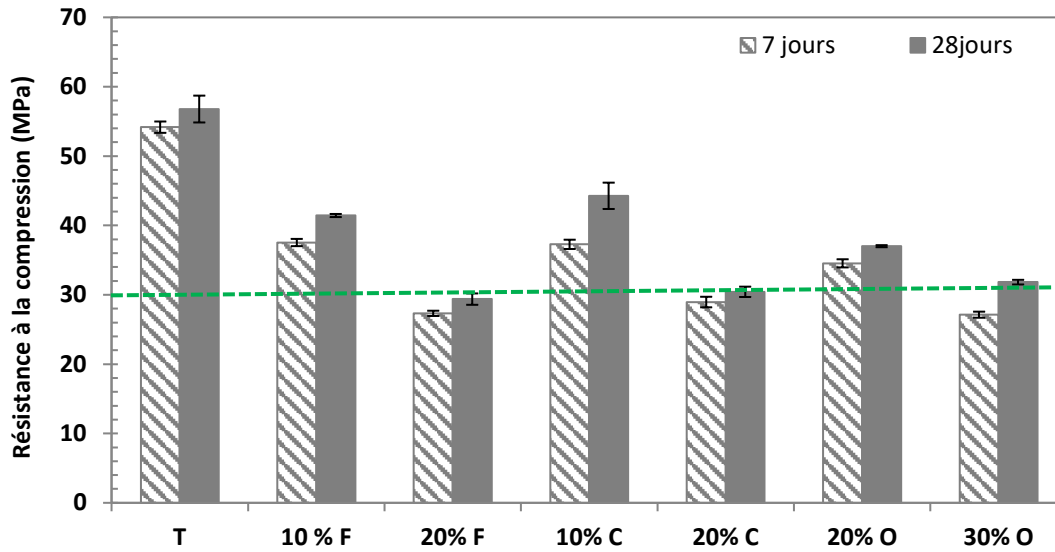


Figure IV.21. Résistance à la compression des bétons à 7 et 28 jours.

Résistance au fendage

Les mesures des résistances à la traction indirecte ont été réalisées par fendage à l'aide d'une presse de capacité maximale de 100 t. Lors de cet essai, l'éprouvette est disposée sur le côté horizontal et un effort de 1,9 kN/s est appliqué uniformément sur sa surface (Figure IV.22).

La résistance au fendage pour des éprouvettes 11×22 cm peut être calculée à partir de la formule suivante (Équation (IV.10)) :

$$F_t = \frac{2 \cdot F_{t \text{ à la rupture}}}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (IV.10)$$

avec F_t , la résistance au fendage en MPa ;

$F_{t \text{ à la rupture}}$, la charge moyenne à la rupture ;

D et L, respectivement le diamètre de l'éprouvette et sa longueur.

Les résultats sont présentés dans le Tableau IV.14 et la Figure IV.23. Le même constat que pour les résistances à la compression simple peut être dressé pour les mesures de résistance à la traction indirecte. L'augmentation du taux de sédiments dans les formulations diminue les résistances à la traction indirecte à 7 et à 28 jours.

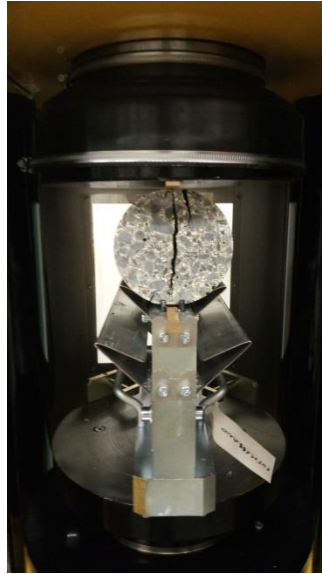


Figure IV.22. Essai de traction indirecte sur une éprouvette de béton.

Tableau IV.14. Résultats des résistances au fendage des éprouvettes de bétons à 7 et 28 jours.

Formulation	Témoin	Sédiment C		Sédiment F		Sédiment O	
Taux de substitution	0	10 %	20 %	10 %	20 %	20 %	30 %
Rc 7 jours (MPa)	3,96	3,99	1,92	3,71	2,20	2,71	2,35
Écart type moyen	0,01	0,06	0,09	0,09	0,20	0,07	0,13
Rc 28 jours (MPa)	5,33	4,67	2,79	3,82	2,57	4,17	3,35
Écart type moyen	0,05	0,22	0,14	0,15	0,14	0,09	0,22

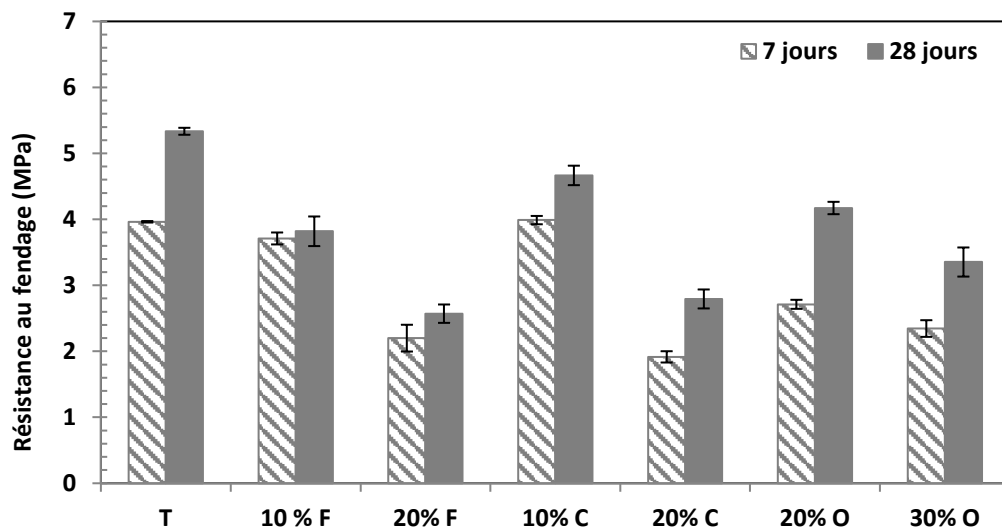


Figure IV.23. Résistance à la traction indirecte des bétons à 7 et 28 jours.

5. Conclusion

L'objectif de ce chapitre était d'optimiser la formulation de béton à base des sédiments fluviaux caractérisés dans le Chapitre III. Ces bétons seront utilisés dans la fabrication d'enrochements

artificiels destinés à la réfection des berges. Afin d'y parvenir, un cahier des charges précisant les caractéristiques des matériaux utilisés et des bétons formulés a été défini. Ce dernier permet de fixer certains paramètres tels que le dosage en ciment, le rapport eau efficace/liant équivalent ($E_{\text{eff}}/L_{\text{eq.}}$), l'ouvrabilité des bétons à l'état frais, la résistance à la compression etc. Ce cahier des charges servira de référence pour la validation des formulations à réaliser.

Afin de définir le pourcentage de substitution du sable par les granulats, la méthode d'empilement compressible a été réalisée à l'aide de la table à secousses (méthode LCPC n° 61) pour l'optimisation du squelette granulaire des formulations de béton. Cette méthode nous a permis de calculer la compacité réelle des différents mélanges granulaires et de définir le taux de substitution du sable pour chaque sédiment. Deux taux de substitution ont été retenus pour chaque sédiment : 10 % et 20 % pour les sédiments C et F, et 20 % et 30 % pour le sédiment O.

Les bétons formulés ont été caractérisés à l'état frais et à l'état durci puis confrontés aux exigences liées au cahier des charges. Pour la caractérisation des bétons à l'état frais, il a été constaté que l'incorporation des sédiments de dragage dans la composition du béton joue un rôle défavorable sur l'ouvrabilité, et que la masse volumique des bétons diminue avec l'augmentation du taux de substitution tandis que la teneur en air occlus augmente avec l'augmentation du taux de substitution. Cela dit, toutes les différentes formulations respectent les limites fixées par le cahier des charges.

La caractérisation des bétons à l'état durci a été réalisée à travers des essais de compression simple, de traction indirecte et de mesure de la masse volumique. Les éprouvettes ont été testées à 7 et 28 jours. On remarque que l'introduction des sédiments de dragage dans les bétons provoque une baisse de la résistance mécanique d'environ 20 % par rapport au béton témoin. Néanmoins, mise à part la formulation à base de 20 % de sédiments F, les performances mécaniques de toutes les autres formulations restent satisfaisantes au regard des 30 MPa fixés dans le cahier des charges.

Parmi les différentes formulations qui ont été testées, la formulation incorporant 20 % de sédiment O a été choisie pour la suite de cette étude. En effet, cette formulation permet de maximiser la quantité de sédiment utilisée tout en respectant assurément les différentes exigences du cahier des charges. Dans la suite de cette étude, nous allons substituer, pour cette formulation de béton à base de 20 % de sédiment O, une partie du ciment par des additions minérales issues de déchets industriels. Le chapitre suivant est consacré à cet effet, il concernera l'élaboration d'un éco-liant ternaire à base de sous-produits industriels qui sera appliqué à notre formulation optimisée.

Références

- [19] T. Sedran, F. De Larrard, and L. Le Guen, "Détermination de la compacité des ciments et additions minérales à la sonde de Vicat," *Bull. des Lab. des Ponts Chaussees*, no. 270–271, pp. 155–163, 2007.
- [20] A. Lecomte, C. Diliberto, and D. Larrard, "Indice de serrage des pâtes de consistance normale," no. 1, pp. 102–113, 2006.
- [21] H. T. Huynh, "La compatibilité ciment-superplastifiant dans les bétons à hautes performances: Synthèse bibliographique," *Bull. des Lab. des Ponts Chaussees*, vol. 0, no. 206, pp. 63–73, 1996.
- [22] P. Guiraud, "Les adjuvants : pour des bétons à l'épreuve des chantiers et du temps," Infociments, 2018. Disponible en ligne : <https://www.infociments.fr/betons/adjuvants>
- [23] R. Helmuth, L. M. Hills, D. A. Whiting, and S. Bhattacharja, "Abnormal Concrete Performance In The Presence Of Admixtures," Skokie, IL United States 60077: Portland Cement Association, 1995.
- [24] A. Mebrouki, N. Belas, and N. Bouhamou, "Contribution à la formulation d'une pâte autoplaçante à base de matériaux locaux," *Afrique Sci. Rev. Int. des Sci. Technol.*, vol. 4, no. 2, 2010.
- [25] M. Ezzat et al. "Structure-property relationships for polycarboxylate ether superplasticizers by means of RAFT polymerization," *J. Colloid Interface Sci.*, vol. 553, pp. 788–797, 2019.
- [26] G. G. Lim, S. S. Hong, D. S. Kim, B. J. Lee, and J. S. Rho, "Slump loss control of cement paste by adding polycarboxylic type slump-releasing dispersant," *Cem. Concr. Res.*, vol. 29, no. 2, pp. 223–229, 1999.
- [27] S. G. Sanfelix, I. Santacruz, A. M. Szczotok, L. M. O. Belloc, A. G. De la Torre, and A. L. Kjøniksen, "Effect of microencapsulated phase change materials on the flow behavior of cement composites," *Constr. Build. Mater.*, vol. 202, pp. 353–362, 2019.
- [28] J. Ren *et al.*, "Effect of storage condition on basic performance of polycarboxylate superplasticiser system incorporated sodium gluconate," *Constr. Build. Mater.*, vol. 223, pp. 852–862, 2019.
- [29] M. Bala, R. Zentar, P. Boustingorry, "Etude d'impact de la forme des granulats sur les paramètres du modèle d'empilement compressible," *36èmes Rencontres de l'AUGC, ENISE/LTDS, Saint Etienne*, vol. 36, no. 1, pp. 1–4, 2018.

- [30] M. Mangulkar and S. Jamkar, "Review of Particle Packing Theories Used For Concrete Mix Proportioning," *Int. J. Sci. Eng. Res.*, vol. 4, no. 5, pp. 143–148, 2013.
- [31] I. Joudi-Bahri, "Influence des sables fillérisés calcaires sur les propriétés des bétons courants et superplastifiés. Un exemple tunisien," *Génie Civ.*, 2012.
- [32] F. De Larrard, "Structures granulaires et formulation des bétons," *Etudes Rech. des Lab. des ponts chaussées*, vol. OA 34, p. 414 p., 2000.
- [33] W. Maherzi, I. Ennahal, M. Benzerzour, Y. Mammindy-Pajany, and N. E. Abriak, "Study of the polymer mortar based on dredged sediments and epoxy resin: Effect of the sediments on the behavior of the polymer mortar," *Powder Technol.*, vol. 361, pp. 968–982, 2020.
- [34] LCPC, "Essai de compacité des fractions granulaires à la table à secousses Mode opératoire," *Méthode d'essai n° 61*, ISSN 1167-489X, Paris, 2004

Élaboration d'éco-liants ternaires à base d'additions minérales issues de sous-produits industriels

1.	Introduction.....	207
2.	Introduction aux plans d'expériences	208
3.	Plans de mélange.....	211
1.1	Précédents.....	211
1.2	Principe.....	211
1.3	Démarche	212
2.	Définition du plan de mélange utilisé	213
3.	Réalisation du plan expérimental.....	215
3.1	Matériaux et méthodes.....	215
3.1.1	Matériaux	215
3.1.2	Caractérisation physico-chimique des additions.....	219
3.1.3	Formulation des mortiers.....	223
3.2	Application des plans de mélange.....	224
3.2.1	Résultats des résistances à la compression simple	224
3.2.2	Modèle de prédiction pour les résistances à la compression simple à 90 jours.....	226
3.2.3	Validation du modèle de prédiction.....	227
3.3	Choix des formulations optimales.....	230
3.4	Caractérisations à l'état frais des formulations choisies.....	230
3.4.1	Temps de début de prise	230
3.4.2	Chaleur d'hydratation : calorimétrie Langavant	232
3.4.3	Étalement à la table à chocs.....	234
3.4.4	Masse volumique apparente à l'état frais.....	235
3.4.5	Teneur en air occlus	236
3.5	Caractérisation à l'état durci des formulations.....	237
3.5.1	Résistance à la compression simple	237
3.5.2	Indice d'activité et coefficient d'activité	240
3.5.3	Résistance à la flexion	242
3.5.4	Module élastique dynamique.....	243
3.5.5	Porosité accessible au mercure	245
3.5.6	Analyse thermogravimétrique (ATG)	249
3.5.7	Observation MEB.....	253
4.	Conclusion	254
	Références.....	256

1. Introduction

Après l'optimisation du squelette granulaire des formulations de bétons incorporant des sédiments en substitution du sable, l'objectif de ce chapitre est d'optimiser des formulations de liants (binaires et/ou ternaires) à base d'additions minérales issues, en partie, de sous-produits industriels. L'optimisation de ces nouveaux liants permettra de réduire l'empreinte carbone de nos bétons en réduisant la quantité de ciment utilisée. En effet, l'industrie cimentaire produit 7 % des émissions globales de CO₂ [1] et on estime que la production d'une tonne de ciment Portland ordinaire (CPO) émet l'équivalent d'une tonne de CO₂ dans l'atmosphère. L'optimisation permettra également de réduire le coût de revient de la fabrication des liants en utilisant comme matières premières des déchets issus de sous-produits industriels tel que les verres, les sédiments, les laitiers, etc.

Le processus de fabrication du ciment est complexe : pour obtenir un ciment de bonne qualité, les étapes de production doivent être minutieusement contrôlées. Les CPO sont constitués principalement de clinker (plus de 95 % en masse). Le clinker est obtenu par la transformation des matières premières (calcaire et argile) par une cuisson à haute température ($\approx 1\,450\text{ °C}$) ; l'énergie consommée lors de cette étape est estimée entre 3 200 et 4 200 kJ. Afin de réduire cet impact environnemental, il est essentiel de trouver des solutions alternatives qui permettront de réduire la quantité de clinker utilisée. Le développement de liants à base de ciment substitué par des additions issues de sous-produits industriels semble être une solution probante. En effet, ces liants ont un impact écologique doublement bénéfique : d'une part, ils permettent de réduire la quantité de CO₂ rejetée dans l'atmosphère par réduction de la quantité de clinker utilisé, et d'autre part, ils permettent de valoriser ces produits.

Dans ce contexte, cette étude a été réalisée dans l'objectif de formuler des éco-liants ternaires composés de ciment CEM I 52,5 N, de laitiers de haut-fourneau et de quatre additions minérales : le métakaolin, les déchets de verre, les cendres volantes et les sédiments de dragage.

La méthodologie suivie dans ce travail consiste dans un premier temps à identifier et caractériser les différentes additions. Ceci permettra de mieux comprendre les mécanismes de leurs actions à court et long termes. Dans un second temps, la méthode des plans de mélange sera utilisée afin de déterminer le pourcentage de substitution optimal pour chaque type d'addition. L'objectif est d'obtenir des résistances mécaniques au moins équivalentes à celles du témoin. La méthode des plans de mélange a déjà fait ses preuves dans le domaine du génie civil, et plusieurs auteurs l'ont déjà utilisée (cf. Paragraphe 1.1). Cette méthode permettra d'obtenir une réponse globale avec un maximum d'information sur le comportement de notre système ternaire à partir d'un nombre réduit d'essais représentatifs de l'intervalle de l'étude.

Une fois la composition de chaque mélange définie, des éprouvettes de mortiers de dimensions normalisées (4×4×16 cm) ont été formulées et testées en compression simple et en flexion à plusieurs échéances (14, 28, 60 et 90 jours). Les résultats de ces tests ont été traités avec le logiciel et des modèles décrivant l'évolution de la réponse (la résistance mécanique) en fonction du dosage de chaque addition ont été établis. Ces modèles ont été validés par une comparaison avec les résultats expérimentaux et les valeurs prédites par le modèle pour ces mêmes points.

Pour chaque type d'addition, trois formulations avaient été retenues pour des analyses plus approfondies. Ces analyses avaient pour objectif de valider chaque formulation grâce à des tests de caractérisation des mortiers à l'état frais, à l'état durci et l'évaluation de quelques indicateurs de durabilité.

2. Introduction aux plans d'expériences

L'expérimentation est une méthode primordiale pour l'étude de phénomènes scientifiques. Elle permet de déterminer la relation entre une grandeur étudiée et un ou plusieurs paramètres susceptibles d'agir sur cette grandeur, qu'ils soient qualitatifs ou quantitatifs. Par la suite, la connaissance de cette relation pourra éventuellement être utilisée afin d'améliorer les performances du système.

Ainsi, ce système est soumis à deux types d'entités (Figure V.1) :

- Les variables d'entrée, appelées « *facteurs* », qui seront à faire varier au cours de l'expérimentation et qui ont potentiellement une influence sur les variables de sortie ;
- Les variables de sortie, appelées « *réponses* », qui sont les grandeurs dont on mesurera ou calculera la variation, et qu'on pourra chercher à optimiser.

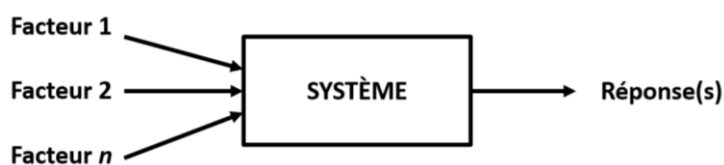


Figure V.1. Schéma de description globale d'un système.

Ces deux types de variables sont liés entre eux par une « loi physique d'évolution » régissant le système. Une manière courante d'obtenir cette relation de façon expérimentale consiste à réaliser une batterie d'essais en faisant varier les valeurs des facteurs intuitivement et à mesurer la réponse obtenue. Cette relation est ensuite exploitée pour obtenir des réponses désirées en optimisant les facteurs. Cette démarche est ainsi réalisée par tâtonnements. Bien que simple à mettre en

œuvre, elle a cependant le désavantage de faire prendre le risque de mener une campagne expérimentale pas assez judicieuse dans le choix des essais, chronophage, épuisante et coûteuse.

Une autre solution consiste à avoir recours aux plans d'expériences. Les plans d'expériences regroupent un ensemble de méthodes basées sur la statistique, qui permettent la modélisation du comportement du système en réalisant le moins d'expériences possible, tout en ayant le maximum d'information. Plusieurs types de plans existent pour guider sur le meilleur choix d'essais à réaliser : on peut notamment citer les plans factoriels complets ou fractionnaires, les plans de Plackett-Burman, les plans de Box-Behnken, ou encore les plans de Taguchi adaptés à un usage industriel¹⁹.

Ces plans sont choisis en fonction du cas d'étude et de l'objectif à atteindre. Il existe deux grandes finalités : l'identification des facteurs les plus influents sur la réponse (criblage ou *screening*) et l'optimisation atteinte notamment grâce à la méthode des surfaces de réponse (RSM) qui permet entre autres une représentation graphique du modèle de prédiction en trois dimensions. Elles ne sont toutefois pas à opposer, la méthode de *screening* étant souvent suivie de l'étape d'optimisation qui résulte le plus souvent en l'obtention d'un modèle de type polynomial.

Dans la littérature, ces méthodes ont déjà fait leurs preuves dans des domaines variés allant de l'industrie pharmaceutique au génie civil. Pour ce dernier, les méthodes les plus utilisées sont la méthode *trial and error* (par tâtonnements) et la méthode OFAT (*one-factor-at-a-time*) qui consiste à étudier les réponses en ne faisant varier qu'un seul facteur à la fois [1]. Elles sont cependant dépassées depuis les années 1920 avec les travaux du statisticien et biologiste Sir Ronald Aylmer FISHER (1925) introduisant les méthodes des plans d'expériences, et sous-utilisées en industrie [2].

En génie civil, si la plupart des études utilisant les plans d'expériences concernent des problématiques d'optimisation de formulations, assez peu ne s'intéressent qu'au criblage. On peut citer notamment les travaux de ZRIBI *et al.* [3] qui ont utilisé un plan de Plackett-Burman à des fins de détermination des facteurs influençant le temps de consolidation de géopolymères à base de phosphate.

Ces mêmes plans de Plackett-Burman ont été utilisés de concert avec une fonction de désirabilité dans une étude d'optimisation d'un matériau cimentaire utilisé dans la solidification de déchets radioactifs [4]. Une fonction de désirabilité a également montré l'atout des méthodes statistiques dans l'optimisation d'un mélange bitumeux [5].

¹⁹ Ceux-ci ne seront nullement traités dans le cadre de ces travaux de thèse. De nombreux ouvrages dédiés sont disponibles et contiennent une mine d'informations pour qui voudrait se familiariser davantage à la méthode des plans d'expériences. En français, on peut citer l'ouvrage de GOUPY et CREIGHTON [45] ou encore la très didactique thèse de S. VIVIER [46] qui explicite les plans mentionnés dans la suite du propos.

Les plans factoriels complets, donnant des informations exhaustives mais pouvant demander un nombre d'essais très important selon le nombre de facteurs pris en compte, sont bien représentés dans le domaine. Ils ont notamment permis l'optimisation d'un mortier auto-plaçant contenant du verre broyé recyclé avec une durabilité maximisée pour un coût moindre [6]. L'influence des quantités de polymère, de nanotubes de carbone et du rapport E/C sur les propriétés physiques et mécaniques de composites à base de ciment, de polymères et de nanotubes de carbone, a également été étudiée dans les travaux de COTA *et al.* [7]. Un exemple d'utilisation conjointe du plan factoriel complet avec la méthode des surfaces de réponse est décrit dans l'article d'ALQADI *et al.* [8] dans lequel la résistance en compression d'un béton auto-plaçant (BAP) a été modélisée en fonction de la quantité de ciment, de cendres volantes, de superplastifiant et du rapport eau/liant. D'une façon similaire, un modèle prédictif des comportements rhéologique et mécaniques d'un BAP à coût limité et contenant des cendres volantes a été établi par SONEBI [9] à l'aide du même type de plan et de courbes isoréponses, pendant bidimensionnels des surfaces de réponse. Enfin, à la suite d'un criblage, une fonction de désirabilité peut également être utilisée pour compléter une recherche de solution optimale, comme montré dans les travaux d'AFZALI-NANIZ et MAZLOOM [10].

Pour diminuer le nombre d'essais parfois conséquent d'un plan factoriel complet, certains ont recours aux plans factoriels fractionnaires à l'instar d'une équipe de l'Université de Sherbrooke ayant travaillé sur les BAP [11].

La plupart des plans utilisés en génie civil sont sans doute les plans de Taguchi qui nécessitent moins d'essais que les plans factoriels complets. La méthode de Taguchi a été utilisée dans une étude de criblage sur les propriétés d'un béton recyclé [12]. Elle a également permis l'optimisation des propriétés physiques et mécaniques d'un béton caverneux dans l'étude de JOSHAGHANI *et al.* [13]. TANYILDIZI et ŞAHIN [14] ont également appliqué la méthode Taguchi et l'analyse statistique par ANOVA (Paragraphe 1.3) pour optimiser les propriétés mécaniques à haute température d'un béton contenant de la fumée de silice et un renforcement à base de polyméthacrylate de méthyle (PMMA). Cette méthode a également permis la détermination de la formulation optimale d'un béton à base de laitier alcali-activé par rapport à sa résistance à l'abrasion dans une autre étude [15].

Enfin, d'autres plans ont été mis à profit, notamment les plans de Box-Behnken en association avec la RSM pour l'optimisation de béton avec substitution partielle des agrégats naturels par des briques et des tuiles broyées [16] ou pour la mise en évidence de l'influence des bulles d'air et de la composition d'un ciment à base de laitier alcali-activé dans sa résistance au gel-dégel [17]. La RSM a également été utilisée pour la modélisation de l'affaissement et de la résistance à la compression pour la valorisation de résidus de papeterie dans des formulations de béton [18].

Dans le cadre de cette thèse, nous avons choisi d'appliquer la méthode des plans d'expériences à l'optimisation de formulations contenant du ciment, du laitier et des additions, en mettant en œuvre un plan de mélange.

3. Plans de mélange

1.1 Précédents

Les plans de mélange sont un autre type de plans d'expériences utilisé à des fins d'optimisation. Leur utilisation a été décrite dans plusieurs travaux, notamment ceux de ZAITRI *et al.* [19], qui a donné des résultats probants dans l'optimisation de la formulation d'un béton haute performance contenant des additions minérales (fillers siliceux et calcaires) en substitution partielle du ciment Portland CEM II/A. Cette méthode a également permis de formuler des mortiers en prenant en compte le coût du mélange [20], des matériaux de remblai à base de ciment [21] ou encore d'un BAP haute résistance à base de métakaolin [22]. Une comparaison par rapport au modèle des réseaux neuronaux artificiels selon leur capacité de prédiction des propriétés d'un béton à très haute performance à l'état frais et à l'état durci a aussi été réalisée [23].

1.2 Principe

Le plan de mélange est un exemple particulier de plans d'expériences. Comme son nom l'indique, ce type de plan ne s'applique qu'aux mélanges pour lesquels la quantité de chacun des constituants, dépend de celles des autres. Ainsi, la somme de la proportion (massique, volumique, ou molaire) de chacun des constituants – ou facteurs – vaut 1 (ou 100 %) (Équations (V.1) et (V.2)).

$$\sum_{i=1}^n X_i = 100 \% \quad (V.1)$$

$$\sum_{i=1}^n X_i = 1 \quad (V.2)$$

Pour un mélange à trois facteurs dont les proportions sont nommées X_1 , X_2 et X_3 , on a donc la relation contraignante $X_1 + X_2 + X_3 = 1$. Dans notre étude concernant les mélanges ternaires, les trois facteurs sont les proportions volumiques du ciment (X_1), du laitier (X_2) et d'addition (X_3). Quatre types d'addition ont été étudiés : A, B, C, D. Graphiquement, un tel mélange est représenté par un triangle équilatéral lorsque les proportions peuvent toutes varier entre 0 et 1. Ce triangle, également appelé *simplexe régulier* ou diagramme ternaire, correspond au domaine expérimental d'étude.

Dans le cas d'une optimisation de formulation, la réponse étudiée sera modélisée selon le modèle de régression quadratique de Scheffé [24] suivante (Équation (V.3)) :

$$\hat{Y} = \sum_{i=1}^q \beta_i X_i + \sum_{i=1}^q \sum_{i < j}^q \beta_{ij} X_i X_j \quad (V.3)$$

avec \hat{Y} la réponse prédite par le modèle, q le nombre de constituants (ici, $q = 3$), β_i et β_{ij} les coefficients du modèle, et X_i les proportions des constituants.

Le plan de mélange permet de déterminer quelles sont les formulations expérimentales à mettre en œuvre afin d'estimer avec la meilleure précision les six coefficients du modèle. Ces formulations sont appelées points expérimentaux et peuvent être déterminées soit avec une répartition régulière au sein du domaine expérimental lorsque celui-ci est « standard » (ex. : simplexe régulier), notamment par les réseaux de Scheffé [24] ; soit grâce à un algorithme implanté dans un logiciel dédié pour un domaine irrégulier. C'est ce dernier outil qui sera utilisé dans le cadre de ce chapitre d'optimisation.

Après construction du modèle, ce dernier devra être validé avant d'être utilisé pour prédire et optimiser la formulation du mélange selon le cahier des charges.

1.3 Démarche

L'utilisation d'un plan d'expérience à des fins d'optimisation requiert plusieurs étapes. Tout d'abord, la définition des facteurs, des réponses et du domaine expérimental. Ce dernier sera caractérisé par les valeurs limites haute et basse que les facteurs pourront prendre. Ces limites sont souvent choisies à partir de normes ou d'essais préliminaires selon la faisabilité ou le cahier des charges.

Ensuite, les points expérimentaux sont choisis selon une répartition classique ou grâce à un logiciel. Dans le cas d'un domaine expérimental irrégulier, un plan optimal – c'est-à-dire qui permet d'obtenir la meilleure qualité d'information pour une quantité moindre d'essais – est choisi. Ce plan permet la construction d'une matrice X à partir des points d'essais et du modèle postulé. Des critères permettent de déterminer l'optimalité du plan, notamment le coefficient de D-optimalité. Un plan est dit D-optimal lorsque le déterminant de la matrice d'information ($X^T X$) est maximisé ou que le déterminant de la matrice de dispersion $(X^T X)^{-1}$ est minimisé. Ainsi, avec ce coefficient, on cherche à minimiser la variance des coefficients du modèle et donc leur incertitude.

Les coefficients du modèle sont calculés après obtention expérimentale des valeurs de réponses par régression. On utilisera en général la méthode PLS (*Partial Least Squares*) ou méthode des

moindres carrés partiels. À partir de l'équation modèle, on pourra calculer les valeurs prédites par le modèle et les résidus²⁰ pour chacun des essais.

Une fois le modèle déterminé, celui-ci reste à valider en vérifiant ses prédictions à l'aide de nouveaux essais expérimentaux. Il est à noter que le modèle obtenu ne peut être appliqué que pour des points situés à l'intérieur du domaine expérimental délimité initialement. Aucune extrapolation à un point externe n'est possible. Les valeurs des réponses des essais de validation permettront alors d'affirmer le modèle ou, au contraire, de l'ajuster.

2. Définition du plan de mélange utilisé

Trois facteurs ont été pris en compte dans l'application du plan de mélange. Il s'agit des proportions volumiques du ciment CEM I 52,5 N (X_1), du laitier (X_2) et des additions minérales (X_3). Quatre additions ont été étudiées : les cendres volantes (CV), le métakaolin (MK), le sédiment traité par calcination flash (SCF) et la poudre de verre (V). L'objectif était de substituer une quantité allant jusqu'à 50 % du ciment par le laitier et une des additions minérales précitées. La quantité de ciment a donc été varié de 50 % à 100 %, le laitier de 0 à 50 % et les quatre additions étaient variées de 0 à 20 % (Figure V.2).

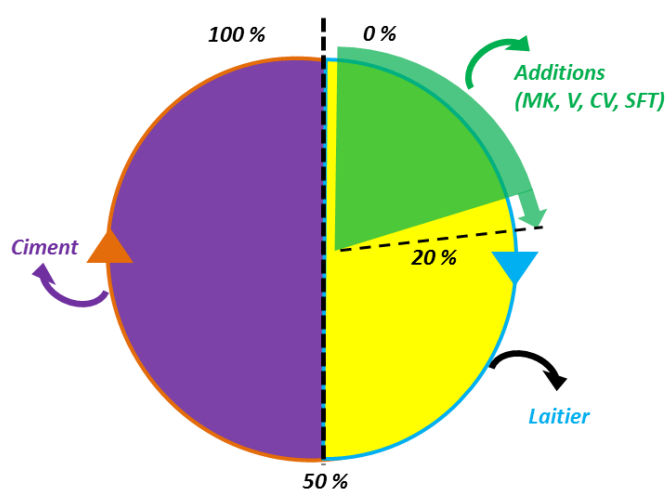


Figure V.2. Intervalle de variation des différents constituants des mélanges ternaires.

Le Tableau V.1 ci-dessous résume les limites haute et basse de chaque facteur.

Tableau V.1. Limites haute et basse des facteurs du plan de mélange.

Facteur	X_1 – ciment	X_2 – Laitier	X_3 – Addition
Limite basse	0,5	0	0
Limite haute	1	0,5	0,2

²⁰ i. e. la différence entre la valeur prédite par le modèle et la valeur obtenue expérimentalement.

Le domaine expérimental obtenu est représenté dans la Figure V.3. Ce dernier ayant une forme non conventionnelle, un logiciel de plans d'expériences était nécessaire pour définir les essais à réaliser. Pour chaque formulation respectant la relation $X_1 + X_2 + X_3 = 1$, deux réponses ont été mesurées : la résistance à la compression simple en MPa et la résistance à la flexion en MPa. Celles-ci ont été mesurées conformément à la norme NF EN 196-1 et ont été réalisées à plusieurs échéances (14, 28, 60 et 90 jours).

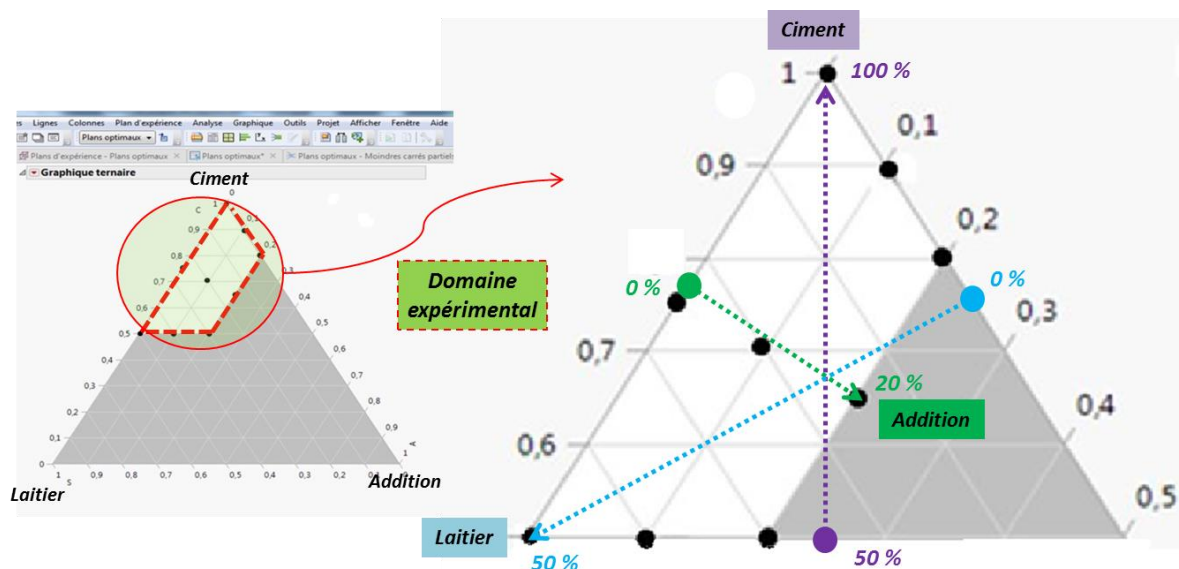


Figure V.3. Domaine expérimental de l'étude.

Il existe plusieurs logiciels qui permettent de concevoir le plan de mélange. Dans cette étude notre a porté sur le logiciel Design Expert de StatEase, qui présente l'avantage d'une prise en main aisée à chaque étape de conception et d'analyse du plan de mélange. Les points choisis du plan de mélange D-optimisé sont représentés dans la Figure V.4. Leur composition est explicitée dans le Tableau V.2.

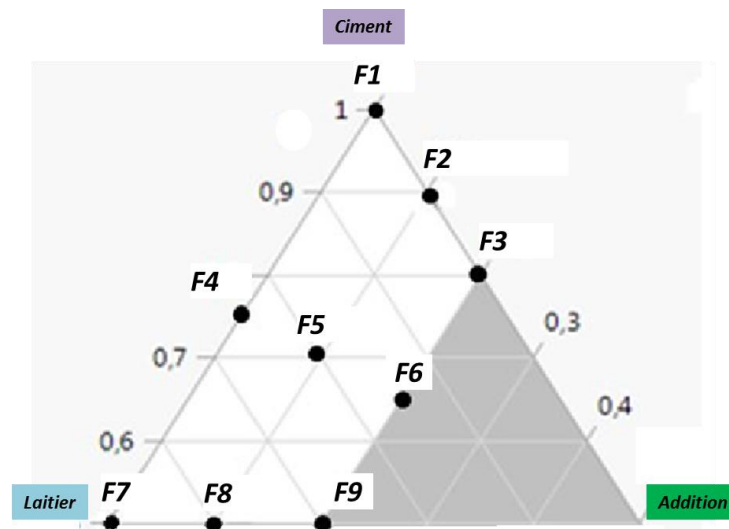


Figure V.4. Points expérimentaux du plan de mélange au sein du domaine d'étude.

Tableau V.2. Composition des points du domaine expérimental.

Point	X ₁ – Ciment	X ₂ – Laitier	X ₃ – Addition
F1	100	0	0
F2	90	0	10
F3	80	0	20
F4	75	25	0
F5	70	20	10
F6	65	15	20
F7	50	50	0
F8	50	40	10
F9	50	30	20

3. Réalisation du plan expérimental

Dans cette partie, des formulations de mortiers de dimensions normalisées 4×4×16 cm et dont la composition est définie dans le plan expérimental ont été confectionnées. Le ciment utilisé est un ciment CEM I 52,5 N conforme à la norme NF EN 197-1, 2012, et le laitier est un laitier de la marque Ecocem conforme à la norme NF EN 15167-1. La caractérisation de ces deux matériaux ainsi que celles des additions utilisées (métakaolin, cendres volantes, déchets de verre broyés et les sédiments traités par calcination flash) est traitée dans la suite de cette étude.

3.1 Matériaux et méthodes

3.1.1 Matériaux

Le ciment

Le ciment utilisé est un ciment CEM I 52,5 N conforme à la norme européenne NF EN 197-1, 2012. Ce ciment est composé de plus de 90 % de clinker et de 5 % de composants secondaires. Ce type de ciment est caractérisé par une faible quantité de gypse. La résistance à la compression d'un mortier normalisé obtenue avec ce type de ciment à 28 jours est de 52,5 MPa selon la norme européenne NF EN 196-1. Le temps de prise mesuré selon la norme NF EN 197-3 est inférieur à 240 min.

Le laitier

Le laitier utilisé dans cette étude est un laitier de la marque Ecocem de classe A conforme à la norme NF EN 15167-1, 2006. Le taux de vitrification de ces laitiers est supérieur à 90 %. La composition chimique et les caractéristiques physiques de ce laitier sont données dans la fiche technique du produit dans l'Annexe 3.

Le métakaolin

Le MK utilisé dans le cadre de cette étude est de type B (activité moyenne) conforme à la norme NF P 18-513. Les caractéristiques physico-chimiques de cette addition sont présentées dans le Paragraphe 3.1.2.

Les cendres volantes

Les cendres volantes utilisées dans le cadre de cette étude sont de type silico-alumineuses certifiées EN 450-1. Leurs caractéristiques physico-chimiques sont présentées dans la fiche technique en Annexe 2.

Les déchets de verre

Le verre utilisé dans cette étude est un verre calcin qui provient de l'usine Prover, un centre de collecte et de recyclage des verres de la région Nord-Pas-de-Calais. Après la collecte du verre, ce dernier est passé dans une machine qui permet de le séparer des autres déchets notamment des papiers et des plastiques qui y adhèrent (Figure V.5).

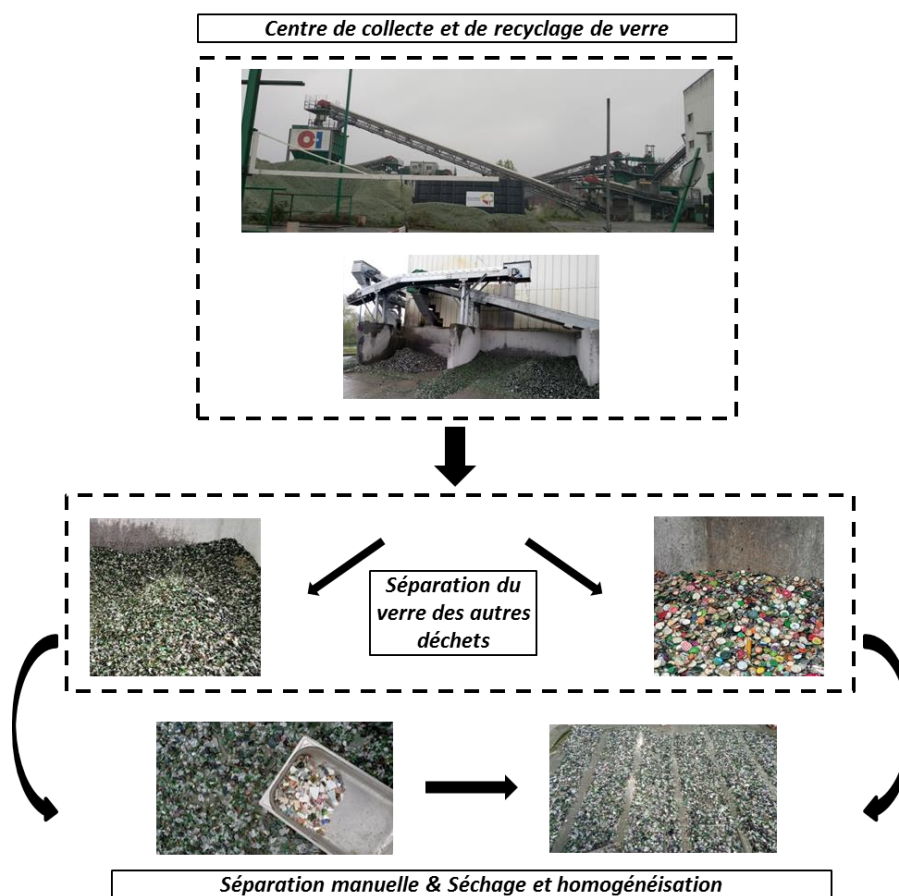


Figure V.5. *Séparation du verre et tri dans le centre de collecte.*

Grâce à des unités de criblage, le verre est par la suite trié et séparé en plusieurs fractions de calibre différent avec des taux d'impureté variés. Le verre récupéré dans le cadre de cette étude était d'un calibre 0/40 mm avant broyage et il présentait un taux d'impureté de 40 PPM (particules par million).

Le broyage du verre est une étape très importante dans le processus de sa valorisation en tant qu'addition minérale dans les matériaux cimentaires. En effet, la réactivité des particules du verre broyé est grandement impactée par sa finesse, plus les particules sont fines plus leur réactivité est importante, dans le cadre de cette étude, une finesse de 100 μm a été choisie, celle-ci correspond à la gamme de granulométrie des additions minérales.

Après séparation manuelle des impuretés, le verre est séché et homogénéisé. Une quantité équivalente à 120 kg de verre a été envoyée dans un centre spécialisé pour l'opération de broyage.

Le broyage jusqu'à une granulométrie inférieure à 100 μm a été réalisé à l'aide d'un broyeur à boulets de type KHD d'une capacité de 250 litres et équipé d'un revêtement intérieur en caoutchouc avec releveurs. Il est chargé avec 430 kg de boules en acier de diamètre 25/30 mm (Figure V.6). Cependant, le verre ayant un calibre trop important pour ce broyeur, à savoir 0/40 mm, une phase de concassage préalable a été réalisée afin une granulométrie en dessous de 10 mm. La totalité du lot a été traitée à l'aide d'un concasseur à mâchoire de type Retsch BB200. À l'issue du concassage, 110 kg de verre 0/10 mm ont alors été prélevés et broyés durant 4 h 30 dans le broyeur à boulets. La granulométrie finale du produit a été contrôlée à l'aide d'une tamiseuse de laboratoire à balayage d'air équipée d'un tamis de 106 μm . Le refus obtenu à cette maille était de 1,3 %.

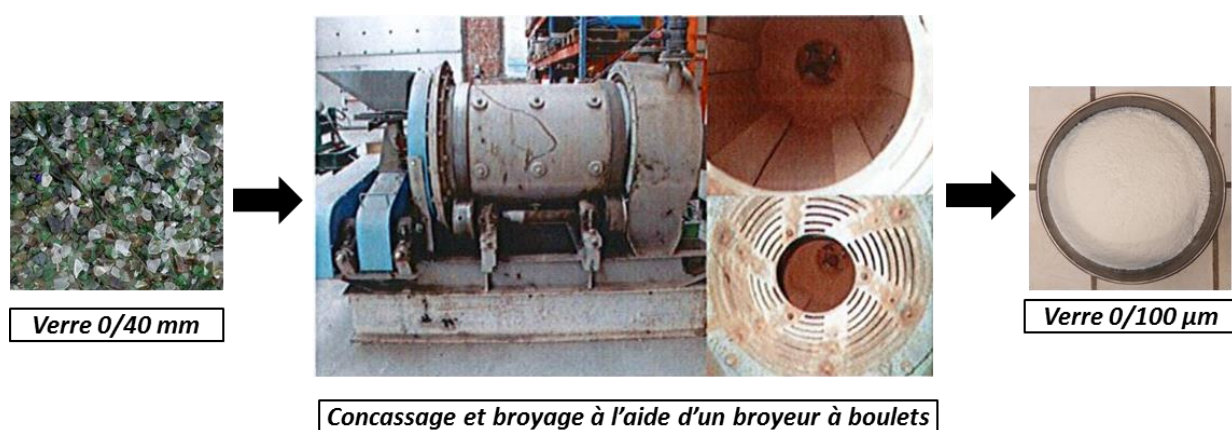


Figure V.6. *Broyage du verre pour l'obtention de la poudre de verre.*

Les sédiments de dragage

Les sédiments de dragage utilisés en tant qu'addition minérale dans cette étude sont des sédiments marins dragués dans le Grand Port Maritime de Dunkerque (GPMD). Les sédiments ont été traités par broyage à 120 μm et thermiquement par la technique de calcination flash (Figure V.7). Ce traitement thermique a été développé initialement pour les argiles (kaolins) et a été adapté aux sédiments. Le principe consiste en une exposition instantanée du matériau (de l'ordre de quelques secondes) à de très hautes températures (de 700 $^{\circ}\text{C}$ à 1 000 $^{\circ}\text{C}$) dans un four rotatif puis à son refroidissement prompt. Cette exposition rapide permet, grâce à la destruction partielle de la matière, l'émergence de nouvelles phases amorphes avec une activation potentielle du sédiment. Cette méthode présente plusieurs avantages par rapport à la méthode de calcination classique, à savoir : la rapidité du processus de calcination, le bon contrôle de la température, une consommation d'énergie moins considérable et un potentiel d'activation plus important [26], etc.

Le choix de la température optimale de calcination est primordial. En effet, la réactivité du sédiment calciné est fortement liée à la température à laquelle il a été exposé. Lors de la calcination des argiles, la dégradation des minéraux argileux débute avec la perte d'eau intra-couches et d'eau adsorbée à des températures situées entre 100 et 250 $^{\circ}\text{C}$, la déshydroxylation de la kaolinite commence entre 300 et 400 $^{\circ}\text{C}$ et s'accélère à partir de 500 à 600 $^{\circ}\text{C}$ pour former le métakaolin.

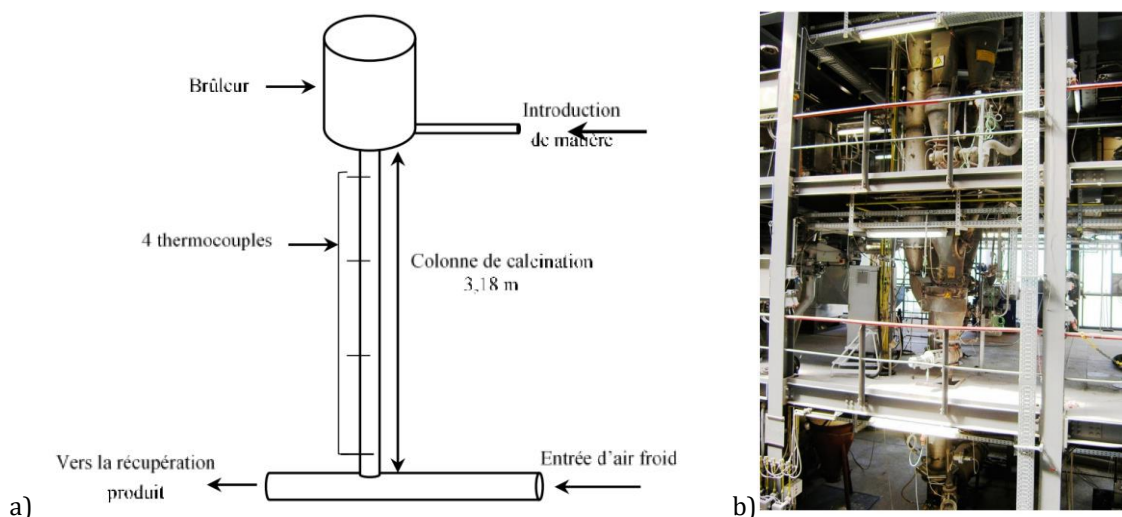


Figure V.7. (a) Schéma du principe du four flash et (b) unité de calcination flash [2].

Dans le cadre de cette étude, les caractéristiques du broyage ainsi que la température de calcination ont été fixés à partir de travaux antérieurs réalisés par BENZERZOUR *et al.* [27] sur le même type de sédiments. En effet, dans le cadre de cette étude, une caractérisation physique et chimique de mortiers incorporant des sédiments en substitution du ciment a été réalisée. Les sédiments ont été traités physiquement par broyage et tamisage à trois granulométries (finesses) différentes (120 μm , 250 μm et 1000 μm), puis thermiquement par calcination classique à 650 $^{\circ}\text{C}$, 750 $^{\circ}\text{C}$,

850 °C. La durée de traitement a été variée : 1 h et 3 h. Les résultats de cette étude montrent qu'un traitement par broyage à 120 µm suivi d'un traitement thermique à 850 °C pendant 1 h représente le traitement optimal. AMAR [28] a mené une étude des caractéristiques à l'état frais, à l'état durci ainsi que sur la durabilité sur des mortiers substitués par des sédiments traités par calcination flash à 820 °C. Il a montré que ces derniers présentent des performances mécaniques et de durabilités très intéressantes. En effet, les résistances obtenues pour les mortiers incorporant des sédiments traités s'avèrent, sous-certaines conditions, meilleures que celles obtenues pour un mortier témoin. À la lumière de ces travaux, les sédiments utilisés dans le cadre de cette étude seront traités par broyage et tamisage au tamis de 120 µm puis flash-calcinés à 820 °C.

3.1.2 Caractérisation physico-chimique des additions

Distribution granulométrique

La distribution granulométrique a été réalisée à l'aide d'un appareil laser modèle LS 13320 Beckman Coulter pour l'ensemble des additions utilisées. Pour chaque matériau, trois essais au minimum ont été analysés afin de s'assurer de la répétabilité des résultats. L'essai a été réalisé par voie sèche et les résultats obtenus sont représentés dans la Figure V.8. Les courbes présentées dans la Figure V.8 montrent que le laitier a une distribution granulométrique très proche de celle du ciment avec des valeurs de D_{10} , D_{50} , D_{90} quasi similaire à celles du ciment (Tableau V.3). Il a été constaté également que la granulométrie des sédiments traités par calcination flash est plus fines comparée à celle du ciment et du laitier. En effet, le SCF présente un D_{50} inférieur à celui du ciment. Cette modification de la finesse est liée à la méthode de traitement par calcination flash qui permet d'obtenir une granulométrie très fine comme le démontrent certaines études [27][28]. En plus de l'amélioration de la finesse, cette méthode de calcination permet également une modification de la forme des particules en leur conférant une forme plus sphérique. Par ailleurs, on constate que les CV et les MK sont plus grossiers que le ciment avec un D_{50} respectivement de 30,05 µm et 23,42 µm contre 10,77 µm pour le ciment. Le verre quant à lui a un D_{90} proche de celui du SCF mais un D_{50} plus important (15,13 µm pour le V contre 5,75 µm pour le SCF).

Masse volumique absolue

La masse volumique absolue a été mesurée selon la norme NF EN 1097-7, 2008, à l'aide d'un pycnomètre à hélium de type AccuPyc 1330 (Micromeritics). Les résultats obtenus sur le ciment et les différentes additions sont montrés dans le Tableau V.4 suivant. À partir de ces résultats, il apparaît que les additions présentent des masses volumiques inférieures à celle du ciment. Dans cette étude le calcul des masses des additions à introduire dans les formulations des mortiers sera réalisé avec les valeurs indiquées dans le Tableau V.4.

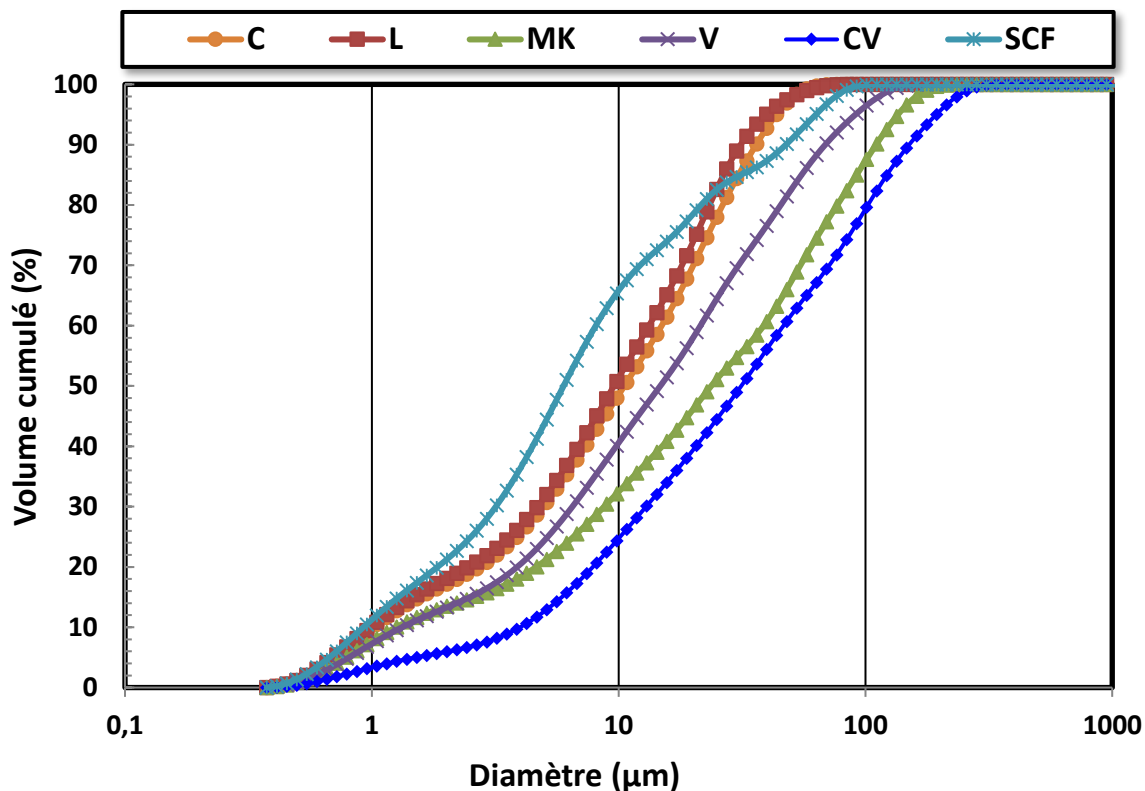


Figure V.8. Distribution granulométrique du ciment et des additions utilisées.

Tableau V.3. Caractéristiques granulométriques du ciment et des additions utilisées.

Matériau	D ₁₀ (µm)	D ₅₀ (µm)	D ₉₀ (µm)	< 2 µm	< 10 µm	< 80 µm	< 120 µm
C	1,01	10,77	36,09	17,20	50,60	99,99	100
L	1,04	9,82	32,01	18,10	52,64	99,98	100
MK	1,26	23,42	110,98	13,50	33,85	82,40	92,52
V	1,35	15,13	77,93	13,28	40,30	93,65	98,50
CV	4,24	30,05	169,05	5,94	26,23	74,25	84,90
SCF	0,95	5,75	74,93	21,22	67,53	99,13	100

Tableau V.4. Masse volumique absolue du ciment et des additions.

	C	L	MK	V	CV	SCF
Masse volumique absolue (g/cm ³)	3,21	2,91	2,66	2,55	2,10	2,64

Surface spécifique BET

La mesure de la surface BET (Brunauer-Emmett-Teller) permet d'évaluer la finesse des additions et apporte une indication sur la réactivité pouzzolanique. En effet, une surface spécifique importante d'une addition favorise sa réactivité pouzzolanique. Dans le cadre de cette étude, la surface spécifique a été évaluée par la mesure de l'adsorption d'azote, en utilisant la méthode BET. Cette méthode consiste à mesurer la quantité de gaz inerte adsorbée par la poudre. En général, l'essai

est réalisé à très basse température (-196 °C) afin de favoriser l'adsorption sous faible pression relative [29].

L'essai a été réalisé sur le ciment et les différentes additions selon la norme NF EN ISO18757, 2006, à l'aide d'un appareil de modèle Micromeritics Autopore IV 9505 et les résultats sont représentés dans le Tableau V.5. Les surfaces BET des métakaolins et des sédiments calcinés sont largement supérieures à celles des ciments, du laitier de haut-fourneau, du verre et des cendres volantes. Les poudres de verre présentent la plus faible valeur de surface spécifique.

Tableau V.5. Résultats des analyses BET sur le ciment et les additions.

	C	L	MK	V	CV	SCF
Surface BET (cm ² /g)	9 194	16 102	94 600	7 888	13 757	59 930

Demande en eau par la méthode de la consistance normale

L'essai de la demande en eau a été réalisé selon la norme NF EN 196-3, 2009, à l'aide d'un appareil Vicatronic I06 091, muni d'une aiguille de diamètre de 10 mm. Le principe de cet essai consiste à introduire des quantités d'eau différentes dans les additions et à les malaxer pour former une pâte. La demande en eau des pâtes correspond à la quantité d'eau ajoutée pour obtenir un enfoncement $h = 6$ mm de la sonde de Vicat. Cette demande en eau est exprimée en (%) par rapport à la quantité de liant utilisé.

Le Tableau V.6 et la Figure V.9 présentent l'ensemble des résultats de mesure de la demande en eau des matériaux utilisés dans ce travail. On observe que les demandes en eau des sédiments calcinés (STCF) et du métakaolin (MK) sont du même ordre de grandeur et sont supérieures à celles des autres additions minérales. Ceci peut être expliqué principalement par la différence de leur surface spécifique BET. En effet, leurs surfaces BET sont au moins 5 fois plus importantes.

Tableau V.6. Demande en eau du ciment et des additions.

	C	L	MK	V	CV	SCF
Demande en eau (%)	32	33	47	35	36	53

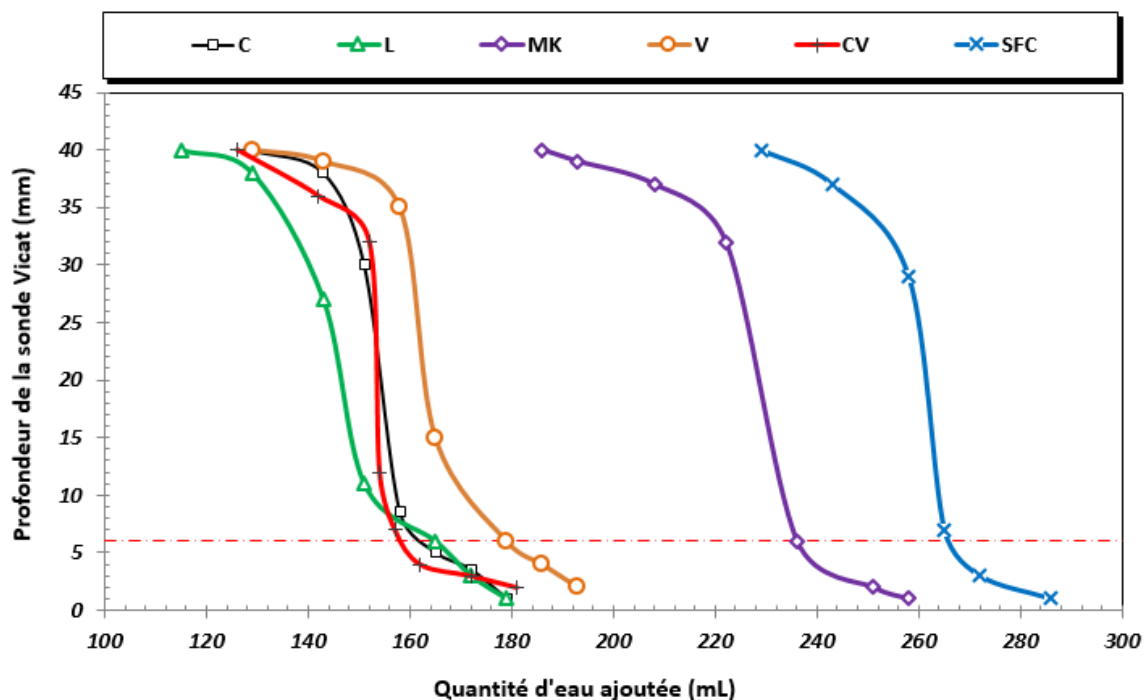


Figure V.9. Résultats des essais de la demande en eau du ciment et des additions utilisées.

Composition chimique (FX et DRX)

Le Tableau V.7 présente les résultats de l'analyse par fluorescence aux rayons X des différents matériaux étudiés. D'après ces résultats les éléments majeurs qui composent ces matériaux sont la silice, l'alumine et le calcium.

Selon la norme ASTM C618A qui permet d'évaluer le degré de réactivité pouzzolanique des additions minérales, la somme de silice (SiO_2), d'alumine (Al_2O_3) et d'hématite (Fe_2O_3) doit être supérieure à 70 % pour que le matériau soit considéré comme pouvant participer dans les réactions pouzzolaniques. Le Tableau V.8 présente la somme de ces oxydes pour les différents matériaux utilisés dans cette étude. Au vu de ces résultats, l'ensemble des additions minérales sélectionnées présentent une potentielle réactivité lors des réactions pouzzolaniques. Les MK et les CV présentent les sommes des oxydes (SiO_2 , Al_2O_3 et Fe_2O_3) les plus importants.

Tableau V.7. Éléments chimiques majeurs dans le ciment et les additions minérales (en %).

	Al_2O_3	CaO	Fe_2O_3	K_2O	MgO	MnO	Na_2O	P_2O_5	SO_3	SiO_2	TiO_2	ZnO
C	5,10	60,87	4,00	0,72	1,16	-	0,67	0,46	4,49	16,26	0,33	0,25
L	10,79	40,77	0,53	0,46	6,23	0,20	0,33	-	1,69	32,71	0,66	-
MK	30,67	0,96	2,27	0,26	0,15	-	-	-	-	59,58	1,15	-
V	2,23	11,87	0,96	0,77	1,24	-	12,48	-	-	67,17	-	-
CV	25,32	2,66	7,58	3,73	1,33	-	0,54	0,46	0,75	50,49	1,17	-
SCF	8	21,6	9	1,88	2	0,15	2	0,41	0,2	52,8	0,45	0,12

Tableau V.8. Somme des oxydes pouvant interagir dans les réactions pouzzolaniques.

Matériau	MK	V	CV	SCF
Somme ($Al_2O_3 + Fe_2O_3 + SiO_2$) (%)	92,52	70,36	83,39	69,8

3.1.3 Formulation des mortiers

Méthode de formulation des mortiers

Les mortiers ont été formulés selon la norme NF EN 196-1, 2016. Les constituants (ciment, additions, sable normalisé et eau) ont été pesés, puis malaxés selon le mode opératoire décrit dans l'Annexe 4. Le serrage des éprouvettes a été réalisé à l'aide d'une table vibrante. Après 24 h, les éprouvettes ont été démoulées, référencées puis immergées complètement dans l'eau et conservées à une température de 20 °C jusqu'à échéances (Figure V.10). Le rapport E/C a été fixé à 0,5 pour l'ensemble des formulations. De plus la substitution du ciment par les additions minérales est une substitution massique à volume constant.

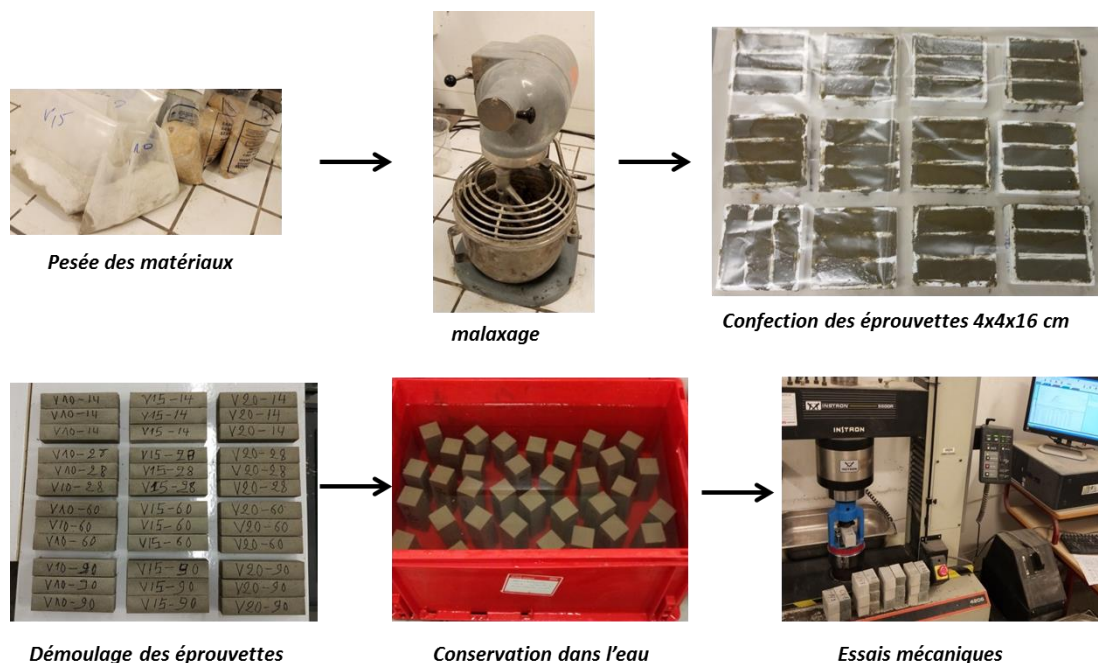


Figure V.10. Formulation des éprouvettes de mortiers de dimensions 4×4×16 cm pour essais mécaniques.

Résistances mécaniques (compression simple et flexion simple)

Les résistances mécaniques (compression simple et flexion simple) ont été réalisées sur les éprouvettes prismatiques de dimensions 4×4×16 cm l'aide d'une presse de 5 tonnes de type Instron 5500R (Figure V.11). Les essais ont été réalisés sur au moins trois éprouvettes pour chaque échéance afin de s'assurer de la reproductibilité des résultats.

La résistance à la flexion a été réalisée par la méthode de flexion en trois points. La distance entre les deux points d'appui était de 100 mm. La vitesse de chargement a été fixée à 50 ± 10 N/s et a été appliquée à mi-distance entre les deux appuis jusqu'à la rupture. La résistance à la compression simple a été réalisée sur les prismes issus des essais de flexion. Les échantillons ont été soumis à un chargement axial sur une section égale à 4×4 cm², et avec une vitesse constante de 2400 ± 200 N/s jusqu'à la rupture.

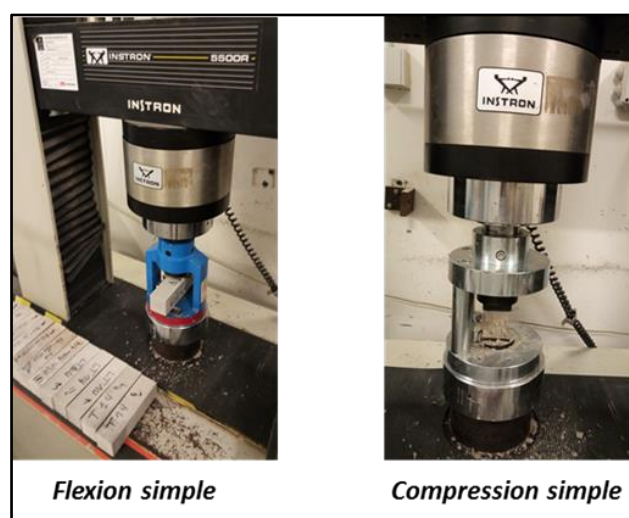


Figure V.11. Appareil pour réalisation d'essais mécaniques sur éprouvettes $4 \times 4 \times 16$ cm.

3.2 Application des plans de mélange

3.2.1 Résultats des résistances à la compression simple

Les résistances à la compression des mortiers à base de liants ternaires ont été mesurées à 7, 28, 60 et 90 jours. Ces résultats ont été traités à l'aide du logiciel Design Expert et représentés en 2D sous forme de triangles ternaires pour chaque type d'addition et également sous forme de surface en 3D. Le choix de la formulation optimale s'est basé sur les résultats des essais à 90 jours. Ces derniers sont repris dans les Figures V.12 à V.15. Pour les autres échéances et les résistances à la compression simple, les valeurs sont détaillées dans l'Annexe 5. D'après ces résultats les résistances à la compression maximales enregistrées à 90 jours sont dans le même ordre de grandeur pour les différentes additions minérales. Par ailleurs, les surfaces délimitant les réponses pour lesquelles les résistances à la compression sont maximales sont variables et fonction du type de l'addition utilisée dans les formulations. En effet, il a été constaté que les cendres volantes et les métakaolins présentent les domaines de résistances mécaniques maximales les plus larges. Nous constatons également que les résistances des mortiers à base de SCF, CV et les V augmentent avec l'augmentation des proportions de ces additions puis diminuent au-delà d'un certain seuil. Une

hypothèse est que la quantité de portlandite disponible est consommée au bout de ce seuil, ce qui justifierait la baisse de résistance en compression.

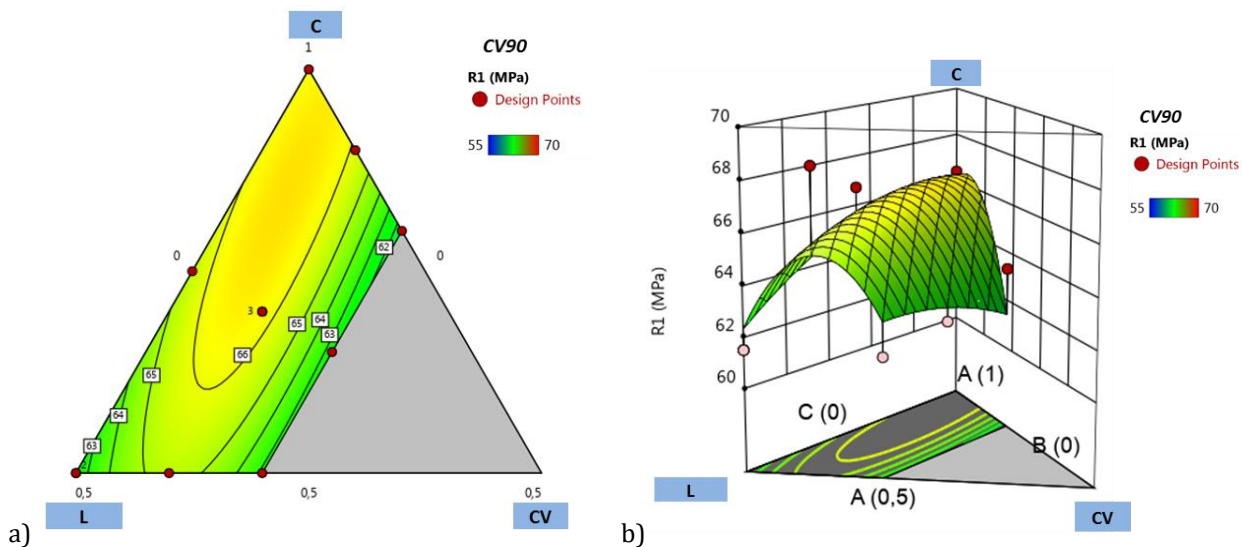


Figure V.12. Représentation en 2D (a) et 3D (b) des résultats des résistances à la compression simple à 90 jours pour les formulations ternaires à base de C, L et CV.

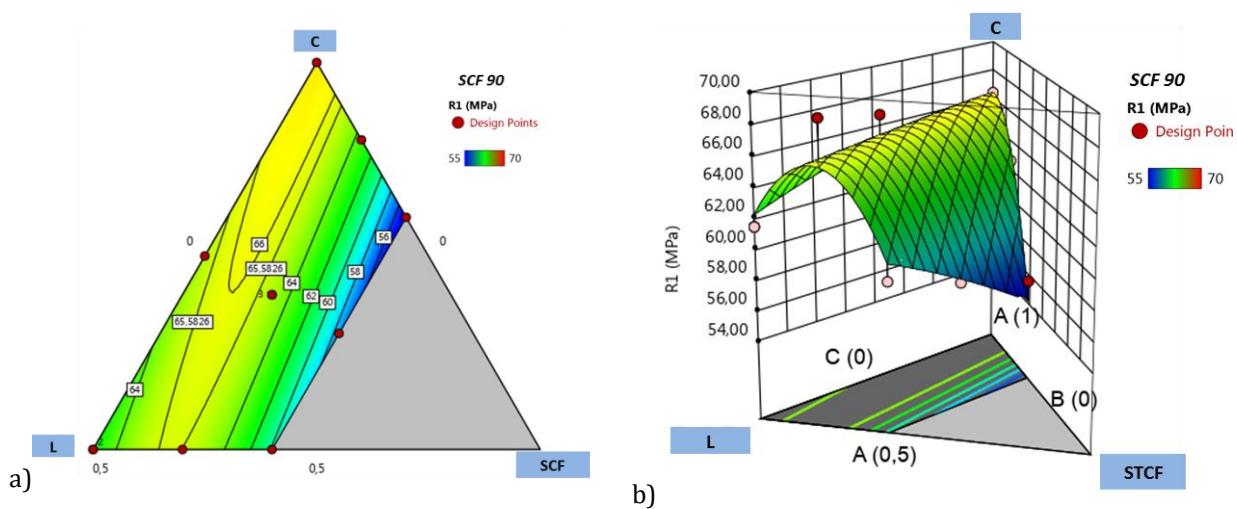


Figure V.13. Représentation en 2D (a) et 3D (b) des résultats des résistances à la compression simple à 90 jours pour les formulations ternaires à base de C, L et SCF.

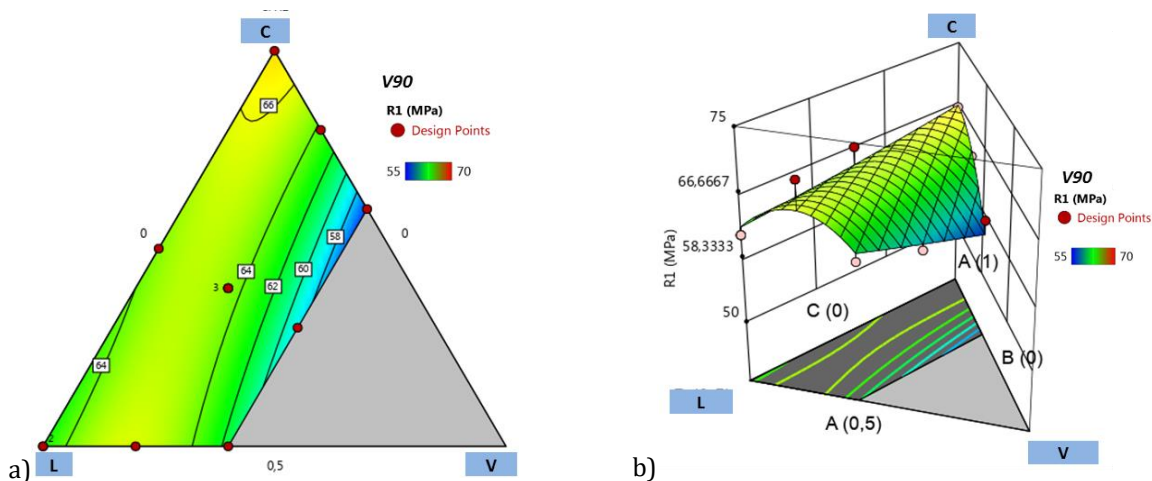


Figure V.14. Représentation en 2D (a) et 3D (b) des résultats des résistances à la compression simple à 90 jours pour les formulations ternaires à base de C, L et V.

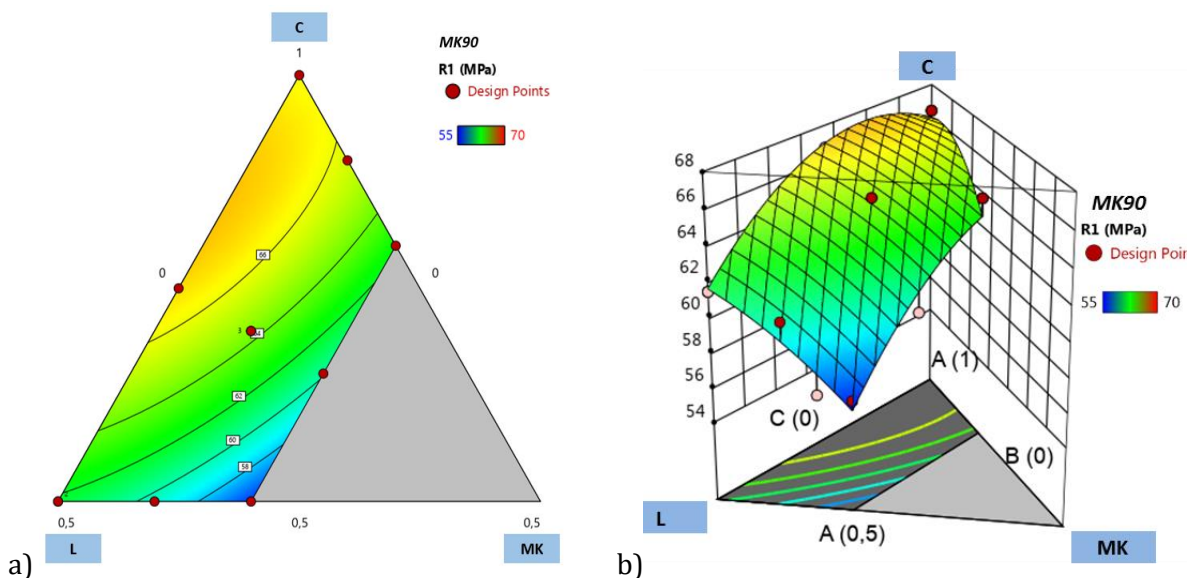


Figure V.15. Représentation en 2D (a) et 3D (b) des résultats des résistances à la compression simple à 90 jours pour les formulations ternaires à base de C, L et MK.

3.2.2 Modèle de prédiction pour les résistances à la compression simple à 90 jours.

Le modèle le plus adapté est le modèle de régression quadratique défini par Scheffé [24]. Pour rappel, ce modèle est décrit selon l'Équation (V.3) suivante :

$$\hat{Y} = \sum_{i=1}^q \beta_i X_i + \sum_{i=1}^q \sum_{i < j} \beta_{ij} X_i X_j \quad (V.3)$$

avec \hat{Y} , la réponse prédite par le modèle : dans ce cas, la résistance à la compression à 90 jours ;
 q , le nombre de constituants (ici, $q = 3$: ciment, laitier et l'addition) ;
 β_i et β_{ij} , les coefficients du modèle, et X_i les proportions des constituants.

En appliquant ce modèle, la formule quadratique généralisée pour les différentes additions est présentée ci-dessous (Équation (V.4)) :

$$R_{c90} \text{ (MPa)} = (C \cdot \beta_1 + L \cdot \beta_2 + A \cdot \beta_3) + (C \cdot L \cdot \beta_{12} + C \cdot A \cdot \beta_{13} + L \cdot C \cdot \beta_{23}) \quad (V.4)$$

Les coefficients du modèle pour chaque type d'addition sont repris dans le Tableau V.9.

Tableau V.9. Coefficients du modèle quadratique de Scheffé pour la prédiction de la résistance à la compression simple à 90 jours pour les différentes formulations.

Addition	β_1	β_2	β_3	β_{12}	β_{13}	β_{23}
MK	66,04	32,18	-53,29	50,21	127,90	48,59
V	66,71	60,04	-176,80	-3,36	236,87	371,26
CV	66,14	49,28	-122,73	18,48	206,52	267,80
SCF	66,48	51,87	-247,47	12,43	315,42	451,91

Les Équations (V.5) à (V.8) ci-dessous peuvent alors être énoncées pour prédire la résistance à la compression à 90 jours, pour les mortiers à base de liants ternaires, selon chaque type d'addition, avec C, L, A, respectivement les pourcentages de ciment, de laitier et des additions qui entrent dans la composition du liant ternaire :

- Résistance à la compression à 90 jours pour les mortiers à base de ciment-laitier et mé-takaolin

$$R_{c90} \text{ (MPa)} = (66,04 C + 31,18 L - 53,29 A) + (50,21 C \cdot L + 127,90 C \cdot A + 48,89 L \cdot C) \quad (V.5)$$

- Résistance à la compression à 90 jours pour les mortiers à base de ciment-laitier et la poudre de verre

$$R_{c90} \text{ (MPa)} = (66,71 C + 60,04 L - 176,80 A) + (-3,36 C \cdot L + 236,87 C \cdot A + 371,26 L \cdot C) \quad (V.6)$$

- Résistance à la compression à 90 jours pour les mortiers à base de ciment-laitier et les cendres volantes

$$R_{c90} \text{ (MPa)} = (66,14 C + 49,28 L - 122,73 A) + (18,48 C \cdot L + 206,52 C \cdot A + 267,80 L \cdot C) \quad (V.7)$$

- Résistance à la compression à 90 jours pour les mortiers à base de ciment-laitier et le sé-diment traité par calcination flash

$$R_{c90} \text{ (MPa)} = (66,48 C + 51,87 L - 247,47 A) + (12,43 C \cdot L + 315,42 C \cdot A + 451,91 L \cdot C) \quad (V.8)$$

3.2.3 Validation du modèle de prédiction

La validation des modèles décrits ci-dessus a été réalisée à travers une comparaison des résis-tances à la compression simple prédites par le modèle à 90 jours et les résistances obtenues ex-périmentalement pour la même échéance. À cet effet, de nouvelles formulations ont été réalisées pour chaque type d'addition (Figure V.16). Les liants utilisés étaient des liants ternaires composés

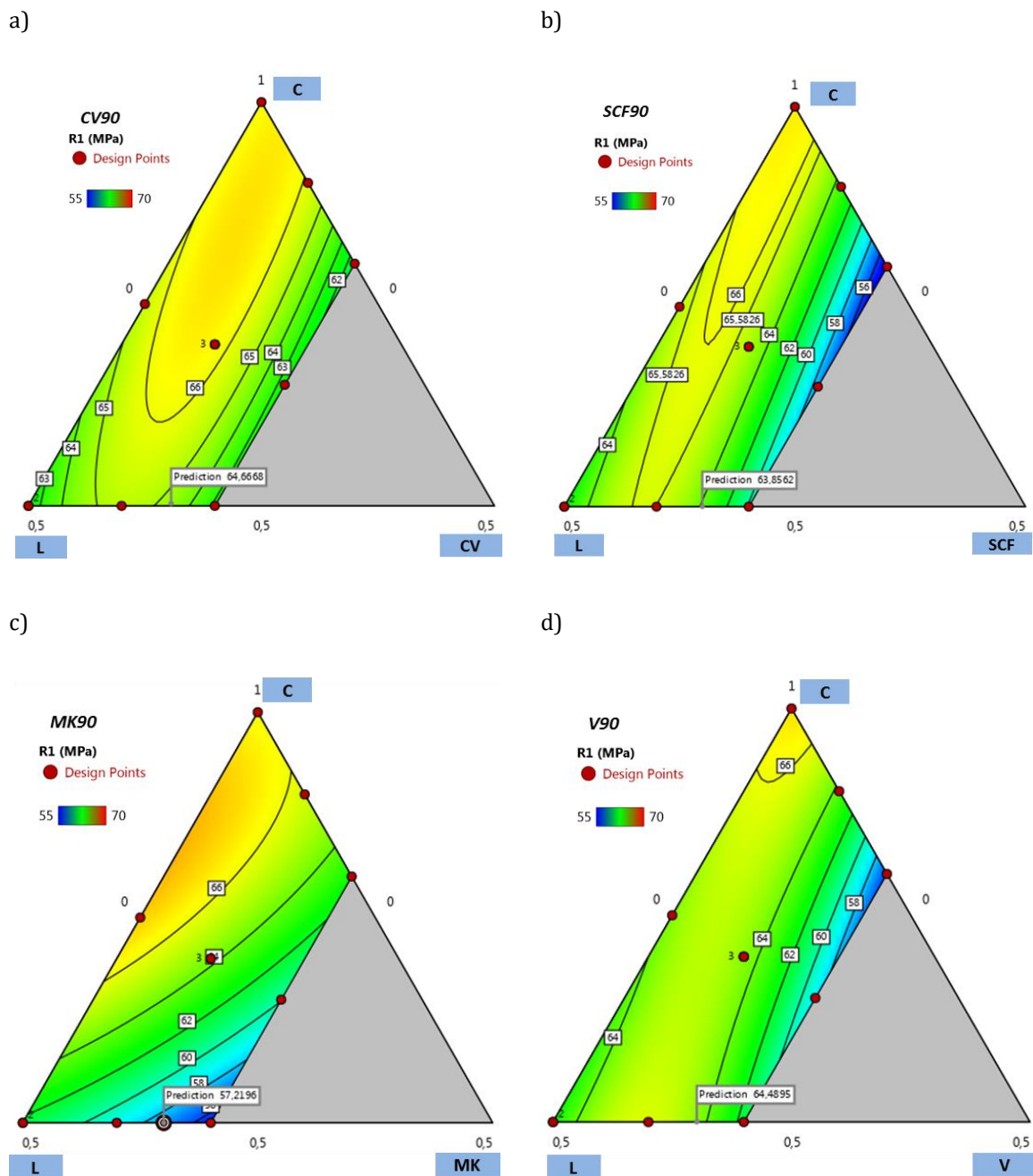


Figure V.17. Résistances à la compression simple à 90 jours prédites par le modèle quadratique : (a) cendres volantes ; (b) sédiments calcinés flash ; (c) métakaolin ; (d) poudre de verre.

D'après les résultats de comparaison des résistances obtenues expérimentalement et celle prédite par le modèle, on peut affirmer que ce dernier est très bien adapté à nos données. En effet, la moyenne des valeurs de résistance en compression à 90 jours est comprise dans l'intervalle de confiance à 95 % centré sur la valeur moyenne de résistance prédite pour les formulations. Bien que la valeur observée de résistance soit légèrement en deçà de la borne inférieure de cet intervalle pour le métakaolin, les modèles quadratiques déterminés permettent finalement de prédire les valeurs de résistance à la compression à 90 jours avec une grande précision.

3.3 Choix des formulations optimales

L'objectif de ce travail était de développer un éco-liant ternaire à base d'additions minérales issues de sous-produits industriels en substitution du ciment dans le but de valoriser une quantité maximale de ces additions (50 % de ciment substitué). Pour chaque type d'addition, trois formulations ont été réalisées et caractérisées à l'état frais, à l'état durci.

Les formulations choisies sont présentées dans le Tableau V.12 suivant.

Tableau V.12. Composition des formulations à base de liants ternaires.

Formulations	Matériaux					
	Ciment (C)	Laitier (L)	Métakao-lin (MK)	Verre broyé (V)	Cendres volantes (CV)	Sédiment calciné flash (SCF)
C100	100	0	–	–	–	–
C50 L50	50	50	–	–	–	–
C50 L40 MK10	50	40	10	–	–	–
C50 L35 MK15	50	35	15	–	–	–
C50 L30 MK20	50	30	20	–	–	–
C50 L40 V10	50	40	–	10	–	–
C50 L35 V15	50	35	–	15	–	–
C50 L30 V20	50	30	–	20	–	–
C50 L40 CV10	50	40	–	–	10	–
C50 L35 CV15	50	35	–	–	15	–
C50 L30 CV20	50	30	–	–	20	–
C50 L40 SCF10	50	40	–	–	–	10
C50 L35 SCF15	50	35	–	–	–	15
C50 L30 SCF20	50	30	–	–	–	20

En effet, une étude de caractérisation approfondie a été réalisée à travers des essais de caractérisation à l'état frais : la masse volumique, la teneur en air occlus, la mesure de l'étalement à la table à choc sur mortier, la chaleur d'hydratation, et le temps de prise de la pâte. Les essais de caractérisation à l'état durci ont été réalisés à plusieurs échéances : 14, 28, 60 et 90 jours. Ces essais sont : la résistance à la compression simple, la résistance à la flexion simple, et la mesure du module dynamique. De plus, quelques essais de suivi de durabilité ont été réalisés tels que la porosité accessible au mercure, les analyses thermogravimétriques (ATG), ainsi que des analyses complémentaires telles que l'observation microscopique au MEB et les analyses FX/DRX.

3.4 Caractérisations à l'état frais des formulations choisies

3.4.1 Temps de début de prise

Les essais de mesures de temps de prise des différentes formulations ont été réalisés selon la norme NF 193-3, 2017. Les résultats des différentes mesures sont récapitulés dans la Figure V.18. La Figure V.19 détaille les courbes qui permettent de déduire les temps de prise pour les mortiers à base de CV ; pour les courbes des autres additions, se référer à l'Annexe 6. D'après ces résultats il a été constaté que l'incorporation des additions minérales engendre un retard de prise. En effet,

les quantités des composés du ciment (spécialement les C3S) qui réagissent lors de l'hydratation pour former des hydrates au jeune âge sont réduites. Ce retard de prise est proportionnel aux taux d'incorporation des additions minérales dans la composition des liants ternaires. Par ailleurs, le retard de prise dépend également du type d'addition. En effet le retard de prise est plus important pour les formulations à base de cendres volantes et de verre. Concernant les métakaolins, comme évoqué dans le Chapitre I Paragraphe 4.2.3, ceux-ci ont une réactivité pouzzolanique importante de 1 000 mg de $\text{Ca}(\text{OH})_2/\text{g}$ de matériau, ce qui en fait la pouzzolane la plus réactive comparée notamment au laitier de haut fourneau (300 mg de $\text{Ca}(\text{OH})_2/\text{g}$ de matériau) ou aux cendres volantes (875 mg de $\text{Ca}(\text{OH})_2/\text{g}$ de matériau) ([107] cité par [106]). En outre, l'effet accélérateur serait dû à la surface spécifique importante du MK qui favorise le développement rapide des hydrates [30].

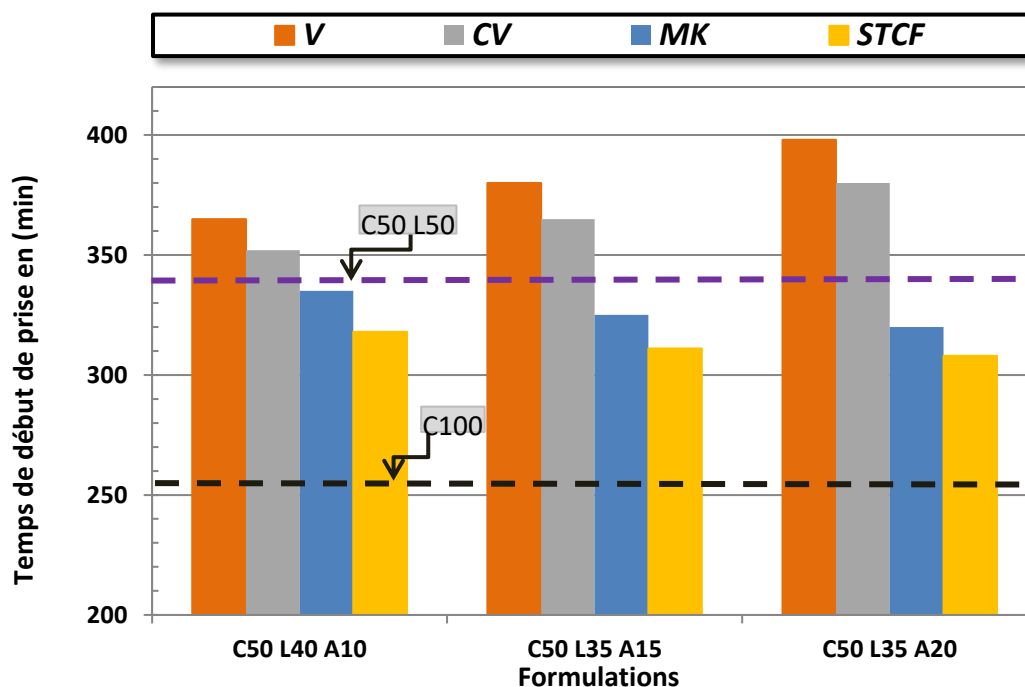


Figure V.18. Temps de début de prise pour les différentes formulations.

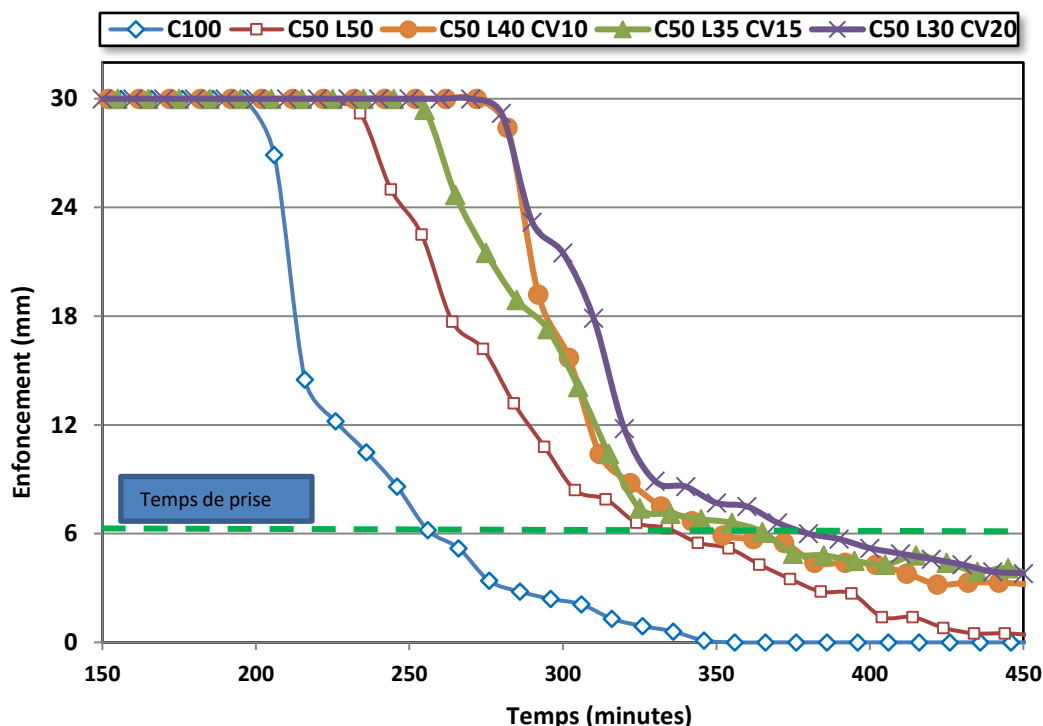


Figure V.19. Détermination du temps de début de prise pour les pâtes à base de cendres volantes.

3.4.2 Chaleur d'hydratation : calorimétrie Langavant

La chaleur d'hydratation a été déterminée selon la norme NF EN 196-9, 2010, par la méthode semi-adiabatique. Cette méthode consiste à introduire un échantillon de mortier frais dans un calorimètre afin de déterminer la chaleur dégagée en fonction du temps. L'échauffement du mortier est comparé à la température d'un échantillon inerte dans un calorimètre de référence, et la chaleur d'hydratation totale contenue dans l'échantillon est la somme de la chaleur accumulée dans le calorimètre et de la chaleur dissipée vers le milieu ambiant.

La chaleur d'hydratation Q peut alors être exprimée par la formule suivante (Équation (V.9)) :

$$Q = \left[\frac{C}{m_C} \theta_t \right] + \left[\frac{1}{m_C} \int_0^t \alpha \cdot \theta_t \cdot dt \right] \quad (V.9)$$

Chaleur totale = Chaleur accumulée + Chaleur dissipée

avec C , la capacité thermique totale du calorimètre en (joules/Kelvin) :

m_C , la masse du liant en (g) ;

α , le coefficient de déperdition thermique totale du calorimètre (en joules/heures \times kelvin) ;

θ_t , la différence de température entre le calorimètre d'essai et celui de référence.

L'échantillon soumis à essai est formulé selon la norme NF EN 196-1 et doit avoir une masse totale de $(1\ 575 \pm 1)$ g. La composition des mortiers confectionnés est indiquée dans le Tableau V.13.

Tableau V.13. Composition des mortiers utilisés pour l'évaluation de la chaleur d'hydratation.

Constituants	Sable normalisé	Liant : Ciment/Liant ternaire	Eau distillée
Masse (g)	$(1\ 080 \pm 1)$	$(360 \pm 0,5)$	(180 ± 1)

Les courbes des chaleurs d'hydratation totales et des chaleurs d'hydratation accumulées pour les différentes formulations sont présentées dans les Figures V.20 et V.21. D'après ces résultats, il s'avère que toutes les formulations substituées présentent les chaleurs d'hydratation inférieures à celles du ciment seul. Cette diminution de la chaleur d'hydratation est attribuée à l'effet de dilution qui résulte du remplacement de 50 % du ciment CEM I ainsi qu'à l'hydratation lente des laitiers en raison de la formation d'une couche acide d'hydroxyde d'aluminium $Al(OH)_3$ empêchant l'eau d'accéder au grain pour leur dissolution. Par ailleurs, les formulations C50 L35 SCF15 et C50 L35 MK15 dégagent plus de chaleur d'hydratation. En effet, compte tenu de la finesse des sédiments calcinés et de la surface spécifique importante du métakaolin, la réaction pouzzolanique est accélérée, notamment par effet de site (nucléation). Concernant les cendres volantes, il est connu que la substitution d'une fraction de ciment Portland par les cendres volantes conduit à une réduction de la température maximale d'hydratation atteinte au jeune âge [31]. Le même constat peut être dressé pour les formulations contenant le verre broyé.

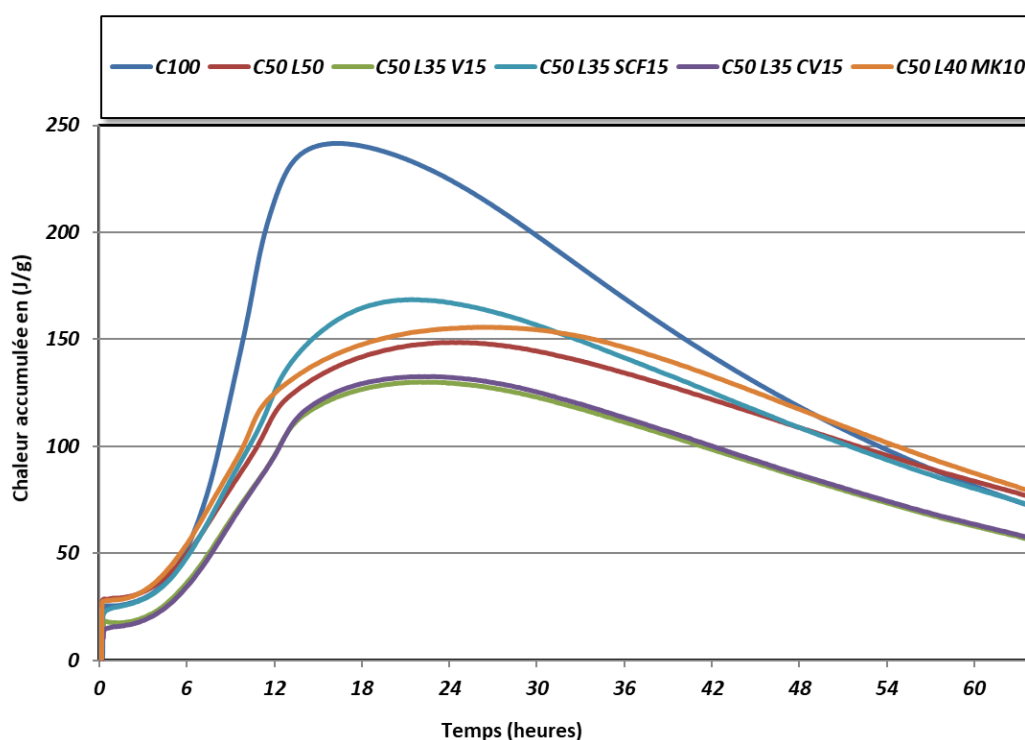


Figure V.20. Chaleurs d'hydratation cumulées mesurées pour les différentes formulations.

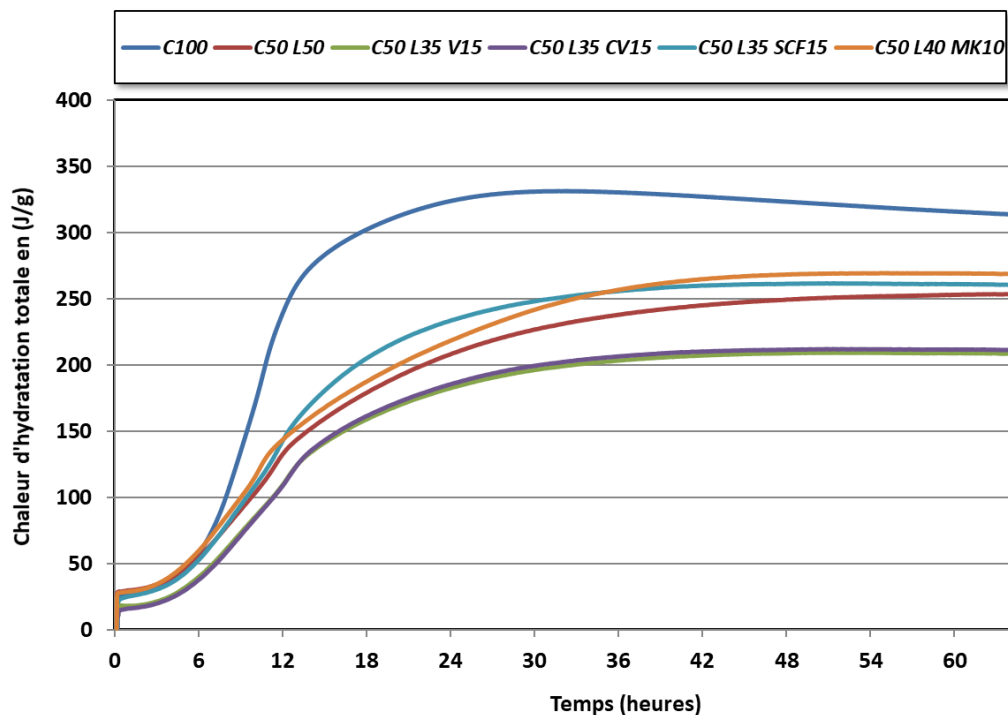


Figure V.21. Chaleurs d'hydratation totales mesurées pour les différentes formulations.

3.4.3 Étalement à la table à chocs

L'étalement des mortiers a été mesuré par la méthode de la table à chocs et à l'aide d'un mini-cône de dimensions $70 \times 100 \times 60 \text{ mm}^3$ (Figure V.22). Après préparation du mortier, celui-ci est introduit dans le mini-cône en deux couches à peu près égales puis mis en place sans tassement excessif à l'aide d'une tige spécifique. Une fois le matériau mis en place et arasé, on soulève verticalement le mini-cône, et à l'aide de la manivelle on applique 15 coups pour permettre l'étalement du mortier (Figure V.22). L'étalement maximal est mesuré selon deux directions perpendiculaires et la moyenne de ces deux valeurs sera consignée. Les mesures d'étalements ont été réalisées 5 min après la fin du malaxage des mortiers.

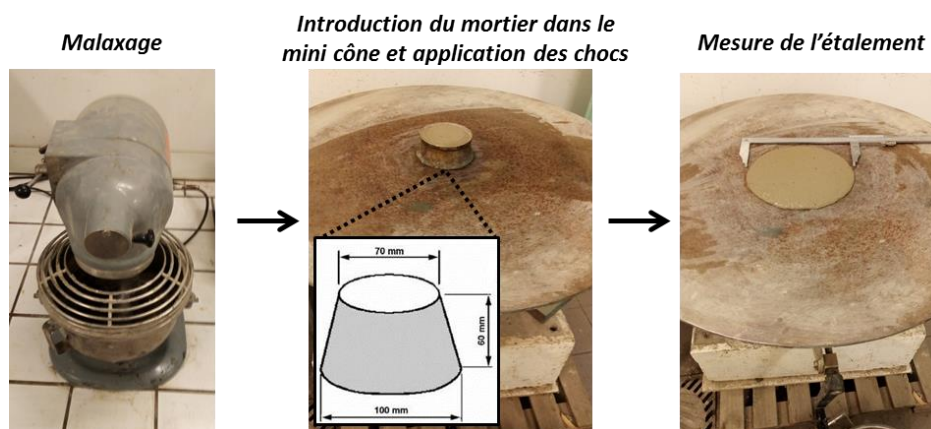


Figure V.22. Mesure de l'étalement à l'aide du mini-cône et de la table à chocs.

Les résultats sont présentés dans la Figure V.23. Ces résultats montrent clairement que l'introduction du verre broyé (V) et des cendres volantes (CV) dans les formulations de liants ternaires n'entraînent pratiquement pas de perte d'ouvrabilité des mortiers, même en augmentant leur taux de substitution du ciment jusqu'à 20 %. Par contre, l'introduction des métakaolins et des sédiments calcinés entraînent une diminution considérable de l'ouvrabilité dès lors que leur taux d'utilisation dépasse les 10 %. Ce comportement peut être expliqué par la différence de surface spécifique entre les différentes additions minérales qui entraîne des comportements différents vis-à-vis de l'eau (demande en eau). En effet, les mesures de la demande en eau des différentes additions confirment cette supposition. Il a été montré que les demandes en eau des SFC et des MK sont largement supérieures à celles des cendres volantes et du verre broyé. Lors de l'hydratation des liants à base de MK et SFC, ceci se traduit par une plus grande rétention d'eau par ces derniers. Cette eau retenue ne sera plus disponible pour jouer un rôle de lubrifiant inter-granulaire à l'état frais, ce qui conduit à une diminution de la maniabilité des mortiers.

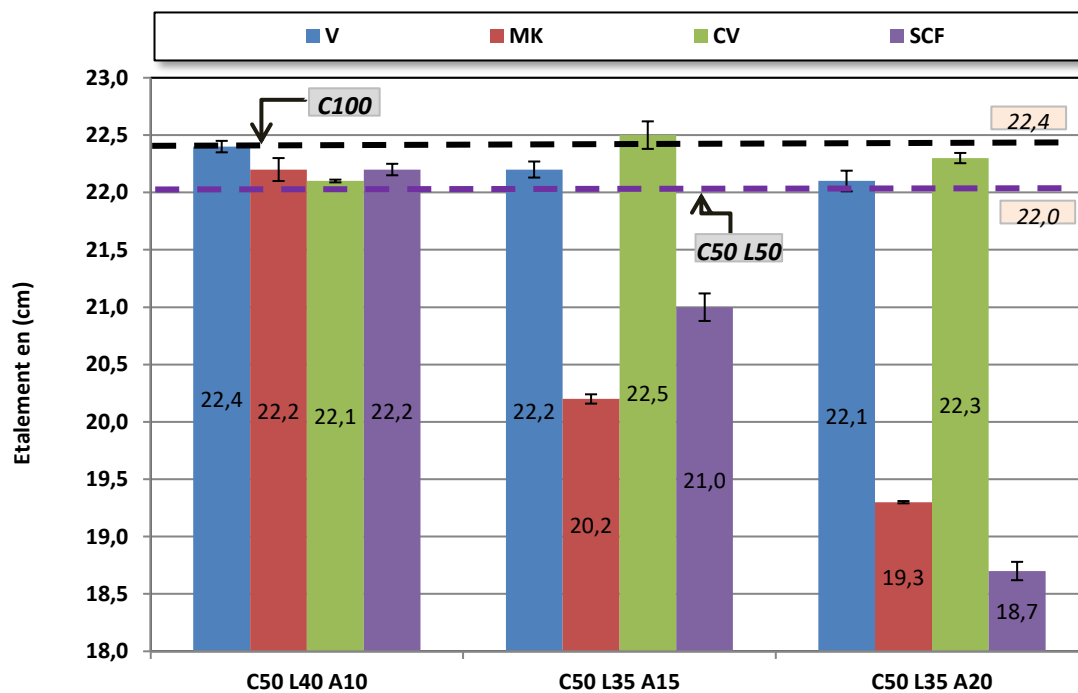


Figure V.23. Résultats de l'essai d'étalement à la table à chocs sur les différentes formulations.

3.4.4 Masse volumique apparente à l'état frais

La masse volumique apparente à l'état frais a été déterminée pour les différentes formulations selon la norme NF EN 1015-6, 1999. Après la formulation des mortiers, ces derniers ont été introduits dans un récipient d'un volume de 1 L. Après serrage du matériau, l'ensemble a été pesé. La masse volumique est déterminée par le rapport entre la masse du matériau et le volume qu'il occupe (en l'occurrence 1 L).

Les masses volumiques à l'état frais des différentes formulations sont présentées dans la Figure V.24. Les masses volumiques des mortiers des différentes formulations sont inférieures à celles du témoin (100 % de ciment) sauf pour la formulation contenant les SCF. Ceci est dû principalement au fait que la masse volumique réelle du ciment est supérieure à celles de l'ensemble des additions. Pour le SCF, l'amélioration de la masse volumique est attribuée à la finesse des sédiments traités par calcination flash et la forme arrondie qui en résulte de ce traitement. Ainsi, l'utilisation des SCF améliore la compacité granulaire et diminue la teneur en air occlus, ce qui conduit à l'amélioration de la masse volumique à l'état frais.

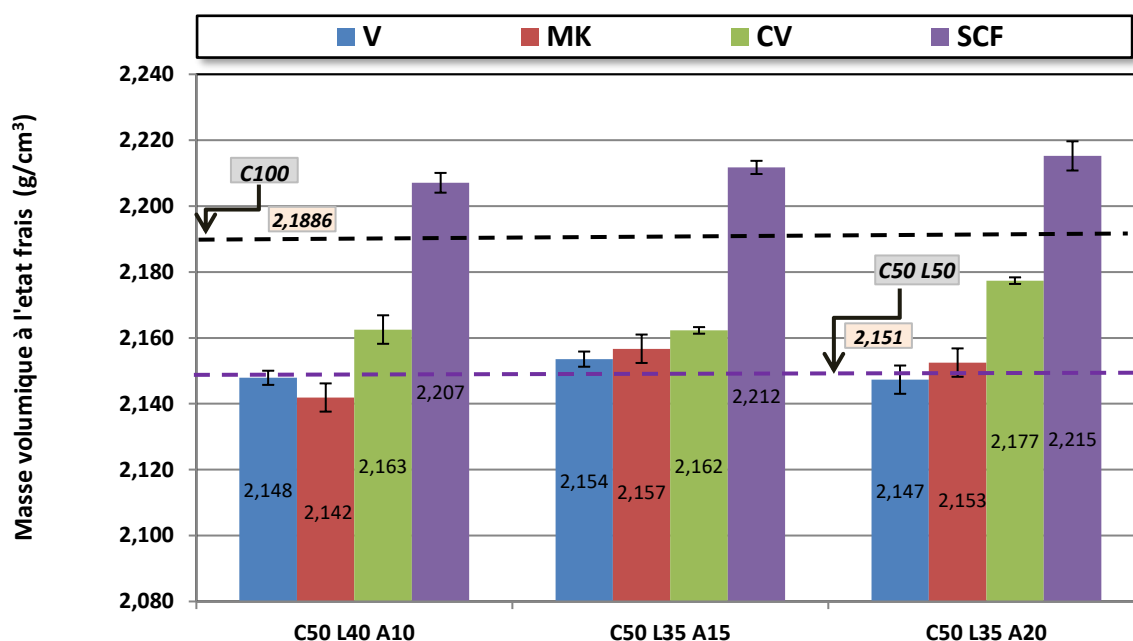


Figure V.24. Masse volumique à l'état frais des différentes formulations à base de liants ternaires.

3.4.5 Teneur en air occlus

La teneur en air occlus a été mesurée selon la norme NF EN 1015-7. L'essai consiste à introduire dans un récipient d'environ 1 L, un mortier formulé selon la norme NF EN 197-1 et d'appliquer à l'aide d'un couvercle équipé d'un manomètre sur l'appareillage fermé, une pression en injectant de l'air de façon à déloger les bulles d'air occlus contenues dans le mortier (Figure V.25). La teneur en air occlus s'affichera alors sur le manomètre.



Figure V.25. Manomètre pour la mesure de la teneur en air occlus des mortiers.

Les résultats de mesure de l'air occlus des différentes formulations sont présentés dans la Figure V.26. La teneur en air occlus des formulations contenant des MK restent proches de celles des formulations avec 100 % de ciment, avec l'augmentation du taux d'introduction des MK (10, 15 et 20 %). En revanche, pour les autres formulations, l'augmentation du taux de substitution du ciment induit une baisse de teneur en air occlus. Cette diminution peut être expliquée par le fait que l'introduction des additions minérales permet de remplir les vides inter-granulaires, et en même temps, d'augmenter la compacité des mortiers. Ceci peut également être corrélé aux valeurs des masses volumiques de chaque addition, sachant que la masse volumique a une influence majeure sur la compacité des mélanges [32].

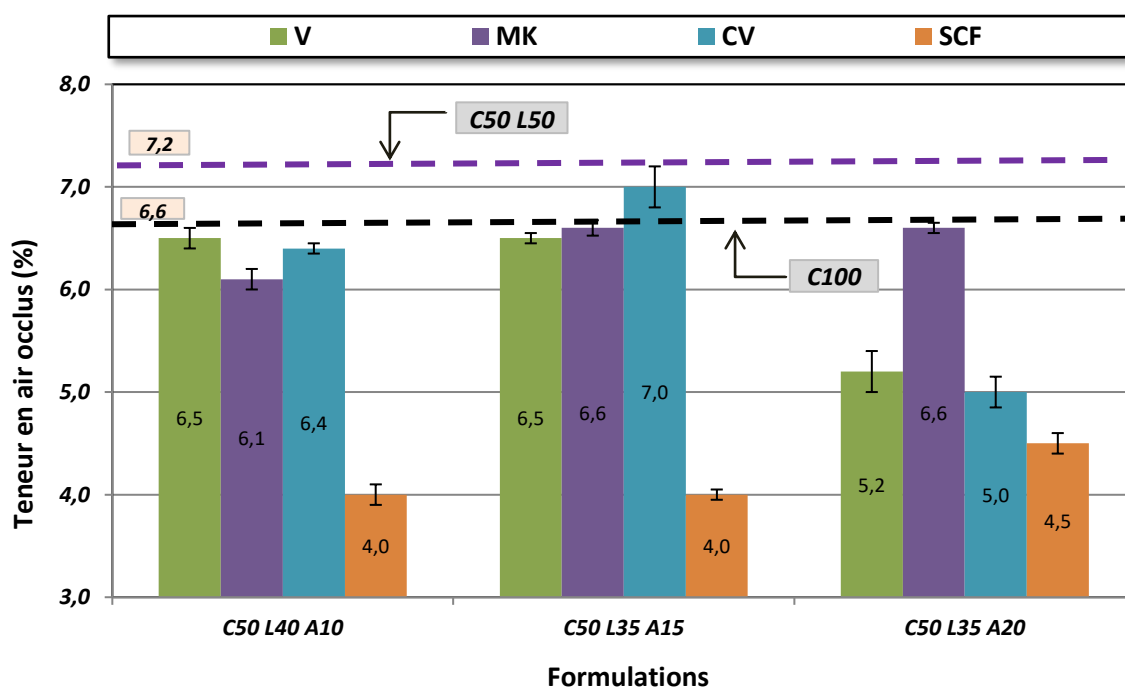


Figure V.26. Teneur en air occlus des différentes formulations.

3.5 Caractérisation à l'état durci des formulations

3.5.1 Résistance à la compression simple

Les résistances à la compression simple à 14, 28, 60, 90 et 365 jours des mortiers à base de liants ternaires en substitution de 50 % du volume du ciment sont présentées dans la Figure V.27. Les résultats obtenus montrent que les résistances à la compression des mortiers à base de CV et de SFC sont au moins égales à celles des mortiers témoins à partir de 60 jours de cure. À 365 jours de cure, les mortiers à base de CV, de V et de SFC dépassent celles des mortiers témoin. Ceci témoigne de l'activité pouzzolanique qui a conduit à la formation d'hydrates, permettant ainsi

d'avoir un accroissement de résistance à long terme. Il est à noter également que la montée en résistance à la compression est plus rapide après 28 jours de cure pour les formulations à base de liants ternaires comparées aux formulations à base de ciment seul. Ceci témoigne de l'activité pouzzolanique des liants ternaires après 28 jours.

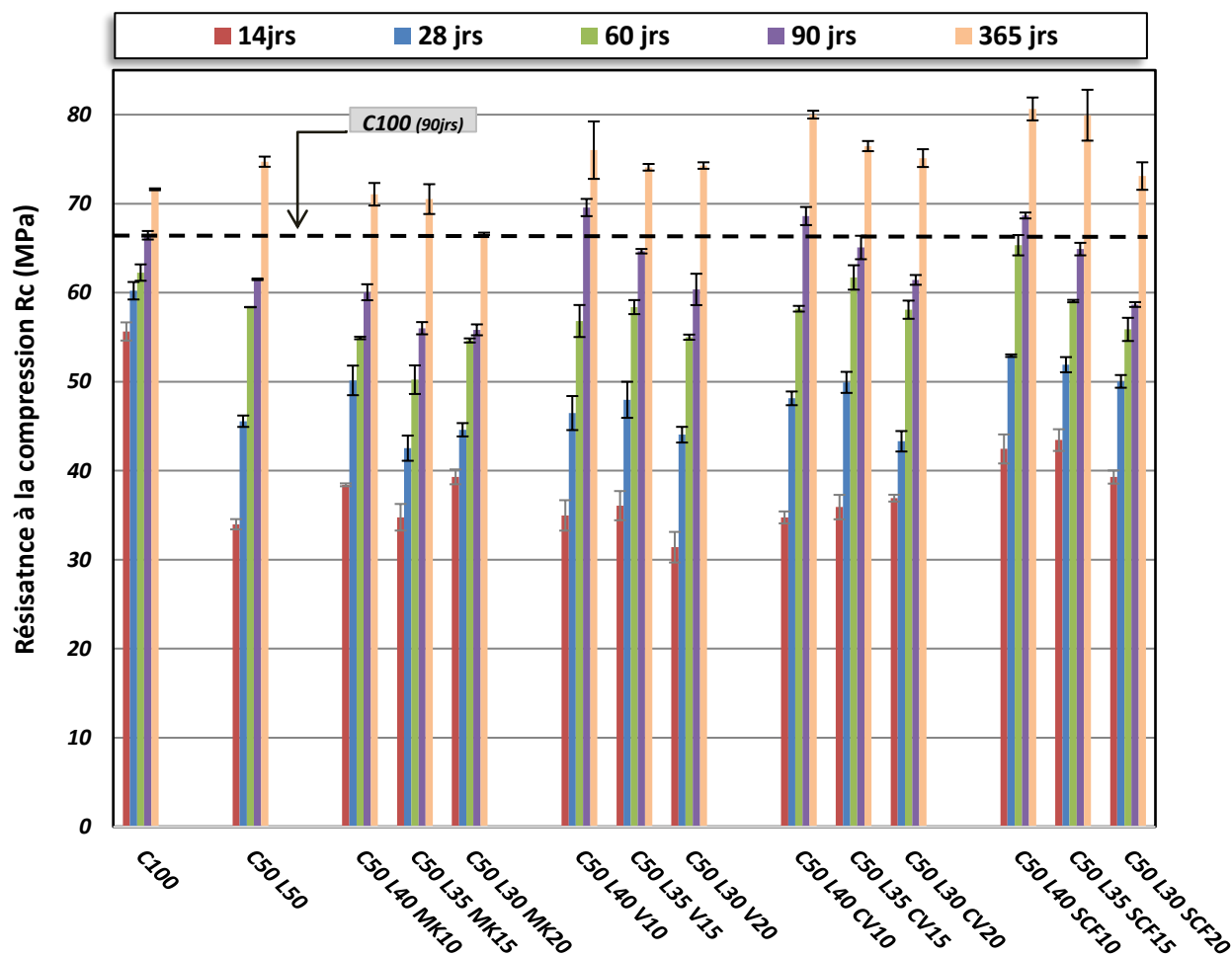


Figure V.27. Résistance à la compression des formulations à base de liants ternaires.

Afin de mieux visualiser l'effet des liants ternaires sur la résistance à long terme, la Figure V.28 représente les résistances relatives notées « $R_{c,r}$ » des mortiers à base de liants ternaires par rapport au mortier témoin. Elles ont été calculées à 365 jours selon la formule suivante (Équation (V.10)) :

$$R_{c,r} = \frac{R_{c,i_{365j}}}{R_{c,t_{365j}}} \quad (V.10)$$

avec $R_{c,r}$, la résistance relative ;

$R_{c,i_{365j}}$, la résistance à la compression de la formulation i à 365 jours ;

$R_{c,t_{365j}}$, la résistance à la compression de la formulation témoin (C100) à 365 jours.

D'après ces résultats, il s'avère que l'utilisation des liants ternaires améliore considérablement les résistances mécaniques des mortiers formulés. Il est à noter que les résistances à la compression simple à 365 jours des mortiers à base de SFC, CV et V avec des taux allant jusqu'à 20 % de substitution du ciment, sont supérieures à celles des mortiers témoins et des mortiers à base de MK.

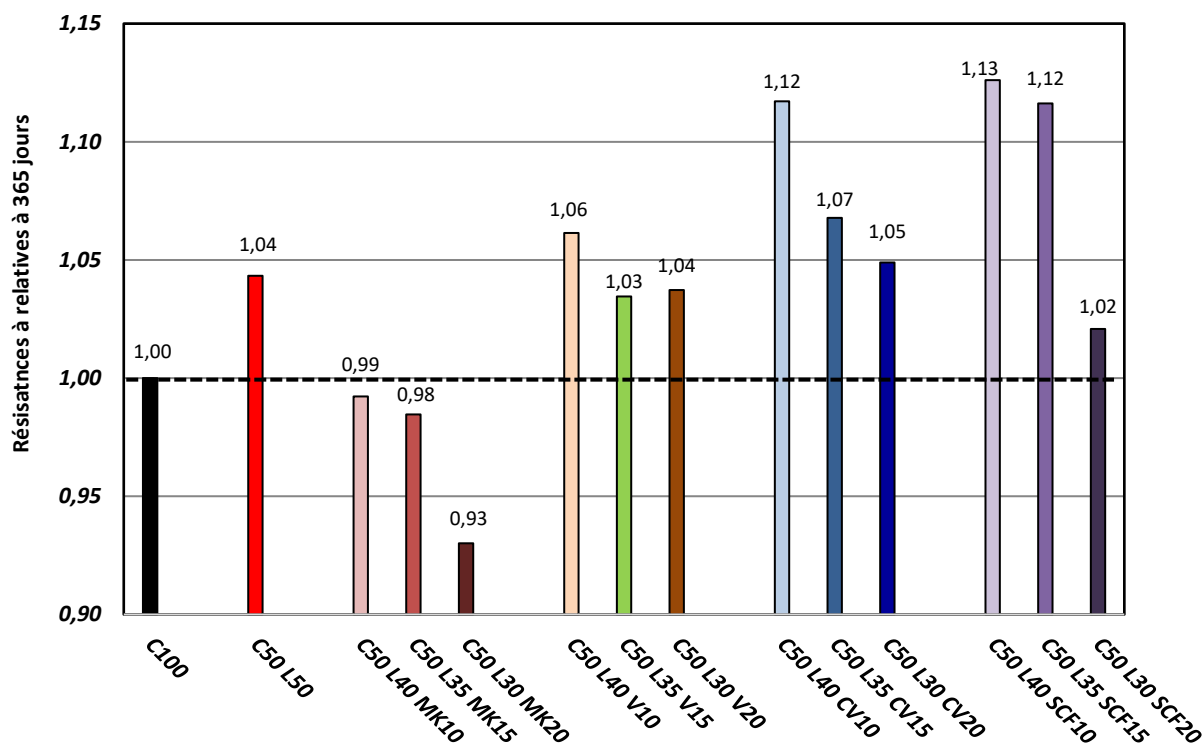


Figure V.28. Résistances relatives à 365 jours des formulations à base de liants ternaires.

Afin d'observer l'effet des additions minérales sur l'augmentation de la résistance à long terme, les Figures V.29 et V.30 permettent de comparer l'augmentation des résistances entre 28 jours et 365 jours pour l'ensemble des formulations de mortiers à base de liants ternaires et celle du mortier témoin. L'augmentation relative de la résistance à la compression entre 28 jours et 365 jours est exprimée par l'Équation (V.11) et l'augmentation de la résistance en pourcentage (%) est calculée par selon l'Équation (V.12).

$$\frac{Rc, i_{365j} - Rc, i_{28j}}{Rc, t_{365j} - Rc, t_{28j}} \quad (V.11)$$

$$\frac{Rc, i_{365j} - Rc, i_{28j}}{Rc, i_{28j}} \quad (V.12)$$

Ces résultats démontrent la réactivité pouzzolanique des additions minérales utilisées. Les CV et les V présentent la plus importante réactivité à long terme comparés aux autres additions. Ceci peut être expliqué par le fait que les verres broyés et les CV renferment la quantité la plus importante de silice SiO₂ réactive pouvant participer aux réactions pouzzolanique.

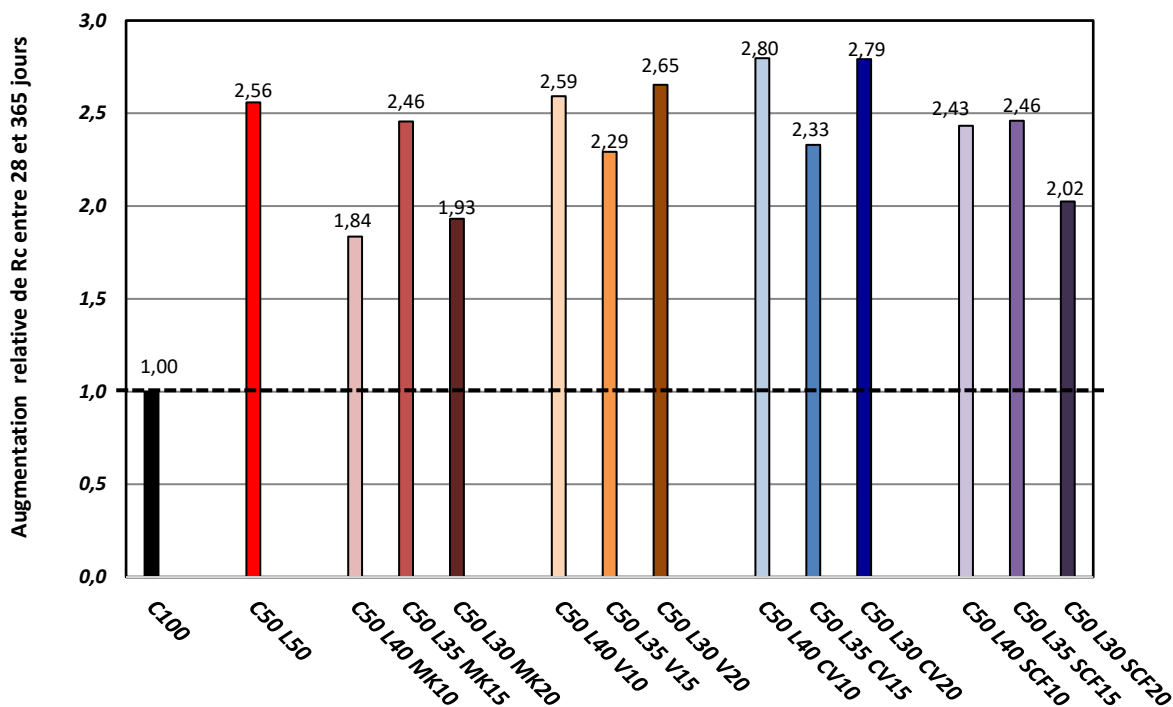


Figure V.29. Augmentation relative de la résistance entre 28 et 365 jours.

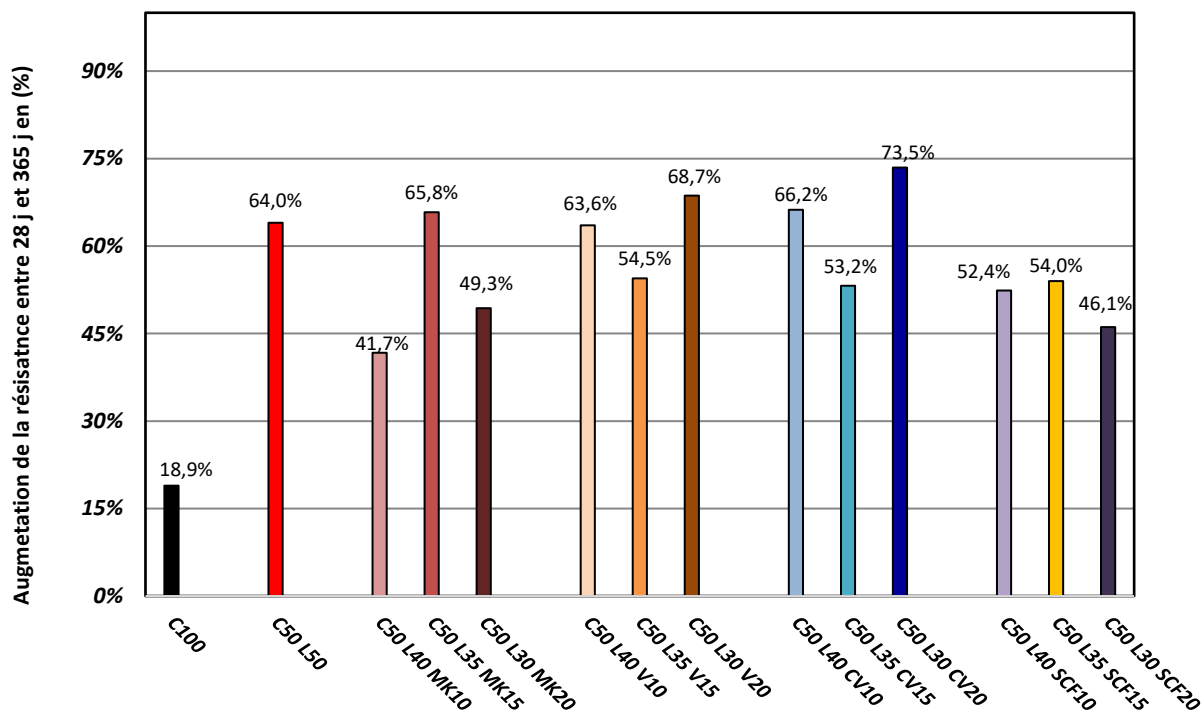


Figure V.30. Augmentation de la résistance entre 28 et 365 jours pour les différentes formulations.

3.5.2 Indice d'activité et coefficient d'activité

L'indice d'activité est un paramètre qui permet de quantifier l'influence de la substitution d'une partie P (%) du ciment par une addition minérale sur la résistance à la compression.

Selon la norme P 18-508, la valeur conventionnelle de l'indice d'activité est évaluée avec une incorporation de 25 % d'addition minérale en substitution du ciment [33]. De manière plus générale, l'indice d'activité peut être exprimé comme étant le rapport de la valeur de la résistance à la compression simple d'un mortier contenant une proportion P (%) d'addition et la résistance à la compression de mortiers témoins réalisés à base de 100 % de ciment. L'indice d'activité est donné par la formule suivante (Équation (V.13)) [34] :

$$i(p) = \frac{R_p}{R_0} \quad (V.13)$$

avec i , l'indice d'activité pouzzolanique ;

R_p , la résistance à la compression du mortier avec P (%) d'addition ;

R_0 , la résistance à la compression du mortier contenant 100 % de ciment.

Le coefficient d'activité a été calculé afin d'estimer l'activité pouzzolanique des additions utilisées. Le coefficient d'activité peut être calculé par la formule de Bolomey de 1929 (Équation (V.14)), citée par [35] :

$$X_A = 1 + \left(\frac{i-1}{p}\right) \cdot \left[1 - 0,5 \frac{W}{C_0}\right] \quad (V.14)$$

avec C_0 , la masse du ciment en (kg) ;

i , l'indice d'activité ;

p , le taux de substitution ;

W , la masse de l'eau (kg).

La Figure V.31 et le Tableau V.14 présentent respectivement les indices d'activité et les coefficients d'activité des différentes formulations testées. D'après ces résultats, il apparaît que l'utilisation des additions minérales CV et SFC avec des taux de substitution jusqu'à 15 %, permet d'avoir des indices d'activité à 28 jours au moins égaux à 80 %. Pour les métakaolins, l'indice d'activité de 80 % est atteint à 28 jours pour seulement un taux de substitution de 10 %. Pour les mortiers à base de verres broyés, l'indice d'activité dépasse les 80 % pour des taux de substitution allant jusqu'à 20 % à partir de 60 jours. Ceci traduit la disparité entre l'activité pouzzolanique des additions minérales utilisées dans cette étude ; cette disparité est par ailleurs influencée par les caractéristiques des différentes additions, notamment la surface spécifique, la finesse, la demande en eau, etc.

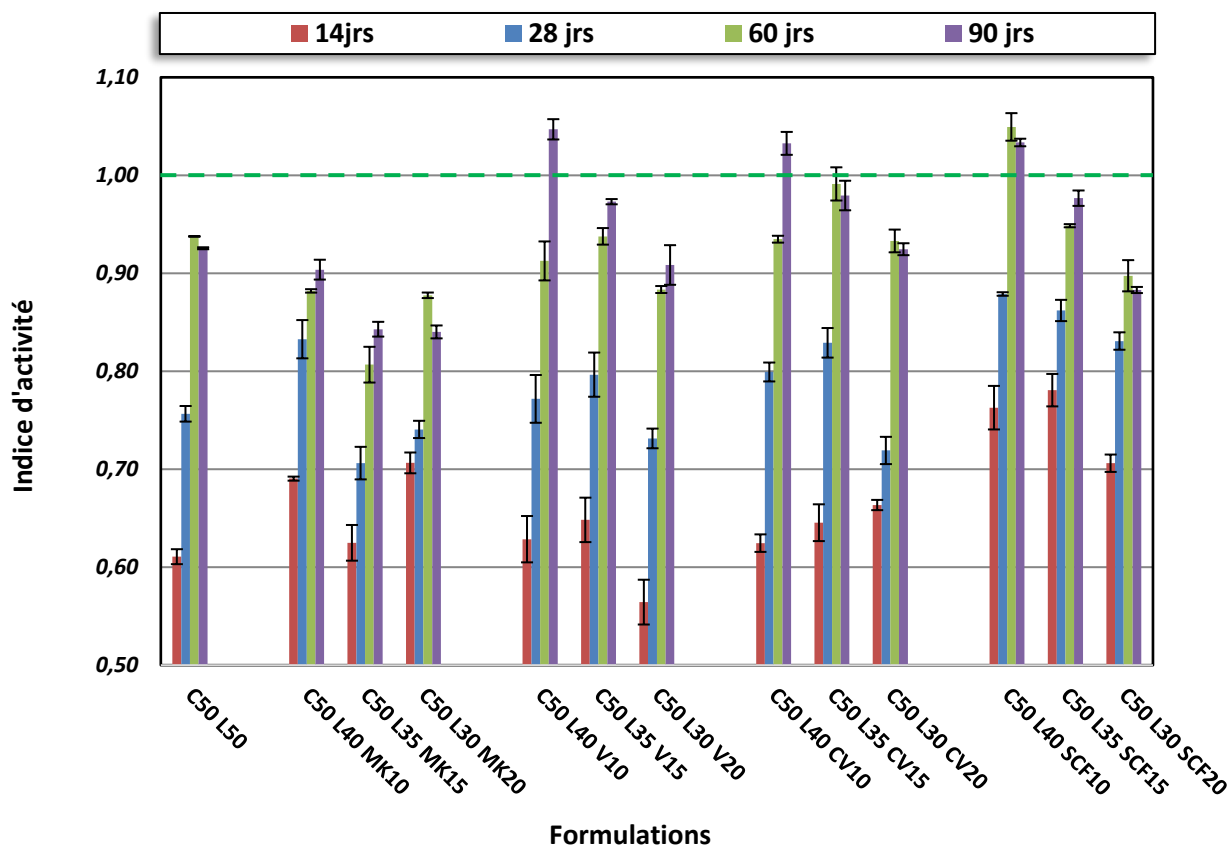


Figure V.31. Résultats de la mesure de l'indice d'activité des différentes formulations.

Tableau V.14. Résultats de la mesure des coefficients d'activité des différentes formulations.

	Temps de cure (jours)			
	14	28	60	90
C50 L50	0,42	0,63	0,91	0,96
C50 L40 MK10	0,54	0,75	0,82	0,92
C50 L35 MK15	0,44	0,56	0,71	0,83
C50 L30 MK20	0,56	0,61	0,82	0,82
C50 L40 V10	0,44	0,66	0,87	1,15
C50 L35 V15	0,47	0,69	0,91	1,1
C50 L30 V20	0,35	0,6	0,83	0,90
C50 L40 CV10	0,44	0,7	0,90	1,13
C50 L35 CV 15	0,47	0,74	0,99	1,04
C50 L30 CV 20	0,5	0,58	0,9	0,96
C50 L40 SCF10	0,56	0,75	0,85	0,89
C50 L35 SCF15	0,64	0,82	1,07	1,13
C50 L30 SCF20	0,67	0,79	0,92	1,04

3.5.3 Résistance à la flexion

Les résultats de mesure des résistances à la flexion sur trois points sont présentés dans la Figure V.32. D'après ces résultats, il a été constaté qu'à partir de 60 jours de cure, les mortiers à base de V, CV et SCF, présentent des résistances à la flexion supérieures à celles des mortiers témoins, avec des taux de substitution allant jusqu'à 15 %. Il apparaît également que l'évolution des résistances

à la flexion est plus rapide comparée à l'évolution des résistances à la compression pour les formulations contenant CV, V et SFC.

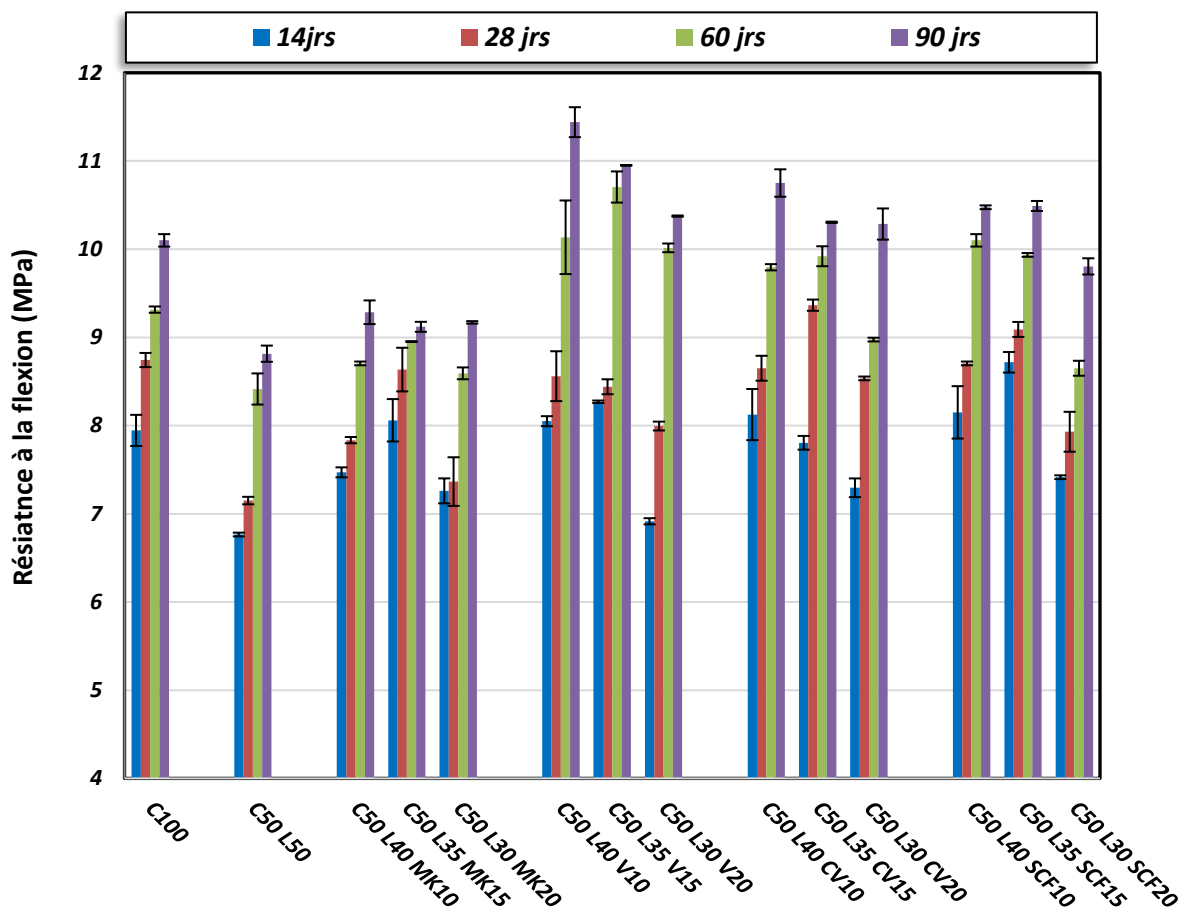


Figure V.32. Résistance à la flexion des formulations à base de liants ternaires.

3.5.4 Module élastique dynamique

Le module d'élasticité dynamique a été évalué par la mesure de la fréquence de résonance fondamentale selon la norme NF EN 14146, 2004. Afin de réaliser l'essai, l'éprouvette est soumise, après essuyage, à une impulsion mécanique instantanée et longitudinale à l'aide d'une tige dédiée à cet effet (Figure V.33). Grâce à un dispositif permettant de consigner la résonance de l'éprouvette, la mesure des dimensions ainsi que la masse de l'échantillon soumis à l'essai, le module dynamique est déduit par l'équation (V.15) suivante :

$$E_{dL}(\text{MPa}) = 4 \times 10^{-6} \cdot l^2 \cdot F_L^2 \cdot \rho \quad (V.15)$$

avec E_{dL} , le module élastique dynamique en (MPa) ;

F_L , la fréquence fondamentale de résonance en vibration longitudinale en (Hz) ;

ρ , la masse volumique en (kg/m^3) ;

l , la longueur de l'éprouvette en (m).

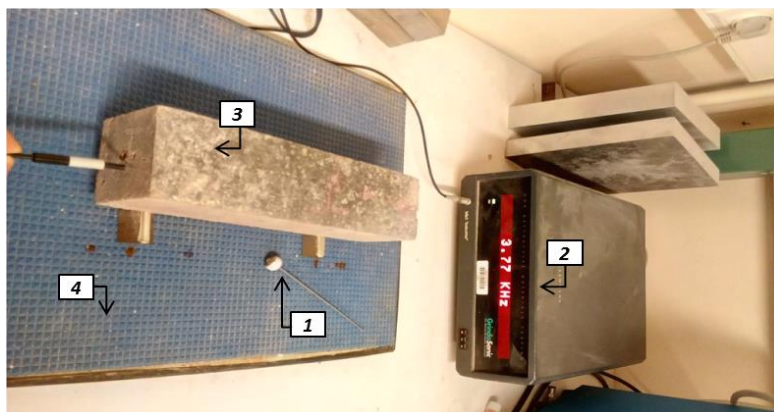


Figure V.33. Appareil utilisé pour la mesure de la fréquence de résonance : (1) tige d'impulsion mécanique ; (2) capteur de vibration ; (3) corps de l'éprouvette ; (4) surface isolante des vibrations extérieures.

Les résultats présentés dans la Figure V.34 permettent de voir l'évolution des modules de rigidité en fonction du temps de cure et du taux d'incorporation des additions dans les liants ternaires. Pour l'ensemble des formulations, une augmentation du module est observée. Ceci peut être expliqué par l'activité pouzzolannique qui permet d'avoir de nouveaux produits d'hydratation. Ces derniers participent à la densification de la matrice cimentaire et par conséquent à l'amélioration du module dynamique.

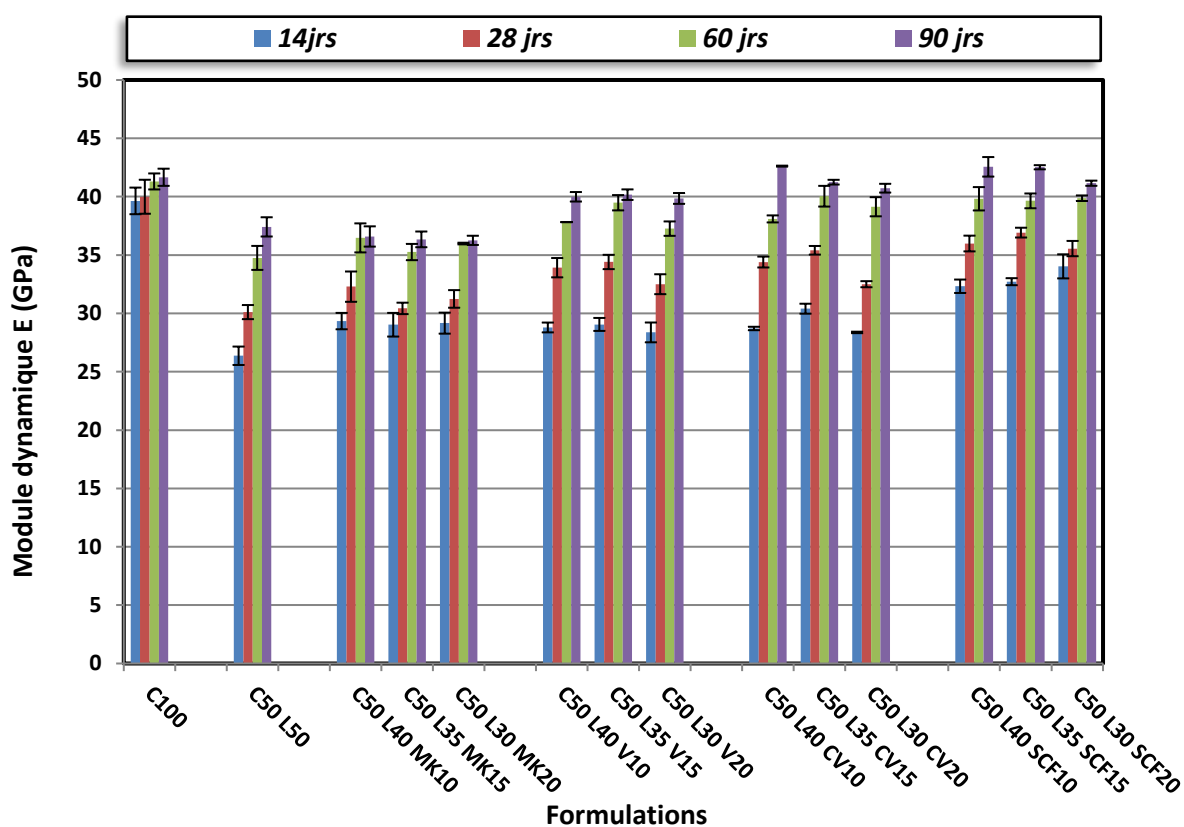


Figure V.34. Résultats de la mesure du module dynamique des différentes formulations à 14, 28, 60 et 90 jours.

3.5.5 Porosité accessible au mercure

La distribution de la porosité dans les mortiers a été déterminée par la technique du porosimètre au mercure. Cette technique est basée sur les propriétés physiques du mercure (liquide non mouillant avec un angle de contact $> 90^\circ$), lesquelles permettent de déterminer le volume des pores et leur distribution en fonction de leur diamètre dans l'échantillon. L'appareil est capable d'analyser une large gamme de porosités comprises entre 7 nm et 500 μm de diamètre. Les mesures sont réalisées à basse pression pour des tailles de pores relativement élevées, et à haute pression pour les nanoporosités.

La caractérisation de la porosité a été mesurée à différentes échéances après l'arrêt de l'hydratation afin de suivre l'évolution de cette dernière en fonction du temps de prise dans le cas des pâtes de ciments. Les résultats de toutes les mesures réalisées à 14, 28, et 90 jours sont repris dans les Figures V.35 à V.40. Les mesures réalisées à 60 jours reprise dans l'Annexe 7.

Ces résultats permettent de constater que l'ensemble des formulations ont une porosité totale à 90 jours comprise entre 6 et 13 %. Aussi il a été constaté que les porosités des mortiers à base de liants ternaires continuent leur évolution jusqu'à 90 jours. En effet, à 90 jours, les porosités des mortiers contenant les additions minérales CV et SFC sont inférieures à celle du mortier témoin. Ceci témoigne que l'activité pouzzolanique génère de nouveaux hydrates, permettant ainsi de combler la porosité totale. Par ailleurs, cette dernière est liée à d'autres facteurs comme le type de phases d'hydratation formées et le degré de gélification pour les hydrates semi-cristallisés comme le CSH, le rapport Ca/Si, la température de durcissement et la nature des additifs minéraux [36][37].

D'après les Figures V.39 et V.40, les concentrations des diamètres volumiques des porosités varient dans l'ensemble entre 10 nm et 50 nm. La forte concentration des porosités a été observée dans l'intervalle de diamètre 5 à 500 nm. D'après la littérature, cet intervalle contient quatre classes de porosité structurale [38][39][40] :

- Classe A : 1-25 nm. Caractéristique des porosités méso-gel, elle définit les porosités entre des chaînes de C-S-H formées dans la matrice. Plus la densité de porosité mesurée dans cette classe est élevée, plus la quantité de gel de C-S-H dans la matrice est importante ;
- Classe B : 25-50 nm. Caractéristique des porosités microcapillaires et mésocapillaires entre des groupes de chaînes de C-S-H ;
- Classe C : 50 nm-1 μm . Caractérise une porosité macrocapillaire dans la structure de grandes chaînes de C-S-H ;

- Classe D : 1-10 μm . Macroporosité liée à des effets de parois et à la morphologie de la poudre de verre.

D'après les Figures V.35 à V.40, on observe que l'utilisation des liants ternaires permet d'avoir une augmentation des porosités de classe A et B, contre de fortes concentrations de porosités de classe C dans la matrice de référence.

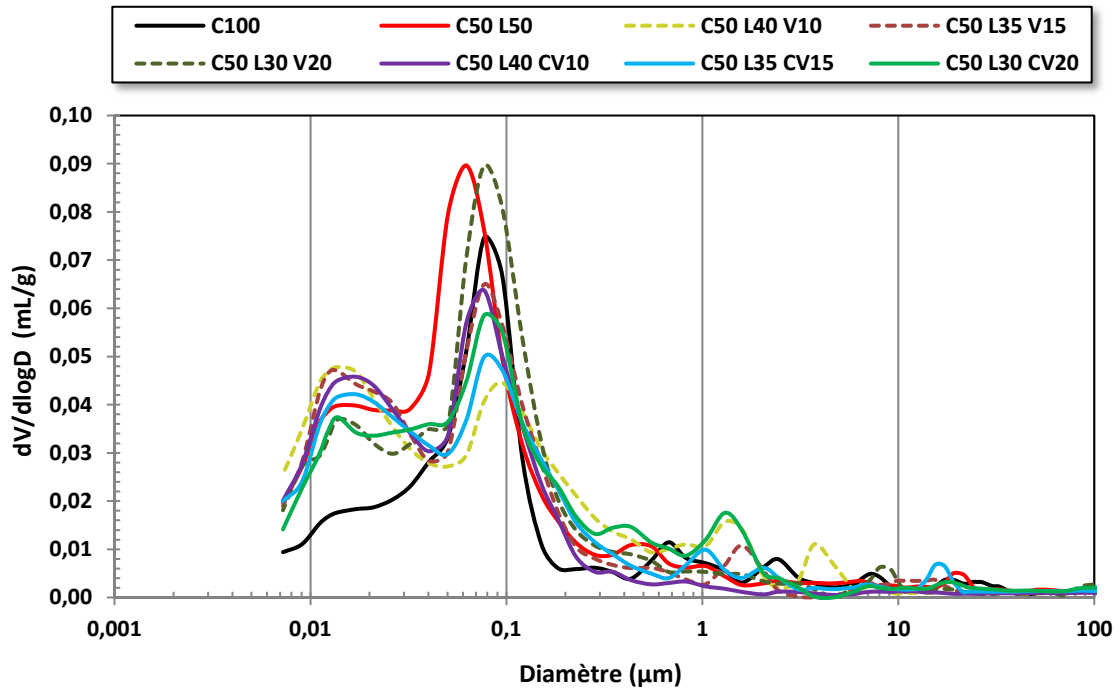


Figure V.35. Courbes de porosité accessible au mercure à 14 jours pour V et CV.

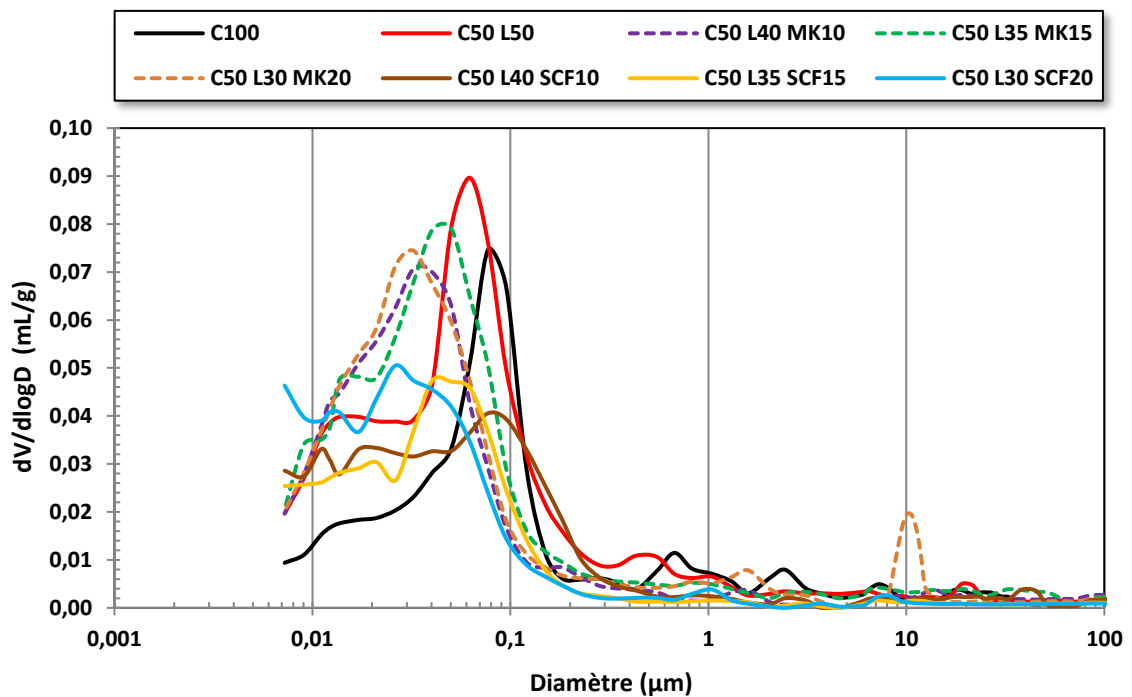


Figure V.36. Courbes de porosité accessible au mercure à 14 jours pour MK et SCF.

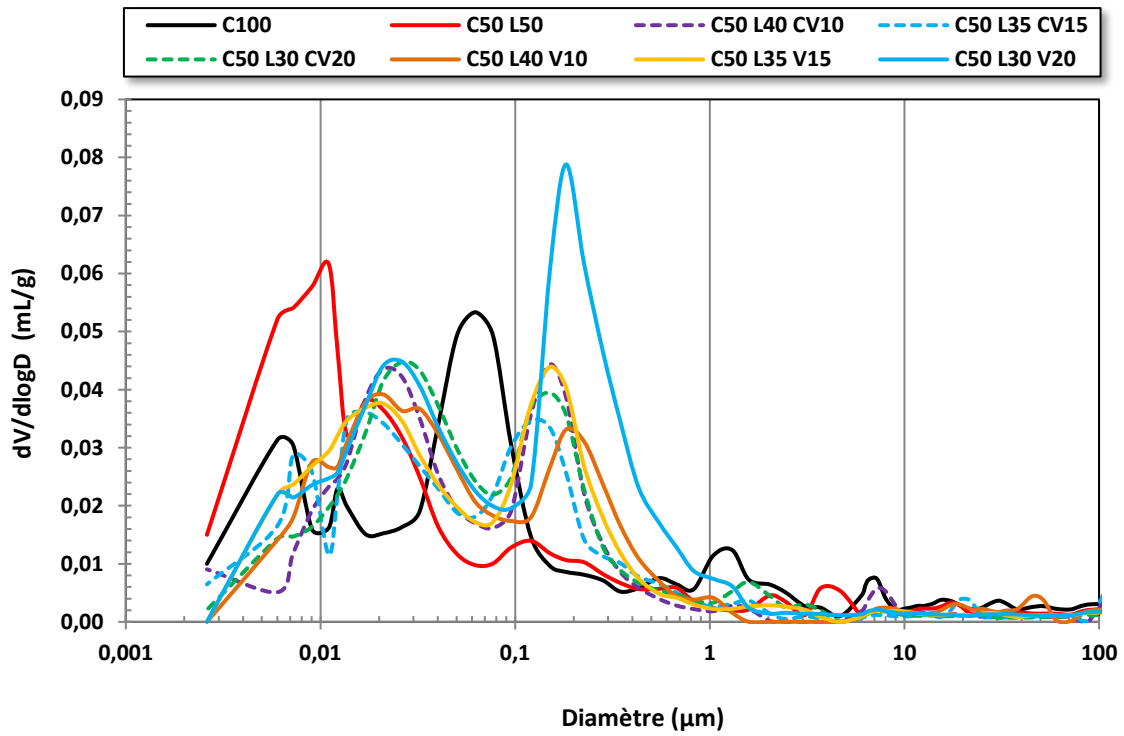


Figure V.37. Courbes de porosité accessible au mercure à 28 jours pour V et CV.

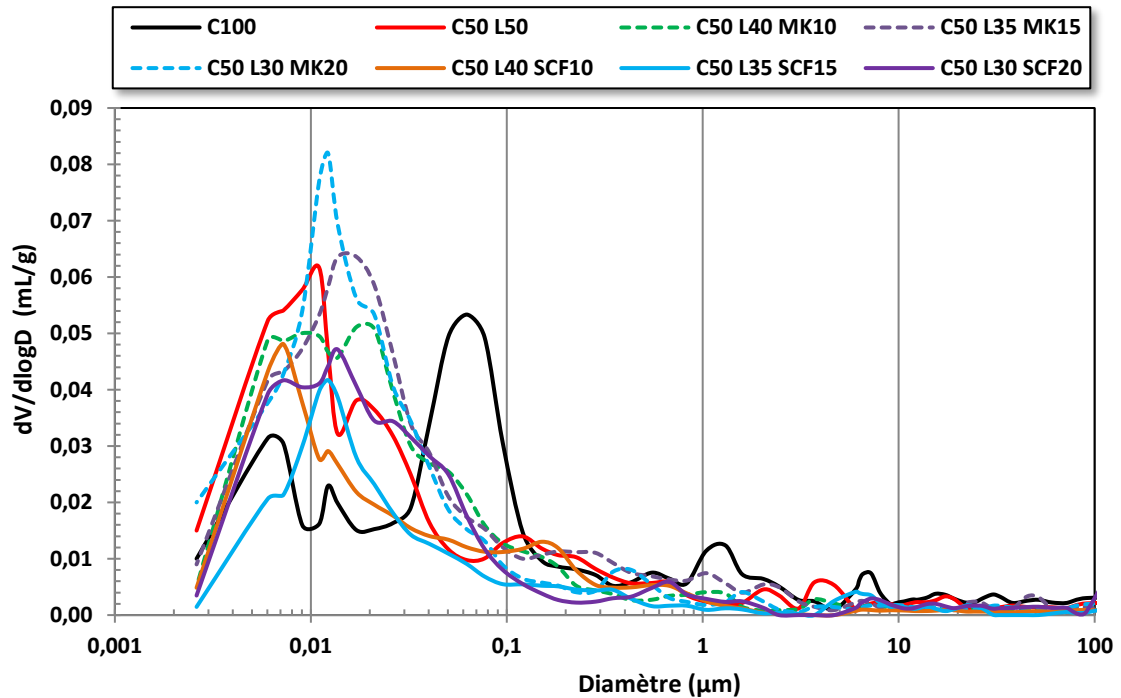


Figure V.38. Courbes de porosité accessible au mercure à 28 jours pour MK et SCF.

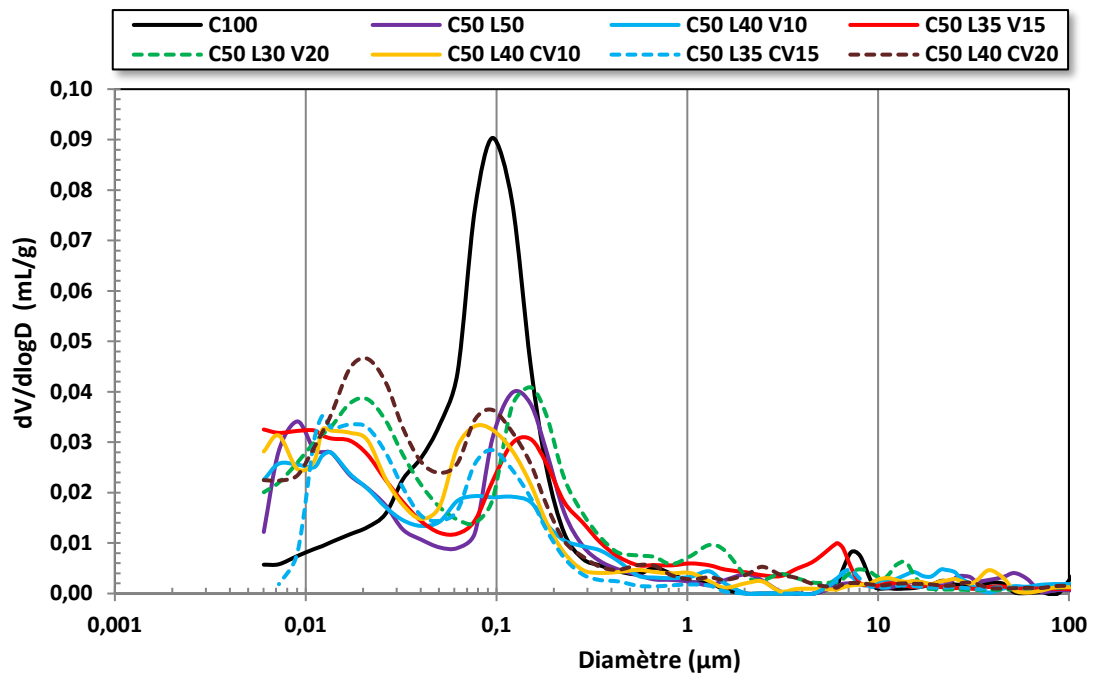


Figure V.39. Courbes de porosité accessible au mercure à 90 jours pour V et CV.

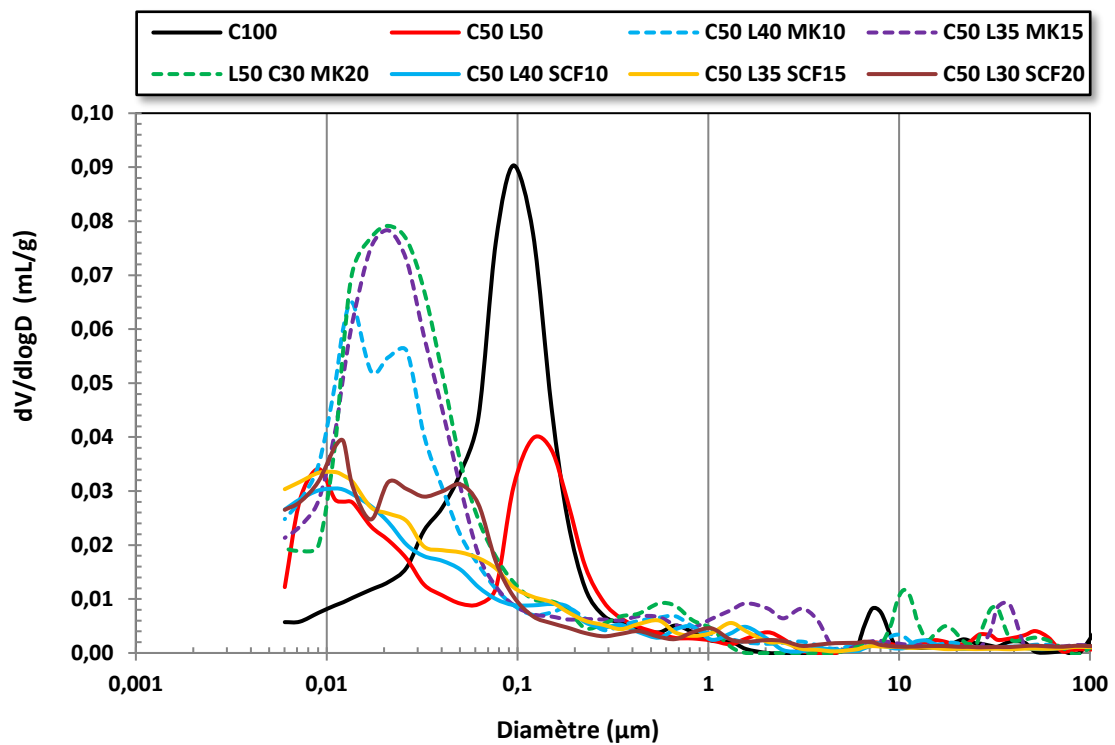


Figure V.40. Courbes de porosité accessible au mercure à 90 jours pour MK et SCF.

Le Tableau V.15 montre les résultats de porosités globales mesurées sur chaque formulation. Ces résultats montrent que la porosité diminue avec le temps (de 14 à 90 jours). Ceci est dû à la formation des C-S-H. Cette diminution est plus prononcée pour les formulations à base de liants ternaires. Ceci est expliqué par la réaction pouzzolanique des additions utilisées. Les formulations à base du sédiment traité par calcination flash présentent les porosités les plus faibles. Ceci peut être expliqué par le double effet de la méthode de calcination flash, physique et chimique. L'effet physique notamment le broyage fin, ce qui d'un côté améliore la compacité de la matrice cimentaire et par conséquent réduit le volume des pores et d'un autre côté une amélioration de effet de nucléation hétérogène. Quant à l'effet chimique, il est obtenu grâce à l'activation des phases minérales du sédiment par la calcination.

Tableau V.15 Valeurs des porosités totales accessibles au mercure pour les différentes formulations à 14, 28, 60 et 90 jours.

Porosité totale en (%)	14 j	28 j	60 j	90 j
C100	12,46	11,87	11,33	11,10
C50 L50	16,44	12,55	11,33	8,25
C50 L40 MK10	15,06	13,89	11,88	10,30
C50 L35 MK15	16,65	14,28	13,53	12,54
C50 L30 MK20	15,20	14,49	13,64	12,41
C50 L40 V10	15,29	12,16	10,45	8,77
C50 L35 V15	13,71	12,24	11,04	9,68
C50 L30 V20	16,04	14,86	13,82	12,31
C50 L40 CV10	13,59	11,61	11,47	9,00
C50 L35 CV15	14,20	12,39	11,39	10,22
C50 L30 CV20	14,65	12,44	11,17	10,41
C50 L40 STCF10	12,37	8,81	8,39	7,89
C50 L35 STCF15	11,84	10,58	8,85	7,12
C50 L30 STCF20	12,10	10,45	9,52	8,81

3.5.6 Analyse thermogravimétrique (ATG)

L'analyse thermogravimétrique (ATG) est une méthode d'analyse qui permet de quantifier les phases d'un composant. Cette méthode consiste à augmenter de manière contrôlée la température d'un échantillon et de suivre sa perte de masse. Des modifications physico-chimiques du matériau vont se produire, et seront repérées avec des inflexions sur la courbe de suivi de perte de masse en fonction de la température ou bien par apparition de pics affectés à la perte de masse sur la courbe ATD qui représente la dérivée première de l'ATG. En connaissant la température de décomposition de chaque phase et en ayant la perte de masse correspondante, on peut donc déterminer la quantité de chaque phase initialement présente dans le composé.

Les températures de décomposition des phases majeures d'un matériau cimentaire ont largement été étudiées dans la littérature. Selon [41], le gel de C-S-H se déshydrate à une température allant de 100 °C à 400 °C, la grande partie d'eau liée à la décomposition des C-S-H se produit entre 50 °C

et 250 °C [36]. Cependant, à cette température, l'ettringite se décompose également : il est donc difficile de distinguer la perte de masse correspondant à chacune de ces phases séparément [42].

De la même manière, l'intervalle de température relatif à la perte de masse liée à la décomposition de la portlandite n'est pas unanimement défini, la difficulté réside dans le fait qu'une partie de l'eau des C-S-H se produit aussi à cette température [36]. Bien que les avis des auteurs divergent sur la question, il semblerait que cet intervalle peut être situé globalement entre 450 °C et 550 °C.

Il existe deux méthodes pour la détermination de la perte de masse liée à la décomposition de la portlandite : la « méthode de la tangente » et la « méthode de la dérivée ». La méthode de la tangente repose sur le calcul basé sur deux tangentes dessinées entre 400 °C et 600 °C tandis que la méthode de la dérivée consiste à déterminer d'abord les points d'inflexion de la courbe ATG en utilisant la courbe dérivée ATD. La principale différence des deux méthodes réside dans le fait que la méthode de la tangente prend en compte à la fois la décomposition de la portlandite et la perte d'eau des C-S-H, le résultat est donc plus réaliste mais moins précis. En revanche, la méthode de la dérivée ne prend pas en compte la partie liée au C-S-H [36].

L'autre phase majeure d'une matrice cimentaire est la calcite, celle-ci se décarbonate à un intervalle de température situé entre 600 °C et 750 °C [43].

Les principales modifications physico-chimiques qui surviennent dans une matrice cimentaire analysée par ATG/DTG sont les suivantes :

- Entre 30 et 120 °C : l'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'échappent de la matrice. À 120 °C, l'eau non liée est complètement éliminée ;
- Entre 130 °C et 170 °C : il y a décomposition du gypse par des réactions endothermiques ;
- De 180 °C à 300 °C : cela correspond à la première phase de déshydratation, les molécules d'eau s'échappent des silicates ainsi que l'eau liée chimiquement ;
- Entre 450 °C et 550 °C : il y a décomposition de la portlandite en chaux libre suivant la réaction suivante : $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$;
- De 600 °C à 700 °C : à cette plage de température, les C-S-H se décomposent, c'est la deuxième phase de déshydratation des silicates de calcium hydratés ;
- 700 °C à 900 °C : les carbonates de calcium se décomposent selon la formule suivante : $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$. Cette réaction est fortement endothermique ;
- Au-delà de 1 300 °C : la matrice est réduite à l'état de boue.

Dans cette étude, l'analyse ATG a été utilisée afin d'estimer la quantité de portlandite présente dans les différentes matrices cimentaires. Le suivi de perte de masse a été étudié dans un intervalle de température allant de 50 à 1 000 °C avec une rampe ascendante de 10 °C/min. L'analyse

a été conduite sur les différents échantillons à plusieurs échéances (14, 28, 60 et 90 jours). À l'issue de l'essai de compression sur les éprouvettes 4×4×16 cm, une partie des mortiers a été récupérée puis séchée dans une étuve ventilée à 40 °C jusqu'à masse constante. Les échantillons ont ensuite été broyés à l'aide d'un cyclo-broyeur et une partie de la poudre (≈ 200 mg) a été soumise à l'essai. L'appareil utilisé était de marque Netzsch STA 449F3.

Les Figures V.41 et V.42 représentent les résultats obtenus pour les formulations CV et V à 28 et 90 jours. Pour les formulations MK et SCF ainsi que les résultats détaillés, se référer à l'Annexe 8.

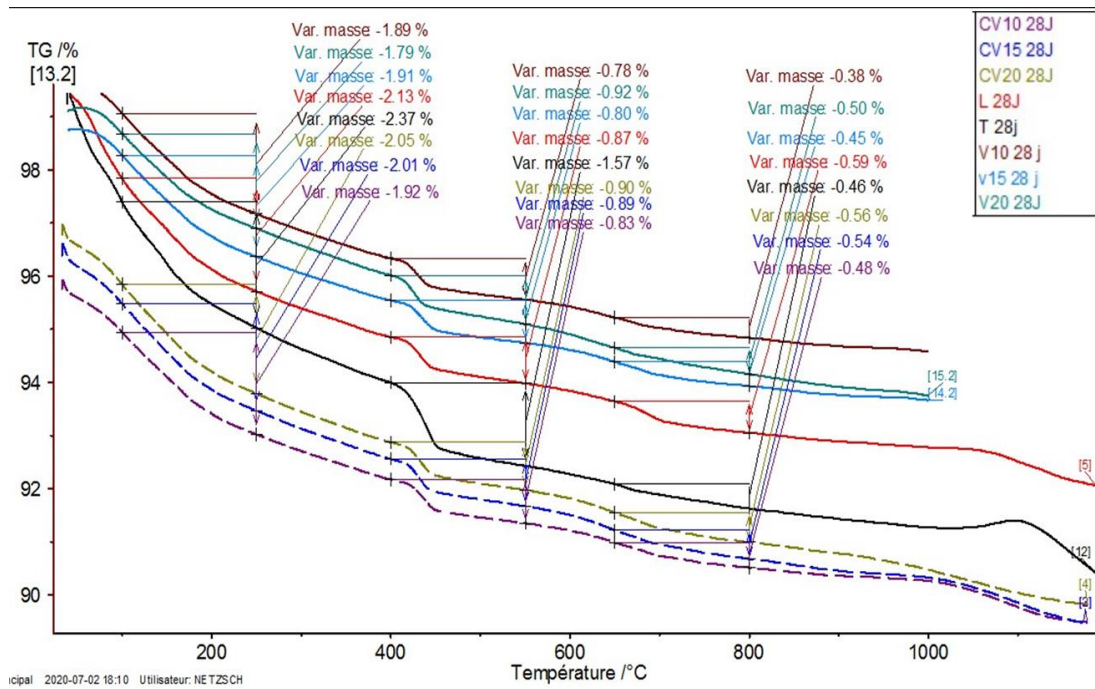


Figure V.41. Courbes d'analyse thermogravimétrique des échantillons à base de CV et V à 28 jours.

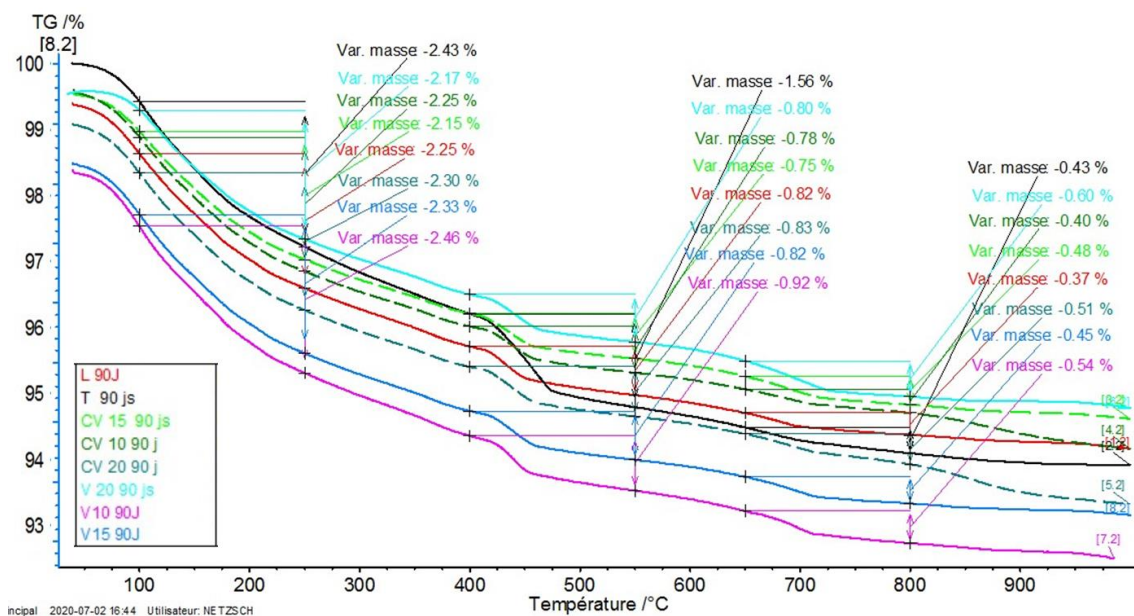


Figure V.42. Courbes d'analyse thermogravimétrique des échantillons à base de CV et V à 90 jours.

Les pertes de masse ont été calculées pour trois intervalles de température étendus de 100 °C à 250 °C, de 400 °C à 550 °C, et de 650 °C à 800 °C, correspondant respectivement à la décomposition des C-S-H et de l'ettringite, la déshydroxylation de la portlandite et la décarbonatation de la calcite. Les intervalles exacts des températures ont été ajustés pour chaque formulation à l'aide des courbes ATD.

La quantité de portlandite $m(\text{Ca}(\text{OH})_2)$, exprimée en pourcentage massique par rapport à la masse initiale de la prise d'essai, ou par g de portlandite/g de poudre, peut être calculée à partir de l'Équation (V.16) ci-dessous [44][36].

$$m(\text{Ca}(\text{OH})_2) = \frac{\Delta(m_{450^\circ\text{C}}, m_{550^\circ\text{C}}) * M_{\text{CH}}}{M_{\text{H}_2\text{O}}} \quad (\text{V.16})$$

avec $\Delta(m_{450^\circ\text{C}}, m_{550^\circ\text{C}})$, la perte de masse entre 450 °C et 550 °C ;

M_{CH} , la masse molaire de la portlandite (74,09 g/mol) ;

$M_{\text{H}_2\text{O}}$, la masse molaire de l'eau (18 g/mol).

Les résultats obtenus pour les différentes formulations sont présentés dans le Tableau V.16 ci-dessous. Les quantités de portlandite dans les formulations à base de ciment seul se stabilisent à partir de 28 jours de cure à des valeurs d'environ 8%. Pour les formulations à base de liants ternaires à base de V, de CV et de SFC les valeurs de la portlandite se stabilisent également à partir de 28 jours de cure, et sont comprise entre 5 et 6%.

Il apparait de ces résultats que la quantité de portlandite, notamment à 90 jours, est plus importante dans le mortier témoin que dans les mortiers à base de liants ternaires, probablement parce que elle a été consommée lors des réactions pouzzolaniques. Ces résultats confortent les constatations faites lors des analyses des caractéristiques des mortiers à l'état durci, et en particulier l'évolution à après 28 jours des résistances mécaniques de ces derniers.

Tableau V.16. Quantité de portlandite dans les matrices cimentaires par essai ATG (%).

Formulations	14 jours	28 jours	60 jours	90 jours
C100	5,72	8,48	8,36	8,64
C50 L50	4,86	5,31	5,23	5,43
C50 L40 MK10	4,32	4,77	4,94	4,98
C50 L35 MK15	3,05	4,94	4,82	5,52
C50 L30 MK20	4,65	2,96	4,20	4,24
C50 L40 V10	4,40	4,94	5,64	6,01
C50 L35 V15	4,82	4,98	5,15	5,43
C50 L30 V20	4,73	5,52	5,27	5,31
C50 L40 CV10	3,91	5,15	5,23	5,15
C50 L35 CV15	4,57	5,47	4,94	5,06
C50 L30 CV20	4,82	5,56	5,35	5,43
C50 L40 SCF10	4,98	5,39	5,60	5,72
C50 L35 SCF15	4,98	5,39	5,27	5,23
C50 L30 SCF20	5,35	4,73	4,82	5,64

3.5.7 Observation MEB

L'analyse MEB (Microscopie Électronique à Balayage) ou SEM (*Scanning Electron Microscopy*), est une méthode qui permet l'observation à très haute résolution de la surface des échantillons, en l'occurrence, les fragments de mortier à base de liant ternaire. Les essais ont été réalisés à l'aide d'un MEB de table de modèle Hitachi S-4300SE/N (Figure V.43). Les éléments microscopiques tels que le gel de C-S-H, les cristaux d'ettringite ou encore la portlandite, peuvent être observés grâce à la grande capacité de cet appareil qui permet d'avoir des agrandissements allant jusqu'à 500 000 fois.

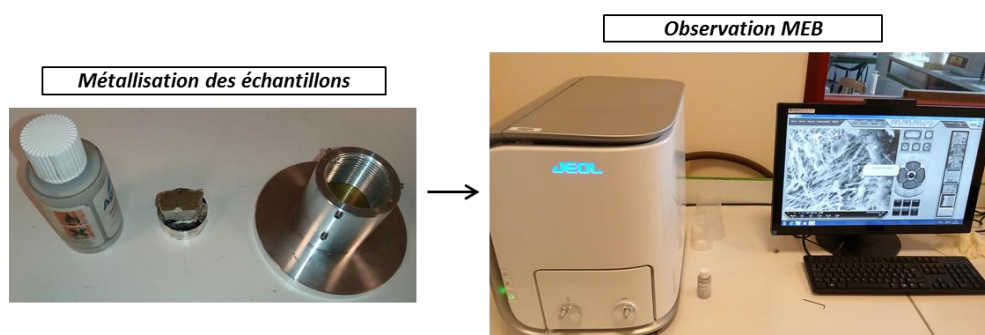


Figure V.43. Appareil utilisé pour la réalisation des observations MEB.

Avant de procéder aux observations, les échantillons nécessitent une préparation qui consiste à la déshydratation et à la métallisation des matériaux à analyser. Dans le cadre de cette étude, les observations ont été réalisées sur des fragments de mortier après 90 jours de maturation dans l'eau. Après arrêt de l'hydratation par séchage dans une étuve ventilée à 40 °C, les échantillons ont été métallisés avec de la platine. Cette étape est très importante car c'est cette métallisation qui permettra de rendre la surface conductrice et de lui permettre ainsi d'émettre les rayonnements qui seront captés par les détecteurs lorsqu'un faisceau d'électrons sera projeté sur l'échantillon.

Les observations MEB sur le mortier témoin C100 et la formulation à base de SCF sont présentées dans la Figure V.44 ci-dessous. L'ensemble des images réalisées sur les différentes formulations sont rapportées dans l'Annexe 9. Ces observations mettent en évidence la présence importante des vides et de la portlandite dans les formulations à base de ciment seul, tandis que pour les formulations à base de liants ternaires, cette porosité est comblée par les produits d'hydratation supplémentaires résultant de l'activité pouzzolanique des additions.

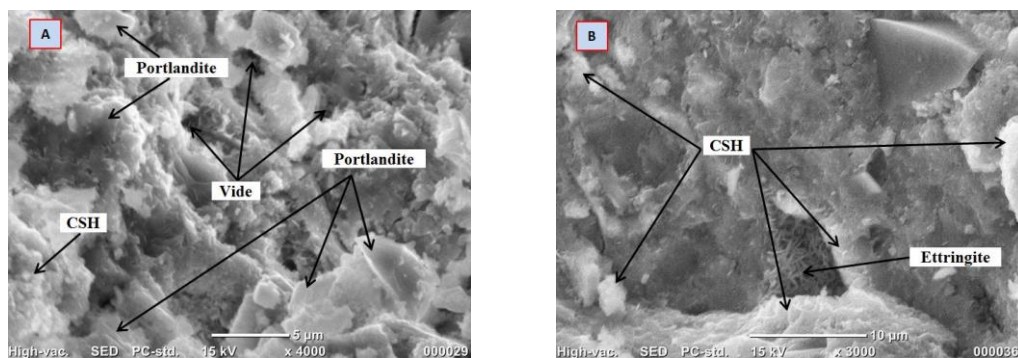


Figure V.44. Observation MEB sur monolithe. A : formulation témoin C100 ; B : formulation C50 L35 SCF15.

4. Conclusion

L'objectif de ce chapitre était la formulation d'éco-liants ternaires à base d'additions issues, en partie, de sous-produits industriels. Ces liants ternaires seront utilisés en substitution partielle du ciment afin de réduire l'empreinte carbone des liants utilisés dans notre béton. Les additions qui ont été utilisées sont le laitier (L), les métakaolins (MK), les cendres volantes (CV), la poudre de déchets de verre (V) et les sédiments traités par calcination flash (SCF).

Les différentes additions ainsi que le ciment utilisé ont été caractérisés d'un point de vue physique et chimique. L'analyse de la distribution granulométrique et l'évaluation de la surface spécifique ont mis en évidence une différence dans les propriétés de chaque addition. Le traitement par calcination flash semble améliorer la finesse des sédiments traités et augmente leur surface spécifique. L'essai de mesure de la demande en eau sur les différentes additions montre que les MK et les SCF présentent une demande en eau plus importante que celles des autres additions (L, CV et V). Ces dernières présentent des demandes en eau du même ordre que celle du ciment. L'essai de fluorescence X a montré que les éléments majeurs qui composent l'ensemble des additions utilisées sont la silice, l'alumine et le calcium. Ces éléments sont présents en quantité suffisante pour leur conférer un potentiel pouzzolanique.

Afin de déterminer les proportions optimales de chaque liant ternaire, la méthode des plans de mélange a été utilisée. L'objectif était de substituer 50 % du ciment par les additions. De ce fait, la proportion du ciment a été variée de 50 à 100 %, le laitier de 0 à 50 % et les autres additions de 0 à 30 %. L'utilisation de la méthode des plans de mélange nous a permis de définir 36 mélanges par type d'addition à formuler expérimentalement (9 mélanges par addition). Les mortiers ont été confectionnés puis testés en flexion et en compression à 14, 18, 60 et 90 jours. Le choix des formulations optimales été basé sur les résistances en compression à 90 jours, les plans de mélange ont donc été appliqués aux résultats obtenus à cette échéance. L'exploitation des plans de mélange nous a permis de définir des modèles mathématiques pour les différentes additions. Ces modèles

ont été validés grâce à la formulation de nouveaux mélanges. Les résultats montrent que les prédictions réalisées par les modèles sont très proches des résultats obtenus expérimentalement.

Afin de mieux comprendre l'effet de l'utilisation des liants ternaires dans une matrice cimentaire sur les caractéristiques des mortiers à l'état frais et à l'état durci, trois formulations ont été sélectionnées par chaque type d'addition pour des analyses plus approfondies. L'évaluation des caractéristiques à l'état frais a montré que l'utilisation des liants ternaires dans une matrice cimentaire provoque un retard dans le temps de prise par rapport au mortier témoin (C100). Ce retard de prise est plus important pour les formulations à base de CV et V. Par ailleurs, l'essai de suivi de la chaleur d'hydratation par la méthode semi-adiabatique a montré que l'utilisation des liants ternaires, notamment le SCF et le MK, permet d'obtenir des chaleurs d'hydratation importantes, ce qui témoigne d'une activité chimique supplémentaire pour ces liants. Concernant l'ouvrabilité, celle-ci a été évaluée par l'essai d'étalement à la table à chocs. Les résultats montrent que l'utilisation des CV et V n'entraîne pratiquement pas de perte d'ouvrabilité tandis que les SCF et MK provoquent une diminution considérable. Celle-ci est due en grande partie à la demande en eau importante de ces deux additions. En outre, l'utilisation des liants ternaires permet d'améliorer la compacité des mélanges, ce qui se traduit notamment par une réduction de la teneur en air occlus.

La caractérisation à l'état durci a été réalisée à travers des essais de compression simple, la flexion et l'évaluation du module dynamique. Les résultats ont montré que, bien que les performances mécaniques des formulations à base de liants ternaires restent inférieures à celles du témoin (C100) à court terme, à long terme, les résistances obtenues en utilisation des liants ternaires dépassent celles du mortier à base de ciment Portland seul. En effet, de fortes augmentations des performances mécaniques entre 28 et 90 jours ont été observées ; celles-ci sont attribuées à l'activité pouzzolanique entre les phases amorphes du liant ternaire apportées par les additions, et la portlandite produite lors de l'hydratation du ciment. Cette activité pouzzolanique a été vérifiée par quantification de la portlandite disponible dans les matrices cimentaires à travers l'essai ATG. Les résultats ont mis en évidence une présence de portlandite en quantité inférieure dans les matrices à base de liants ternaires, probablement parce qu'elle a été consommée lors de la réaction pouzzolanique. Le suivi de la structure poreuse dans les différentes matrices cimentaires a été réalisé par les essais de porosité accessible au mercure à plusieurs échéances (14, 28, 60 et 90 jours). Les résultats ont montré que l'utilisation des liants ternaires permet de réduire la porosité totale dans la matrice cimentaire et également la taille des pores. Ces constats présagent une amélioration de la durabilité par l'utilisation des liants ternaires. Ce point sera abordé dans le Chapitre VI.

Références

- [1] L. LyeA, "Design of experiments in civil engineering: Are we still in the 1920'S?," *Proceedings, Annu. Conf. - Can. Soc. Civ. Eng.*, vol. 2002, pp. 531–540, 2002.
- [2] M. Tanco, E. Viles, L. Ilzarbe, and M. J. Alvarez, "Barriers faced by engineers when applying design of experiments," *TQM J.*, vol. 21, no. 6, pp. 565–575, 2009.
- [3] M. Zribi, B. Samet, and S. Baklouti, "Screening of Factors Influencing Phosphate-Based Geopolymers Consolidation Time, Using Plackett-Burman Design," *Adv. Mater. Mech. Manuf.*, vol. pp 115-122, 2019.
- [4] Q. Sun et al., "Optimization of composite admixtures used in cementation formula for radioactive evaporator concentrates," *Prog. Nucl. Energy*, vol. 70, pp. 1–5, 2014.
- [5] A. Chomicz-Kowalska and K. Maciejewski, "Multivariate optimization of recycled road base cold mixtures with foamed bitumen," *Procedia Eng.*, vol. 108, pp. 436–444, 2015.
- [6] S. Nunes, A. M. Matos, T. Duarte, H. Figueiras, and J. Sousa-Coutinho, "Mixture design of self-compacting glass mortar," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 43, pp. 1–11, 2013.
- [7] F. D. P. Cota et al., "Full factorial design analysis of carbon nanotube polymer-cement composites," *Mater. Res.*, vol. 15, no. 4, pp. 573–580, 2012.
- [8] A. N. S. Alqadi et al., "Development of self-compacting concrete using contrast constant factorial design," *J. King Saud Univ. - Eng. Sci.*, vol. 25, no. 2, pp. 105–112, 2013.
- [9] M. Sonebi, "Medium strength self-compacting concrete containing fly ash: Modelling using factorial experimental plans," *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 7, pp. 1199–1208, 2004.
- [10] O. Afzali-Naniz and M. Mazloom, "Assessment of the influence of micro- and nano-silica on the behavior of self-compacting lightweight concrete using full factorial design," *Asian J. Civ. Eng.*, vol. 20, no. 1, pp. 57–70, 2019.
- [11] K. H. Khayat, A. Ghezal, and M. S. Hadriche, "Factorial design models for proportioning self-consolidating concrete," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 32, no. 223, pp. 679–686, 1999.
- [12] F. López-Gayarre, C. López-Colina, M. A. Serrano-López, E. García Taengua, and A. López Martínez, "Assessment of properties of recycled concrete by means of a highly fractioned factorial design of experiment," *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 10, pp. 3802–3809, 2011.
- [13] A. Joshaghani, A. A. Ramezani-pour, O. Ataei, and A. Golroo, "Optimizing pervious

- concrete pavement mixture design by using the Taguchi method," *Constr. Build. Mater.*, vol. 101, pp. 317–325, 2015.
- [14] H. Tanyildizi and M. Şahin, "Application of Taguchi method for optimization of concrete strengthened with polymer after high temperature," *Constr. Build. Mater.*, vol. 79, pp. 97–103, 2015.
- [15] R. Mohebi, K. Behfarnia, and M. Shojaei, "Abrasion resistance of alkali-activated slag concrete designed by Taguchi method," *Constr. Build. Mater.*, vol. 98, pp. 792–798, 2015.
- [16] I. Miličević, N. Štirmer, and D. Bjegović, "Optimisation of concrete mixtures made with crushed clay bricks and roof tiles," *Mag. Concr. Res.*, vol. 67, no. 3, pp. 109–120, 2015.
- [17] L. Cai, H. Wang, and Y. Fu, "Freeze-thaw resistance of alkali-slag concrete based on response surface methodology," *Constr. Build. Mater.*, vol. 49, pp. 70–76, 2013.
- [18] B. S. Mohammed et al., "Mix proportioning of concrete containing paper mill residuals using response surface methodology," *Constr. Build. Mater.*, vol. 35, pp. 63–68, 2012.
- [19] R. Zaitri et al., "Development of high performances concrete based on the addition of grinded dune sand and limestone rock using the mixture design modelling approach," *Constr. Build. Mater.*, vol. 60, pp. 8–16, 2014.
- [20] O. Akalin, K. U. Akay, B. Sennaroglu, and M. Tez, "Optimization of chemical admixture for concrete on mortar performance tests using mixture experiments," *Chemom. Intell. Lab. Syst.*, vol. 104, no. 2, pp. 233–242, 2010.
- [21] S. Bouzalakos, A. W. L. Dudeney, and B. K. C. Chan, "Formulating and optimising the compressive strength of controlled low-strength materials containing mine tailings by mixture design and response surface methods," *Miner. Eng.*, vol. 53, pp. 48–56, 2013.
- [22] A. A. Abouhussien and A. A. A. Hassan, "Application of statistical analysis for mixture design of high-strength self-consolidating concrete containing metakaolin," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 26, no. 6, pp. 1–9, 2014.
- [23] E. Ghafari, M. Bandarabadi, H. Costa, and E. Júlio, "Prediction of fresh and hardened state properties of UHPC: Comparative study of statistical mixture design and an artificial neural network model," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 27, no. 11, pp. 1–11, 2015.
- [24] H. Scheffe, "The Simplex-Centroid Design for Experiments with Mixtures Author (s): Henry Scheffe Source : Journal of the Royal Statistical Society . Series B (Methodological),

- Vol. 25, No. 2 Published by : Wiley for the Royal Statistical Society Stable URL : ht," *J. R. Stat. Soc.*, vol. 25, no. 2, pp. 235–263, 1963.
- [25] Cox DR, "A note on polynomial response functions for mixtures," *Biometrika*, vol. 58, pp. 155–159, 1971.
- [26] IMERYS, "Procédés de fabrication des métakaolins IMERYS," 2012.
- [27] M. Benzerzour, M. Amar, and N. E. Abriak, "New experimental approach of the reuse of dredged sediments in a cement matrix by physical and heat treatment," *Constr. Build. Mater.*, vol. 140, pp. 432–444, 2017.
- [28] M. Al. Amar, "Traitement des sédiments de dragage pour une valorisation dans les matrices cimentaires," Thèse de doctorat, Univ. de Lille, 2017.
- [29] V. Baroghel-Bouny, "Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances," 1994.
- [30] C. Perlot and P. Rougeau, "Intérêt des métakaolins dans les bétons," Les Éditio. 2007.
- [31] B. Kolani, "Comportement au jeune âge des structures en béton armé à base de liants composés aux laitiers," p. 285, 2012.
- [32] F. De Larrard, "Structures granulaires et formulation des bétons," *Etudes Rech. des Lab. des ponts chaussées*, vol. OA 34, p. 414 p., 2000.
- [33] P. Lawrence and E. Ringot, "Prise en compte des additions minérales dans le calcul des résistances de mortiers," *Rev. Française Génie Civ.*, vol. 4, no. 4, pp. 525–542, 2000.
- [34] N. Savadogo, A. Messan, F. Tsobnang, and W. Prince-Agbodjan, "Evaluation de la réactivité pouzzolanique des cendres de mâchefer en vue de l'élaboration d'un ciment composé: cas du mâchefer de tefereyre au Niger," no. January 2016, p. 9, 2014.
- [35] M. Benzerzour, W. Maherzi, M. A. A. Amar, N. E. Abriak, and D. Damidot, "Formulation of mortars based on thermally treated sediments," *J. Mater. Cycles Waste Manag.*, vol. 20, no. 1, pp. 592–603, 2018.
- [36] A. Bordy, "Influence des conditions thermo-hydriques de conservation sur l'hydratation de matériaux cimentaires à base d'une fine recyclée," *HAL Arch.*, pp. 1–155, 2016.
- [37] D. De, D. E. Grenoble, and L. Zingg, "Influence de la porosité et du degré d'humidité interne sur le comportement triaxial du béton," no. 510, 2013.

- [38] Z. Bajja, "Influence de la microstructure sur le transport diffusif des pâtes, mortiers et bétons à base de CEM I avec ajout de fumée de silice," 2007.
- [39] N. Bur, "Etude des caractéristiques physico-chimiques de nouveaux bétons éco-respectueux pour leur résistance à l'environnement dans le cadre du développement durable, HAL Id : tel-00804542, École Doctorale Mathématiques , Scienc," 2013.
- [40] A. Plassais, "Nanoporosité, texture et propriétés mécaniques de pâtes de ciments," 2004.
- [41] L. Missemmer, "Etude du comportement sous très hautes températures des bétons fibrés à ultra performances : application au BCV," p. 238, 2012.
- [42] S. Boudache, "Qualification des matériaux cimentaires exposés à l'attaque sulfatique externe : étude des mécanismes et proposition d'indicateurs," pp. 1-173, 2019.
- [43] X. Chen, "Effet du chauffage sur le comportement mécanique et poro-mécanique de matériaux cimentaires - propriétés hydrauliques et changements morphologiques," p. 200, 2009.
- [44] M. E. Bouarroudj, "Utilisation de matériaux naturels modèles pour la formulation de mortier contenant des sables et des fines de granulats recyclés" HAL Id : tel-02497234 p. 169, 2019.
- [45] J. Goupy, "Introduction aux plans d'expériences," 2000.
- [46] S. Vivier, "Stratégies d'optimisation par la méthode des Plans d'Expériences, et Application aux dispositifs électrotechniques modélisés par Eléments Finis" HAL Id : tel-00005822, 2004.

Durabilité des bétons à base de sédiments et de liants ternaires

1.	Introduction.....	261
2.	Récapitulatif des formulations étudiées	261
3.	Caractérisation des formulations de bétons à base de liant ternaire.....	262
3.1	Caractérisation à l'état frais	262
3.1.1	Essai d'affaissement au cône d'Abrams	262
3.1.2	Teneur en air occlus	263
3.1.3	Masse volumique apparente à l'état frais.....	263
3.2	Caractérisation à l'état durci.....	264
3.2.1	Résistance à la compression directe	264
3.2.2	Résistance au fendage.....	267
3.2.3	Module élastique sécant de plasticité en compression	268
3.2.4	Porosité accessible à l'eau.....	271
4.	Vers une évaluation de la durabilité des formulations étudiées	274
4.1	Méthode de mortier de béton équivalent (MBE)	274
4.1.1	Formulation des mortiers par la méthode MBE.....	275
4.1.2	Détermination des surfaces spécifiques de chaque composant.....	276
4.2	Résistance au gel/dégel.....	278
4.3	Réaction sulfatique interne (RSI).....	286
4.4	Réaction sulfatique externe RSE	294
4.5	Alcali-réaction	300
5.	Conclusion	305
	Références.....	308

1. Introduction

Ce chapitre fait l'objet d'une combinaison des deux parties précédentes. En effet, l'objectif de cette partie est de formuler des bétons incorporant 20 % des sédiments de dragage O en substitution de sable, et dont l'optimisation du squelette granulaire a été réalisée dans le Chapitre IV. Ces bétons seront élaborés à base de liants ternaires issus de sous-produits industriels dont la composition optimale a été définie dans le Chapitre V.

Après la formulation des bétons, ces derniers seront caractérisés à l'état frais à travers les essais suivants : la mesure de masse volumique apparente, l'affaissement au cône d'Abrams et la teneur en air occlus. Ils seront également caractérisés à l'état durci à travers des essais de performances mécaniques : la résistance à la compression simple, la résistance à la traction indirecte, l'évaluation du module élastique (module d'Young) et la mesure de masse volumique apparente. Les essais de caractérisation à l'état durci seront réalisés à plusieurs échéances : 14, 28, 90 et 120 jours. Les résultats seront interprétés et confrontés aux contraintes fixées dans le cahier des charges du guide CETMEF relatives à la réalisation d'enrochements artificiels destinés à la réfection des berges.

L'évaluation de la durabilité des différentes formulations sera également abordée dans cette partie. Certains essais seront réalisés sur les formulations de bétons tels que la porosité accessible à l'eau et les résistances mécaniques à long terme. D'autres essais de durabilité seront réalisés sur les mortiers de béton équivalent (MBE). Les essais de durabilité réalisés sont la résistance au gel/dégel, la résistance aux attaques sulfatiques internes (RSI) et externes (RSE) ainsi que la réaction alcali-granulats (RAG).

2. Récapitulatif des formulations étudiées

Afin d'étudier l'effet de l'utilisation des liants ternaires dans les bétons incorporant des sédiments, deux groupes de formulations seront étudiés : le premier groupe sera constitué de 6 formulations témoins, avec 100 % de sable et 0 % de sédiment O. Le second groupe sera composé également de 6 formulations et incorporera 20 % de sédiment O en substitution de sable.

Pour la matrice cimentaire, chaque groupe (1 et 2) sera composé d'une formulation témoin, composée de 100 % de ciment CEM I 52,5 N, d'une formulation à base d'un liant binaire (50 % de ciment + 50 % de laitier), et 4 autres formulations à base de liants ternaires (une formulation par type d'addition). L'ensemble des formulations est résumé dans la Figure VI.1.

Squelette granulaire		Matrice liante						
Dosage (kg/m ³)		Formulations (Sans sédiment)	Ciment (%)	Laitier (%)	Métakaolin (%)	Verre (%)	Cendres volantes (%)	Sédiment flash (%)
Liant	380	F1 CT100	100	-	-	-	-	-
Sédiment	0	F2 CT50 LT50	50	50	-	-	-	-
Sable	965,42	F3 CT50 LT40 MKT10	50	40	10	-	-	-
Gravillons	482,71	F4 CT50 LT35 VT15	50	35	-	15	-	-
Graviers	482,71	F5 CT50 LT35 CVT15	50	35	-	-	15	-
Eau	152	F6 CT50 LT35 SFT15	50	35	-	-	-	15
Adjuvant	7,6							

Dosage (kg/m ³)		Formulations (Avec sédiment)	Ciment (%)	Laitier (%)	Métakaolin (%)	Verre (%)	Cendres volantes (%)	Sédiment flash (%)
Liant	380	F7 CS100	100	-	-	-	-	-
Sédiment	185,82	F8 CS50 LS50	50	50	-	-	-	-
Sable	772,33	F9 CS50 LS40 MKS10	50	40	10	-	-	-
Gravillons	482,71	F10 CS50 LS35 VS15	50	35	-	15	-	-
Graviers	482,71	F11 CS50 LS35 CVS15	50	35	-	-	15	-
Eau	152	F12 CS50 LS35 SFS15	50	35	-	-	-	15
Adjuvant	7,6							

Figure VI.1. Composition des formulations de bétons à base de liants ternaires.

3. Caractérisation des formulations de bétons à base de liant ternaire

3.1 Caractérisation à l'état frais

3.1.1 Essai d'affaissement au cône d'Abrams

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams est réalisé selon la norme NF EN 12350-2, 2019. Les résultats sont présentés dans le Tableau VI.1 ci-dessous. Ces résultats montrent que l'addition des sédiments bruts en substitution du sable conduit à une perte d'ouvrabilité, ce constat étant valable pour l'ensemble des formulations. Cette baisse d'ouvrabilité est attribuée à la demande en eau importante des sédiments.

Tableau VI.1. Affaissement des bétons au cône d'Abrams.

Formulation	Affaissement (mm)	Formulation	Affaissement (mm)
CT100	Étalement	CS100	80
CT50 LT50	Étalement	CS50 LS50	95
CT50 LT40 MKT10	65	CS50 LS40 MKS10	55
CT50 LT35 VT15	90	CS50 LS35 VS15	75
CT50 LT35 CVT15	Étalement	CS50 LS35 CVS15	97
CT50 LT35 SFT15	65	CS50 LS35 SFS15	52

Nous constatons également que les formulations à base de SF et MK présentent des affaissements inférieurs au reste des formulations. En effet, la demande en eau de ces deux additions est importante, ce qui entraîne une baisse de la quantité d'eau disponible et donc une baisse des valeurs de l'affaissement au cône.

Cependant, au regard du cahier des charges qui exige un affaissement minimal de 50 mm, toutes les formulations satisfont cette condition.

3.1.2 Teneur en air occlus

La mesure de la teneur en air occlus a été réalisée selon la norme NF EN 12350-7, 2019. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau VI.2.

Les valeurs d'air occlus des formulations sans sédiments sont comprises entre 3.25 et 4.65 %. Concernant les formulations incorporant des sédiments fluviaux bruts, les valeurs d'air occlus sont comprises entre 5.35 et 6.45 %. D'après ces résultats, on remarque que l'introduction du sédiment O en tant que substitution du sable est accompagnée d'une légère augmentation de la teneur en air occlus. Ce résultat était prévisible au vu de la quantité d'eau ajoutée afin de compenser la demande en eau des sédiments. Il est également noté que pour les deux groupes de formulations et de manière globale, l'utilisation des liants ternaires n'a pas engendré une grande différence sur la teneur en air occlus.

Tableau VI.2. Teneur en air occlus des formulations de bétons.

Formulation	Teneur en air occlus (%)	Formulation	Teneur en air occlus (%)
CT100	4,20	CS100	5,55
CT50 LT50	3,25	CS50 LS50	5,35
CT50 LT40 MKT10	4,10	CS50 LS40 MKS10	6,25
CT50 LT35 VT15	4,65	CS50 LS35 VS15	6,45
CT50 LT35 CVT15	3,85	CS50 LS35 CVS15	6,00
CT50 LT35 SFT15	4,05	CS50 LS35 SFS15	5,10

3.1.3 Masse volumique apparente à l'état frais

La mesure de la masse volumique apparente à l'état frais a été réalisée selon la norme NF EN 12350-6, 2019. Les résultats obtenus pour des différentes formulations sont présentés dans le Tableau VI.3 ci-dessous.

Les résultats montrent une baisse de la masse volumique apparente de l'ensemble des formulations à base de sédiments par rapport aux formulations témoins. Ceci est expliqué par le fait que la masse volumique réelle du sable substitué est supérieure à celle du sédiment, notamment à cause de la matière organique contenue dans ces derniers. Aussi cette baisse peut être expliquée

par la quantité d'eau additionnelle utilisée pour pré-saturer les sédiments bruts. On remarque également que pour les deux groupes de formulations, l'utilisation des liants ternaires est accompagnée d'une baisse de la masse volumique. En effet, les masses volumiques absolues des additions sont globalement de 20 % inférieures à celle du ciment.

Tableau VI.3. Masse volumique (M.V.) apparente à l'état frais des formulations de béton.

Formulation	M. V. apparente (kg/m ³)	Formulation	M. V. apparente (kg/m ³)
CT100	2 542,50	CS100	2 395,87
CT50 LT50	2 443,12	CS50 LS50	2 333,75
CT50 LT40 MKT10	2 426,38	CS50 LS40 MKS10	2 330,87
CT50 LT35 VT15	2 406,25	CS50 LS35 VS15	2 328,12
CT50 LT35 CVT15	2 412,87	CS50 LS35 CVS15	2 334,13
CT50 LT35 SFT15	2 429,62	CS50 LS35 SFS15	2 337,12

3.2 Caractérisation à l'état durci

La formulation des bétons pour une caractérisation à l'état durci a été réalisée selon la norme NF EN 206. Des éprouvettes cylindriques de dimensions 11×22 cm ont été confectionnées (Figure VI.2). Pour chacune des 12 formulations, 22 éprouvettes ont été formulées afin d'être caractérisées à l'état durci à 14, 28, 90 et 120 jours. Les éprouvettes ont été démoulées au bout de 24 h puis conservées dans de l'eau à 20 °C jusqu'à l'échéance de l'essai.

Les essais qui ont été réalisés sont la résistance à la compression, la résistance à la traction indirecte, la détermination du module d'Young et de la porosité accessible à l'eau.



Figure VI.2. Éprouvettes cylindriques de bétons 11×16 cm.

3.2.1 Résistance à la compression directe

Les résultats des résistances à la compression sont résumés dans la Figure VI.3.

Les résultats des essais à la compression montrent que la substitution de 20 % de sable par des sédiments induit une perte de résistance pour l'ensemble des formulations. Plusieurs éléments peuvent expliquer cette baisse de résistance à la compression : d'une part, les sédiments contiennent de la matière organique et des éléments chimiques tels que les métaux lourds qui peuvent

inhiber les réactions d'hydratation du ciment et les additions. D'autre part, la baisse de la densité et l'augmentation de la porosité sont également des éléments qui peuvent justifier cette baisse de résistance.

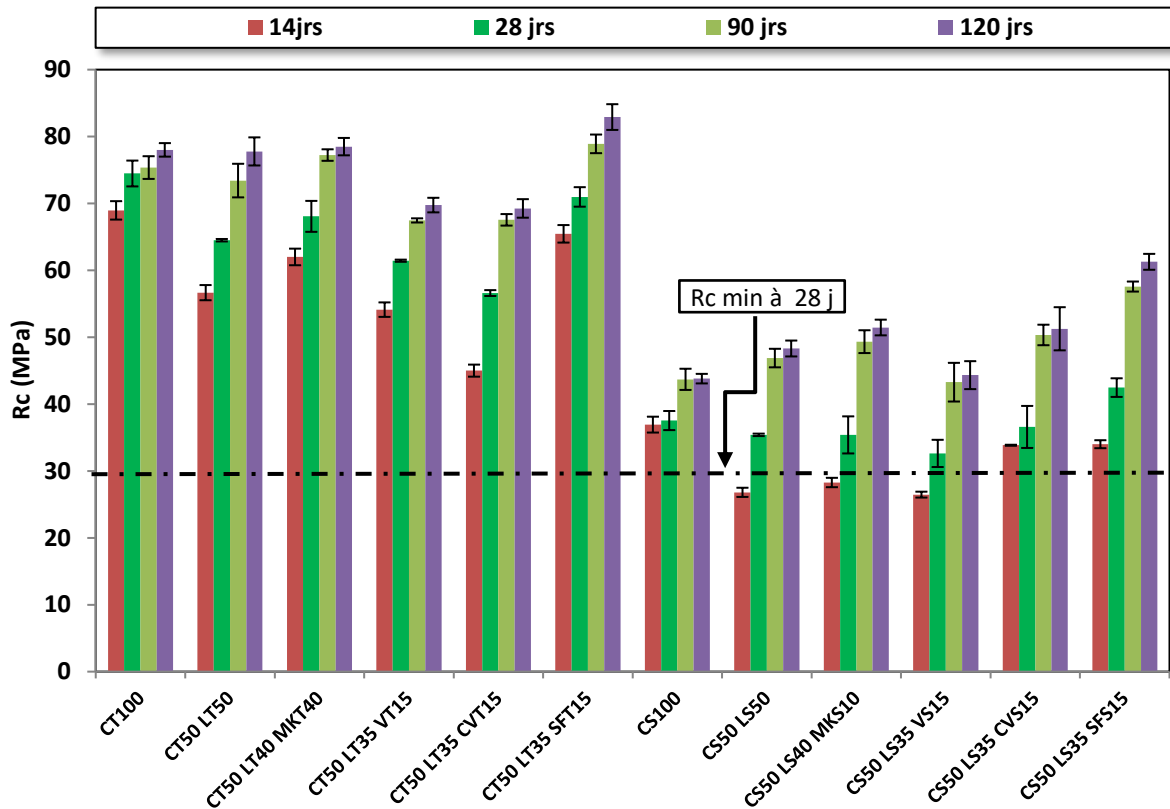


Figure VI.3. Résistance à la compression simple R_c des bétons.

On constate également pour les différentes formulations, une augmentation de la résistance en fonction du temps, due à l'hydratation du ciment et des additions. Cette augmentation est plus prononcée pour les formulations contenant du laitier. En effet, la formulation binaire C50 L50 et les formulations ternaires présentent une augmentation moyenne de 18 % de la résistance entre 28 et 120 jours alors que cette augmentation est de 5 % pour les bétons témoins. Cette augmentation est due à la réaction pouzzolanique des additions, ce qui entraîne une consommation de la portlandite ayant été mise en évidence dans le chapitre V par l'essai ATG (Paragraphe 3.5.6).

De même, l'utilisation du liant ternaire permet de réduire la perte de résistance engendrée par la présence des sédiments de dragage bruts (Figure VI.4). Ceci s'explique par le fait que, une fois le béton durci, les sédiments ont moins d'impact sur les réactions pouzzolaniques qui se produisent à long terme. En effet la prise du ciment va encapsuler les sédiments et réduire la mobilité des éléments chimiques inhibiteurs de la réaction d'hydratation (par exemple le zinc). C'est alors que les réactions des additions, qui arrivent plus tardivement, vont se produire et former ainsi de nouveaux hydrates.

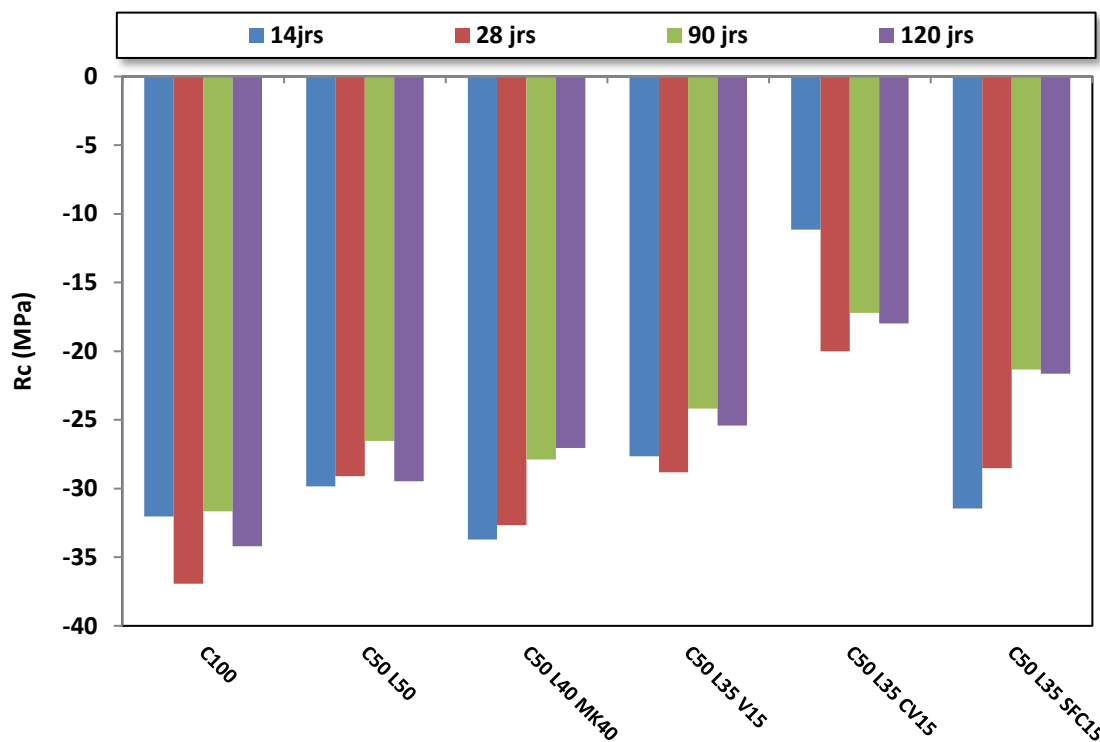


Figure VI.4. Perte de résistance en compression R_c induite par l'introduction des sédiments fluviaux dans les bétons.

Les formulations ternaires à base de SCF présentent les meilleures caractéristiques mécaniques, ce qui témoigne de la grande réactivité des sédiments traités par calcination flash. Cette activité est liée à l'aspect physique et chimique de ces sédiments. En effet, la granulométrie des sédiments est très fine et le traitement par calcination flash permet d'obtenir des particules sphériques constituant ainsi des zones de nucléation favorables à la formation des hydrates. Par ailleurs les SFC permettent d'améliorer la compacité de la pâte de liant et par conséquent, ils améliorent aussi les caractéristiques mécaniques. D'autre part, l'activation chimique peut être responsable de ce comportement. En effet, la présence d'éléments tels que les sulfates de sodium Na_2SO_4 dans les sédiments SFC pouvant jouer un rôle d'activateur du laitier notamment. L'activation de certaines phases argileuses des sédiments (kaolinite principalement) par le traitement flash contribue également à accentuer la réaction pouzzolanique et donc à l'amélioration des performances mécaniques.

Enfin, le cahier des charges du guide CETMEF préconisant une résistance minimale de 30 MPa pour les bétons destinés à la fabrication d'encrochements artificiels en blocs de béton, l'ensemble des formulations étudiées répondent à cette exigence.

3.2.2 Résistance au fendage

Les résultats de la résistance au fendage des formulations sont présentés dans la Figure VI.5 ci-dessous.

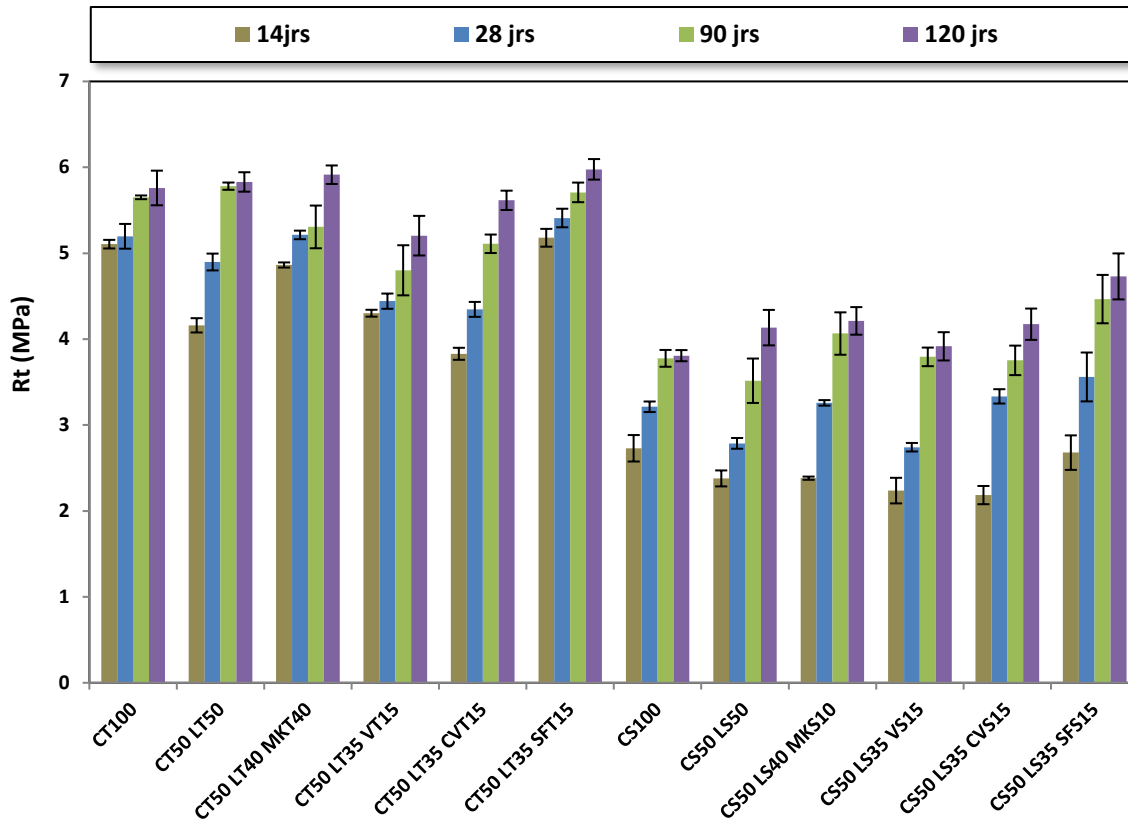


Figure VI.5. Résistance à la traction R_t des formulations de bétons.

En adéquation avec les constatations faites sur les résistances à la compression, une perte de résistance à la traction indirecte est enregistrée pour les différentes formulations lors de l'incorporation des sédiments de dragage. Les causes de cette baisse de résistance sont les mêmes que celles évoquées pour la résistance à la compression simple. On note également qu'au jeune âge (14 jours), les résistances au fendage sont assez faibles pour les formulations contenant les laitiers. Celles-ci rattrapent les résistances de la formulation à base de ciment seul après 28 jours puis la dépassent à long terme (120 jours). On remarque également que les formulations à base de liants ternaires présentent des résistances au fendage comparables à celle du témoin, et même meilleures à long terme. La Figure VI.6 présente la perte de résistance en fendage induite par l'introduction des sédiments fluviaux dans le béton. On constate que l'utilisation des liants ternaires permet, à long terme, de limiter cette perte de résistance mécanique.

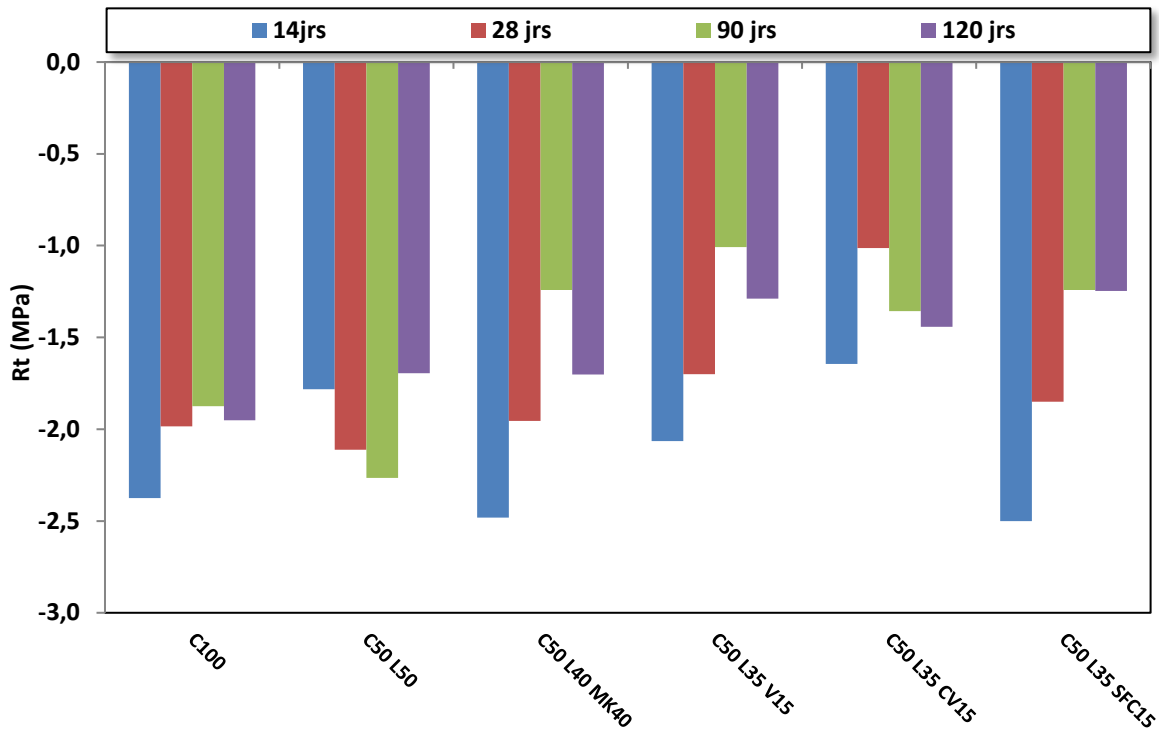


Figure VI.6. Perte de résistance en fendage R_t induite par l'introduction des sédiments fluviaux dans les bétons.

3.2.3 Module élastique sécant de plasticité en compression

Le module sécant d'élasticité en compression a été évalué selon la norme NF EN 12390-13 sur des éprouvettes cylindriques (11×22 cm) à plusieurs échéances (14, 28, 90 et 120 jours). Le principe de cet essai consiste à soumettre les éprouvettes à des cycles de chargement/déchargement axiaux en compression puis d'enregistrer leur déformation à l'aide de trois capteurs de déplacement (Figure VI.7). Le module sécant élastique représente la pente de la courbe contrainte/déformation obtenue pour chaque éprouvette et est donné par l'Équation (VI.1) suivante :

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (VI.1)$$

avec σ , la contrainte appliquée sur l'éprouvette ;
 E , le module d'Young ;
 ε , la déformation longitudinale.

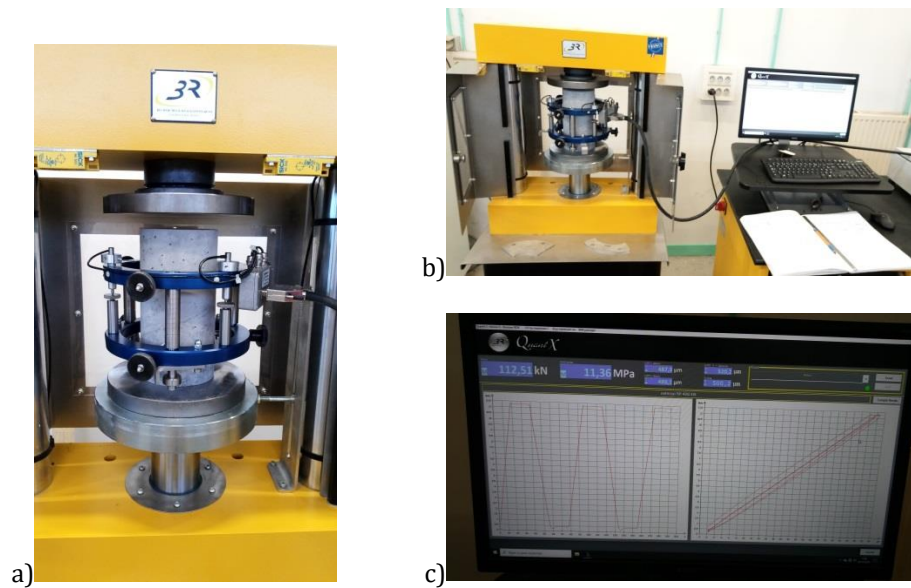


Figure VI.7. Mesure du module élastique sécant des bétons : (a) capteurs de mesure de déformation ; (b) appareil utilisé ; (c) cycles de chargement/déchargement et courbe contrainte/déformation.

Le niveau de contrainte des cycles appliqués est déterminé à partir de la mesure de la résistance à la compression f_c sur des éprouvettes dites « d'accompagnement » testées à la même échéance.

Les cycles de chargement/déchargement réalisés sur les éprouvettes ont été appliqués selon le schéma représenté en Figure VI.8.

avec σ_a , la limite supérieure de contrainte : $\sigma_a = f_c/3$,

σ_b , la limite inférieure de contrainte : $10\% f_c \leq \sigma_b \leq 15\% f_c$,

σ_p , la contrainte de pré-chargement : $0,5 \text{ MPa} \leq \sigma_p \leq \sigma_b$.

L'augmentation des contraintes est de $(0,6 \pm 0,2) \text{ MPa/s}$, le module élastique stabilisé est déterminé lors du troisième cycle.

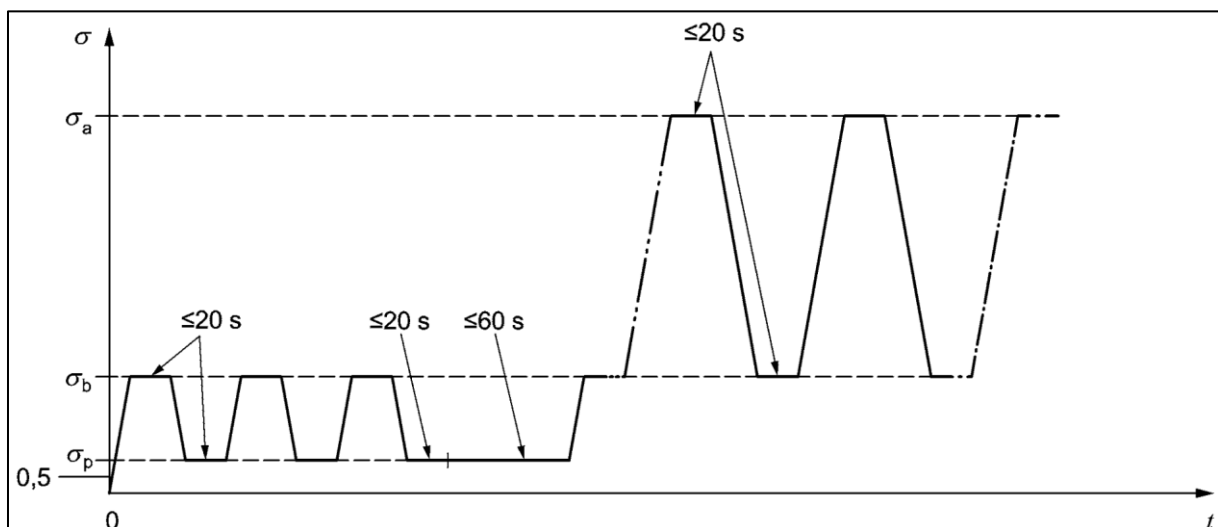


Figure VI.8. Cycle pour la détermination du module sécant d'élasticité des bétons (NF EN 12390-13).

Les cycles de force appliqués sur les éprouvettes à 28 jours ainsi qu'un exemple de courbe contrainte-déformation sont présentés respectivement dans les Figures VI.9 et VI.10 ci-dessous.

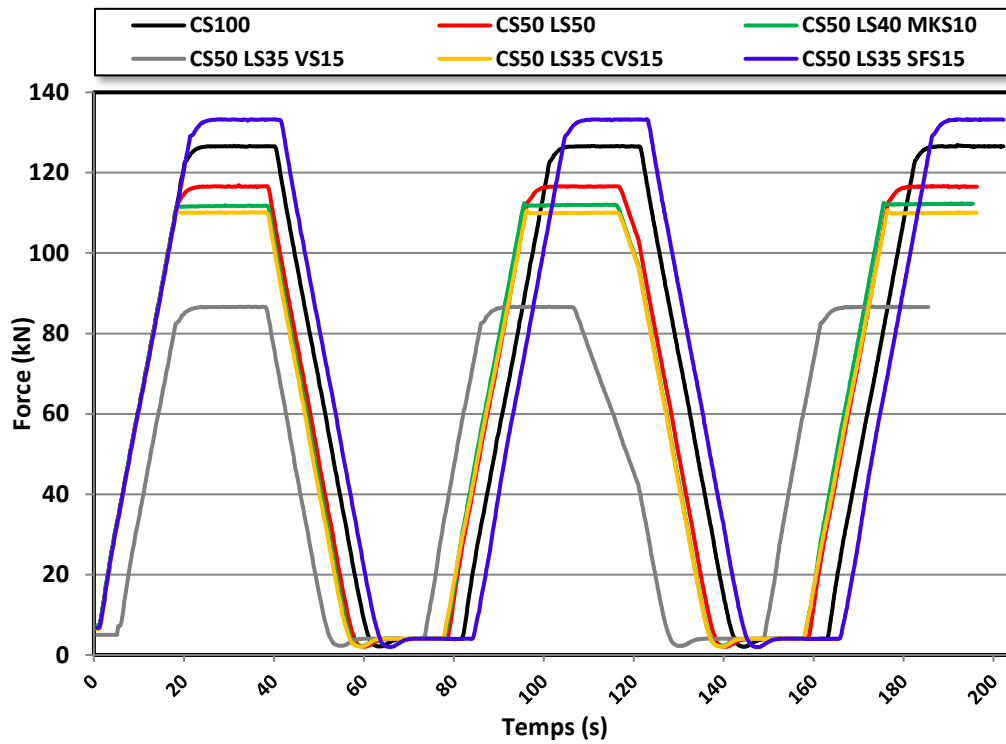


Figure VI.9. Profil de cycle chargement/déchargement appliqué sur les différentes éprouvettes à 28 jours.

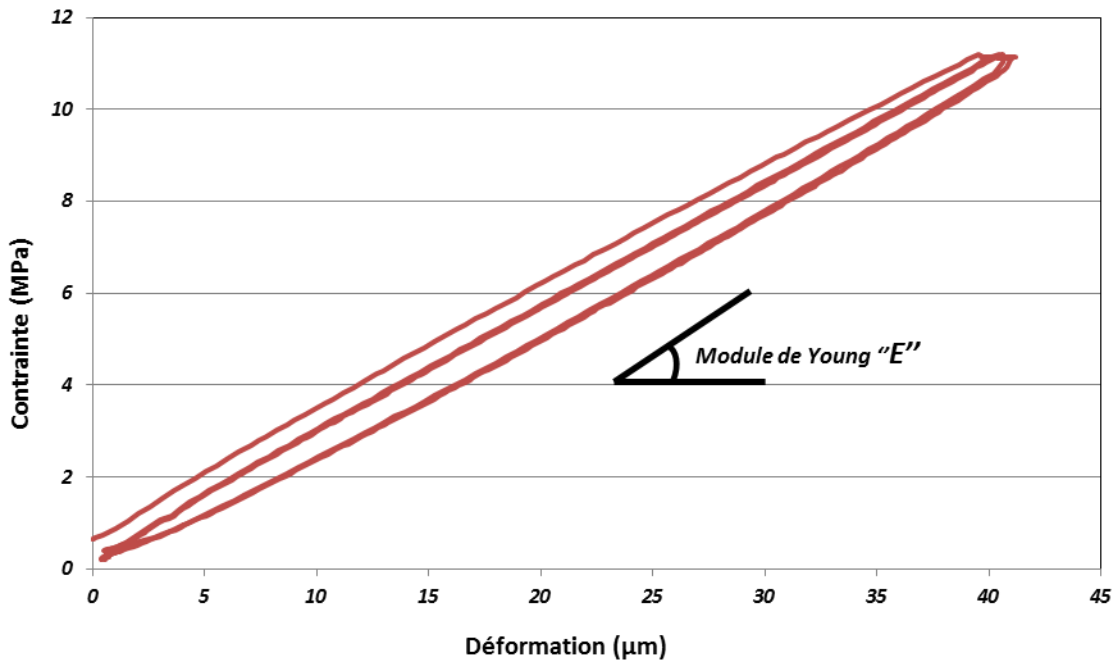


Figure VI.10. Cycles de chargement/déchargement pour la mesure du module d'Young.

Les valeurs du module d'Young obtenues pour les différentes formulations sont présentées dans la Figure VI.11 ci-dessous.

Le module d'Young des formulations étudiées sont assez proches de celui de la formulation témoin (100 % de sable) à 14 jours : il varie entre 35 GPa et 40 GPa, voire 45 GPa pour la formulation à base de sédiment flash. Pour les formulations incorporant les sédiments fluviaux (groupe 2), le module d'Young est aux alentours de 25 GPa, soit une baisse moyenne de 30 % à cette échéance. Le module d'Young des formulations ternaires du 2e groupe est faible à 14 jours par rapport aux formulations témoins. Ceci est dû à l'hydratation latente des additions. En revanche, à long terme, il semblerait que les sédiments ont moins d'impact sur le module d'Young pour les formulations ternaires que pour la formulation à base de 100 % de ciment.

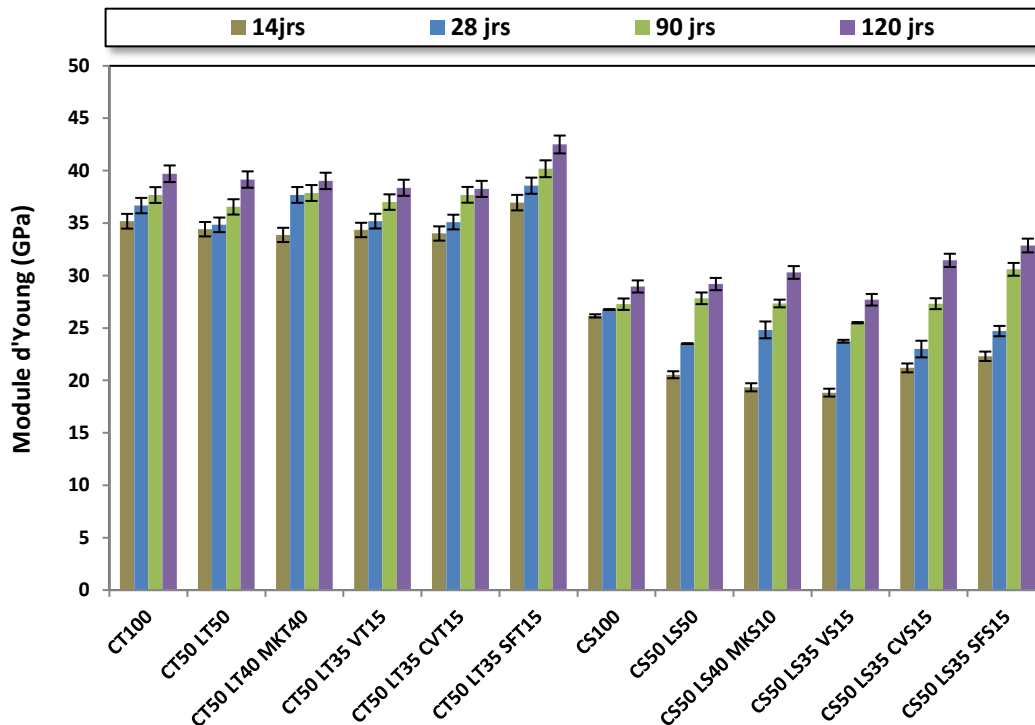


Figure VI.11. Module d'Young des différentes formulations de bétons à 14, 28, 90 et 120 jours.

3.2.4 Porosité accessible à l'eau

La mesure de la porosité est un indicateur révélateur de la durabilité d'un béton, nombreux étant les mécanismes d'endommagement de structures en béton liées à la porosité et à l'étanchéité de ce dernier [1]. En effet, lorsqu'un béton est soumis à des attaques extérieures par exemple, les agents agressifs pénètrent dans le béton et diffusent à travers le réseau poreux. Ils réagissent avec les composants du béton et les solutions interstitielles qui se logent dans les pores – des réactions souvent favorisées par la présence d'eau ou l'humidité – et conduisent à des dégradations majeures susceptibles de nuire au bon fonctionnement de l'ouvrage [2].

Par définition, la porosité d'un matériau représente le volume des pores de ce matériau par rapport à son volume apparent. Elle est exprimée en pourcentage (%). La porosité peut être soit ouverte (interconnectée ou non), soit fermée, soit totale (la somme des deux précédentes) (Figure VI.12). Selon OLIVIER *et al.* [3], la durabilité d'un béton est particulièrement associée à la porosité ouverte, et plus spécifiquement à la porosité ouverte interconnectée. En effet, c'est ce type de porosité qui permet la pénétration des agents agressifs.

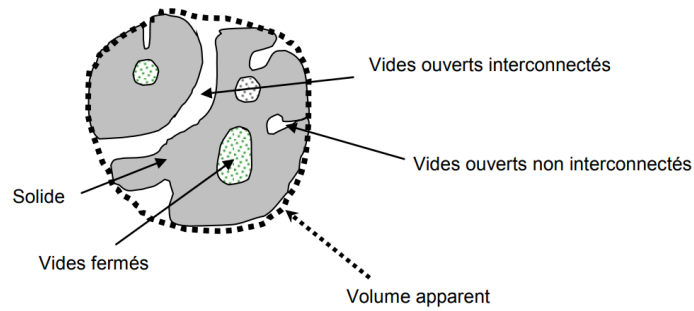


Figure VI.12. Schéma descriptif de la porosité dans le béton [3].

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la porosité d'un béton. Pour la porosité ouverte, la méthode la plus utilisée est celle de la porosité accessible à l'eau, décrite dans la norme NF P18-459. Le principe de cette méthode consiste à saturer sous vide des échantillons de béton pendant 48 heures sous une pression de 25 mbar, puis de procéder aux différentes pesées (Figure VI.13) :

- La pesée hydrostatique : elle correspond à la masse de l'échantillon complètement immergé dans l'eau ;
- La masse dans l'air : elle représente la masse de l'éprouvette à l'état humide ;
- La masse sèche : c'est la masse du corps d'éprouvette après séchage dans une étuve ventilée à 105 °C.

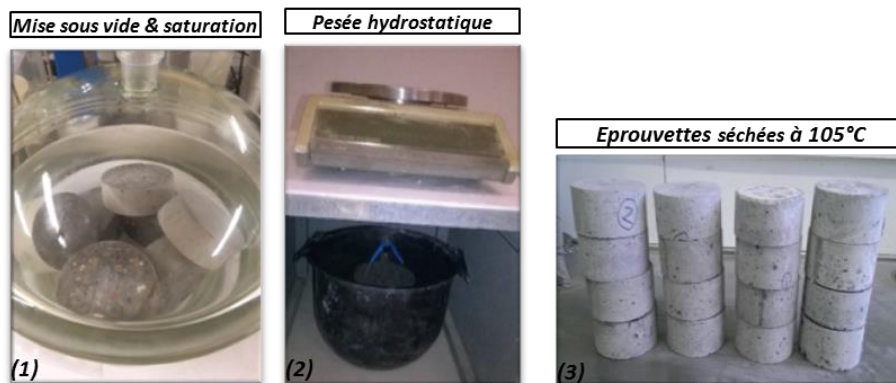


Figure VI.13. Mesure de la porosité accessible à l'eau sur les bétons.

La porosité accessible à l'eau notée Φ peut alors être déduite à partir de ces pesées selon l'Équation (VI.2) suivante :

$$\Phi(\%) = \frac{M_{\text{air}} - M_{\text{sèche}}}{M_{\text{air}} - M_{\text{eau}}} \quad (\text{VI.2})$$

Les essais ont été réalisés à 28, 90 et 120 jours et les résultats obtenus pour les différentes formulations sont présentés dans le Tableau VI.4 suivant :

Tableau VI.4. Porosité accessible à l'eau des formulations de bétons.

Formulation	Porosité accessible à l'eau (%)		
	28 jours	90 jours	120 jours
CT100	8,41	8,32	8,11
CT50 LT50	8,98	7,49	7,16
CT50 LT40 MKT10	8,73	7,66	6,74
CT50 LT35 VT15	9,61	8,22	8,17
CT50 LT35 CVT15	10,42	8,60	7,89
CT50 LT35 SFT15	8,63	7,13	6,27
CS100	14,96	14,54	13,92
CS50 LS50	14,21	13,03	12,66
CS50 LS40 MKS10	12,62	12,12	11,27
CS50 LS35 VS15	13,15	12,35	11,33
CS50 LS35 CVS15	12,34	12,21	11,42
CS50 LS35 SFS15	12,62	12,20	11,21

La porosité globale des formulations à 28 jours varie de 8,41 % pour la formulation CT100, à 10,42 % pour la formulation CT50 LT35 CV15. Cette porosité globale diminue aux échéances de 90 jours et 120 jours, notamment pour les formulations à base de liants ternaires. En effet, pour ces formulations, la porosité baisse d'environ 20 % de 28 à 120 jours alors qu'elle ne baisse que de 4 % pour la formulation CT100. Grâce à la réactivité pouzzoulanique des additions, la consommation de portlandite produisant des C-S-H contribue à combler les pores initialement présents, réduit leur taille et ainsi améliore la durabilité des bétons.

La Figure VI.14 met en évidence l'augmentation de la porosité globale dans le béton avec l'incorporation des sédiments de dragage. En effet, celle-ci passe de 7 % en moyenne pour l'ensemble des formulations, à plus de 11 %. La teneur en matière organique, la teneur en eau additionnelle, ainsi que l'hétérogénéité des sédiments sont autant de paramètres qui contribuent à l'augmentation de la porosité totale. En revanche, l'impact des sédiments fluviaux semble être atténué par l'utilisation des liants ternaires. En effet, ces derniers présentent des porosités accessibles à l'eau inférieures à celles des bétons CS100 et CS50 LS50.

Les formulations à base de sédiments flash présentent les porosités accessibles à l'eau les plus faibles ; ceci suggère qu'on aura une bonne résistance aux agents agressifs et donc une meilleure durabilité.

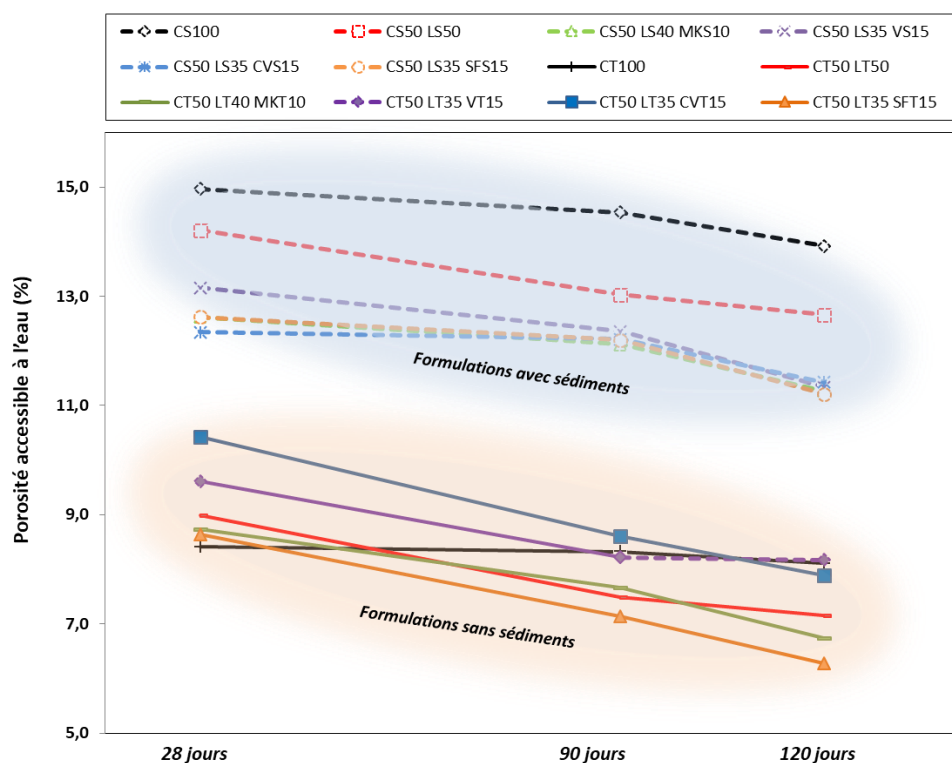


Figure VI.14. Porosité accessible à l'eau des bétons à différentes échéances : 28 j, 90 j et 120 j.

4. Vers une évaluation de la durabilité des formulations étudiées

4.1 Méthode de mortier de béton équivalent (MBE)

La méthode de mortier de béton équivalent est une méthode qui a été initialement utilisée par le CTG (Italcementi Group, Les Technodes, Guerville, France) puis développée dans le cadre du projet national CALIBÉ [4] avant de faire l'objet d'une publication de SCHWARTZENTRUBER *et al.* [5] en 1999. Un des objectifs de ce projet était de développer une méthode simple, fiable et moins onéreuse pour la détermination des propriétés du béton à l'état frais. Cette méthode avait donc pour objectif de limiter le nombre de gâchées réalisées lors de la mise en place des formulations des bétons, notamment l'optimisation des dosages en superplastifiant. Cette méthode consiste à concevoir des mortiers dont la composition est déduite de la composition du béton de référence et dont les propriétés rhéologiques sont corrélables [5].

Le principe de la méthode MBE stipule qu'il est possible d'obtenir un mortier dont les propriétés rhéologiques sont corrélables à celles du béton en remplaçant les granulats dont les dimensions sont supérieures à 5 mm par du sable de même nature que celui utilisé dans le béton et dont la quantité permet de reproduire la même surface granulaire que celle des granulats retirés [6] (Figure VI.15).

Pour que cette déduction soit valide, les éléments suivants doivent être respectés :

- La nature du ciment et son dosage sont les mêmes dans le béton et son MBE ;
- Conserver le même rapport E_{eff}/C , et donc tenir compte de l'absorption des granulats ;
- Le dosage et la nature des additions minérales doivent être les mêmes ;
- Utiliser un adjuvant de même nature que celui utilisé pour la formulation du béton et garder le même dosage et le même mode d'introduction.

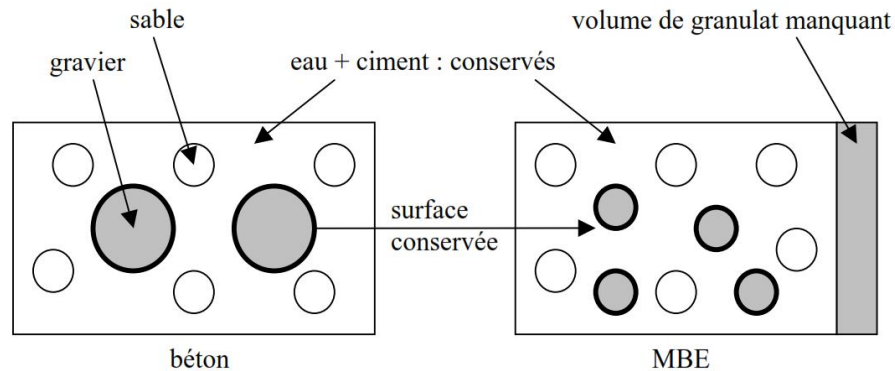


Figure VI.15. Du béton au mortier équivalent [7].

D'après [8], il ressort des résultats du projet national CALIBÉ que la méthode MBE est applicable aux bétons dont l'affaissement est compris entre 5 et 25 cm, et peut être considérée comme optimale pour les bétons dont l'affaissement est compris entre 10 et 22 cm. Cependant, bien que des corrélations aient été établies entre les propriétés rhéologiques du béton et son mortier équivalent, ces dernières n'en demeurent universelles et doivent être déterminées expérimentalement pour chaque composition.

Dans cette partie, la méthode MBE a été utilisée afin de formuler des mortiers équivalents au béton dans l'objectif d'évaluer leur durabilité à travers certains essais spécifiques (le gel/dégel, l'attaque sulfatique interne et externe, la réaction alcali-granulats, etc.), l'objectif étant d'évaluer l'impact de la présence des sédiments dans la matrice cimentaire sur ses indicateurs de durabilité, et particulièrement d'analyser cet effet dans le cas des matrices à base de liants ternaires. L'utilisation des MBE permettra donc d'évaluer ces paramètres de manière fiable et aisée.

4.1.1 Formulation des mortiers par la méthode MBE

La composition des mortiers qui seront formulés sera déduite de la composition des bétons formulés précédemment dans le Chapitre IV. Comme évoqué ci-dessus, le mortier équivalent d'un béton ne peut être obtenu par simple tamisage d'un béton frais au tamis de 5 mm puisqu'une partie d'eau et de la pâte de ciment adhère sur les granulats. La méthode MBE permet de recom-

poser un mortier équivalent qui aura la même surface granulaire totale. Pour cela, il faudra calculer la surface granulaire totale de chaque fraction (sable 0/4 mm, gravillons 4/8 mm et graviers 8/14 mm) et prendre en compte également la demande en eau des différents constituants granulaires. Pour la partie liant de la formulation, la quantité de chaque addition sera déduite à partir du volume total occupé par le liant.

Pour rappel, la composition des formulations à base de 100 % de ciment (CT100 et CS100) est reprise dans le Tableau VI.5 suivant.

Tableau VI.5. Composition des formulations CT100 et CS100.

Constituants (kg/m ³)	Béton Témoin	Formulation à base de 20 % de Séd. O
Sédiments	0	185,82
Sable	963,015	772,33
Gravillons	481,508	482,71
Graviers	481,508	482,71
Ciment	380	380
Eau	152	152 + eau de saturation
Adjuvant	7,60	7,60

4.1.2 Détermination des surfaces spécifiques de chaque composant

Lors de la phase de caractérisation, il a été constaté que l'absorption des graviers et gravillons est différente de celle du sable (résultats repris dans le Tableau VI.6). Afin de tenir compte de cette différence d'absorption, la masse volumique des granulats saturés à surface sèche a été calculée. La quantité de granulats retirés doit alors être compensée par un ajout de sable de façon à conserver la même surface spécifique. Cette dernière sera corrigée par l'intermédiaire de la masse volumique saturée à surface sèche afin de tenir compte de la différence d'absorption.

Tableau VI.6. Masse volumique à surface sèche des granulats.

	S (0/4 mm)	G1 (4/8 mm)	G2 (8/14 mm)
Masse volumique absolue (t/m ³)	2,65	2,65	2,65
Coefficient d'absorption (%)	1,02	0,55	0,55
Masse volumique saturée surface sèche (t/m ³)	2,68	2,66	2,66

La surface spécifique corrigée est calculée par l'Équation (VI.3) suivante :

$$\text{Surface spécifique}_{\text{corrigée}} = \frac{\sum \text{surfaces}_{\text{tranches}} \times M. V. \text{absolue}}{M. V. \text{saturée surface sèche}} \quad (\text{VI.3})$$

Une fois les surfaces spécifiques totales en (m²/kg) obtenues pour chaque composant (Tableaux VI.7 à VI.9), il faut calculer la surface spécifique pour 1 m³ de béton. Celle-ci peut être obtenue par une simple multiplication en connaissant le dosage en (kg/m³) de chaque constituant. La surface spécifique manquante (à compenser) sera égale à la surface totale des granulats qui auront été enlevés, celle-ci est calculée dans l'Équation (VI.4) et est égale à 318,8 m²/m³ de béton.

$$\frac{\text{Surface spécifique à compenser}}{\text{Surface spécifique des granulats}} = \frac{(481,508 \times 0,437 + 481,508 \times 0,225)}{318,8 \text{ m}^2/\text{m}^3 \text{ de béton}} = \quad (VI.4)$$

Par conséquent, la quantité de sable à ajouter de façon à conserver une surface granulaire égale à celle du béton formulé, est égale à : $(318,8/4,638) = 68,74 \text{ kg}$.

Tableau VI.7. Mesure de la surface spécifique totale : sable 0/4 mm.

Tamis (mm)	Passants cumulés (%)	Dmoyen (mm)	Refus par tranche (%)	Surface par tranche (mm ²)
0,08	0,63	0,04	0,63	3,57E+05
0,16	5,9	0,12	5,27	9,94E+05
0,315	20,43	0,24	14,53	1,39E+06
0,63	43,73	0,47	23,3	1,12E+06
1,25	61,56	0,94	17,83	4,29E+05
2,5	87,54	1,88	25,98	3,14E+05
3,15	93,99	2,83	6,45	5,17E+04
4	99,5	3,58	5,51	3,49E+04
5	100	4,50	0,5	2,52E+03
Total :				4,685E+06
Surface spécifique corrigée (m²/kg) :		4,638		

Tableau VI.8. Mesure de la surface spécifique totale : gravillons 4/8 mm.

Tamis (mm)	Passants cumulés (%)	Dmoyen (mm)	Refus par tranche (%)	Surface par tranche (mm ²)
3,15	2	2,825	2	1,60E+04
4	5,7	3,58	3,7	2,34E+04
5	40,735	4,50	35,035	1,76E+05
6,3	83,955	5,65	43,22	1,73E+05
8	100	7,15	16,045	5,08E+04
			Total :	4,40E+05
Surface spécifique corrigée (m²/kg) :		0,437		

Tableau VI.9. Mesure de la surface spécifique totale : graviers 8/14 mm.

Tamis (mm)	Passants cumulés (%)	Dmoyen (mm)	Refus par tranche (%)	Surface par tranche (mm ²)
5	1,15	4,5	1,15	5,79E+03
6,3	3,915	5,65	2,765	1,11E+04
8	15,185	7,15	11,27	3,57E+04
10	43,8	9,00	28,615	7,20E+04
12,5	72,465	11,25	28,665	5,77E+04
14	100	14,25	27,535	4,37E+04
			Total :	2,26E+05
Surface spécifique corrigée (m²/kg) :		0,225		

Le volume qui sera occupé par le sable sera automatiquement inférieur à celui occupé par les granulats. De ce fait, le calcul des dosages sera ramené au mètre cube de mortier équivalent. La composition des bétons CT100 et CS100 ainsi que leurs mortiers équivalents respectifs est présentée dans le Tableau VI.10.

Pour vérification, le rapport eau/ciment, le taux de substitution de sable par le sédiment et le rapport ciment /surface spécifique totale ont été recalculés (Tableaux VI.11 et VI.12).

Tableau VI.10. Composition des bétons et de leur mortier équivalent.

Constituants (kg/m ³)	Béton		MBE	
	0% de sédiment	20%de sédiment	0% de sédiment	20%de sédiment
Sédiments	-	193,01	-	290,72
Sable	963,015	770,41	1 450,505	1 160,40
Sable ajouté	-	-	103,54	103,54
Gravillons	481,508	481,508	-	-
Graviers	481,508	481,508	-	-
Ciment	380	380	572,36	572,36
Eau	152	152	228,94	228,94
Adjuvant	7,60	7,60	11,45	11,45

Tableau VI.11. Vérification des formulations sans sédiment.

	Béton	Mortier équivalent
Rapport E/C	= 152/380 = 0,4	= 228,94/572,36 = 0,4
Rapport ciment/surface spécifique granulaire totale	= 380/(963,015×4,638+481,508×0,437 +481,508×0,225) = 0,07942	= 572,36/((1450,505+103,54)×4,638)) = 0,07942

Tableau VI.12. Vérification des formulations à base de 20 % de sédiment O.

	Béton	Mortier équivalent
Taux de substitution	= 193,01/(193,01+770,41)×100 = 20 %	= 290,72/(290,72+1160,40)×100 = 20 %
Rapport E/C	= 152/380 = 0,4 (+ eau de saturation)	= 228,94/572,36 = 0,4 (+ eau de saturation)
Rapport ciment/surface spécifique granulaire totale	=380/(770,41×4,638+481,508×0,437 +481,508×0,225) = 0,09764	= 572,36/((1160,40+103,54)×4,638)) = 0,09764

4.2 Résistance au gel/dégel

Parmi les pathologies qui peuvent limiter la durée de vie d'un ouvrage en béton, l'exposition aux cycles de gel/dégel est l'un des phénomènes de dégradation qui peut avoir de fortes conséquences sur sa durabilité. Selon la sévérité du gel, plusieurs classes d'exposition peuvent être définies. La norme française XP P 18 305 permet de définir trois classes de gels :

- Faible : exposition de deux jours maximum par an à une température inférieure à 5 °C ;
- Sévère : exposition supérieure à une température inférieure à 10 °C pendant une durée dépassant 10 jours/an ;
- Modéré : exposition entre faible et sévère.

Lorsqu'un béton est exposé aux cycles de gel/dégel, deux modes de dégradation peuvent être constatés en fonction de sa résistance et de son degré d'exposition [9] :

- Le gel interne : ce dernier se traduit par un gonflement du béton, voire l'apparition de microfissurations dans le cas d'une dégradation extrême. Les microfissures surgissent au ni-

veau de la pâte cimentaire et contribuent à l'affaiblissement des performances mécaniques de l'ouvrage, notamment en diminuant l'adhérence entre la pâte cimentaire et les granulats ;

- L'écaillage du béton : c'est un mode de dégradation moins exploré par rapport au gel interne mais qui cause des effets très préjudiciables pour les ouvrages. Cette dégradation se produit en surface et se traduit notamment par une perte de matière. Celle-ci est souvent aggravée par la présence d'un agent agressif tel que le sel (NaCl) notamment lors du déverglaçage.

Bien que ces deux modes de dégradation soient relativement bien identifiés, les mécanismes de détérioration des bétons soumis à l'action du gel ne sont toujours pas clairement définis et distingués. En effet, il est admis que le passage de l'eau de l'état liquide à l'état de glace s'accompagne d'une augmentation de volume de 9 % environ [10], mais ce phénomène n'est pas la seule raison de dégradation des bétons soumis au froid. De nombreuses études affirment que c'est plutôt le mouvement de l'eau interne qui est la cause principale de cette dégradation. En milieu poreux, la température de transition de l'eau de la phase liquide à la phase solide est inversement proportionnelle à la taille des pores dans lesquels l'eau est confinée. Cela s'explique par le fait que la couche d'eau qui est en contact avec la paroi ne gèle pas, par le fait des interactions qui s'y produisent [11]. Ainsi l'eau se retrouvant confinée dans de gros pores gèle plus rapidement que celle enfermée dans des petits pores. Cette formation différée de gel aura comme conséquence de créer un gradient thermique qui favorisera la migration de l'eau des zones chaudes aux zones froides d'autre part ; et d'autre part à l'augmentation de la teneur en ions de la solution interstitielle non gelée, ce qui crée un afflux d'eau vers les petits pores pour équilibrer les concentrations selon la loi de l'osmose.

À ces phénomènes de dilatations thermodifférentielles et de transport de l'eau, s'ajoute l'effet des forces de gonflement causé par la formation du gel et qui ont tendance à repousser l'eau vers l'extérieur du pore. Le béton subit donc des pressions de forces hydriques si importantes qu'elles dépassent la force de traction de la pâte de ciment et provoquent des fissures et des dommages conséquents. L'élément principal pour la prévention des dégradations par gel/dégel n'est donc pas le volume de bulles d'air mais plutôt le facteur d'espacement \bar{L} , communément appelé « L barre », défini comme étant la demi-distance moyenne entre deux parois de bulles d'air – en d'autres termes, la distance que l'eau devrait parcourir pour atteindre la bulle d'air qui lui servira de vase d'expansion (Figure VI.16). La valeur de \bar{L} peut être évaluée selon la norme ASTM C 457-98. Cependant, une indication rapide de la qualité des bétons, peut être réalisée par le calcul de l'air entraîné du béton à l'état frais. Généralement, la quantité d'air occlus nécessaire pour obtenir un \bar{L} satisfaisant est de 4 à 8 % pour les bétons dont le D_{\max} est de 0/20 mm, et il est de 5 à 9 %

pour les bétons dont le D_{\max} varie de 0 à 15 mm [12]. Il existe un consensus entre les chercheurs selon lequel un volume d'air égal à 9 % du volume du mortier est nécessaire pour prévenir les effets du gel. En effet, la quantité de la pâte augmente avec la diminution du diamètre maximal des granulats, et donc la quantité d'air occlus requise est inversement proportionnelle au diamètre maximal des granulats utilisés dans la formulation du béton.

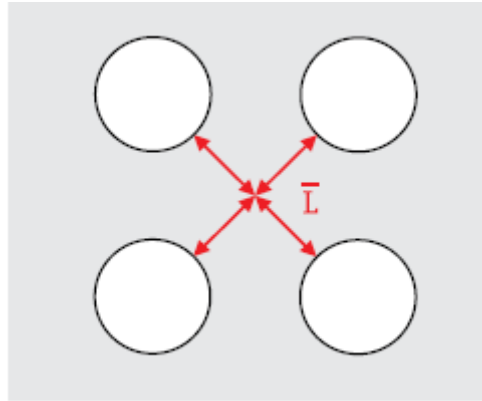


Figure VI.16. Facteur d'espacement \bar{L} [10].

La prise en compte des risques d'attaque de gel/dégel est donc primordiale lors de la formulation de bétons afin d'assurer le bon fonctionnement des ouvrages pendant toute leur durée de vie. Des recommandations permettant de prévenir au mieux ces dégradations ont été définies dans le guide technique intitulé *Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel* et élaboré par un groupe de travail animé par le laboratoire Central des Ponts et Chaussées LCPC en 2003.

Parmi ces recommandations, l'utilisation d'un ciment CEM I ou CEM II/A et B avec un dosage minimal de 385 kg/m^3 est recommandée pour prévenir les désordres liés à l'action du gel. L'utilisation des additions minérales en tant qu'ajout au ciment ou en substitution partielle est possible, parmi elles on trouve les additions calcaires, les laitiers, les fumées de silice, etc. Cependant, il faut noter que les cendres volantes sont peu recommandées. Il est également conseillé de ne pas dépasser 30 % de la masse totale du ciment. Des spécifications sur les granulats, et notamment les sables, sont également indiquées dans ce guide technique.

Le rapport E/C est également l'un des facteurs qui ont le plus d'influence sur la résistance au gel/dégel. En effet, la réduction de celui-ci aura pour conséquence d'une part de réduire la quantité d'eau disponible dans la pâte cimentaire susceptible de se transformer en glace, et d'autre part, la diminution de la porosité et l'amélioration des résistances mécaniques. Ce sont autant de facteurs liés à la diminution du rapport E/C qui améliorent la résistance au gel des bétons conçus avec des rapports E/C faibles. Pour les bétons traditionnels, un rapport E/C inférieur à 0,45 est recommandé pour les bétons soumis au gel et au verglaçage, et un E/C inférieur à 0,5 pour les

bétons exposés au gel uniquement [13]. Les recommandations sont résumées dans le Tableau VI.13 [12].

Tableau VI.13. Recommandations pour les bétons soumis au gel.

Caractéristiques	Spécification pour béton soumis au gel
Ciment	CEM I, CEM II/A et B ; 52.5N et R, 42.5 N et R
Dosage en ciment, béton avec $D_{\max} = 20$ mm	385 kg/m ³
Rapport E/C	0,5
Additions	Laitiers (30 %), fumée de silice (10 %), additions calcaires (15 %) etc.
Coefficient d'absorption des gravillons	1,2 % maximum
Facteur d'espacement \bar{L}	$\leq 250 \mu\text{m}$
Résistance à la compression	≥ 30 MPa

Dans cette étude, la résistance au gel/dégel a été évaluée selon la norme P 18-425 qui concerne les attaques de gel modérées au sens de la classification établie dans la norme XP P 18 305. La norme est applicable quel que soit le degré de saturation en eau du béton.

Par ailleurs, seule la résistance au gel interne a été étudiée, la présence de sels de déverglaçage ou encore la résistance à l'écaillage n'ont donc pas été investiguées. Cette évaluation a été réalisée sur des éprouvettes prismatiques (4×4×16 cm), trois éprouvettes ont été confectionnées pour chaque formulation afin de s'assurer de la reproductibilité des résultats. Les éprouvettes ont été munies de plots de mesure placés sur leurs extrémités pour faire le suivi des variations dimensionnelles (Figure VI.17). 12 formulations de mortiers équivalentes aux 12 formulations de béton ont été formulées (6 avec sédiments et 6 sans sédiment). Après confection des éprouvettes, celles-ci ont été démoulées au bout de 24 h puis conservées dans l'eau pendant 54 jours à 20 °C. À l'issue de cette période de cure dans l'eau, les éprouvettes ont été sorties et laissées sécher à l'air libre pendant 1 h dans une salle climatisée à 20 °C. L'appréciation de l'action des cycles de gel/dégel est évaluée à travers des mesures de masse, de variation dimensionnelle, ainsi que de fréquence de résonance longitudinale des différentes éprouvettes. Les mesures initiales de chacun de ces trois paramètres ont été effectuées avant d'introduire les échantillons dans l'enceinte climatique pour l'application des cycles de gel/dégel.

Le niveau d'exposition visé dans le cadre de cette étude était gel modéré, les cycles qui ont été appliqués sont des cycles de gel dans l'air et dégel dans l'air. Le profil de température appliqué est conforme à la norme NF P 18-425 (Figure VI.18). Les échantillons ont été soumis à 300 cycles, la durée de chaque cycle était de 6 h. L'enceinte climatique était réglée de façon à descendre la température de +9 °C à -18 °C au cœur de l'éprouvette en 1 h (27 °C/h), puis cette température est maintenue pendant 1 h 30. Cette phase correspond à la phase de gel. La température augmentait

par la suite avec la même vitesse avant de se stabiliser à +9 °C pendant 2 h 30. Cette durée permettait de disposer d'un temps suffisant pour sortir les éprouvettes et effectuer les différentes mesures.

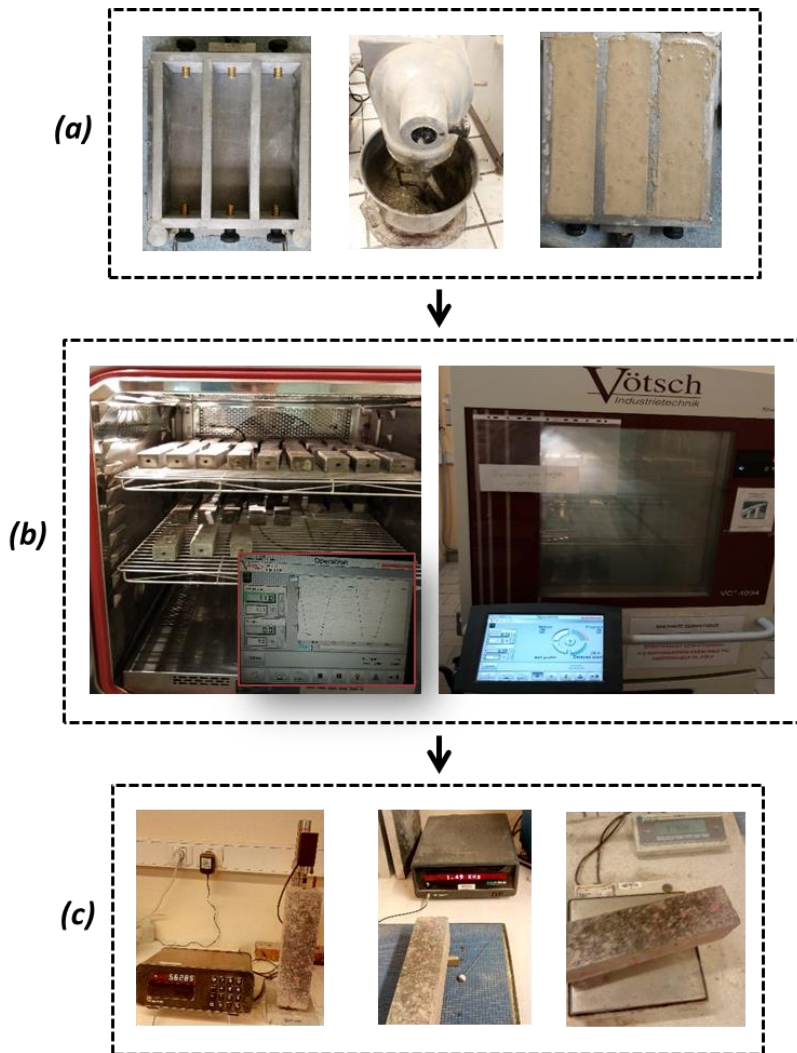


Figure VI.17. (a) préparation des éprouvettes ; (b) application de 300 cycles de gel/dégel ; (c) mesure d'allongement, de fréquence ainsi que suivi de masse.

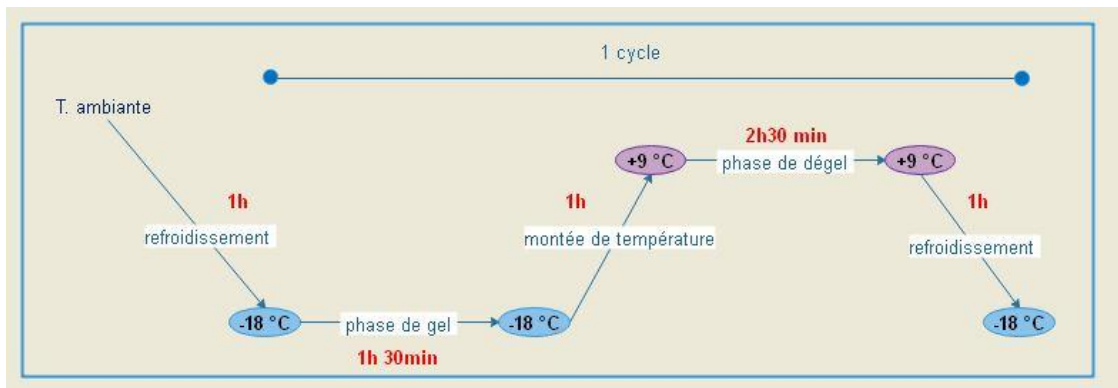


Figure VI.18. Profil de température des cycles de gel/dégel.

Les critères d'évaluation de la résistance au gel sont l'allongement et la fréquence de résonance. L'allongement est exprimé selon l'Équation (VI.5) suivante.

$$\varepsilon_L = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{L_t - L_0}{L_0} \times 10^6 \quad (VI.5)$$

avec ε_L , l'allongement relatif en $\mu\text{m}/\text{m}$;

L_t , la longueur de l'éprouvette à l'échéance t en m ;

L_0 , la longueur initiale de l'éprouvette avant le début de l'essai en m.

Le rapport carré des fréquences de résonance est calculé par l'Équation (VI.6) suivante :

$$\text{Rapport carré des fréquences de résonance} = \frac{F_t^2}{F_0^2} \times 100 \quad (VI.6)$$

avec F_t, F_0 les fréquences de résonance mesurées respectivement à l'instant t et t_0 .

Les critères à respecter sont spécifiés dans le Tableau VI.14 suivant. Les mesures de l'allongement ont été réalisées après 300 cycles de gel/dégel (résultats en Figure VI.19), et le facteur 0,8 a été introduit afin de prendre en compte l'hétérogénéité de la fabrication.

Tableau VI.14. Critères d'arrêt prématuré de l'essai.

	Valeur de contrôle
Allongement relatif	$\leq 500 \mu\text{m}/\text{m}$
Rapport carré des fréquences de résonance	≥ 60

Les courbes de la Figure VI.19 montrent que toutes les formulations ont enregistré un gonflement dû à l'action du gel. Cependant, ces résultats montrent également que la substitution du sable par les sédiments de dragage accentue l'effet du gel/dégel. En effet, les formulations contenant des sédiments enregistrent des gonflements supérieurs aux formulations témoins (sans sédiments). Cela peut être expliqué par le fait que ces formulations renferment plus de porosité qui peut absorber de l'humidité et qui peut gonfler sous l'effet de la température. Une amélioration des résistances au gel/dégel a été notée lors de l'utilisation des liants ternaires. En effet, ces derniers présentent des gonflements moins importants que le liant binaire et le témoin à base de ciment uniquement. Cette amélioration est encore plus marquée pour les formulations C50 L35 S15 et C50 L35 MK 15. La combinaison de ces additions permet d'améliorer les caractéristiques à l'état durci des bétons, notamment les résistances à la traction, et de ce fait les fissures sont limitées. D'autre part, comme il a été constaté dans le Chapitre V, l'utilisation des liants ternaires contribue à l'affinement de la porosité de la pâte. Ainsi, l'eau contenue dans les pores gèle moins dans ces formulations que pour les formulations témoins. L'amélioration de la distribution des pores pour les

formulations à base de liant ternaire contribue de manière significative à l'amélioration de la durabilité. En effet, une meilleure distribution des pores permet de réduire la distance \bar{L} que l'eau doit parcourir pour atteindre le vase d'expansion le plus proche.

Les variations de masse et du module dynamique sont présentés dans la Figure VI.20 et la Figure VI.21.

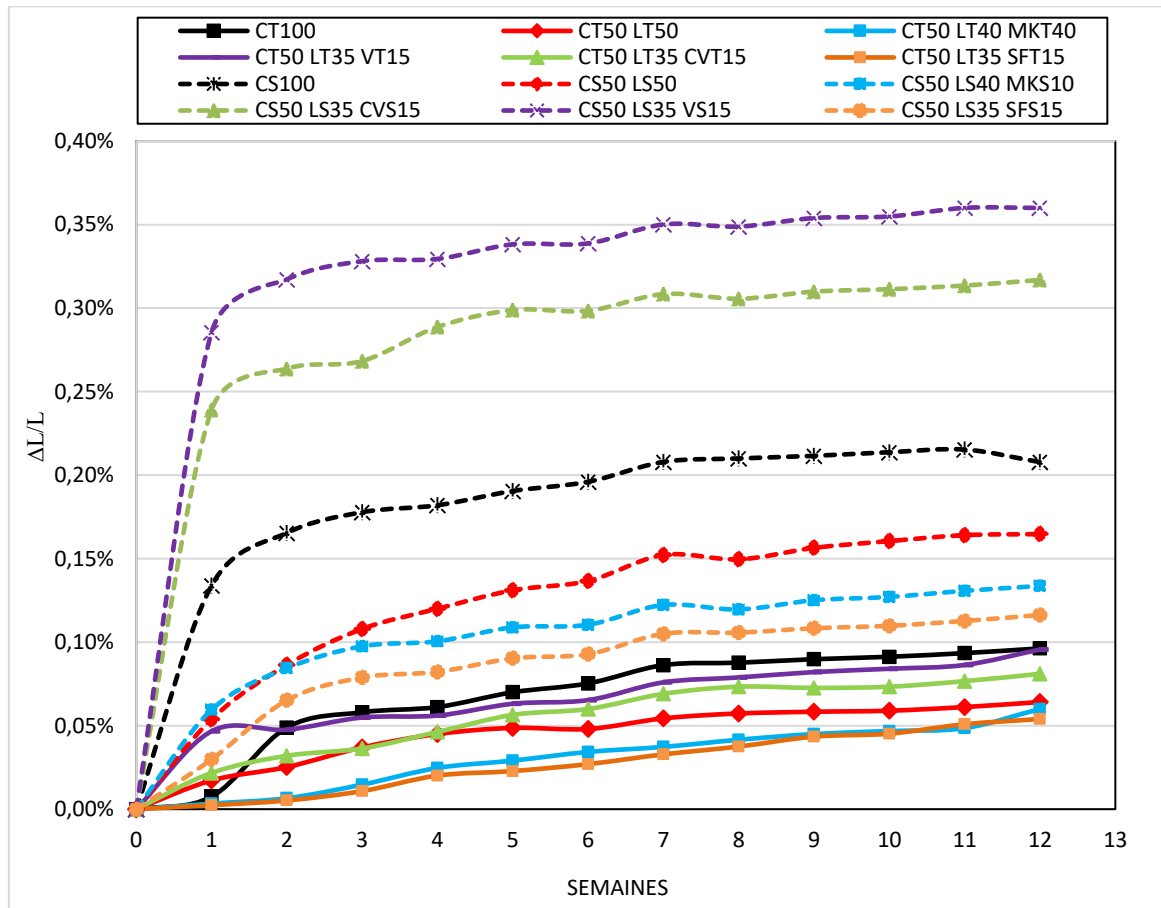


Figure VI.19. Allongements relatifs des éprouvettes soumises aux cycles de gel/dégel.

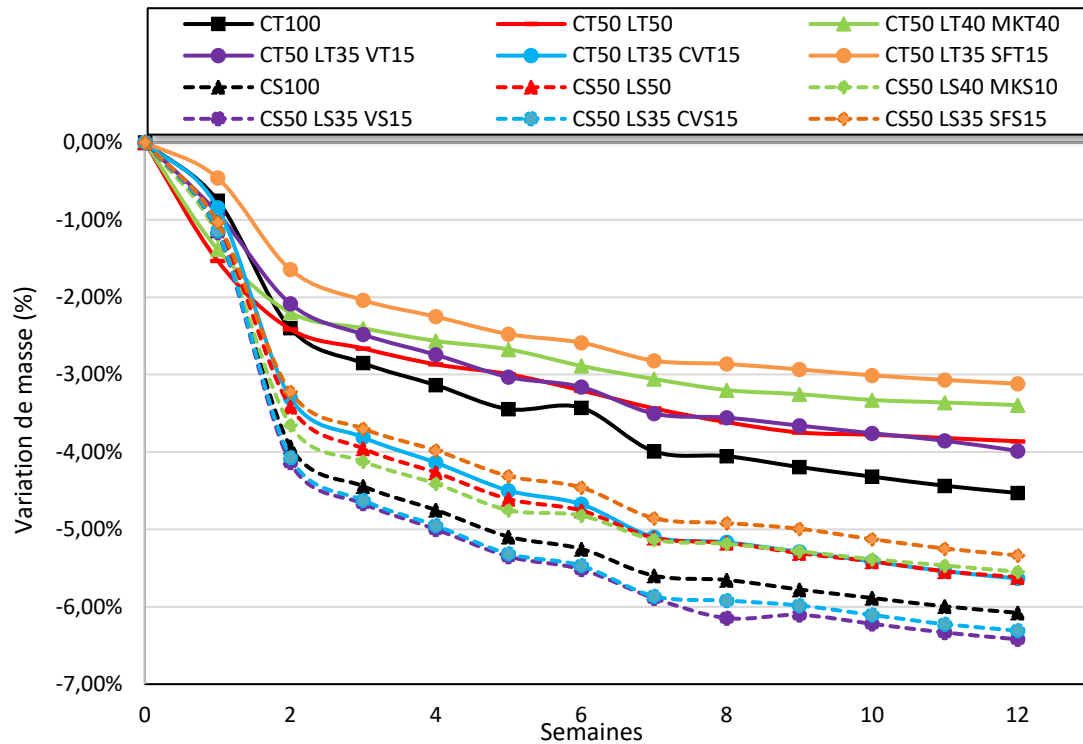


Figure VI.20. Variation de masse après 300 cycles de gel/dégel.

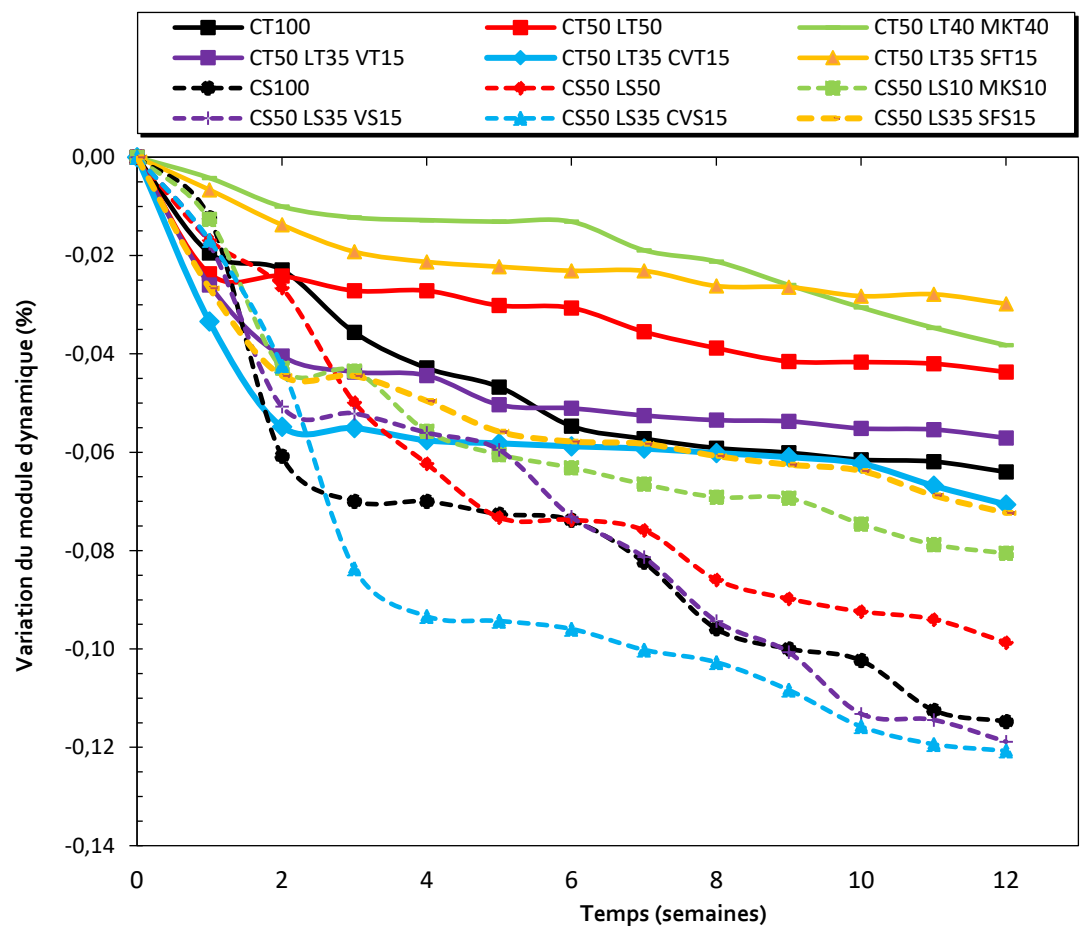


Figure VI.21. Variation du module dynamique des éprouvettes soumises au gel/dégel.

En accord avec les résultats obtenus sur la variation de longueur, une perte de masse, accompagnée d'une baisse du module dynamique ont été constatées pour les différentes formulations. Les formulations à base de sédiments sont les plus impactées par l'action des cycles de gel/dégel ; ceci se traduit par une perte de masse et une diminution du module dynamique plus importantes que dans les formulations réalisées à base de sédiment seul.

Néanmoins, au regard de la limite de l'allongement relatif à l'arrêt prématuré de l'essai fixé à 500 $\mu\text{m}/\text{m}$ (0,5 %), toutes les formulations respectent cette exigence et sont même inférieures à la valeur de 0,4 %. Cette valeur correspond à la valeur limite de contrôle qui prend en compte l'hétérogénéité de fabrication au laboratoire et sur chantier ; elle est obtenue en considérant un facteur de 0,8. Cette bonne résistance aux cycles de gel/dégel est attribuée notamment à l'utilisation d'un dosage en liant équivalent de 380 kg/m^3 (conformément aux recommandation du guide CETMEF), et également à l'utilisation d'un rapport E/C faible (< 0,45).

4.3 Réaction sulfatique interne (RSI)

Les ouvrages en béton peuvent être soumis à plusieurs types de dégradations durant la durée de leur service. Parmi ces dégradations, certaines sont d'origine extérieure, causées par les conditions climatiques telles que le gel/dégel, ou par une exposition chimique telle que les attaques des chlorures au niveau des armatures, etc. D'autres pathologies peuvent se former de l'intérieur du béton, elles sont donc de nature endogène. Parmi elles, on peut citer les réactions alcali-granulats, et les attaques sulfatiques internes (RSI), ces dernières étant également dénommées DEF pour « *delayed ettringite formation* », traduit en français par « formation différée d'ettringite ».

La RSI se développe dans les bétons durcis lorsque ces derniers subissent un échauffement important durant leur formulation. Cette période d'exposition peut varier de quelques heures à quelques jours. De façon générale, la température minimale pour laquelle le risque de développement d'une RSI doit être considéré est d'environ 65 °C [14]. Cette valeur ne doit pas être prise comme une limite seuil, mais est à reconsidérer selon la composition chimique du ciment et l'environnement auquel le béton est exposé.

Ces conditions de température peuvent être rencontrées lors de la mise en place de pièces en béton massives où la chaleur d'hydratation de ciment devient très importante, et également dans les usines de préfabrication de bétons où ces derniers sont chauffés afin d'accélérer la prise et le durcissement et ainsi décoffrer plus rapidement. Lors de l'élévation de la température au jeune âge, cette dernière entrave la prise « normale » du ciment en modifiant les réactions d'hydratation entre le gypse et les C3A (aluminates tricalciques) et en empêchant la formation de l'ettringite

primaire, car à cette température celle-ci devient instable [15]. Une fois que la température redescend à température ambiante, l'ettringite précipite notamment en présence de l'humidité. Cependant le béton aura déjà durci et cette formation différée de l'ettringite conduit alors à un gonflement et des fissurations internes dans le béton. Avant d'expliquer de processus de développement de la RSI, il est important de rappeler les différentes catégories d'ettringite [16] :

- Ettringite primaire : c'est l'un des produits d'hydratation du ciment. Elle est le résultat de la réaction des sulfates de calcium introduits sous forme de gypse et des aluminates tricalciques C3A. Cette réaction, qui a pour objectif de réguler la prise du ciment, donne naissance à l'ettringite primaire. Cette ettringite ne constitue aucun désordre car elle se développe lorsque le béton est encore frais. Elle confère même une certaine cohésion au béton frais et améliore sa résistance mécanique ;
- Ettringite secondaire : elle se développe dans le béton durci lorsqu'elle est le résultat des phénomènes de dissolution/recristallisation de l'ettringite primaire et différée. Elle se développe dans le réseau poreux du béton et aucun risque d'expansion n'est présent. Cependant, lorsqu'elle se développe suite à l'apport extérieur ou intérieur de sulfate, la formation de l'ettringite secondaire pourrait être accompagnée d'un gonflement, voire même d'une fissuration du béton ;
- Ettringite différée : comme expliqué plus haut, elle est le résultat d'un échauffement du béton dès son jeune âge, qui interfère avec la formation de l'ettringite primaire se développant par la suite dans le béton durci en présence d'humidité. Le développement de ce type d'ettringite ainsi que le mode de dégradation des bétons soumis à ce type de pathologie est détaillé dans la suite de cette étude.

Il existe plusieurs paramètres qui influent sur la RSI ; la primauté de ceux-ci n'est pas établie mais l'influence de chaque paramètre sur le développement de la RSI est avérée. Ci-dessous, une brève explication du rôle de quelques-uns de ces paramètres [15][16][17][18][19] :

- Les alcalins : les alcalins, principalement K^+ et Na^+ proviennent essentiellement du ciment et des additions minérales. Ils ont un impact considérable sur le développement de la RSI : leur présence en forte quantité modifie le pH du milieu et conduit à une diminution du domaine de stabilité des ettringites. Cet effet est d'autant plus important que la température est élevée. La quantité d'ions sulfate adsorbée lors de l'hydratation des C3S est accrue par la concentration importante des alcalins, ce qui augmente le risque d'une formation différée de l'ettringite. De plus des études ont montré que la présence des alcalins, notamment l'hydroxyde de potassium (KOH), a un effet retardateur sur la réaction des C3A avec les sulfates provenant du gypse qui contribue à la formation de l'ettringite primaire. Cet effet peut s'expliquer par la formation d'une couche imperméable empêchant

la réaction des C3A avec les ions SO_4^{2-} . Une partie de ces ions va alors se retrouver soit sous une forme libre dans la solution interstitielle soit se combiner avec d'autres éléments. À température élevée, les ions SO_4^{2-} sont adsorbés par les C-S-H, cette adsorption étant favorisée par la présence des alcalins. Une fois la température redescendue, les ions sulfates sont relargués et réagissent alors avec les ions aluminates provenant de la décomposition des sulfoaluminates hydratés (formés initialement par réaction normale entre les sulfates et les aluminates) et forment donc de l'ettringite expansive [15] ;

- Les sulfates : les sulfates se trouvant dans la pâte cimentaire proviennent principalement du gypse ajouté pour la régulation de la prise. Les sulfates se combinent avec les aluminates pour former de l'ettringite. Comme indiqué ci-dessus, c'est la présence des sulfates sous forme libre dans la solution interstitielle ou adsorbée sur les C-S-H qui est à l'origine de la précipitation de l'ettringite. De façon générale, afin de prévenir les dégradations par RSI, des ciments avec une teneur en sulfate maximale de 3 % sont recommandés ;
- Les aluminates : les C3A et les C4AF sont l'origine des aluminates dans le ciment. Les aluminates jouent un rôle important car elles contribuent à la formation de l'ettringite et donc de la RSI. Afin de limiter le développement de la RSI, un rapport molaire de $\text{SO}_3/\text{Al}_2\text{O}_3 < 0,67$ est recommandé, cette valeur ne représentant pas un seuil limite mais au-delà de 1, une vigilance particulière doit être observée ;
- La nature des granulats : l'effet de la nature des granulats réside principalement dans la zone de transition ITZ des pâtes de ciment et des granulats. En effet, selon la nature des granulats, la dilatation de cette zone peut être différente et la réponse développée face un à gonflement lié à une RSI n'est donc pas la même. Par exemple, les granulats siliceux conduisent à des gonflements plus conséquents que pour les granulats calcaires ; cela peut être expliqué par le fait que la présence d'alcalins permet la dissolution partielle des granulats, ce qui favorise la fixation des produits d'hydratation. D'autre part, la quantité d'eau mobilisable au niveau de la surface de contact des granulats est plus importante que dans le reste de la pâte : cette zone est donc plus poreuse et sera l'endroit favorable pour le transfert des ions SO_4^{2-} qui contribuent au développement de l'ettringite ;
- Le rapport E/C : l'influence du rapport E/C peut être envisagée à partir de deux angles différents : le premier consiste à dire que sa réduction permettrait de réduire la porosité de la matrice cimentaire et donc le transfert ionique d'une part et l'amélioration des résistances à la compression d'autre part. En revanche, la réduction de la porosité limite l'espace libre dans lequel l'ettringite pourra se développer, et la formation d'une faible quantité d'ettringite pourrait engendrer des pressions très importantes à l'intérieur de la pâte du ciment. Il n'existe donc pas de consensus scientifique sur cette question, des constats contradictoires ont été faits dans la littérature ;

- L'eau et les adjuvants : l'eau de gâchage et les adjuvants sont aussi des paramètres importants pouvant intervenir dans le développement d'une RSI. En effet, si la teneur en sulfates de l'eau de gâchage est limitée à 2 000 mg/L pour prévenir l'effet d'une attaque sulfatique interne, les adjuvants quant à eux, et en particulier les superplastifiants, peuvent être une source de concentration importante en sulfates notamment de par leur grande solubilité dans l'eau.
- Effet de la température : l'augmentation de la température est indispensable pour le développement de la RSI et son impact est largement étudié dans la littérature [16][18][20][21]–[24]. La température maximale de cure, la durée de l'échauffement, ainsi que les influences croisées de la température et des autres paramètres précités sont autant d'éléments qui ont un impact conséquent sur le développement de la RSI.

Les bétons destinés à des ouvrages hydrauliques doivent être formulés de manière à résister aux sulfates²¹. L'utilisation des sédiments de dragage dans la formulation de béton peut avoir une influence sur le développement de la RSI, les éléments tels que la demande en eau, la présence de matière organique, de sulfates et l'effet sur les résistances mécaniques et la porosité sont autant de paramètres susceptibles d'induire une RSI.

Dans le cadre cette étude, la RSI a été étudiée afin d'évaluer les désordres éventuels que pourrait engendrer l'introduction des sédiments de dragage dans les bétons. En effet, d'une part, lors de la phase de caractérisation, les essais de percolation réalisés sur les sédiments bruts ont montré que le sédiment O a une concentration en sulfate de plus de 110 mg/kg de matière sèche, ce qui fait de lui une source de sulfates. D'autre part, il a été constaté que l'introduction des sédiments est accompagnée d'une baisse de résistance mécanique et d'une modification de la porosité et de la quantité d'eau disponible dans les bétons. Cette partie permettra donc d'évaluer l'influence de ces différents paramètres sur le développement de la RSI. L'utilisation des additions minérales en substitution partielle du ciment, aura probablement un impact sur la RSI.

Le choix des conditions de cure a été réalisé en se référant aux travaux existants dans la littérature. En effet, il n'existe pas de texte normatif en France relatif à l'évaluation de la RSI. En revanche des guides techniques permettant la mise en place d'une méthode d'évaluation de cette réaction sont disponibles. L'évaluation réalisée dans cette étude s'est donc basée essentiellement sur les recommandations du rapport « *Méthode d'essai des LPC N°66 : réactivité d'un béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne* »[17].

Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes prismatiques 4×4×16 cm munies de plots pour la mesure du gonflement. Les mortiers équivalents sont formulés selon la norme NF EN 196-1. Pour

²¹ Dans le cas d'un apport en sulfates extérieur, le risque d'attaque sulfatique sera étudié dans la partie RSE.

chaque formulation, trois éprouvettes sont testées et une moyenne sur les trois valeurs est considérée.

Le profil de la température de cure appliquée sur les échantillons soumis à la RSI est présenté dans la Figure VI.22. Ces cycles thermiques peuvent être décomposés en 4 phases :

1. La période de pré-prise : après la mise en œuvre des formulations de mortier, ces derniers sont conservés pendant 1 h à une température de 20 °C ;
2. Phase de montée de température : lors de cette phase, les échantillons subissent une augmentation de température avec une vitesse moyenne de 20 °C/h au cœur de l'éprouvette ;
3. Période isotherme : lors de cette phase, la température est maintenue constante à 85 °C pendant 12 h ; la durée de ce cycle et la température maximale sont choisies de façon à garantir le déclenchement de la RSI ;
4. Phase de refroidissement : cette étape permet de diminuer l'échauffement des éprouvettes jusqu'à atteindre la température ambiante.

Avant l'introduction des éprouvettes dans l'enceinte climatique, celles-ci doivent être protégées afin d'éviter la dessiccation des mortiers. Dans cette étude, les moules ont été emballés dans du papier aluminium (Figure VI.23). De même, afin d'assurer une humidité relative $HR > 90 \%$ pendant toute la durée du traitement thermique, un bac rempli avec une quantité d'eau a été introduit dans l'enceinte.

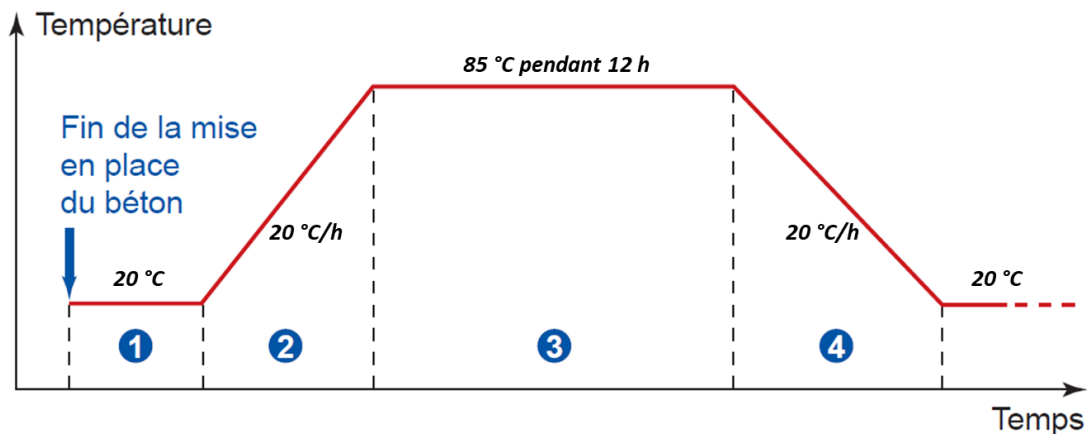


Figure VI.22. Profil de température de cure des échantillons pour l'essai de RSI (adapté de [17]).

Une fois le traitement thermique achevé, les éprouvettes sont démoulées et les mesures initiales ont été réalisées. Le suivi a été réalisé à travers des mesures de déformation longitudinale, un suivi de masse et l'évolution du module dynamique à travers la mesure de la fréquence de résonance longitudinale.

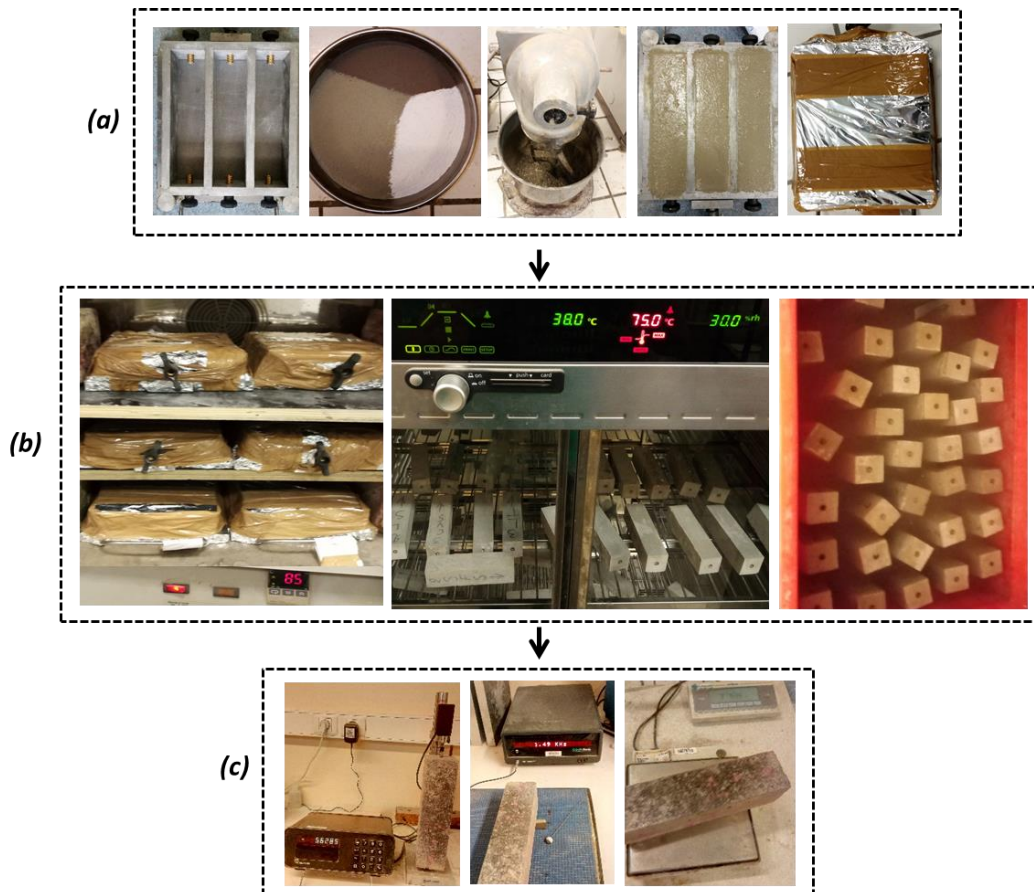


Figure VI.23. Illustration des étapes de la mise en place de l'essai RSI. (a) préparation des éprouvettes ; (b) traitement thermique et cycle de séchage/mouillage ; (c) suivi de la déformation longitudinale, de la variation de masse et de la fréquence de résonance.

En conformité avec la méthode LPC n°66, 2007, deux cycles de séchage/humidification ont été appliqués. Chaque cycle dure 14 jours et est composé de deux phases (Figure VI.24) :

1. Un séchage pendant 7 jours dans une enceinte climatique réglée à (38 ± 2) °C et une humidité relative $HR < 30 \%$;
2. Une immersion totale dans l'eau pendant une semaine.

Le bac d'eau dans lequel les éprouvettes sont conservées doit être bien isolé de façon à avoir une perte d'eau minimale : en effet, les éprouvettes doivent être gardées dans la même eau pour ne pas altérer l'équilibre chimique des échantillons. L'objectif de ces cycles est d'accélérer la cinétique de précipitation des ettringites.

Pour que le béton soit considéré comme étant résistant à la RSI, deux critères doivent être satisfaits à 3 et 12 mois (Tableau VI.15).

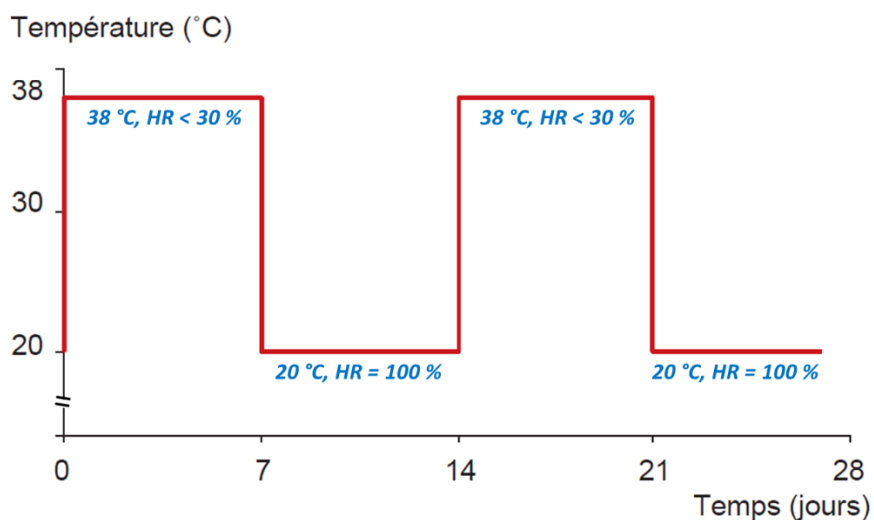


Figure VI.24. Cycles de séchage/humidification appliqués pour la RSI.

Tableau VI.15. Critères de résistance aux attaques sulfatiques.

Paramètre	Critère
Déformation longitudinale moyenne après 12 mois	< 0,04 %
Variation mensuelle moyenne après 3 mois	< 0,004 %
Déformation longitudinale individuelle après 12 mois	0,04 – 0,07 %
Variation mensuelle moyenne après 12 mois	< 0,004 %

Les signes de dégradation des ouvrages atteints par une RSI mettent beaucoup de temps avant d'apparaître, parfois cela peut mettre des années avant de les apercevoir. Dans cette étude, et pour des raisons de contraintes de temps, seuls les résultats obtenus jusqu'à 4 mois ont été présentés. Les variations dimensionnelles des éprouvettes testées sont présentées dans la Figure VI.25.

Ces premiers résultats montrent qu'au bout de 4 mois, les formulations contenant les sédiments de dragage semblent être moins résistantes que les formulations témoins. En effet, une variation de longueur comprise entre 20 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 38 $\mu\text{m}/\text{m}$ est observée avec les formulations contenant les sédiments fluviaux, alors que les formulations témoins ne dépassent pas 18 $\mu\text{m}/\text{m}$. Plusieurs éléments peuvent expliquer cette expansion : d'un côté, les sédiments sont une source de sulfate supplémentaire dans la composition du béton. Comme évoqué précédemment, l'ettringite différée se forme par combinaison des sulfates avec les aluminates provenant des C_3A . D'autre part, la nature des sédiments ainsi que leur demande en eau sont aussi la source de cette déformation plus importante. Aux abords des grains de sédiments, la teneur en eau et la porosité sont plus importantes que dans le reste de la pâte de ciment. Ceci favorise les échanges ioniques ainsi que la formation d'ettringite expansive. Aussi, de par la faible résistance de cette zone de contact entre la pâte et le sédiment, la dilation qui s'y produit est plus importante. Les formulations à base de 100 % de ciment sont également celles qui gonflent le plus.

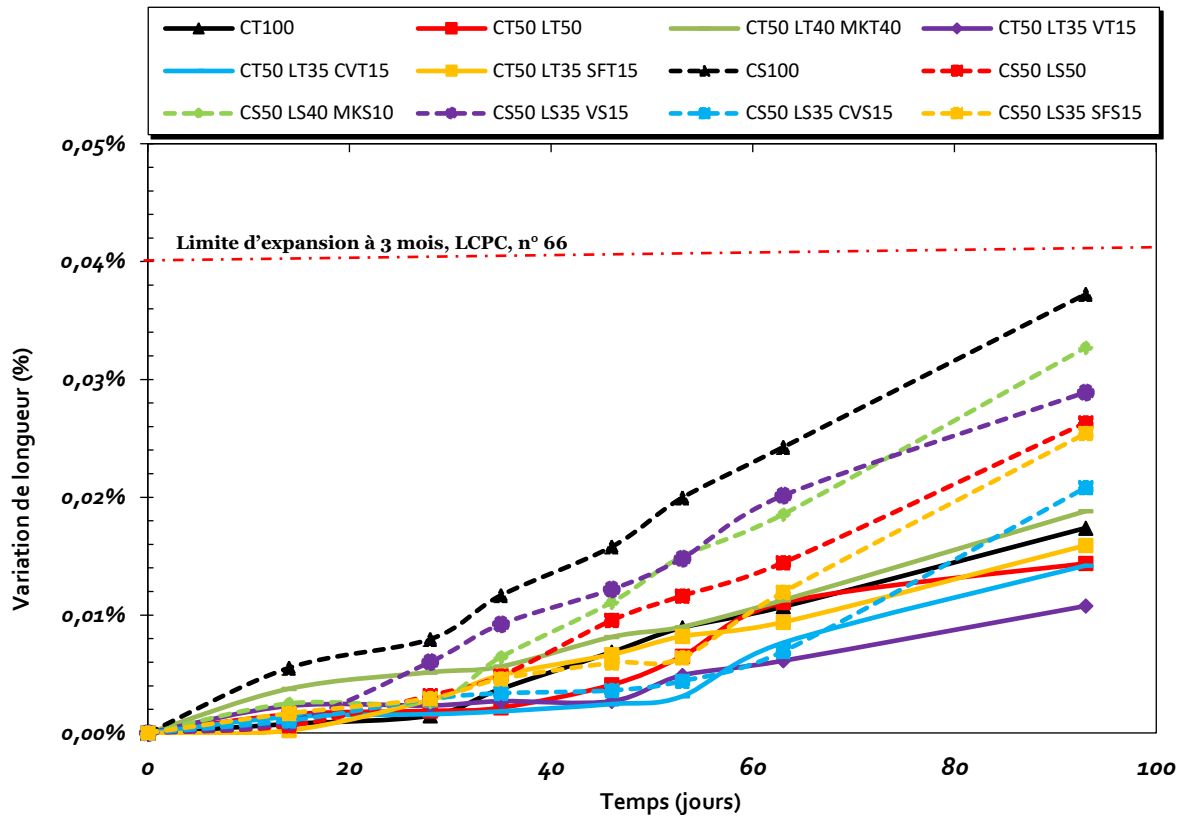


Figure VI.25. Suivi de l'expansion des éprouvettes soumises à une attaque sulfatique interne.

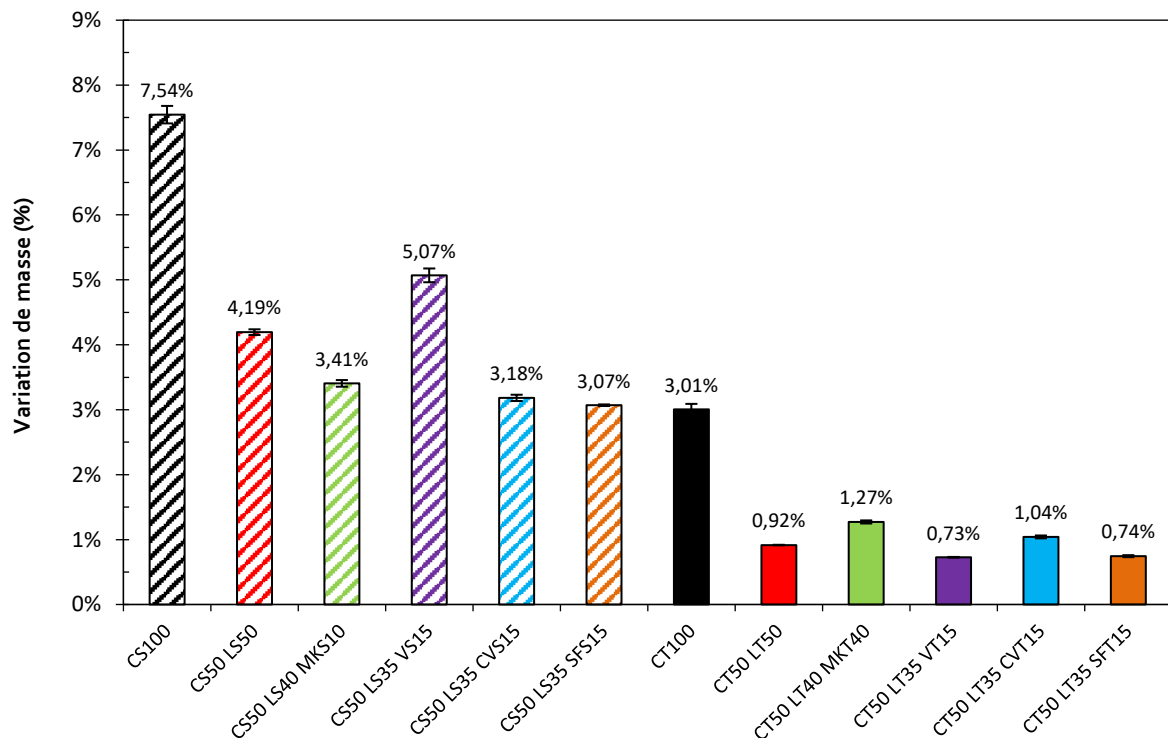


Figure VI.26. Variation de masse des éprouvettes soumises à la RSI après 4 mois de suivi.

L'utilisation des liants ternaires ayant une faible teneur en C3A contribue à l'amélioration de la RSI. Il est noté également que l'utilisation de liant ternaire, notamment à base de sédiment traité

par calcination flash, contribue fortement à l'amélioration de la RSI. En effet, de par leur pouvoir pouzzolanique, les sédiments traités par calcination flash améliorent significativement les performances mécaniques du béton et sa durabilité. La réduction de la porosité totale, ainsi que l'affinement de la taille des pores sont également les éléments qui peuvent justifier l'amélioration de la durabilité des bétons à base de liants ternaires. La Figure VI.26 met en évidence une perte de masse relativement importante dans les formulations contenant des sédiments de dragage comparée à celles des formulations témoins (100 % sable). On remarque également que les formulations à base de liants ternaires enregistrent des pertes de masse inférieures à celles du mortier témoin (100 % ciment).

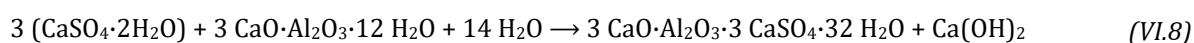
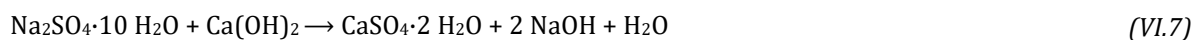
Enfin, dans la méthode d'essai LCPC n° 66 [17], la limite d'expansion à 3 mois a été fixée à 0,04 % pour la prévention des désordres dus à la RSI. Toutes les formulations satisfont à cette exigence même au-delà des 3 mois. Le suivi doit être continué jusqu'à 12 mois afin de s'assurer que la RSI ne risque pas de se produire.

4.4 Réaction sulfatique externe RSE

La problématique liée aux attaques des sulfates externes est ancienne et a été largement abordée dans la littérature. Cependant, souvent, les réactions qui interviennent dans ce type de dégradation sont présentées comme complexes et dépendantes de plusieurs facteurs difficilement dissociables. En France, depuis 1958, les ciments résistants aux sulfates sont inscrits dans la norme NF P15-313 ; celle-ci a été modifiée en 2006 par la mise en place de la norme NF P15-317 « *Ciments pour travaux à la mer* » sur les ciments à destination d'ouvrages maritimes. En dépit de ces normes, les recherches sur les processus de dégradation et leur effet restent d'actualité, notamment celles qui s'intéressent aux propriétés des transferts ioniques, et aux effets combinés des paramètres qui déclenchent une RSE.

La dégradation des ouvrages par la RSE – tout comme dans le cas de la RSI – est causée par la formation de l'ettringite expansive qui exerce des contraintes sur le béton, impliquant des fissurations et des gonflements de celui-ci. Par ailleurs, bien que les mécanismes de dégradation soient proches, l'origine des sulfates nécessaires à la formation de l'ettringite, n'est pas la même : dans le cas d'une RSE, les sulfates proviennent de l'environnement extérieur, notamment des sols, des eaux souterraines, des eaux de rivière, des eaux maritimes, etc. Le processus de dégradation peut être résumé en deux mécanismes : le premier est physique, lié au transfert des agents agressifs et leur pénétration dans la matrice cimentaire ; le deuxième est chimique, consistant à la combinaison des ions sulfates avec les produits du ciment.

Parmi les sulfates auxquels les ouvrages peuvent être exposés, les sulfates de sodium (Na_2SO_4) sont le plus souvent rencontrés dans la nature. Ceux-ci sont absorbés par la surface de contact du béton et pénètrent à travers la porosité et les fissures se retrouvant dans la pâte et la surface ITZ (Figure VI.27). Le processus de dégradation chimique se produit par combinaison des sulfates de sodium SO_4^{2-} avec la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pour former le gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$) (Équation (VI.7)). Ce dernier se combine avec les C_3A ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$) et forme de l'ettringite ($3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{CaSO}_4 \cdot 32 \text{H}_2\text{O}$) (Équation (VI.8)).



Si l'expansion de l'ettringite est clairement mise en lumière, celle du gypse est encore controversée. En tout état de cause, les réactions chimiques induites par l'introduction des sulfates dans les bétons enclenchent des réactions qui transforment les produits d'hydratation en produits préjudiciables pour les ouvrages. Selon ZHANG *et al.* [25], l'impact ne se limite pas à cette transformation mais il se produit également une décalcification des silicates de calcium hydratés (C-S-H).

Le processus de dégradation physique se manifeste par la cristallisation des sulfates de sodium dans les pores des bétons qui se produit selon l'Équation (VI.9). Cette cristallisation provoque une augmentation des contraintes sur les parois des pores de béton et cause des fissures internes lorsque ces contraintes dépassent la résistance maximale à la traction des bétons.

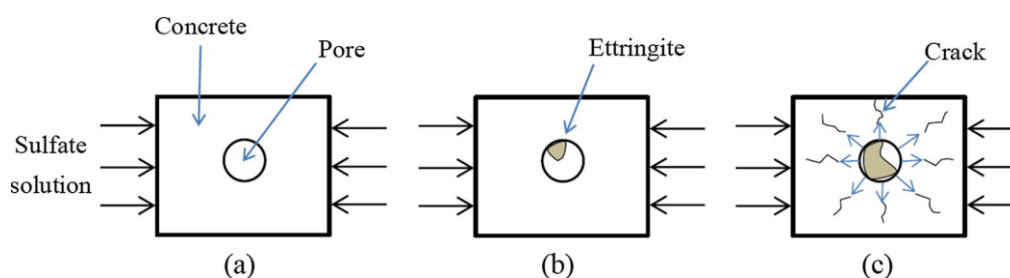


Figure VI.27. Processus de dégradation par une RSE : (a) pénétration des sulfates de sodium dans les pores du béton ; (b) formation d'ettringite expansive ; (c) fissuration du béton [26].

Le développement d'une RSE est conditionné notamment par la concentration en sulfate de l'environnement en contact avec le béton, de la perméabilité du béton²², de la composition chimique du ciment et du pH de la solution interstitielle du béton [27].

²² Donc de sa capacité à laisser pénétrer les ions sulfates (SO_4^{2-}).

Dans la littérature, différents protocoles ont été appliqués afin d'évaluer la résistance des bétons à une attaque sulfatique externe : certains auteurs appliquent une immersion totale des éprouvettes dans une solution de sulfate, tandis que d'autres optent pour des cycles de séchage/mouillage. En effet, le séchage des éprouvettes accélère les mouvements de transfert et par conséquent la dégradation se produit de façon rapide. Le Tableau VI.16 suivant présente un résumé de quelques protocoles appliqués dans la littérature.

Tableau VI.16. Résumé de quelques protocoles appliqués pour l'évaluation de la RSE des bétons.

Référence	Protocole appliqué
GAO <i>et al.</i> [28]	Cycle de 72 h
	<ul style="list-style-type: none"> • Séchage à 60 °C pendant 45 h suivi de 3 h à température ambiante • Immersion dans une solution dosée à 5 % en masse de Na₂SO₄ pendant 21 h puis 3 h à l'air ambiant
ZHANG <i>et al.</i> [25]	Cycle de 7 jours
	<ul style="list-style-type: none"> • Immersion dans la solution dosée à 5 % de Na₂SO₄ pendant 24 h • Séchage pendant 6 jours à une température de 20 °C et une humidité relative 40 % < HR < 70 %
ZHANG <i>et al.</i> [26]	Cycle de 7 jours
	<ul style="list-style-type: none"> • Immersion dans la solution dosée à 5 % de Na₂SO₄ pendant 3 jours • Séchage à T = 23 °C et HR = 50 % pendant 4 jours
ZHANG <i>et al.</i> [26]	<ul style="list-style-type: none"> • Immersion totale dans la solution dosée à 5 % de Na₂SO₄

Dans le cas de cette étude, une partie des enrochements artificiels en béton seront en contact avec de l'eau fluviale, avec le sol et potentiellement avec les remontées des eaux souterraines. Ces éléments constituent un environnement très favorable au développement d'une RSE. La vérification de la résistance des bétons vis-à-vis une attaque sulfatique externe (ASE) est donc de grande importance pour s'assurer de la bonne durabilité de l'ouvrage. Lorsque les bétons seront mis en service, 3 cas d'exposition de l'ouvrage peuvent être distingués. Le premier correspond à l'exposition totale et permanente du béton à la source de sulfate – c'est le cas des blocs de béton qui seront complètement immergés. Le deuxième cas correspond à une exposition permanente mais partielle ; et le troisième cas, aux blocs de béton qui seront exposés périodiquement avec des fréquences importantes. Ce dernier cas semble être le plus préjudiciable, il serait donc substantiel d'appliquer ici un cycle de mouillage/séchage.

En se basant sur ces données, le protocole utilisé dans le cadre de cette étude s'est inspiré des travaux de ZHANG *et al.* [26]. Le protocole choisi est composé de cycles d'une semaine, avec une immersion totale des éprouvettes dans une solution dosée à 5 % en masse de sulfate de sodium Na₂SO₄ pendant 3 jours, puis l'application d'un séchage pendant 4 jours à 20 °C et à une HR de 50 %. Comme évoqué ci-dessus, cette alternation mouillage/séchage permettra de favoriser le transport des ions et d'accélérer le processus de développement de l'ASE. L'eau utilisée est une eau distillée, et la solution est renouvelée tous les 30 jours.

Les essais sont réalisés sur des mortiers dont la composition a été déduite à partir de la méthode MBE. Des plots de mesure ont été placés sur les extrémités des éprouvettes afin de pouvoir mesurer les éventuelles variations dimensionnelles des éprouvettes. En plus de ces mesures, le suivi de dégradation des éprouvettes par la RSE a été réalisé par une prise périodique des masses des éprouvettes ainsi que la mesure des fréquences longitudinales. Après formulation des éprouvettes, celles-ci ont été introduites dans l'eau pendant 54 jours avant la réalisation de l'essai. Pour des contraintes relatives à la disponibilité du matériel et du temps, seules les formulations contenant des sédiments fluviaux et les deux formulations témoin : CT100 et CT50 LT50 ont été testées. Les courbes représentant l'expansion des éprouvettes soumises à l'attaque sulfatique externe en fonction du temps sont présentées dans la Figure VI.28.

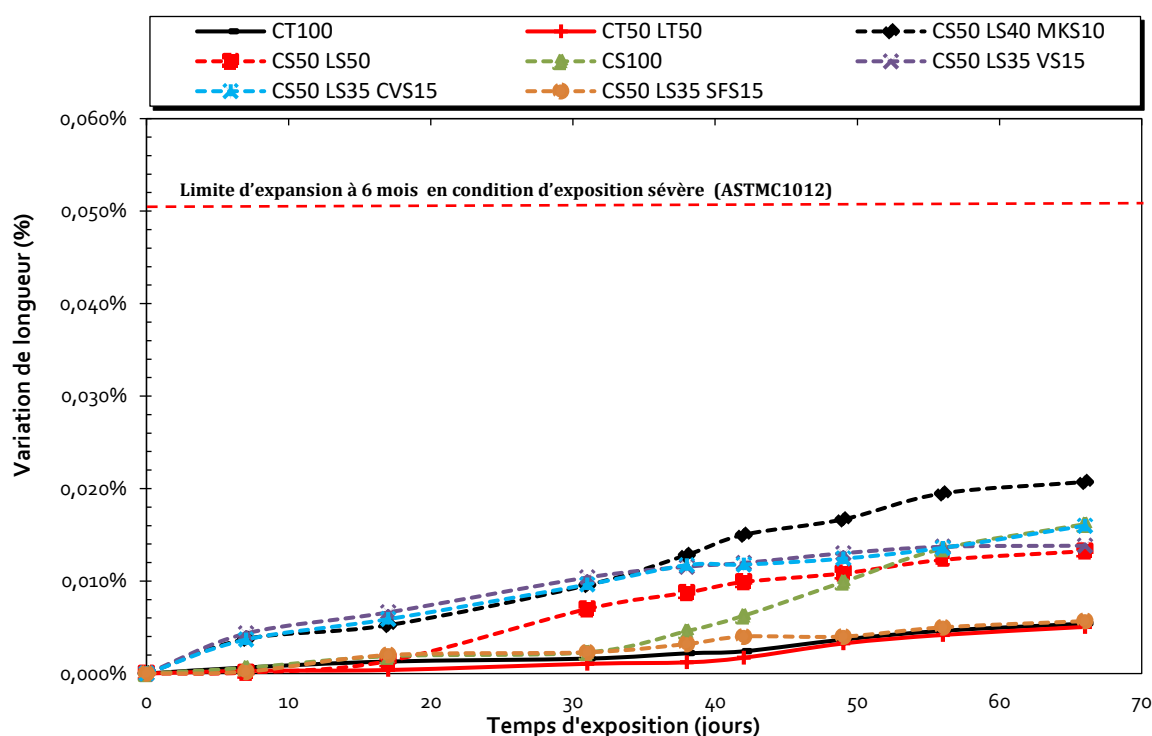


Figure VI.28. Expansion des éprouvettes soumises à une attaque sulfatique externe.

Cette expansion est le résultat de la formation d'ettringite différée dans la pâte cimentaire et à l'interface de contact entre la matrice liante et les grains de sable et de sédiments. Comme évoqué précédemment, cette zone constitue un espace très favorable au développement de l'ettringite expansive. La formulation à base de liant ternaire CS50 LS35 SFS15 présente les déformations les moins importantes tandis que la formulation à base de 100 % de ciment CS100 est celle qui présente la déformation la plus importante. Étant donné que les essais ont débuté après 54 jours de maturation dans l'eau, cette différence dans la variation dimensionnelle souligne l'amélioration des caractéristiques mécaniques et de durabilité qu'apporte l'utilisation de liants ternaires. En effet, grâce à l'activité pouzzolanique des additions, celles-ci réagissant avec la portlandite pour former des C-S-H, l'effet de ces additions est double. La production des C-S-H permet de combler

la porosité éventuellement présente dans la pâte cimentaire, ce qui va contribuer d'une part à limiter le transfert ionique via la solution interstitielle, et d'autre part à renforcer les caractéristiques mécaniques du béton et donc sa résistance aux contraintes engendrées par le développement des produits expansifs, notamment lors de la cristallisation des sulfates de sodium.

On souligne également que l'introduction des sédiments fluviaux engendre une expansion plus importante. Ceci est dû d'une part à la porosité qui est plus importante pour ces formulations – et donc les ions de sulfates vont pénétrer la structure du béton plus facilement. D'autre part, l'affaiblissement des résistances mécaniques du fait de la présence des sédiments, va conduire à des fissurations plus importantes et donc à des déformations plus conséquentes.

La Figure VI.29 montre que la déformation longitudinale est accompagnée d'une prise de masse pour l'ensemble des éprouvettes. Ces résultats étaient attendus car plus le béton est attaqué et que des fissures commencent à se former, plus la solution chargée d'ions sulfates aura de facilité à pénétrer dans le béton. Cette prise de masse, bien qu'importante, peut être attribuée à la solution qui se loge dans le béton. Une baisse du module dynamique a également été constatée sur les différentes formulations en fonction du temps de l'exposition (Figure VI.30). Cette baisse est de 1 % pour les formulations qui ne contiennent pas de sédiments bruts et de l'ordre de 4 % pour les autres formulations. Cela témoigne du développement de fissurations à l'intérieur des éprouvettes testées en fonction du temps.

Enfin, la norme ASTM C1012 définit deux seuils d'expansion après 6 mois d'exposition : 0,1 % pour une exposition modérée et 0,05 % pour une exposition sévère. Dans le cadre de cette étude, bien que des signes de dégradation aient été constatés sur les différentes éprouvettes, au vu de la norme ASTM C1012, l'ensemble des formulations peuvent être considérées comme résistantes aux attaques sulfatiques externes.

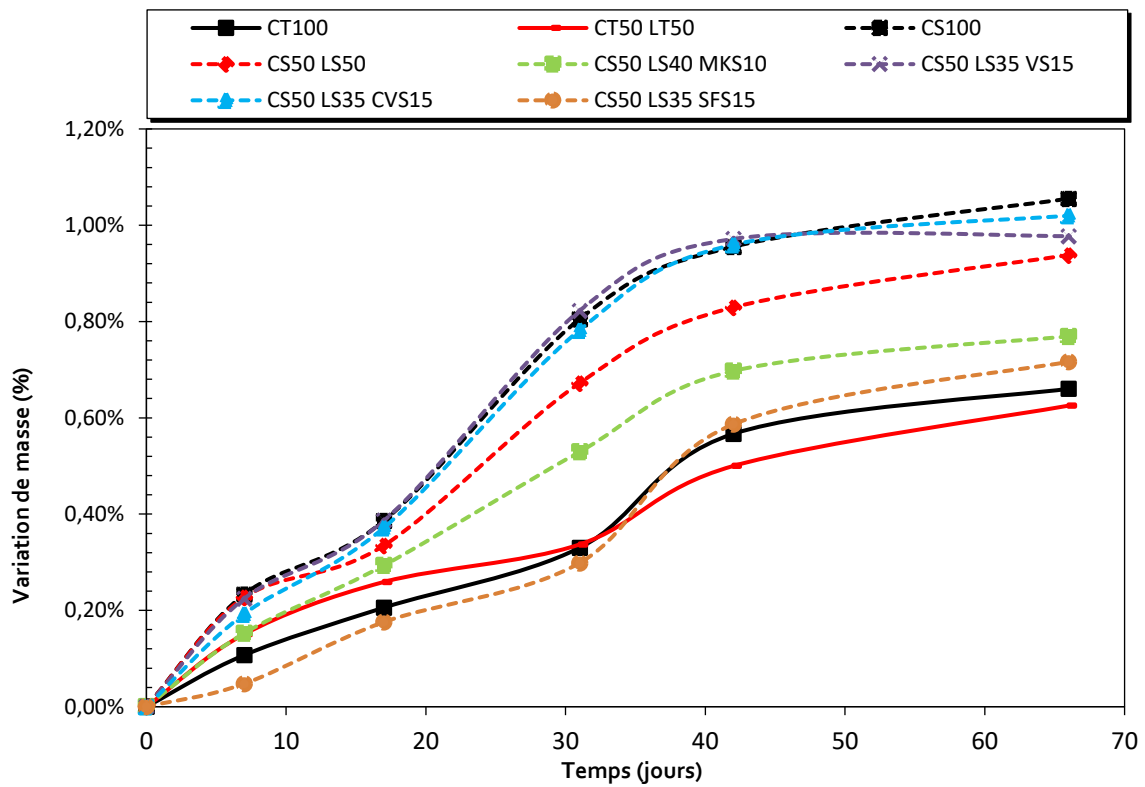


Figure VI.29. Variation de masse des éprouvettes soumises à l'attaque sulfatique externe.

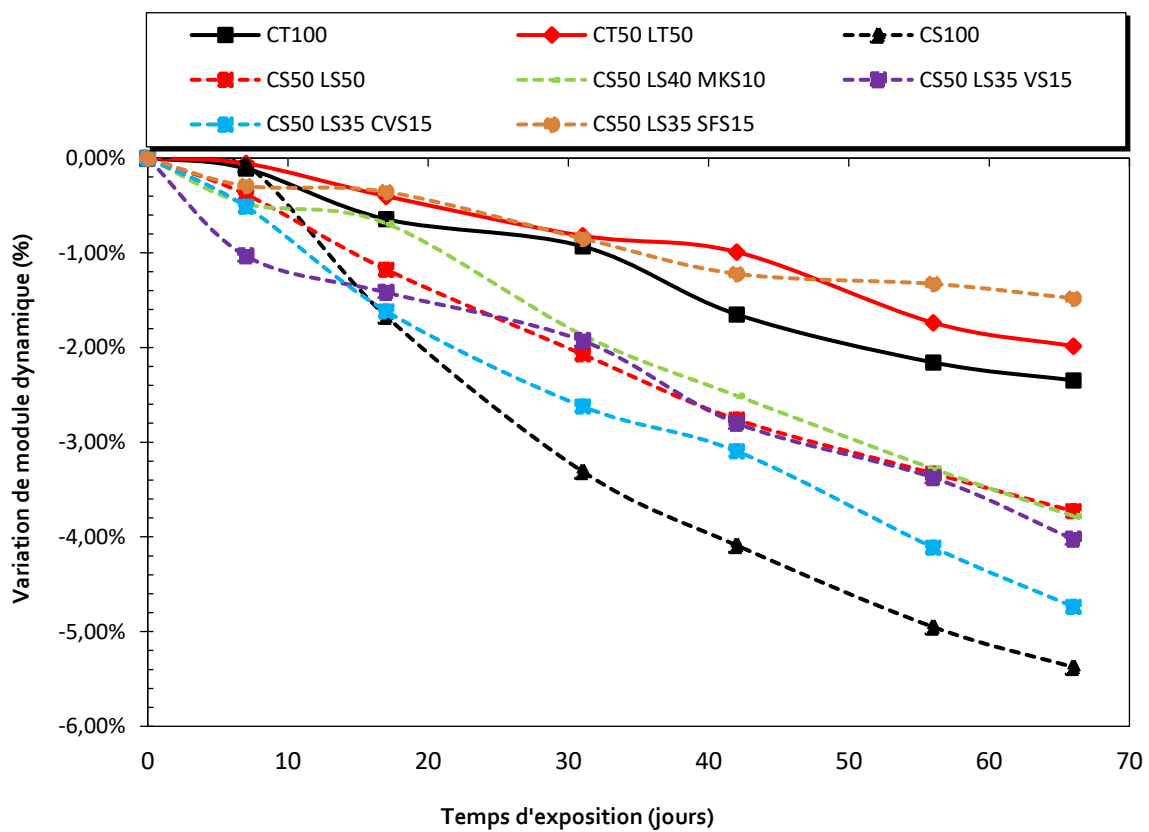


Figure VI.30. Variation de module dynamique des éprouvettes soumises à la RSE.

4.5 Alkali-réaction

L'alkali-réaction est l'une des dégradations qui pourrait porter préjudice à la durabilité des ouvrages en bétons. Communément appelée « réaction alcali-granulats » (RAG), celle-ci se produit entre les alcalins (ions sodium Na^+ et/ou ions potassium K^+) avec la silice dite « réactive » qui provient des granulats.

En France, les premières constatations de dégradation de barrages par la RAG ont été observées en 1970. Dès 1994, des recommandations ont été publiées par le LCPC afin de limiter les risques d'atteinte par cette pathologie [29]. Ces principes ont été intégrés à la norme NF EN 206-1 relative aux bétons [26].

Il existe trois types d'alkali-réaction : la réaction alcali-silicate, la réaction alcali-carbonate, et la réaction alcali-silice (RAS). La RAS est la réaction la plus répandue. Les étapes de dégradation des bétons par une réaction alcali-silice sont présentées dans la Figure VI.31. Dans un premier lieu, les ions OH^- qui se retrouvent dans la solution interstitielle du béton agissent sur la silice instable des granulats en détruisant les liaisons ($\equiv \text{Si}-\text{O}-\text{i} \equiv$; $\equiv \text{Si}-\text{OH}$), ce qui provoquera la dissolution de la silice. Celle-ci est accompagnée d'une libération de charges négatives (O^-) et conduira à la consommation des alcalins (Na^+ et K^+) chargés positivement pour équilibrer la charge au voisinage des granulats réactifs. Cette combinaison va former un gel silico-alcalin ($\text{Si}-\text{O}-\text{Na}$) et silico-calco-alcalin (C-K-S-H), qui donnera lieu à des pressions localisées susceptibles de provoquer des fissures et des gonflements dans le béton : c'est la phase 2 du processus de dégradation par la RAG. Enfin, d'autres éléments qui entrent dans la phase 3 du processus de dégradation et qui ont un rôle central dans la formation du gel expansif, sont les ions de calcium Ca^+ . En effet, ces derniers jouent un rôle de régulateurs de la quantité de silice dissoute car ils se substituent aux alcalins lors de la formation du gel et les libèrent ainsi pour réagir à nouveau, ce qui contribue à faire durer la réaction. Des études ont montré que la présence de plus de portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ contribue à augmenter le gonflement notamment par le maintien d'un pH élevé [30]. Néanmoins le mécanisme du gonflement lié à la RAG ne fait pas encore l'unanimité dans la communauté scientifique, plusieurs théories ayant été avancées afin de tenter de résoudre de problème : gonflement par pression de cristallisation, hypothèse des forces de répulsion électriques et du gonflement osmotique, gonflement des corps poreux, etc. Parmi ces hypothèses, celle du gonflement par imbibition d'eau stipule que le gel formé à partir de la réaction entre la silice réactive et les alcalins, a la caractéristique d'adsorber l'eau et de former un fluide gonflant [29].

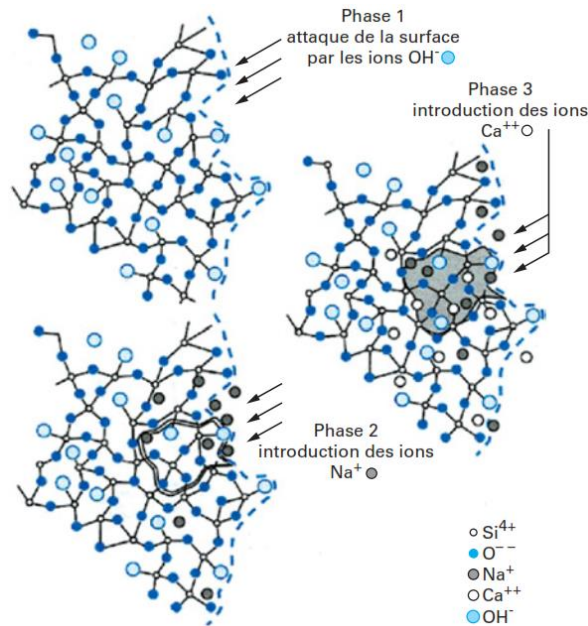


Figure VI.31. Étapes de formation du gel résultant de l'alcali-réaction.

Les conditions principales qui favorisent la formation d'une RAG sont :

- Un environnement suffisamment humide (> 80 %) ;
- Une concentration forte en alcalins solubles : plus la teneur en alcalins est importante, plus le gonflement est important ;
- La présence de la silice réactive apportée notamment par des granulats réactifs.

Ces trois éléments sont considérés comme essentiels pour le déclenchement de la RAG. Il est néanmoins important de souligner le rôle de certains paramètres dans le développement de la RAG [29][30][31][32] :

- Granulats : le type de granulats est naturellement important pour le développement d'une RAG, les granulats constituant la source de la silice active qui réagit avec les alcalins. La norme NF P18-594 de juillet 2015 définit la méthode d'essai pour l'évaluation de la réactivité des granulats et le fascicule P18-542 spécifie 3 classes de granulats selon leur réactivité : non réactif (NR) ; potentiellement réactif (PR) et potentiellement réactif à effet pessimum (PRP), l'effet pessimum étant présenté comme l'intervalle pour lequel on constate que pour une même quantité d'alcalins, il existe une quantité de silice réactive qui provoquerait un gonflement maximal ;
- Impact de la porosité : l'impact de la porosité dans le développement de la RAG est difficilement mesurable puisqu'elle peut être localisée à plusieurs niveaux dans le béton (dans les granulats, la pâte cimentaire, la phase de transition, les fissures préexistantes, etc.). Néanmoins, son importance, notamment au niveau des propriétés de transfert du gel gonflant à travers les pores connectés, est avérée ;

- Influence de la granulométrie : l'influence de la granulométrie des granulats siliceux sur le gonflement est l'un des paramètres mis en avant dans la littérature. Il semblerait que plus la taille des grains est importante, moins le gonflement est important. L'hypothèse avancée pour expliquer ce phénomène repose sur le fait que le concassage permet de rendre accessibles les pores initialement fermés, et donc permettre une migration plus importante des alcalins vers la silice réactive ;
- Influence de l'eau : si parfois l'eau initialement disponible dans les pores des granulats est suffisante pour le développement de RAG, l'amplitude du gonflement est d'autant plus importante qu'il y a plus d'eau libre lors de la formation du gel. Cette influence s'explique notamment par le fait que l'eau agit comme vecteur de transport des bases alcalines. Au niveau de l'échelle réelle, pour un même ouvrage, il a été constaté que les gonflements étaient plus importants pour la partie immergée que pour celle qui ne l'était pas ;
- Effet de température : selon LARIVE [29], la température joue un rôle dans le développement de la RAG au niveau de la cinétique des réactions. Cependant, la solidité de la silice est sensible à l'élévation de la température : plus celle-ci augmente plus la solubilité augmente également ; il est donc difficile d'affirmer que l'effet de la température se limite à la modification de la cinétique des réactions.
- Influence des additions : les additions minérales sont réputées pour l'amélioration des propriétés de durabilité des bétons lorsque ces ajouts sont optimisés. Dans le cas de la RAG, l'ajout d'addition minérale intervient à plusieurs niveaux et dépend des caractéristiques physiques et chimiques de chaque addition. En effet, celles-ci ont un impact sur la porosité des bétons : l'addition de particules fines permet d'améliorer la porosité par effet filler et par production de C-S-H, et ainsi de réduire les échanges ioniques dans la solution interstitielle. De même, la réaction pouzzolanique permet de réduire la quantité de portlandite dans le béton et par conséquent de réduire la quantité d'ions calcium. Cette dernière permet également de réduire la quantité d'alcalins disponibles dans la solution ainsi que le pH de la solution. L'effet des additions dépend également de leur composition chimique : une addition plus riche en silice amorphe ou comportant moins d'alcalins aurait nécessairement un impact plus important.

Dans cette étude, l'essai de réaction alcali-granulats a été réalisé afin d'évaluer l'effet de la présence des sédiments sur les mécanismes de gonflement. En effet, comme évoqué ci-dessus, la quantité d'eau disponible, la porosité, la granulométrie et la composition chimiques sont autant de paramètres influant sur la formation et le développement d'une RAG et sur lesquels la présence du sédiment aura un impact direct. L'effet de l'utilisation d'un liant ternaire sera également investigué.

L'essai est réalisé selon la norme NF P 18-454 de décembre 2004 sur la réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction. Son principe repose sur les recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction [33]. Il permet d'évaluer le potentiel réactif d'un béton ou d'un mortier par le suivi de la déformation longitudinale sur trois éprouvettes prismatiques de dimensions 4×4×16 cm ou 7×7×28 cm, suralcalinées et soumises à des conditions particulières de pression et de température dans le but d'accélérer le processus de dégradation.

Pour chaque formulation, des éprouvettes 4×4×16 de mortier MBE ont été formulées selon la norme NE EN 196-1. Lors de la préparation des éprouvettes, une quantité correspondant à 4 %²³ de soude de Na₂SO₄ équivalent a été ajoutée à l'eau de gâchage afin d'obtenir la teneur en alcalins requise. Ensuite, les éprouvettes ont été conservées dans l'eau à 20 °C pendant 60 jours.

48 h avant l'essai, les éprouvettes ont été retirées de l'eau pour la détermination des mesures initiales : mesure de la variation dimensionnelle, de la variation de masse et du module dynamique à travers la mesure de la fréquence de résonance. Les échantillons ont alors été placés dans un autoclave réglé à 120 °C et 0,15 MPa pendant 5 h (Figure VI.32). De nouvelles mesures ont alors été réalisées afin de constater les changements dimensionnels éventuels liés à la RAG.

Les résultats de ces essais sont présentés dans la Figure VI.33.

D'après ces résultats, les formulations de mortiers contenant des sédiments présentent des gonflements légèrement supérieurs aux formulations témoins. Plusieurs hypothèses peuvent être émises quant à cette différence. D'une part, les sédiments sont composés de plus de 50 % de quartz (SiO₂), ce qui constitue une source de silice. Cette silice se combine aux ions alcalins qui gonflent en présence d'humidité. De cette manière, les sédiments augmentent le risque de développement de la RAG. D'autre part, la présence des sédiments engendre un certain nombre de désordres tels que l'augmentation de la porosité, la baisse des résistances mécaniques, l'altération de la zone de transition ITZ, etc. L'atténuation des caractéristiques des mortiers est à l'origine de ce gonflement amplifié.

²³ Par rapport à la masse du liant.

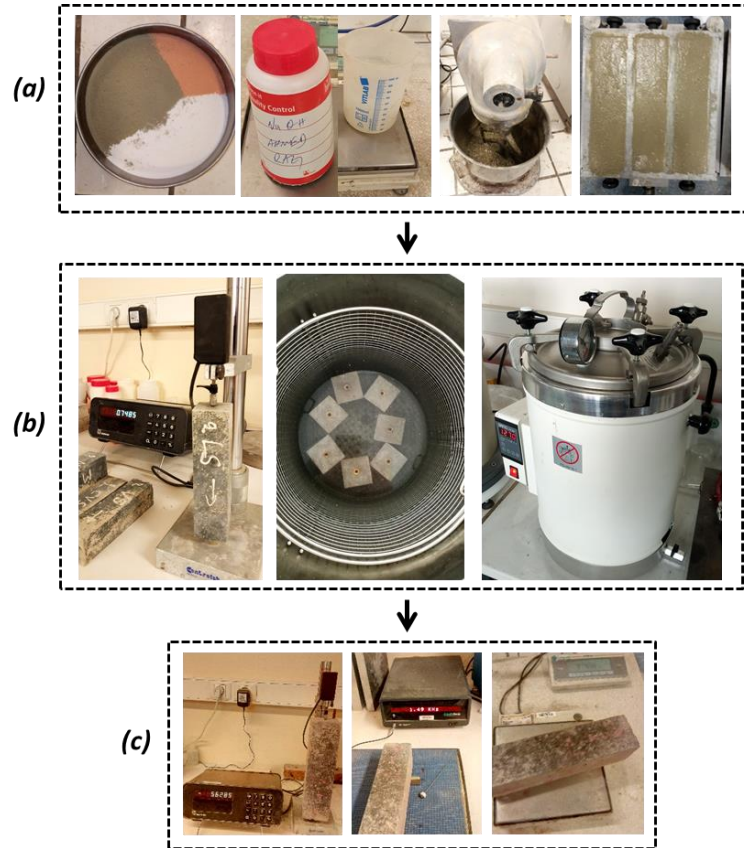


Figure VI.32. (a) fabrication des éprouvettes ; (b) mesure initiale et autoclavage ; (c) mesure des variations dimensionnelles, de la masse et de la fréquence de résonance.

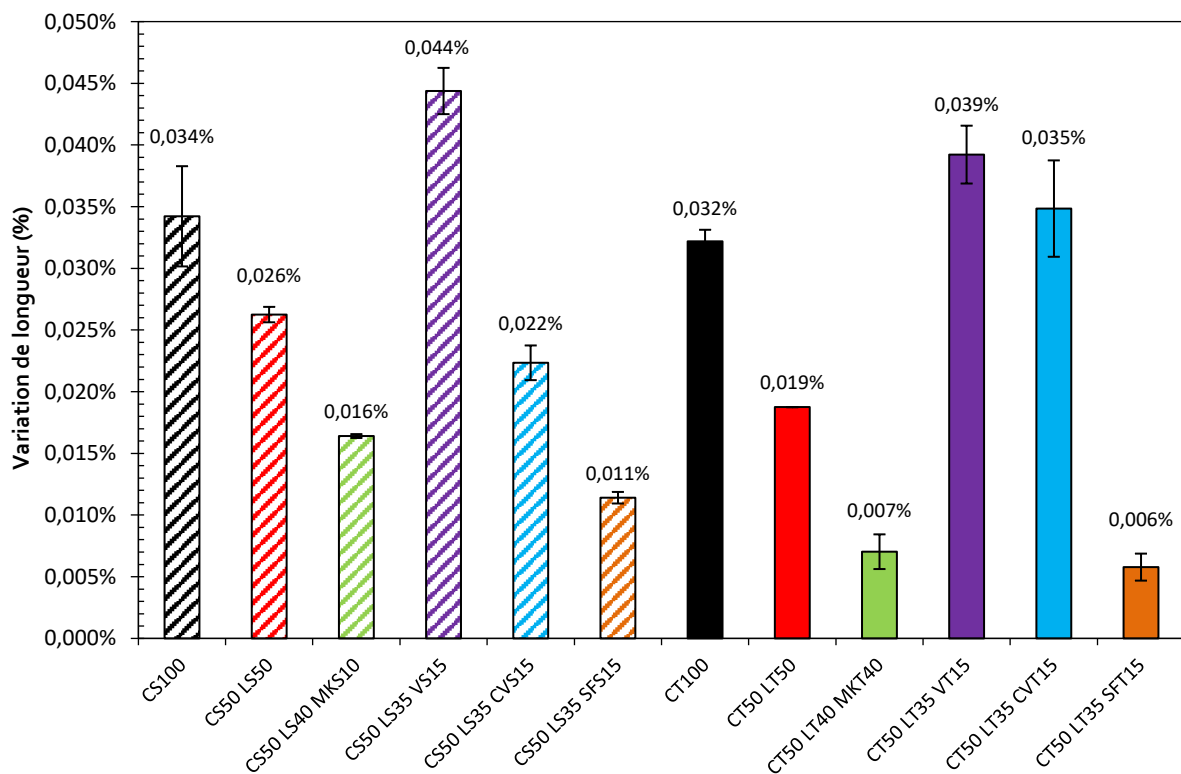


Figure VI.33. Déformation longitudinale des éprouvettes après autoclavage.

On note également que, hormis la formulation à base de déchets de verre, les formulations à base de liants ternaires contribuent fortement à la diminution du gonflement relatif, notamment la formulation à base de sédiment flash calciné par technique flash. Cette dernière présente des gonflements de 0,011 % et 0,006 % pour CS50 LS35 SFS15 et CT50 LT35 SFT15 respectivement contre 0,034 % et 0,032 % pour les formulations à base de 100 % de ciment (CS100 et CT100) (Figure VI.33). Cette nette amélioration est attribuée à plusieurs éléments : d'une part, l'amélioration des caractéristiques mécaniques et de la porosité dans la matrice ; et d'autre part, la consommation de la portlandite constituant une source d'ions de calcium Ca^+ qui se combinent avec les alcalins et favorisent le gonflement.

On remarque aussi que les formulations à base de verre présentent des gonflements supérieurs aux témoins. En effet, lors de la phase de caractérisation, il a été constaté que les verres sont riches en oxyde de sodium (Na_2O) qui constitue une source importante d'ions Na^+ . Or, comme il a été souligné ci-dessus, plus la quantité d'ions d'alcalins disponibles dans la solution interstitielle est importante, plus le risque de développement d'une dégradation par RAG est fort. Le même constat peut être établi pour la formulation CT50 LT35 CVT15 puisque les cendres volantes contiennent une quantité non négligeable d'oxyde de potassium (K_2O).

Enfin, au regard de la valeur seuil de l'allongement à 0,15 % définie dans la norme NF P 18-454, l'ensemble des formulations répondent à cette exigence et sont non réactives. L'ajout des sédiments fluviaux bruts ne constitue pas en soi un risque de développement d'une dégradation par une RAG.

5. Conclusion

Dans cette partie, des formulations de bétons à base de liants ternaires et des formulations témoins ont été réalisées. L'étude porte sur deux groupes de formulations, le premier constitué de 100 % de sable, et dans le deuxième, 20 % de sable ont été substitués par du sédiment. Une caractérisation des bétons à l'état frais et à l'état durci ainsi qu'une évaluation de certains indicateurs de durabilité ont été réalisés. Les conclusions principales qui peuvent être tirées sont :

La caractérisation à l'état frais a montré que l'incorporation des sédiments de dragage dans le béton a un impact défavorable sur les caractéristiques à l'état frais, se traduisant par une perte d'ouvrabilité, une augmentation de la teneur en air occlus et une baisse de la masse volumique absolue. L'utilisation des liants ternaires semblerait atténuer cet impact. On retient également que l'ensemble des formulations répondent aux exigences fixées dans le cahier des charges.

La caractérisation à l'état durci des formulations de béton a mis en évidence l'impact des sédiments sur les performances mécaniques du béton. En effet, des pertes de résistance à la compression et à la flexion ainsi qu'une baisse du module dynamique ont été observées pour l'ensemble des formulations. Il a également été constaté que l'utilisation des liants ternaires contribue considérablement à l'amélioration des caractéristiques mécaniques du béton à long terme. En particulier, la formulation CT50 LT35 SFT15 enregistre un gain de 6 % de résistance à la compression par rapport à la formulation contenant 100 % de ciment (CT100) à 120 jours. Cet écart de résistance est encore plus important dans les formulations du groupe 2 incorporant les sédiments, où le gain de résistance en compression à 120 jours est d'environ 40 %. Pour les enrochements artificiels en béton, une résistance minimale à 28 jours de 30 MPa est recommandée ; l'ensemble des formulations présentent des résistances à la compression qui dépassent cette valeur.

La durabilité des différentes formulations a été réalisée à travers l'évaluation de la porosité accessible à l'eau, l'essai de gel/dégel, la résistance aux attaques sulfatiques interne et externe et l'essai de réaction alcali-granulats. Les résultats de la porosité accessible à l'eau montrent que l'utilisation des sédiments en tant que substitution du sable contribue considérablement à l'augmentation de la porosité globale dans les bétons. L'utilisation des liants ternaires permet de réduire cette porosité à long terme, ce qui permettra l'amélioration de la durabilité de ces formulations. En effet, les résultats obtenus sur l'essai de gel/dégel ont montré que les formulations à base de liants ternaires présentent toutes des gonflements inférieurs à ceux des formulations témoins (CT100 et CS100). Cette amélioration de la résistance aux cycles de gel/dégel est attribuée notamment à la réduction de la taille des pores et à l'amélioration des caractéristiques mécaniques. Par ailleurs, toutes les formulations sont considérées comme étant résistantes au gel/dégel car elles présentent un allongement inférieur au seuil normatif de 500 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Les résultats d'essais d'attaque sulfatique interne ont montré que les formulations à base de liants ternaires permettent une amélioration considérable face à la RSI. En effet, la réduction de la quantité de C3A, l'amélioration de la porosité, et les caractéristiques latentes des additions sont autant de paramètres qui permettent cette amélioration. Toutefois, on note que toutes les formulations enregistrent des gonflements inférieurs à 0,04 % à 3 mois de suivi, ce qui présage une bonne résistance aux attaques sulfatiques internes.

De même, l'attaque sulfatique externe a été évaluée, mettant en évidence l'impact positif de l'utilisation des liants ternaires. En effet, de par la réactivité pouzzolanique des additions, celles-ci sont doublement bénéfiques : d'un côté, la portlandite susceptible de réagir avec les sulfates est moins disponible car elle est consommée par la réaction pouzzolanique ; d'autre part, cette réaction permet de densifier la structure et donc de réduire la porosité et par conséquent les échanges ioniques, sans oublier l'amélioration des performances mécaniques. Tous ces éléments

font que les formulations à base de liants ternaires présentent une meilleure résistance aux attaques sulfatiques externes par rapport aux formulations témoins. Par ailleurs, bien que l'utilisation des sédiments de dragage ait tendance à baisser la résistance à la RSE, toutes les formulations sont considérées comme étant résistantes aux attaques sulfatiques externes.

La réaction alcali-granulats a été évaluée pour les différentes formulations. Les résultats montrent que les formulations à base de liants ternaires, notamment la formulation C50 L35 SF 15, présentent les gonflements les plus faibles. Cette amélioration est attribuée à la consommation de la portlandite Ca(OH)_2 , source d'ions qui se combinent avec les alcalins et qui favorisent le gonflement. Les améliorations de porosité et de résistance mécanique sont aussi des éléments justifiant cette résistance. Bien que l'utilisation des verres en tant qu'addition source d'ions Na^+ ainsi que la présence des sédiments ont tendance à augmenter le gonflement, aucune formulation ne dépasse le seuil de l'allongement relatif de 0,15 % défini dans la norme. L'utilisation des sédiments en tant que substitution au sable ne constitue pas un risque de développement d'une RAG.

Références

- [1] D. De, D. E. Grenoble, and L. Zingg, "Influence de la porosité et du degré d'humidité interne sur le comportement triaxial du béton," no. 510, 2013.
- [2] M. Carcasses and F. Cassagnabere, "Les indicateurs de durabilité ou comment caractériser la durabilité des bétons ?"
- [3] J.-P. Ollivier, et J.-M. Torrenti, "La structure poreuse des betons et les proprietes de transfert " Chapitre 3. Janvier 2008.
- [4] JM. Mechling – A. Lecomte, M. Cyr, D. Bulteel, " Thème 2: Alkali-réaction (applicabilité de la démarche RAG)," pp. 1-91, 2015.
- [5] A. Schwartzentruber and C. Catherine, "Method of the concrete equivalent mortar (CEM) - a new tool to design concrete containing admixture," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 33, no. 232, pp. 475-482, 2000.
- [6] J. Y. Petit, " Influence de la microstructure sur le transport diffusif des pâtes, mortiers et bétons à base de CEM I avec ajout de fumée de silice " 2015.
- [7] E. Ghorbel, S. Omary, G. Wardeh, " Thème 6 : Evaluation de l'impact d'un dosage de 10 % de recyclé sur les propriétés des bétons" Rapport de recherche, 2017
- [8] I. Joudi-Bahri, "Influence des sables fillérisés calcaires sur les propriétés des bétons courants et superplastifiés. Un exemple tunisien," *Génie Civ.*, 2012.
- [9] B. Perrin, "Outils de caractérisation et analyse du comportement des matériaux cimentaires soumis à des cycles de gel-dégel en présence de sels," 2013.
- [10] C. Ployaert, "Concevoir des ouvrages en béton résistant au gel-dégel et aux sels de déverglaçage," *Febelcem*, vol. Bulletin T, 2012.
- [11] A. Fabbri, "Physico-mécanique des matériaux cimentaires soumis au gel-dégel = Physics and mechanics of cementitious media submitted to frost action," p. 282, 2006.
- [12] LCPC, "Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel," 2003.
- [13] P. Guiraud, "Prévention des bétons durcis soumis au gel et aux sels de déverglaçage," Infociments, *Avril* 2018.
- [14] LCPC, "Réaction sulfatique interne au béton : essai d'expansion résiduelle sur carotte de béton extraite de l'ouvrage." Méthode d'essai lcpc n°67, 2009.
- [15] L. Divet, "État des connaissances sur les causes possibles des reactions sulfatiques internes au beton," *Bull. des Lab. des Ponts Chaussees*, no. 227, pp. 71-84, 2000.
- [16] M. Al Shamaa, "Etude du risque de développement d'une réaction sulfatique interne et de ses conséquences dans les bétons de structure des ouvrages nucléaires," 2012.
- [17] LCPC, "Réactivité d'un béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne : Essai de performance," Méthode d'essai lcpc n°66, 2014.
- [18] L. Divet, "Les réactions sulfatiques internes au béton : contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite," p. 237, 2001.
- [19] A. Tagnit-Hamou et al. "Influence de la température de cure sur la formation d'ettringite

- différée (DEF) ” Rapport final, Univ. de Sherbrooke, 183p, 2017
- [20] Y. Thiebaut, “Évaluation Des Structures En Béton Armé Atteintes De Réaction Sulfatique Interne,” p. 364, 2019.
- [21] B. Kchakech, “Etude de l’influence de l’échauffement subi par un béton sur le risque d’expansions associées à la Réaction Sulfatique Interne, PhD Thesis, Ifsttar, Université Paris-Est,” p. 374, 2015.
- [22] A. Bernard, “ Influence de la température de cure sur la formation d’ettringite différée dans les bétons” Univ. de Sherbrooke, 2017.
- [23] L. Divet, “ Comment se prémunir des réactions sulfatiques dans les bétons ?,” Réf. 4447 - PP. 87-94, 2002.
- [24] N. Leklou, “Contribution à la connaissance de la réaction sulfatique interne,” p. 224, 2008.
- [25] H. Zhang, T. Ji, and H. Liu, “Performance evolution of recycled aggregate concrete (RAC) exposed to external sulfate attacks under full-soaking and dry-wet cycling conditions,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 248, p. 118675, 2020.
- [26] J. Zhang, M. Sun, D. Hou, and Z. Li, “External sulfate attack to reinforced concrete under drying-wetting cycles and loading condition: Numerical simulation and experimental validation by ultrasonic array method,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 139, pp. 365–373, 2017.
- [27] R. Ragoug, “Attaque sulfatique externe des matériaux cimentaires : Impact de différents facteurs: âge, composition du liant, présence de chlorures,” 2016.
- [28] J. Gao, Z. Yu, L. Song, T. Wang, and S. Wei, “Durability of concrete exposed to sulfate attack under flexural loading and drying-wetting cycles,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 39, pp. 33–38, 2013.
- [29] S. Poyet *et al.*, “Modélisation chimique de la réaction alcali-silice: prise en compte de l’influence de la distribution granulaire réactive,” *Rev. Française Génie Civ.*, vol. 8, no. 8, pp. 905–929, 2004.
- [30] S. Poyet, “Etude de la dégradation des ouvrages en beton atteints par la reaction alcali-silice - approche experimentale et modelisation numerique des degradations dans un environnement hydro-chemo-mecanique variable,” 2003.
- [31] G. Bouchoux, “Spectrométrie masse - Principe dans structures en béton et appareillage prévention Par : Alcali-réaction dans les structures en béton Mécanisme , pathologie et prévention,” vol. 33, 2015.
- [32] M. G. Bernard *et al.*, “Méthodologie pour décrire le gonflement multi-échelle de calcaires siliceux soumis à la réaction alcali-silice dans le matériau béton,” 2006.
- [33] LCPC, “Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne,” *French Recomm. Guid.*, 2007.

Conclusion générale et perspectives

La gestion à terre des sédiments de dragage constitue une problématique majeure dont les enjeux sont à la fois techniques, réglementaires, environnementaux et économiques. De ce fait, le choix de la méthode de gestion des matériaux dragués fait intervenir des paramètres complexes et multidimensionnels. Il est donc nécessaire pour les gestionnaires et les maîtres d'œuvre de se doter d'outils numériques qui leur permettront de prendre la meilleure décision quant à la filière de gestion et de valorisation. C'est dans cette optique que le projet européen USAR « *Using Sediment As a Resource* » dans lequel s'inscrit cette thèse, a été initié. Les travaux de cette thèse portent sur le développement d'une approche opérationnelle pour la gestion et la valorisation des sédiments de dragage dans différentes filières, notamment dans le génie civil. Cette nouvelle approche consiste en la mise en place d'un outil d'aide à la décision pour l'optimisation des processus de traitement et de formulation des sédiments de dragage. Les applications ciblées dans cette étude sont les sous couches routières, les digues de protection contre les inondations, les bétons et l'épandage agricole. Les travaux menés dans le cadre de cette thèse ont permis de valider ce nouvel outil dont le principal atout est de prendre en compte les trois paramètres principaux pour une gestion efficace et une valorisation durable des sédiments de dragage, à savoir : la faisabilité technique, l'acceptabilité environnementale et l'aspect économique.

Cette étude a permis d'apporter des solutions effectives pour la gestion des sédiments de dragage. Les principales conclusions qui peuvent être dégagées des différents chapitres de cette thèse sont résumées dans ce qui suit :

Dans le premier chapitre, une synthèse bibliographique liée à la thématique « sédiment » a été réalisée : la composition des sédiments de dragage, les caractéristiques principales qui permettent de les identifier ainsi que les problématiques auxquelles font face les acteurs impliqués dans la gestion et la valorisation des sédiments sont présentées. Le cadre réglementaire qui régit les opérations de dragage et leur gestion à terre, notamment dans les applications de génie civil, a été abordé dans ce chapitre. Cette investigation a permis de mettre en lumière les différentes contraintes qui entravent la valorisation des sédiments de dragage, parmi elles : la granulométrie (très fine), la présence de matière organique à des taux importants, la contamination des sédiments par des polluants organiques (TBT, HAP, PCB) et des éléments traces métalliques, etc. Parallèlement, une investigation des solutions adoptées dans la littérature pour remédier à ces contraintes a été réalisée. En fonction de l'application visée, différents types de traitements peuvent être appliqués afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques et environnementales des sédiments de dragage. Pour la valorisation des sédiments en sous-couche routière et dans le corps des digues de protection contre les inondations, un traitement par liant hydraulique composé d'un

mélange de chaux et de ciment est souvent utilisé (procédé de stabilisation/solidification). Cependant, la proportion de ciment est limitée. De même, pour l'application « Béton », le ciment constitue l'élément le plus onéreux. L'utilisation des additions minérales issues de sous-produits industriels en substitution du ciment constitue une alternative au liant hydraulique traditionnel. Faisant état de ce constat, l'élaboration d'éco-liants ternaires à base d'additions minérales issues de sous-produits industriels, a été identifiée comme une piste de recherche ; de ce fait une recherche bibliographique sur les additions minérales : laitiers de haut-fourneau, métakaolin, cendres volantes, sédiments traités par calcination flash et poudres de déchets de verre broyés, a été réalisée. Celle-ci a mis en évidence l'impact de chaque addition sur les propriétés des bétons à l'état frais, à l'état durci et sur leur durabilité. Cette partie nous a permis de mieux appréhender le comportement des bétons à base d'éco-liants ternaires et d'expliquer l'évolution de leurs caractéristiques mécaniques. Enfin, la partie bibliographie a mis en évidence la complexité du processus de gestion et de valorisation des sédiments. En effet, pour une gestion viable, les différents aspects de la gestion d'un projet de dragage (aspects technique, environnemental et économique) doivent être considérés. Le développement d'un outil numérique qui permettrait de combiner ces différents aspects pour optimiser la solution finale a été identifié comme piste de recherche de ce travail ; ainsi, la dernière partie de ce chapitre a été consacrée aux outils d'aide à la décision existants sur la gestion et la valorisation des sédiments de dragage.

Le Chapitre II a été consacré à l'outil d'aide à la décision co-développé dans le cadre de ces travaux. Le but de cet outil était de proposer la solution optimale qui permet de répondre aux différentes exigences, à la fois techniques, économiques et environnementales, d'un projet de valorisation des sédiments. Pour y parvenir une méthodologie a été mise en place : dans un premier temps, elle consiste à définir les valeurs limites des contraintes techniques (physiques, mécaniques, géotechniques) que les sédiments doivent satisfaire pour une utilisation dans chacune des applications visées dans cette étude. Pour cela, nous nous sommes référés aux guides/référentiels de classification des sols et de dimensionnement des ouvrages (GTR 2002, GTS, EAK 2000, etc.). Ensuite, les seuils d'acceptabilité environnementale ont été définis selon la réglementation en vigueur pour chaque application. L'aspect économique a également été pris en compte, une investigation des coûts des opérations de dragage, du transport, des traitements et du stockage, a été réalisée. Afin d'intégrer ces contraintes dans le code de calcul du logiciel, ces dernières ont été modélisées à travers des équations mathématiques puis implémentées dans l'outil.

L'architecture globale du logiciel et la démarche scientifique adoptée ont été présentées dans ce chapitre. Afin de valider le modèle de calcul du logiciel, des simulations de projets réels « Route », « Digue » et « Épandage agricole », ont été effectuées sur trois sédiments fluviaux. Les solutions proposées par le logiciel ont été confrontées aux résultats expérimentaux sur des projets réels.

Cette comparaison nous a permis d'affirmer que l'outil d'aide à la décision co-développé dans le cadre de cette étude, permet d'obtenir des solutions techniques et environnementales (mélanges, traitements, classification physique et environnementale, etc.) fiables et très proches de ce qui se fait expérimentalement. De plus, d'un point de vue économique, le logiciel permet d'avoir une estimation précise du coût global et du coût détaillé d'un projet de gestion des sédiments (opération de dragage, transport, traitement, etc.). Ce chapitre nous a permis de valider le modèle mathématique de l'outil pour les trois applications : « Route », « Digue » et « Épandage agricole ». De même nous avons démontré la capacité du logiciel à prendre en compte simultanément dans le processus d'optimisation, trois paramètres principaux pour une valorisation efficace et durable des sédiments de dragage, à savoir la faisabilité technique, l'acceptabilité environnementale et l'aspect économique.

L'application « Béton » a été développée à partir du chapitre III. Elle concerne la formulation d'enrochements artificiels en blocs de béton destinés à la réfection et à la stabilisation des berges. Trois sédiments fluviaux ont été sélectionnés pour être utilisés en substitution partielle du sable ; ils ont été caractérisés d'un point de vue physique, minéralogique, chimique et environnemental. Ces analyses ont permis d'identifier les caractéristiques majeures des sédiments qui pourraient avoir une influence sur les propriétés du béton incorporant des sédiments à l'état frais, à l'état durci ainsi que sur la durabilité. Cette phase de caractérisation a permis de dégager les éléments suivants :

- Les analyses physiques montrent que d'une part, la teneur en eau des sédiments est très élevée (> 100 %) : un traitement par déshydratation est donc indispensable avant d'envisager leur incorporation dans la formulation du béton et implique une évaluation de la demande en eau des sédiments séchés. D'autre part, les sédiments sont composés d'une fraction fine relativement importante ($\approx 60\%$) et d'une teneur en matière organique non négligeable (entre 6 et 10 %). Ces paramètres peuvent constituer un obstacle limitant le taux de substitution du sable par les sédiments ;
- L'analyse minéralogique a montré que les sédiments sont constitués de plus de 70 % de fraction non argileuse et de 30 % de fraction argileuse. Ils sont principalement composés de quartz et de calcite ;
- Les résultats de l'évaluation de l'écotoxicité des sédiments selon le protocole du critère HP14 montrent que les trois sédiments peuvent être qualifiés de « non écotoxiques ». Leur réutilisation dans des formulations de béton en tant que matière première secondaire est donc envisageable d'un point de vue environnemental.

L'objectif du chapitre IV était d'optimiser le taux de substitution du sable par les sédiments dans une formulation de béton conventionnel réalisée à partir d'un liant standard (CEM I 52,5 N), tout en respectant le cahier des charges défini à partir des recommandations du guide CEMTF pour les ouvrages aquatiques. Dans cette partie, la méthode d'empilement compressible (MEC) a été utilisée pour l'optimisation du squelette granulaire des mélanges : la MEC permet d'optimiser les mélanges granulaires de façon à obtenir une compacité optimale. Les résultats obtenus nous ont permis de sélectionner deux formulations par type de sédiment : 10 et 20 % pour les formulations à base des sédiments C et F ; 20 et 30 % pour les formulations à base de sédiment O. La caractérisation des bétons à l'état frais a montré que les sédiments jouent un rôle défavorable sur l'ouvrabilité. Une diminution de la masse volumique à l'état frais ainsi qu'une augmentation de la teneur en air occlus ont été constatées. Néanmoins, toutes les formulations respectent les limites fixées par le cahier des charges. Les bétons à base de sédiments ont également été caractérisés à l'état durci à 7 et 28 jours. Les résultats montrent que l'introduction des sédiments de dragage dans les bétons provoque une baisse de la résistance mécanique d'environ 20 % par rapport au béton témoin. Toutefois, toutes les formulations (mis à part la formulation à base de 20 % de sédiments F) présentent des performances mécaniques supérieures à 30 MPa à 28 jours, qui est la résistance minimale fixée dans le cahier des charges. La formulation à base de 20 % de sédiment O a été identifiée comme optimale et a été retenue pour la suite de l'étude. En effet, cette formulation permet de maximiser la quantité de sédiment utilisée tout en respectant assurément les différentes exigences du cahier des charges.

Une fois que le squelette granulaire des formulations de béton a été optimisé, l'objectif du chapitre V était l'optimisation de la matrice liante. Cette partie a été consacrée à l'élaboration d'éco-liants ternaires à base d'additions issues, en partie, de sous-produits industriels. Ceux-ci ont été appliqués pour la formulation de béton optimisée dans le chapitre IV. Les éco-liants formulés dans cette partie étaient composés de ciment CEM I 52,5 N, de laitier de haut-fourneau et d'une addition minérale parmi quatre sélectionnées : le métakaolin, les déchets de verre broyés, les cendres volantes et les sédiments traités par calcination flash. La première étape a consisté à établir une caractérisation physique et chimique pour chaque addition ainsi que pour le ciment utilisé. Cette caractérisation a permis de mieux comprendre le comportement des liants ternaires dans la matrice cimentaire. Les résultats ont montré une différence dans les propriétés physiques des additions, notamment dans la distribution granulométrique, la surface spécifique ou la demande en eau. La caractérisation chimique a permis d'identifier les phases majeures de chaque addition et la composition chimique des additions laisse présager un potentiel pouzzolanique. Afin d'optimiser la proportion de chaque addition dans le liant ternaire, la méthode des plans de mélange a été utilisée. En effet, cette méthode permet d'obtenir une réponse globale avec un maximum d'information sur le comportement de notre système ternaire à partir d'un nombre réduit

d'essais représentatifs de l'intervalle d'étude. Dans cette étude, le domaine expérimental a été défini en faisant varier le ciment de 50 à 100%, le laitier de 0 à 50% et les additions de 0 à 20%. Pour chaque type d'addition, 9 formulations ont été confectionnées et testées en résistance à la compression à 90 jours. L'exploitation de ces résultats par le logiciel Design Expert a montré que le modèle de régression de Scheffé est le plus adapté à nos données. Pour chaque type d'addition, des modèles de prédiction de la résistance à la compression à 90 jours ont alors été établis. La validation de chaque modèle a été réalisée à travers une comparaison de la résistance théorique prédite par le modèle avec la résistance à la compression obtenue expérimentalement sur de nouvelles formulations. Les résultats de cette comparaison ont démontré que les modèles quadratiques déterminés permettent de prédire avec précision la résistance à la compression à 90 jours des mortiers à base de liants ternaires.

Afin d'investiguer davantage l'effet de l'utilisation des liants ternaires sur les caractéristiques des mortiers à l'état frais et à l'état durci, trois formulations ont été choisies pour chaque type d'addition pour des analyses plus approfondies. Les caractéristiques à l'état frais ont été investiguées grâce à des essais tels que le temps de prise, la chaleur d'hydratation, la teneur en air occlus etc. Les résultats ont montré que l'utilisation des liants ternaires provoque un retard de prise par rapport à un ciment CEM I 52,5 N. Une perte d'ouvrabilité a également été observée pour les formulations à base de SCF et MK tandis que pour les formulations à base de CV et V, l'ouvrabilité n'a pas été affectée. Par ailleurs, la teneur en air occlus semble diminuer en utilisant les liants ternaires et la chaleur d'hydratation dégagée est plus importante que pour le liant binaire. Ce constat témoigne d'une activité chimique supplémentaire apportée par les additions minérales SCF et MK. La caractérisation des mortiers à l'état durci a été réalisée à travers des essais de résistance à la compression simple, à la flexion simple et d'évaluation du module dynamique. Les essais ont été réalisés à plusieurs échéances (14, 28, 60 et 90 jours). Les résultats ont montré que l'utilisation des liants ternaires permet d'obtenir des résistances mécaniques à long terme supérieures à celle du mortier témoin (100 % ciment). Cette amélioration de la résistance mécanique est attribuée à un effet physique (effet de nucléation) et d'amélioration de la compacité, et à un effet chimique, la réaction pouzzolanique des additions. Cette réaction pouzzolanique a été confirmée par l'essai ATG, qui a mis en évidence une quantité inférieure de portlandite dans les matrices à base de liants ternaires que pour le ciment Portland seul. Les liants ternaires sont également bénéfiques pour l'amélioration de la porosité de la matrice cimentaire. En effet, l'essai d'évaluation de la porosité par intrusion de mercure a montré que la porosité globale ainsi que la taille des pores sont réduites dans la matrice cimentaire à base de liant ternaire comparé à la matrice à base de ciment seul. Cette étude nous a permis de sélectionner un liant ternaire par type addition et de l'appliquer sur les formulations de bétons à base de sédiment dans le but d'évaluer leur durabilité.

Une étude de durabilité des formulations de bétons à base de liants ternaires et des formulations à base d'un liant conventionnel (CEM I 52,5 N) a été réalisée. Cette étude a porté sur deux groupes de formulations, le premier constitué de 100 % de sable, et dans le deuxième, 20 % de sable ont été substitués par du sédiment O. Après une caractérisation des bétons à l'état frais et à l'état durci, certains indicateurs de durabilité ont été évalués. Les conclusions principales qui peuvent être tirées sont les suivantes :

- La caractérisation à l'état frais a montré que l'incorporation des sédiments de dragage dans le béton conduit à une perte d'ouvrabilité, une augmentation de la teneur en air occlus et une baisse de la masse volumique absolue. L'utilisation des liants ternaires semblerait minimiser cet impact ;
- La caractérisation à l'état durci des formulations de béton a mis en évidence l'impact de l'utilisation des liants ternaires sur les performances mécaniques du béton à long terme, en particulier la formulation CT50 LT35 SFT15 avec un gain de résistance à la compression de 6 % à 120 jours par rapport à la formulation témoin avec 100 % de ciment (CT100). Ce gain de résistance est encore plus marqué pour les formulations incorporant les sédiments en tant que substitution au sable, où le gain de résistance en compression à 120 jours est d'environ 40 %. Par ailleurs, que ce soit à l'état frais ou durci, l'ensemble des formulations répondent aux exigences fixées dans le cahier des charges ;
- Les résultats de la porosité accessible à l'eau montrent que l'utilisation des sédiments en tant que substitution du sable contribue considérablement à l'augmentation de la porosité globale dans les bétons. L'utilisation des liants ternaires permet de réduire cette porosité à long terme ;
- Les résultats obtenus pour l'essai de gel/dégel ont montré que les formulations à base de liants ternaires présentent toutes des gonflements inférieurs à ceux des formulations témoins (CT100 et CS100). Par ailleurs, toutes les formulations sont considérées comme étant résistantes au gel/dégel ;
- Les formulations à base de liants ternaires permettent une amélioration considérable de la RSI notamment par la réduction de la quantité de C3A et l'amélioration de la porosité. Les résultats de cet essai ont montré que toutes les formulations enregistrent des gonflements inférieurs à 0,04 % à 3 mois de suivi, ce qui indique que les formulations ont une bonne résistance aux attaques sulfatiques internes ;
- Les formulations à base de liants ternaires présentent une meilleure résistance aux attaques sulfatiques externes par rapport aux formulations témoins. De par la réactivité pouzzolanique des additions, celles-ci sont doublement bénéfiques : d'un côté, la portlandite susceptible de réagir avec les sulfates est moins disponible car elle est consommée par la réaction pouzzolanique ; d'autre part, cette réaction permet de densifier la structure

et donc de réduire la porosité et par conséquent les échanges ioniques, sans oublier l'amélioration des performances mécaniques. Toutes les formulations sont considérées comme étant résistantes aux attaques sulfatiques externes ;

- Les résultats de la réaction alcali-granulats montrent que les formulations à base de liants ternaires, en particulier la formulation C50 L35 SF15, présentent les gonflements les moins importants. Cette amélioration est attribuée en grande partie à la consommation de la portlandite Ca(OH)_2 et à l'amélioration de la porosité. Par ailleurs, aucune formulation ne dépasse le seuil d'allongement relatif de 0,15 % défini dans la norme. L'utilisation des sédiments en tant que substitution au sable ne constitue pas un risque de développement d'une RAG.

De manière générale, les résultats des essais de durabilité ont mis en évidence les différents désordres que pourrait engendrer la présence des sédiments dans un béton formulé avec les liants hydrauliques conventionnels (CEM I 52,5 N). Par ailleurs, l'utilisation des liants ternaires permet, en plus de réduire l'empreinte carbone du béton, d'améliorer considérablement ses performances mécaniques ainsi que sa durabilité.

Pour l'application « Béton », nous envisageons de continuer les essais des attaques sulfatiques externes et internes jusqu'à une durée d'un an minimum. Cela nous permettra de statuer sur l'effet de l'utilisation des liants ternaires dans des bétons à base de sédiments, exposés aux attaques sulfatiques. De même, des essais de lixiviation sont également prévus pour l'ensemble des formulations de béton. Ces tests nous permettront d'évaluer l'acceptabilité environnementale des bétons formulés.

À ce stade de l'étude, la partie béton n'a pas été complètement intégrée dans le logiciel. Il est donc important de poursuivre le développement de cette application, notamment par le développement du modèle mathématique, son implémentation dans le logiciel et sa validation à travers des essais au niveau du laboratoire ou à l'échelle expérimentale.

(Page laissée intentionnellement vide)

Annexe 1 : Fiche technique du superplastifiant

CHRYSO® Fluid Premia 360 Superplastifiant Haut réducteur d'eau



CHRYSO® Fluid Premia 360 est un superplastifiant – haut réducteur d'eau de nouvelle génération, à base de polycarboxylate modifié.

CHRYSO® Fluid Premia 360 est particulièrement recommandé pour les bétons demandant des résistances très élevées à court et long terme.

CHRYSO® Fluid Premia 360 permet de réaliser des bétons avec des rapports E/C très faibles.

CHRYSO® Fluid Premia 360 confère aux bétons auto-plaçants des propriétés dynamiques à l'état frais qui favorisent le remplissage des moules.

De par ses performances à très court terme, **CHRYSO® Fluid Premia 360** permet soit de réduire l'attente avant démoulage, soit de réaliser un gain énergétique en diminuant la température ou le temps d'étuvage.

Informations indicatives

- Nature : liquide
- Couleur : Brun vert
- Durée de vie : 12 mois

Spécifications

- Densité à 20°C : 1,057 ± 0,020
- pH : 4,50 ± 1,50
- Extrait sec (halogène) : 32,30 % ± 1,50 %
- Extrait sec (EN 480-8) : 32,30 % ± 1,50 %
- Teneur en Na₂O équivalent : ≤ 1,00 %
- Teneur en ions Cl⁻ : ≤ 0,10 %

Informations normatives et réglementaires

- Ce produit satisfait aux exigences réglementaires du marquage CE. La déclaration correspondante est disponible sur notre site Internet.

- Ce produit est conforme au référentiel de certification NF 085 dont les spécifications techniques sont celles de la partie non harmonisée de la norme NF EN 934-2.

Domaines d'application

- Tous types de ciments
- Bétons auto-plaçants
- Bétons étuvés ou non
- BHP - BTHP - BUHP
- Bétons précontraints
- Préfabrication lourde

Précautions

Stocker à l'abri du gel.

Eviter l'exposition prolongée à de fortes chaleurs. En cas de gel, ce produit conserve ses propriétés. Après dégel, une agitation efficace est nécessaire jusqu'à l'obtention d'un produit totalement homogène.

Mode d'emploi

Plage de dosage : 0,3 à 3,0 kg pour 100 kg de ciment.

Il est courant de doser ce produit à 0,8 % du poids du ciment.

Ce produit peut être incorporé dans l'eau de gâchage ou en différé sur le béton.

Sécurité

Ce produit est classé "sans danger". En cas d'exposition, le port d'équipements de protection individuelle est recommandé. Avant toute utilisation, consulter la fiche de données de sécurité sur le site internet www.chryso.com



Les informations contenues dans la présente fiche technique sont l'expression de nos connaissances et de résultats d'essais effectués dans un souci constant d'objectivité. Elles ne peuvent cependant, en aucun cas, être considérées comme apportant une garantie ni comme engageant notre responsabilité en cas d'application incorrecte ou d'utilisation de nos produits en dehors des recommandations du paragraphe « Application » de la fiche technique. Des essais préalables à chaque utilisation doivent être effectués par les utilisateurs et permettre ainsi de vérifier que les modes d'emploi et les conditions d'application donnent satisfaction. Notre assistance technique se tient à la disposition des utilisateurs. Consultez la version la plus récente de la fiche technique, disponible sur www.chryso.com

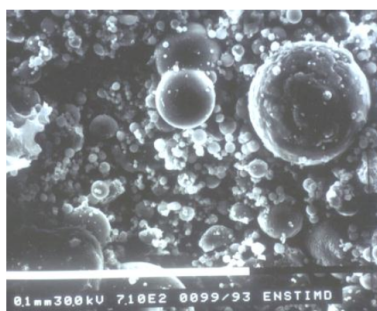
CHRYSO S.A.S. - 19 Place de la Résistance - 92446 Issy les Moulineaux cedex - France - Tel : +33 (0)1 41 17 18 19 - Fax : +33 (0)1 41 17 18 80

Annexe 2 : Fiche technique des cendres volantes



SILICOLINE®

- Cendre volante silico-alumineuse certifiée EN 450.
- La Silicoline® est disponible sèche ou humide, en vrac ou conditionnée en big bag, et se transporte par camion-citerne pulvérulent ou par bateau.



ANALYSES PHYSIQUES			
Perte au feu	%	EN 196-2 à 950° 1 heure	2 à 7
Taux de carbone	%	NF P 10-694	
Masse Volumique apparente - en vrac			
sèche non tassée	t/m3		0,6 à 0,8
sèche tassée	t/m3		0,8 à 1,00
humide	t/m3		1,00 à 1,20
Masse Volumique réelle des grains	t/m3	EN 196-6	2,00 à 2,40
Masse Volumique absolue de la matière	t/m3		2,06 à 2,80
Granulométrie			
passants à 45 µm	%	EN 451-2 ou Alpine	65 à 75
passants à 80 µm	%	méthode Alpine	75 à 90
passants à 200 µm	%	méthode Alpine	96 à 99
passants à 315 µm	%	méthode Alpine	100
Blaine		g/cm2	2300 à > 5000
Indices d'activité			
28 j	%	EN 196-1	> 75 - > 80 - > 83
90 j	%	EN 196-1	> 85 - > 90 - > 95
ANALYSES CHIMIQUES			
SiO2	%	ICP ou FLUO X	50 à 55
Al2O3	%	ICP ou FLUO X	20 à 25
Fe2O3	%	ICP ou FLUO X	8,5
MgO	%	ICP ou FLUO X	3
MnO2	%	ICP ou FLUO X	0,5
CaO Total	%	ICP ou FLUO X	1 à 6
CaO Libre	%	EN 451-1	0,15 à 1
SO3	%	EN 196-2	0,3 à 2
TiO2	%	ICP ou FLUO X	1
Chlore T	%	EN 196-2	0,04
P2O5	%	ICP ou FLUO X	0,25
Na2O	%	ICP ou FLUO X	0,6
K2O	%	ICP ou FLUO X	0,8 à 4

PROPRIETES POUZZOLANIQUES

BETON

Selon la norme EN 196.1

Détermination résistances mécaniques

Indice activité à 28 jours en % = 75* à > 90

Indice activité à 90 jours en % = 85* à >100

*minimum exigé par EN 450-1 2012

ROUTE

Selon norme NF P 98 111

Essais de réactivité des cendres silico-alumineuses à la chaux.

Indice pouzzolanique :

à 60 jours MPa > 3.5 et à 360 jours MPa >10

REGLEMENTATION

CIMENT

Spécifications dans la norme NF P 15 301 et NF EN 197-1

ROUTE

NF P 11 300

NF EN 14227-XX

EN 13282

Classification des sols

Mélanges traités aux liants hydrauliques

Liants hydrauliques routiers

BETON

EN 450-1 2012

EN 450-2

EN 206-1

Cendres volantes pour béton, spécifications et critères de conformités

Cendres volantes pour béton, Evaluation de la conformité

Béton - Spécification - Performance


SURSCHISTE SIEGE
ZI LA CROISSETTE
33 Rue Auguste Mariette
62300 LENS

Tél : 03 21 45 73 73
Fax : 03 21 45 73 70
Mail : siege@surschiste.com
Site internet : www.surschiste.com



Annexe 3 : Fiche technique du laitier ECOCEM

Fiche Technique Produit d'Ecocem

LAITIER GRANULE DE HAUT-FOURNEAU MOULU 


ECOCEM FRANCE SAS
Révision :
28/02/2017

1. DEFINITION

Ecocem, le laitier granulé de haut fourneau moulu CE produit par ECOCEM France à Fos sur Mer (13), répond à la norme européenne **NF EN 15167-1**, 2006 : Laitier granulé de haut-fourneau moulu pour utilisation dans le béton, mortier et coulis - Partie 1 : définitions, exigences et critères de conformité. Le certificat CE de constance des performances 1164-CPR-LGM001, a été renouvelé le 10 Janvier 2017, par le CERIB, organisme notifié n°1164.

Ecocem est un laitier moulu de classe A, suivant les distinctions faites dans la norme NF EN 206/CN, classe confirmée, en date du 28 Juin 2013, par le CERIB.

2. FABRICATION

Ecocem est produit par le séchage et le broyage du laitier granulé de haut-fourneau.

Le laitier granulé est obtenu par trempé à l'eau du laitier à la sortie des hauts-fourneaux de Fos sur Mer, au moyen de granulateur de nouvelle génération (INBA®).

Le taux de vitrification moyen obtenu est supérieur à 90% (mesure par diffraction de rayons X).

Ecocem est livré en vrac.

3. COMPOSITION CHIMIQUE (centésimale moyenne)

CaO	42,9	Fe₂O₃	0,7	Na₂O	0,28
SiO₂	38,0	TiO₂	0,7	K₂O	0,35
Al₂O₃	10,8	SO₃	0,1	Na₂O éq.	0,51
MgO	6,6	S²⁻	0,7	Cl⁻	0,01

Module chimique (CaO+MgO)/SiO₂ : > 1,25 (≥1,2 : classe A selon NF EN 206-1/CN)

4. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES (valeurs indicatives représentatives)

FORMULATION		Résistances en Compression (MPa)			Indice d'activité			Temps de prise initial (min)
Ecocem	Ciment référence	7 jrs	28 jrs	90 jrs	7 jrs	28 jrs	90 jrs	
0%	100%	46	58	62	-			143
50%	50%	32	56	69	69%	97%	111%	174
<i>Limites de la Norme produit NF EN 15167-1</i>					≥ 45%	≥ 70%	-	< 2 × Tps Ciment
<i>Limites Classe A selon Norme NF EN 206/CN</i>					≥ 65%	≥ 85%	-	-

5. AUTRES CARACTERISTIQUES

Surface spécifique Blaine : 4450 ± 250 cm²/g
 ≥ 2750 cm²/g : NF EN 15167-1
 ≥ 4200 cm²/g : classe A selon NF EN 206/CN

Passant à 32 µm : ≥ 95%
 Diamètre médian indicatif (d50) : 11µm

Indice [CIE L*ab] avec CR410 : L* = 89,5 ± 2
 Perte au feu (950°C) : < 1,5%
 Humidité (100°C) : < 0,5%
 Masse volumique (g/cm³) : 2,90 ± 0,03
 Densité apparente : 0,8 ± 0,1

L'emploi du laitier Ecocem contribue à la réduction de la solubilité des résidus tels que chlorures, sulfates et fluorures.

Les valeurs indiquées sont des valeurs moyennes, elles peuvent varier légèrement dans les limites autorisées par la norme de référence.

Annexe 4 : Mode opératoire pour le malaxage des mortiers et la préparation des éprouvettes 4×4×16 cm conformément à la norme NF EN 196-1.

- Humidifier le moule très légèrement et introduire l'eau en premier puis le ciment.
 - Aussitôt que les matériaux sont introduits, mettre le malaxeur en marche à petite vitesse tout en lançant le chronomètre.
 - Laisser tourner le malaxeur à petite vitesse pendant 30 s puis introduire le sable de façon régulière et continue pendant 30 s tout en restant sur une vitesse de malaxage faible.
 - Faire passer le malaxeur à grande vitesse et laisser tourner encore pendant 60s supplémentaires.
 - Arrêter le malaxage pendant 90 s, retirer le moule et racler le mortier qui adhère aux parois pendant 30 s.
 - Reprendre le malaxage à grande vitesse pendant 90 s.
 - Le moule et la hausse étant bien fixés à la table à chocs, remplir les trois compartiments du moule jusqu'à la moitié et assurer qu'il est bien étalé sur toute la surface à l'aide d'une spatule.
 - Fermer le couvercle de la table à chocs et serrer la première couche du mortier par 60 coups.
 - Faire de même pour la deuxième couche, tout en veillant à laisser un surplus lors du remplissage des compartiments.
 - Retirer le moule de la table à chocs, enlever l'excès de mortier à l'aide d'une règle en la tenant presque verticalement mais inclinée dans le sens de l'arasement. Déplacer la règle lentement en la tirant dans un mouvement de scie transversale, une fois dans chaque sens. Refaire l'opération d'arasement en tenant la règle selon un angle plus aigu pour lisser la surface.
 - Enlever le résidu de mortier laissé sur le périmètre du moule à la suite de l'arasement.
 - Étiqueter ou marquer les moules pour permettre leur identification.
- ❖ Les éprouvettes sont démoulées 24 h à compter du malaxage.

Annexe 5 : Résistance à la compression simple et à la flexion simple des mortiers à base de liants ternaires à 14, 28, 60 et 90 jours

Résultats des résistances mécaniques des mortiers à base de CV

		C70 L20 CV10			C80 CV20			C65 L15 CV20			C90 CV10		
		Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type
Flexion	14jrs	9,12	9,00	0,11	9,64	9,51	0,11	8,41	8,84	0,68	10,05	10,25	0,43
		8,91			9,46			9,62			10,74		
		8,97			9,44			8,49			9,96		
	28jrs	9,02	9,12	0,09	9,98	9,69	0,25		9,62	0,70	9,83	10,16	0,38
		9,14			9,51			10,11			10,07		
		9,20			9,59			9,12			10,58		
	60jrs	10,72	10,90	0,17	9,83	9,86	0,04		9,90	0,04	10,93	10,36	0,63
		11,06			9,86			9,87			10,46		
		10,93			9,90			9,92			9,68		
	90jrs	10,89	11,06	0,80	10,47	10,28	0,73	10,46	10,08	0,33	10,09	10,43	0,41
		11,93			9,47			9,87			10,32		
		10,35			10,90			9,92			10,89		
Compression	14jrs	45,06	45,24	0,23	49,84	49,92	0,16	46,79	47,01	0,31	58,59	58,07	0,47
		45,16			50,11			46,87			57,97		
		45,49			49,81			47,36			57,66		
	28jrs	57,70	57,48	0,22	59,76	58,52	1,21	53,92	54,36	0,43	61,38	61,67	0,91
		57,26			58,46			54,38			62,69		
		57,49			57,34			54,79			60,94		
	60jrs	64,60	63,51	1,39	61,68	61,64	0,42	60,62	60,05	0,55	65,21	64,38	0,83
		61,95			62,05			60,02			63,55		
		63,99			61,21			59,52			64,37		
	90jrs	64,02	65,68	1,44	63,87	63,33	0,50	61,85	61,97	0,82	64,21	64,29	0,17
		66,38			62,88			61,22			64,48		
		66,65			63,26			62,85			64,18		

Résultats des résistances mécaniques des mortiers à base de MK

		C75 L25			C70 L20 MK10			C80 MK20			C65 L15 MK20			C90 MK10		
		Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type
Flexion (Mpa)	14j	9,77	9,73	0,63	9,30	9,65	0,31	10,14	9,97	0,18	9,46	8,97	0,43	9,93	9,80	0,14
		10,33			9,74			9,79			8,70			9,65		
		9,08			9,91			9,99			8,75			9,83		
	28jrs	9,23	10,17	0,82	9,91	9,91	0,26	10,04	9,88	0,23	10,10	9,65	0,40	10,25	10,09	0,29
		10,67			10,16			9,35			10,27					
		10,62			9,65			9,51			9,75					
	60jrs	9,99	10,65	1,23	10,40	10,35	0,25	9,69	9,80	0,28	9,30	9,40	0,13	9,56	9,94	0,34
		12,07			10,08			10,12			9,35			10,21		
		9,90			10,58			9,60			9,55			10,04		
	90jrs	10,75	10,87	0,47	10,16	10,56	0,57	11,40	10,42	0,87	10,97	10,06	0,80	11,08	10,70	0,55
		11,39			11,21			10,12			9,78			10,07		
		10,47			10,30			9,74			9,44			10,95		
Compression (Mpa)	14j	51,13	50,94	0,17	50,26	50,26	0,04	56,25	56,09	0,14	45,49	45,07	0,45	53,08	52,72	0,32
		50,90			50,29			55,96			45,13			52,63		
		50,80			50,22			56,07			44,60			52,45		
	28jrs	55,88	56,29	0,46	53,05	52,86	0,21	54,14	54,07	0,86	49,12	49,85	1,25	56,83	57,16	0,93
		56,79			52,64			54,89			51,30			56,45		
		56,19			52,90			53,18			49,13			58,21		
	60jrs	65,64	65,18	0,88	60,62	60,37	0,31	63,89	62,79	1,17	59,07	58,17	0,85	60,77	60,87	0,17
		65,74			60,47			62,92			58,08			60,78		
		64,16			60,03			61,56			57,37			61,06		
	90jrs	66,35	66,75	0,41	65,20	64,64	0,52	61,33	63,73	2,10	59,21	58,87	0,34	63,43	64,37	0,83
		67,16			64,56			65,27			58,53			64,71		
		66,75			64,16			64,58			58,87			64,97		

Résultats des résistances mécaniques des mortiers à base de SFC

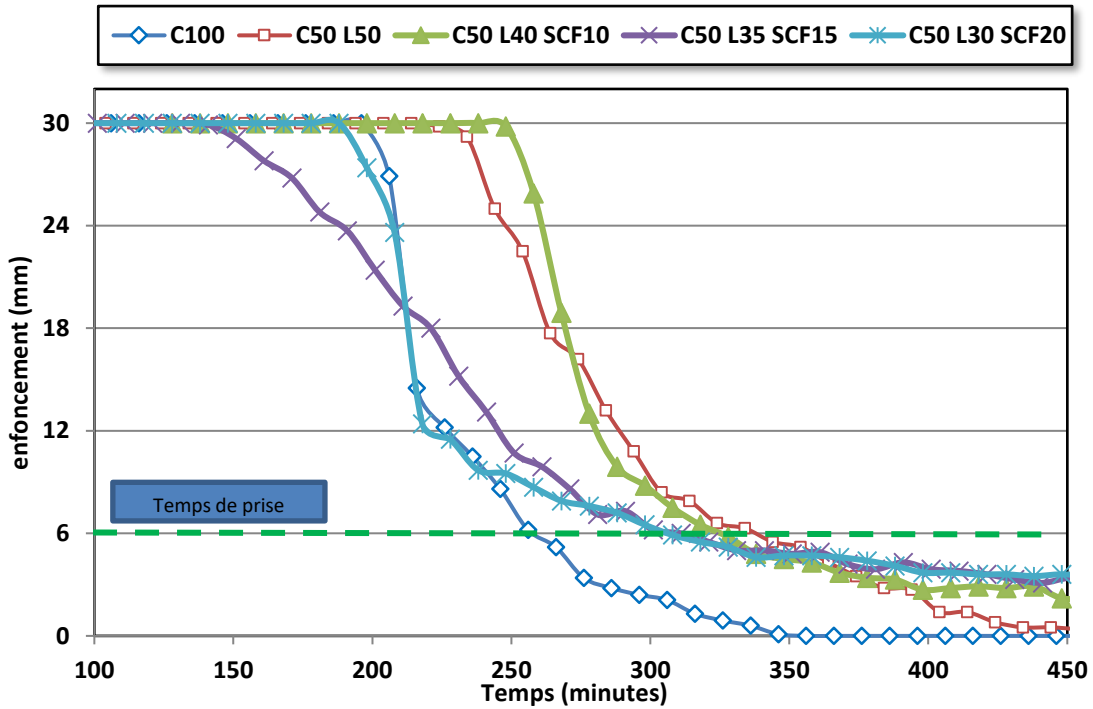
		C70 L20 SFC10			C80 SCF20			C65 L15 SCF20			C90 SFC10		
		Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type
Flexion	14jrs	10,11	9,78	0,29	9,00	9,67	0,58	9,79	9,30	0,52	9,41	9,67	0,23
		9,54			10,02			9,35			9,73		
		9,70			9,98			8,75			9,86		
	28jrs	8,78	9,73	0,95	9,68	9,76	0,40	9,51	9,64	0,13	9,52	9,54	0,18
		9,73			9,40			9,77			9,38		
		10,68			10,19			9,65			9,73		
	60jrs	9,89	10,44	1,07	10,52	9,89	0,54	9,48	9,90	0,88	9,54	9,74	0,19
		11,67			9,59			10,91			9,75		
		9,75			9,57			9,32			9,92		
	90jrs	10,06	10,69	0,61	9,85	9,93	0,13	9,78	9,99	1,31	9,38	9,92	0,50
		10,75			10,08			8,80			10,02		
		11,27			9,86			11,40			10,37		
Compression	14jrs	45,25	45,26	0,17	47,94	47,51	1,02	44,95	46,17	1,08	56,20	55,10	0,95
		45,10			48,25			47,00			54,62		
		45,44			46,34			46,57			54,49		
	28jrs	46,48	47,51	0,92	47,60	48,00	0,35	47,45	47,25	0,17	58,73	59,28	0,58
		47,80			48,24			47,17			59,24		
		48,26			48,15			47,14			59,88		
	60jrs	53,77	53,12	0,67	49,14	50,47	1,15	49,84	48,41	2,10	59,79	60,39	0,53
		52,43			51,15			49,38			60,58		
		53,18			51,12			46,00			60,80		
	90jrs	64,16	64,24	2,12	54,75	55,56	1,24	57,75	57,02	0,90	63,20	62,72	0,85
		66,39			56,99			57,29			63,22		
		62,16			54,96			56,02			61,73		

Résultats des résistances mécaniques des mortiers à base de V

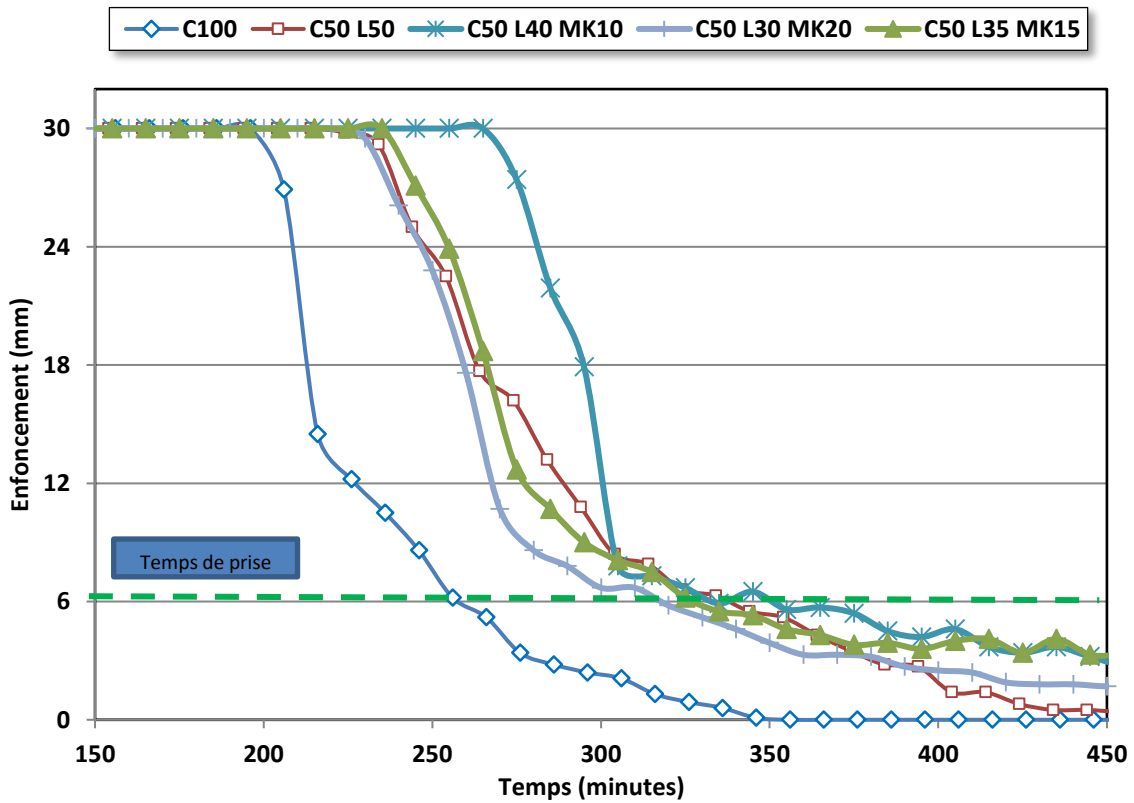
		C70 L20 V10			C80 V20			C65 L15 V20			C90 SFC10		
		Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type	Valeurs	Moyenne	E.type
Flexion	14jrs	9,08	9,42	0,29	8,27	8,39	0,23	8,29	8,25	0,31	9,36	9,44	0,44
		9,59			8,66			8,53			9,05		
		9,58			8,25			7,92			9,92		
	28jrs	8,50	9,25	0,68	9,35	9,60	0,38	9,13	8,97	0,32	9,87	9,64	0,25
		9,42			10,04			8,60			9,67		
		9,82			9,42			9,19			9,37		
	60jrs	10,88	10,03	0,81	9,74	9,76	0,05	9,56	9,73	0,15	9,33	9,99	0,73
		9,26			9,72			9,84			9,87		
		9,94			9,82			9,80			10,78		
	90jrs	10,17	10,25	0,12	11,08	10,28	0,74	10,08	9,87	0,23	10,28	10,37	0,13
		10,19			10,13			9,62			10,31		
		10,39			9,63			9,92			10,51		
Compression	14jrs	46,06	45,90	0,20	44,43	44,05	0,50	45,10	44,86	0,21	51,01	50,88	0,11
		45,68			43,48			44,78			50,83		
		45,97			44,23			44,70			50,80		
	28jrs	57,95	57,31	0,91	51,38	51,29	0,28	48,28	47,29	0,94	59,15	58,83	0,40
		56,66			51,52			47,17			58,38		
					50,99			46,42			58,97		
	60jrs		58,72	0,29	52,44	52,40	0,06	57,17	58,27	1,05	61,55	62,50	0,83
		58,52			52,33			58,37			63,03		
		58,92			52,42			59,27			62,92		
	90jrs	61,98	61,73	0,24	57,42	57,83	0,42	57,47	57,80	0,49	62,09	63,02	1,00
		61,50			57,79			58,36			62,90		
		61,71			58,27			57,56			64,07		

Annexe 6 : Mesure des temps de début de prise

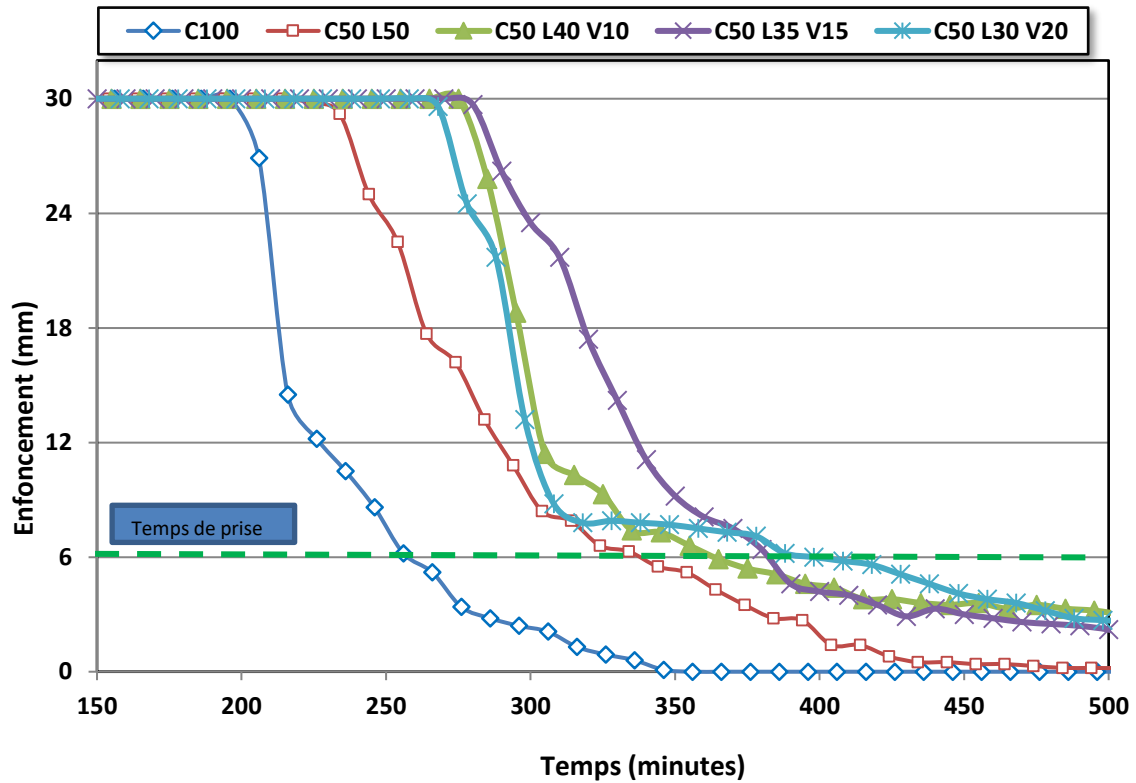
Détermination des temps de début de prise pour les mortiers à base de SCF



Détermination des temps de début de prise pour les mortiers à base de métakaolin



Détermination des temps de début de prise pour les mortiers à base de verre broyé

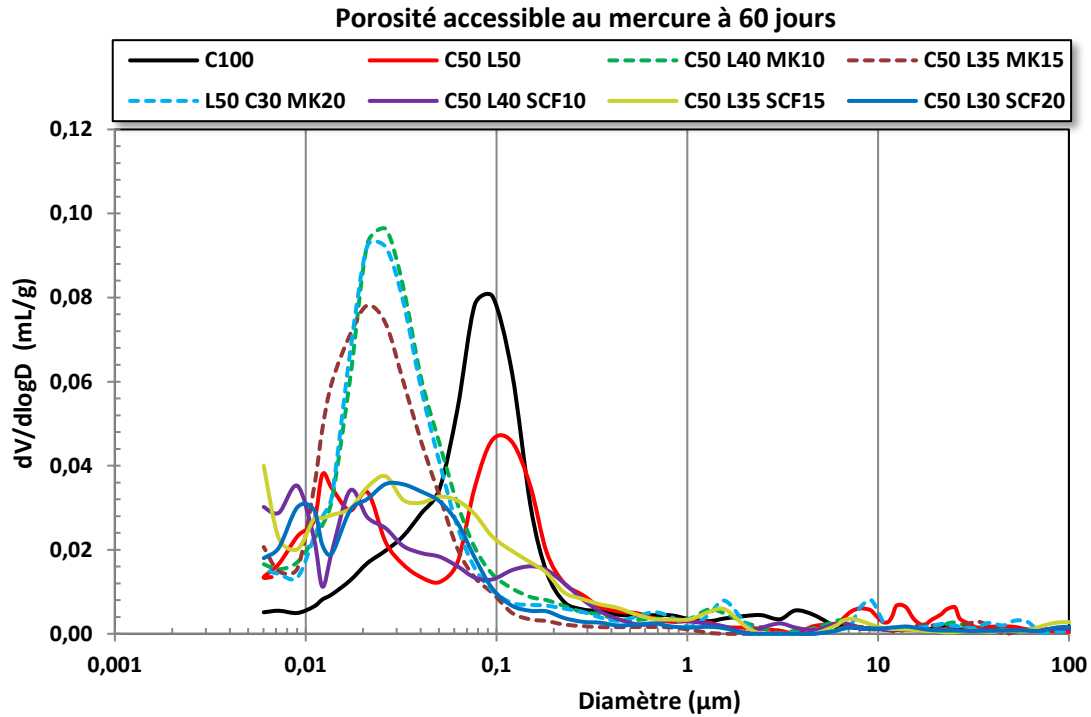


Résumé des temps de début de prise pour les différentes formulations

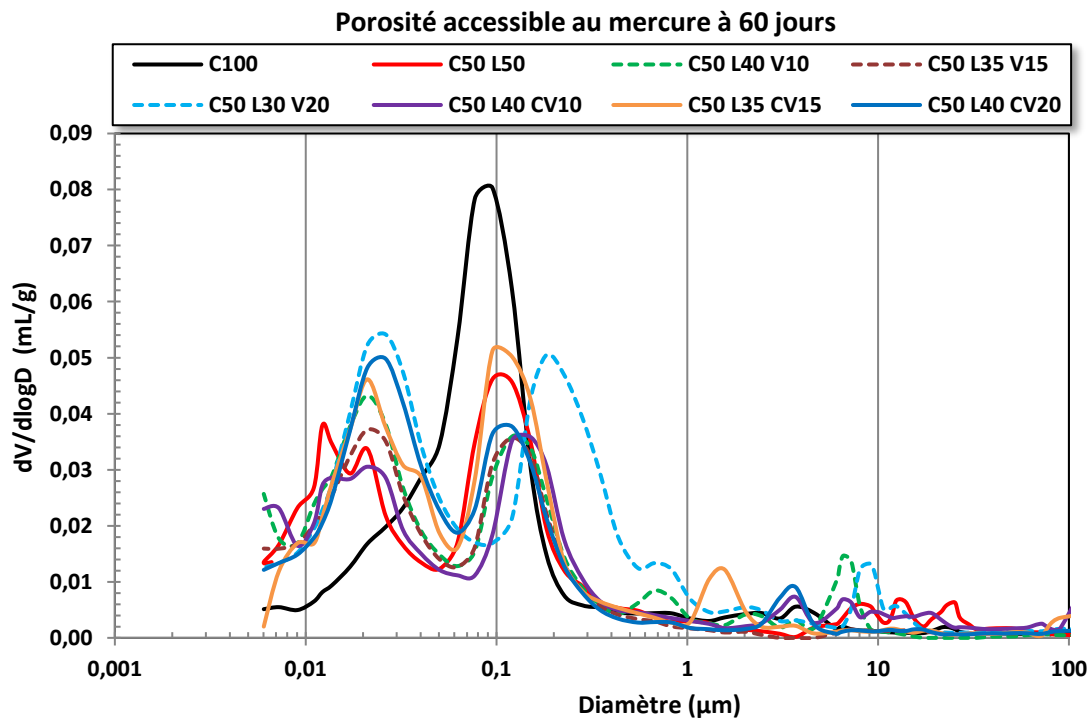
Formulation	Temps de début de prise (min)
C100	256
C50 L50	338
C50 L40 MK10	335
C50 L35 MK15	325
C50 L30 MK20	320
C50 L40 V10	365
C50 L35 V15	380
C50 L30 V20	398
C50 L40 CV10	352
C50 L35 CV15	365
C50 L30 CV20	380
C50 L40 SF10	318
C50 L35 SF15	311
C50 L30 SF10	308

Annexe 7 : Courbes de la porosité accessible au mercure

Courbes de porosité accessible au mercure à 60 jours pour les formulations à base de MK et SCF

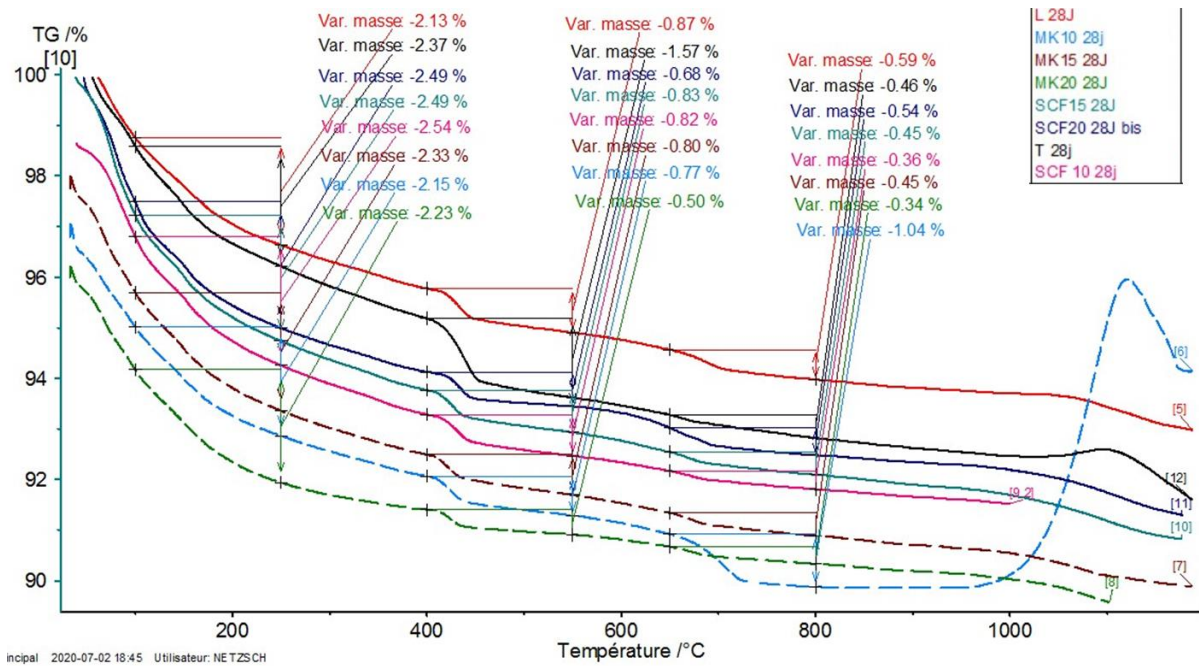


Courbes de porosité accessible au mercure à 60 jours pour les formulations à base de V et CV

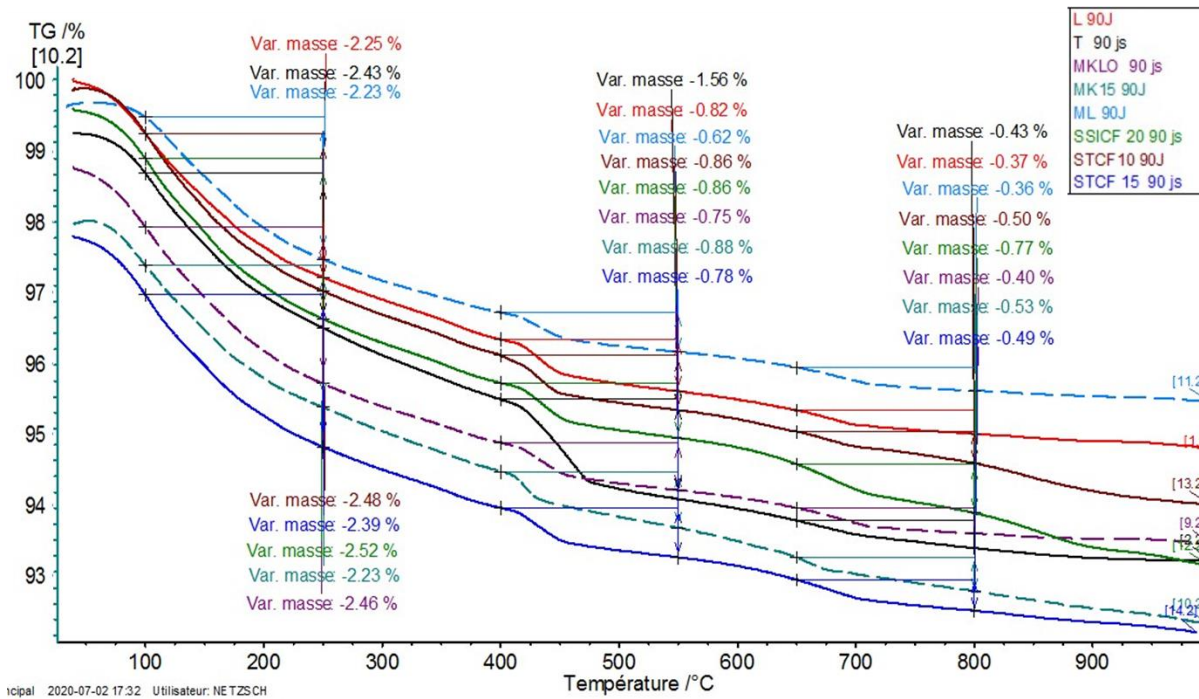


Annexe 8 : Résultats analyses ATG/ATD

Courbes d'analyse thermogravimétrique des échantillons à base de MK et SCF à 28 jours

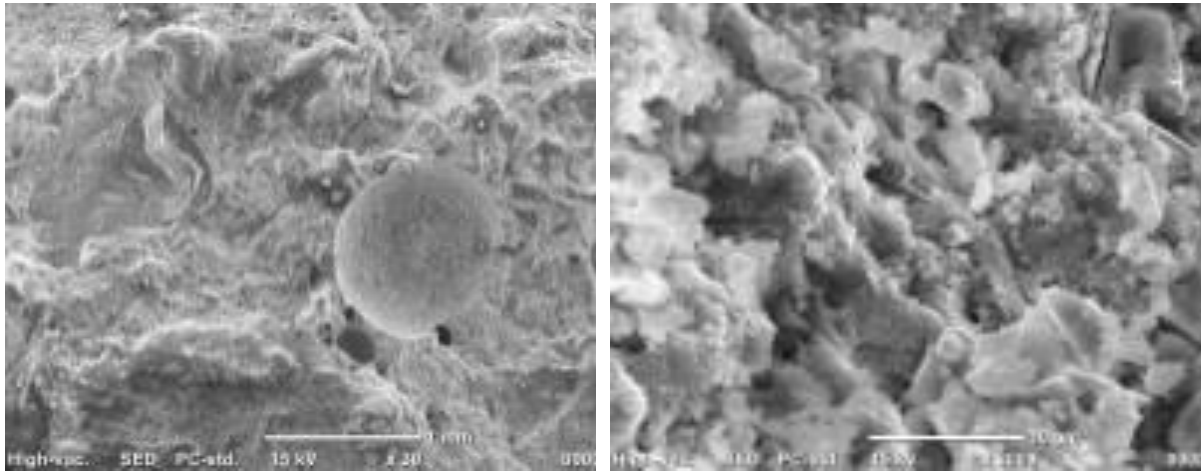


Courbes d'analyse thermogravimétrique des échantillons à base de MK et SCF à 90 jours

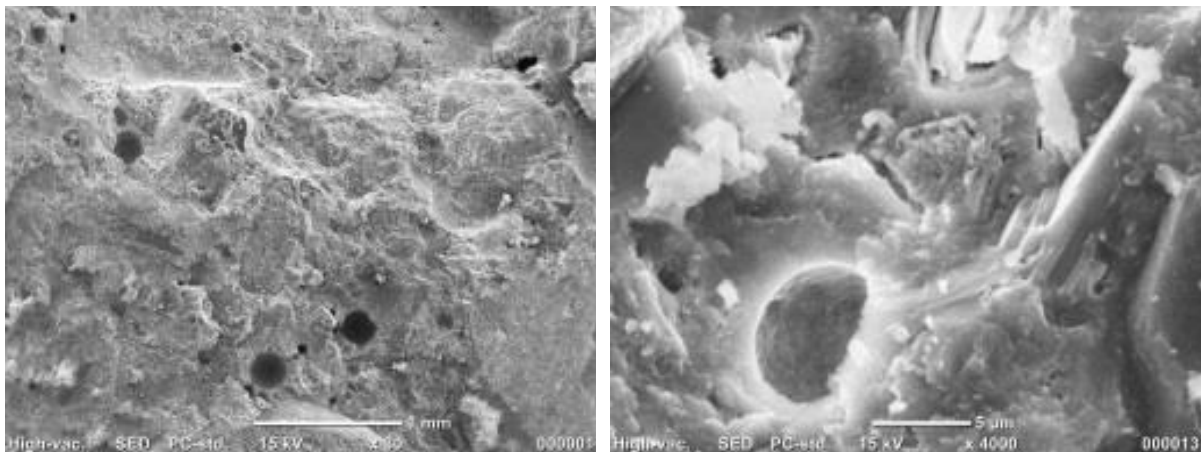


Annexe 9 : Observations MEB sur les mortiers

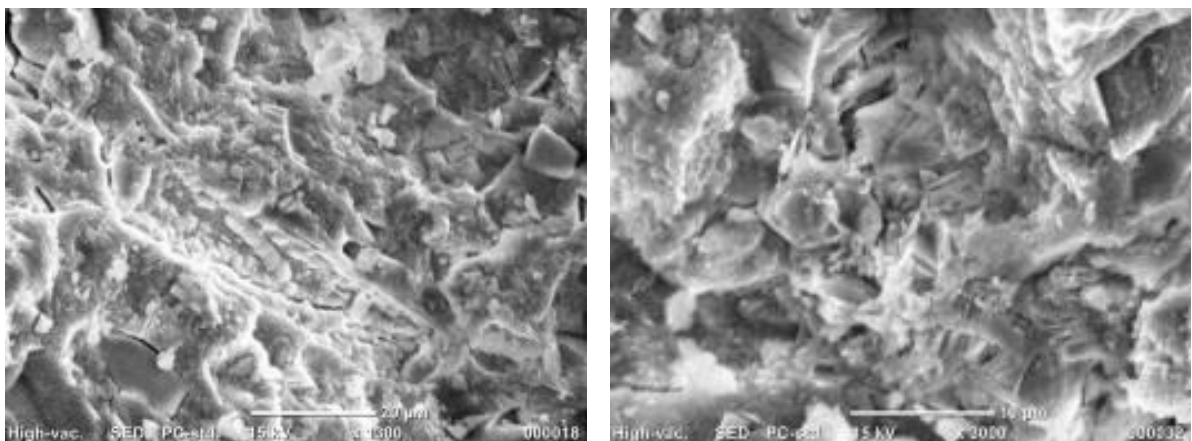
Observations MEB sur les mortiers témoins C100



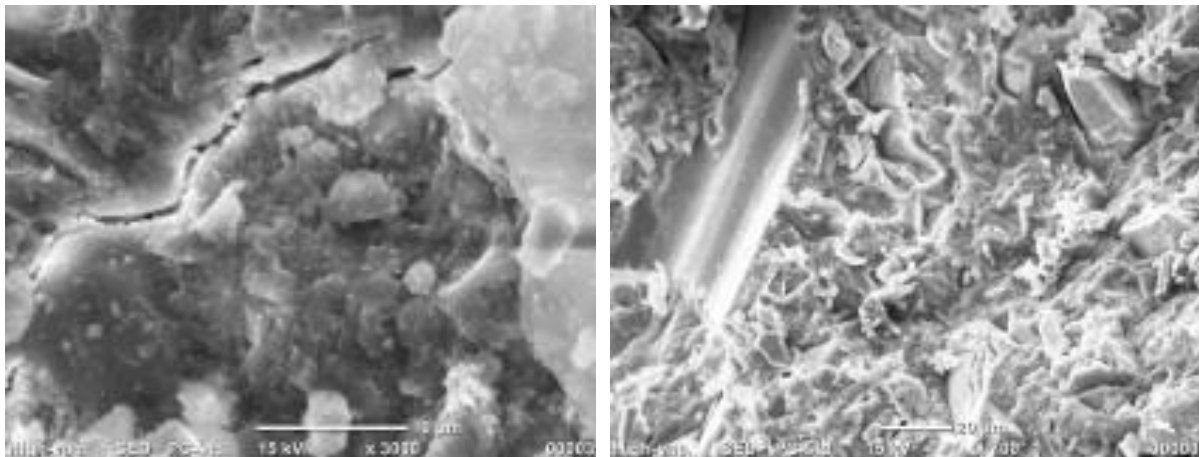
Observations MEB sur les formulations de mortiers C50 L50



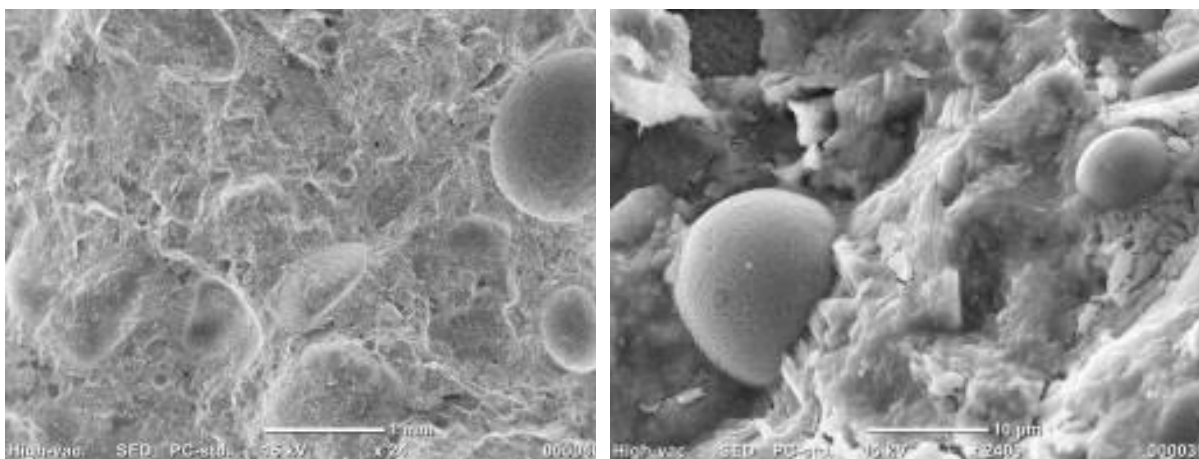
Observations MEB sur les formulations de mortiers C50 L40 MK10



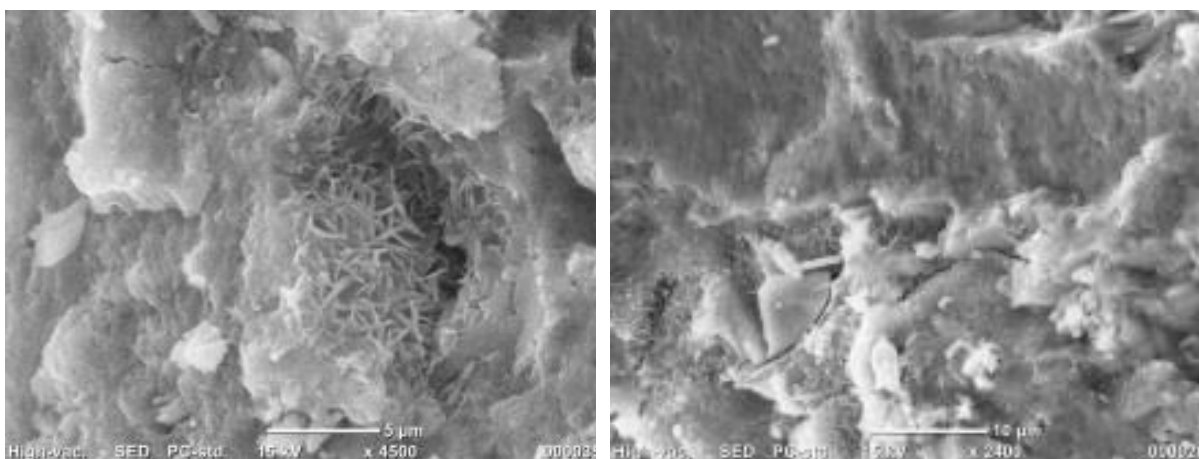
Observations MEB sur les formulations de mortiers C50 L35 V15



Observations MEB sur les formulations de mortiers C50 L35 CVF15



Observations MEB sur les formulations de mortiers C50 L35 SCF15



Résumé

Afin de maintenir les activités maritimes et fluviales, plus de 50 Mm³ de sédiments sont dragués chaque année en France. Ces quantités importantes de sédiments constituent un enjeu technique, environnemental et économique majeur. Afin d'améliorer la gestion des sédiments, les gestionnaires et les maîtres d'œuvre doivent se doter d'outils leur permettant de prendre la meilleure décision quant à la filière de gestion et de valorisation. Dans ce contexte, cette thèse a pour objectif de développer un outil d'aide à la décision pour l'optimisation des processus de traitement et de formulation des sédiments de dragage en vue d'une valorisation dans des applications du génie civil. 4 applications cibles ont été identifiées à savoir : les sous-couches routières, les bétons, les digues de protection contre les inondations et l'épandage agricole. Dans ce manuscrit, une synthèse bibliographique sur la problématique « sédiment » et les additions minérales issues de sous-produits industriels est présentée. L'architecture globale du logiciel, la démarche scientifique adoptée, ainsi que la modélisation mathématique des différentes contraintes techniques, environnementales et économiques, sont présentées et expliquées. Une validation du modèle de calcul du logiciel a également été réalisée à travers la simulation de projets réels. Les sédiments utilisés pour le développement de l'application « Béton » ont été caractérisés d'un point de vue physique, minéralogique et environnemental. L'optimisation du taux de substitution du sable par les sédiments a été réalisée à l'aide de la méthode d'empilement compressible (MEC) et les bétons ont été caractérisés à l'état frais et à l'état durci. Pour la matrice liante, le ciment a été substitué par des additions minérales issues de sous-produits industriels. Des éco-liants ternaires à base de laitiers, cendres volantes, métakaolin, verre broyé et sédiments traités par calcination flash ont été élaborés par la méthode des plans de mélange. Une étude de durabilité a été investiguée. Les résultats ont mis en évidence les différents désordres que pourrait engendrer la présence des sédiments dans un béton formulé avec les liants hydrauliques conventionnels (CEM I 52,5 N). Par ailleurs, l'utilisation des liants ternaires permet, en plus de réduire l'empreinte carbone du béton, d'améliorer considérablement ses performances mécaniques ainsi que sa durabilité.

Mots clés : sédiment de dragage, outils d'aide à la décision, liants ternaires, bétons, digues, technique routière, épandage agricole.

Abstract

In order to maintain maritime and river activities, more than 50 Mm³ of sediment are dredged each year in France. These large amounts of sediment constitute a major technical, environmental and economic challenge. In order to improve the management of sediments, project managers need to equip themselves with tools that will enable them to take the best decision about the management and the valorisation field. In this context, this thesis aims at developing a decision-making tool for the optimisation of the treatment and formulation processes of dredged sediments for their valorisation in civil engineering applications. 4 target applications were identified, namely road sublayers, concrete, flood protection dikes and agricultural spreading. In this work, a literature review on the sediment issue and on mineral additions from industrial by-products is presented. The overall architecture of the software, the scientific approach and the mathematical modelling of the various technical, environmental and economic constraints are introduced and explained. A validation of the software's calculation model was also carried out through the simulation of real projects. The sediments used for the development of the "Concrete" application were characterised from a physical, mineralogical and environmental point of view. The optimisation of the substitution rate of sand by sediments was performed according to the compressible packing method and concretes were characterised in both fresh and hardened states. For the binding matrix, cement was substituted by mineral additions from industrial by-products. Ternary eco-binders based on slag, fly ash, metakaolin, crushed glass and flash-calcined sediments were formulated using a mixture design. A study of the durability was carried out. Results highlighted the different disorders which could be generated by the presence of sediments in concrete formulated with traditional hydraulic binders (CEM I 52.5 N). Moreover, the use of ternary binders allows to reduce the concrete carbon footprint, as well as improve significantly its mechanical performance and durability.

Keywords: dredged sediment, decision-making tool, ternary binders, concrete's durability, dikes, road engineering, agricultural spreading.