

THESE

présentée par

Yingjie LIANG

et soutenue

le 29 mai 2012

en vue de l'obtention du

DOCTORAT de l'Université de CAEN

Spécialité : Génie Civil

(Arrêté du 07 août 2006)

Co-valorisation de sédiments et de sols fins par apport de liants et de fibres

Directeur de thèse : Daniel LEVACHER

Jury :

P. DHERVILLY

Directeur ARD-Normandie, Sédigate, Caen

I. DJERAN-MAIGRE

Professeur, INSA de Lyon

J.-P. GOURC

Professeur, Université de Grenoble, Rapporteur

M. KAMON

Professeur émérite, Université de Kyoto, Japon

M.KHAY

Directeur du CER, CETE Normandie-Centre, Rouen

Z. LAFHAJ

Professeur, Ecole Centrale de Lille, Rapporteur

D. LEVACHER

Professeur, Université de Caen

C. MULLIGAN

Professeur, Concordia University, Montréal, Québec, Canada

F. THERY

Ingénieur, EDF, Paris, Membre invité

Laboratoire d'accueil : Laboratoire de Morphodynamique Continentale et Côtière,
M2C, UMR 6143 CNRS, Caen

Résumé

L'objectif de la thèse est de traiter des sédiments marins et des sols fins équivalents (fines de carrière) considérés comme des déchets, par un procédé de solidification/stabilisation et de les valoriser en matériau pour des sous couches routières. Ces traitements ont donné lieu à des mélanges composites sédiments-liants et/ou ajouts de cendres volantes, de fumée de silice, de produits chimiques réactifs et de fibres suivis d'une analyse comportementale des performances mécaniques et de durabilité.

Après avoir sélectionné un panel représentatif de sédiments marins et une fine de carrière, une phase de caractérisation a été entreprise sur les paramètres déterminants en vue de traiter ces sédiments. Elle repose sur l'étude des propriétés physiques (répartition des grains, limites d'Atterberg) et chimiques (la teneur en matière organique et en carbonates). Les différentes caractéristiques, dosages et paramètres dimensionnels des constituants (ciment, chaux, cendre volante, fumée de silice, sables correcteur, produit chimique réactif et fibres naturelle et géosynthétiques) des mélanges sont déterminés. Le programme expérimental complet est présenté, il intéresse les sédiments marins à stabiliser ou solidifier.

Les essais mécaniques de résistance et de durabilité (compression simple, traction indirecte, mouillage-séchage) ont été effectués sur échantillons cylindriques. L'analyse et l'interprétation des résultats ont permis de mieux cerner les différents facteurs influant sur la résistance à la compression et à la traction indirecte des mélanges traités avec des additions de liants hydrauliques et de liant pouzzolanique, puis avec des ajouts spécifiques de fumée de silice, de sable correcteur et de produits chimiques réactifs.

Une phase innovante a porté sur l'utilisation de fibres déchets dans les mélanges. Ces fibres naturelle (lin) et artificielles (géosynthétiques) ont été proposées pour améliorer le comportement mécanique des mélanges de sédiments marins et/ou fine de carrière.

En conclusion, pour les dosages économiques retenus et les mélanges étudiés, une application en sous couche routière est possible (classes S1 à S5). La teneur en matière organique des sédiments marins a une forte influence sur l'efficacité des traitements des sédiments marins aux liants. Les renforts fibreux sont tout à fait prometteurs et l'idée de covaloriser deux déchets constitue une avancée dans la gestion durable et la valorisation des sédiments.

Mots clés : sédiment marin, fine de carrière, matières organiques, carbonates, liants, fibres, matériaux routiers, solidification/stabilisation, compression, traction, valorisation.

Abstract

In order to improve the management and treatment of dredged marine sediments and quarry fillers as solid wastes, a research thesis work has been conducted on the solidification/stabilization (S/S) of sediments and fillers with binders and other additives. The focused beneficial use consists in a road sub layer material. So composite materials are implemented with different binders: hydraulic and pozzolanic binders (cement, lime, fly ash and silica fume). A stabilization by an admixture of a chemical product has been also tested. An innovative mixture has been performed with natural and geosynthetic fibers in a cement-sediment or filler matrix. A mechanical and durability behavior analysis was made for these various mixtures.

A representative selection of French coast sediments is first proposed. A basic characterization of the selected fine materials has consisted in physical and chemical properties (grain size distribution, Atterberg limits, organic matter and carbonate contents). The different mixture components are presented in details: binders and others. A complete experimental program is given with the parameters considered. Protocols for preparation, conservation and testing are presented.

Mechanical testing has been performed on all mixture samples. Unconfined compressive strength –UCS-, indirect tensile test (Brazilian test) and wetting/drying tests have been undertaken to evaluate the mechanical performances through different mixtures. The analyses of all the results have pointed out the influences of each additive in the mixture in respect with a UCS threshold value of 1MPa to be reached. Influences are mainly discussed with the mixture parameters (dosages, time conservation) and sediments or filler properties. Moreover, the organic matter and carbonate contents of the sediments influence the UCS resistance, but the lime can inhibit the organic matter action.

Comparisons are made between all the mixtures so as to improve the mechanical resistance (i) a sand corrector (0/2mm and 0/5mm) to reinforce the fine material skeleton is proposed, (ii) a chemical product is tested with addition of silicate sand, (iii) an innovative improvement by addition of fibers to reinforce the cement-sediment matrix is developed.

This novel type of composite material including cement-sediment-fibers has been undertaken through a specific experimental program. Natural (flax) and artificial (polypropylene and polyacrylonitrile) fibers have been added in a cement-sediment matrix according to the different fiber types with various lengths and different dosages. The replacement level of cement is of 7%, considered as an economical one. All results are discussed so as to propose an optimal formulation with the fibers used.

Finally, considering the economical chosen dosages for binders and for all mixtures tested, a road sub layer material classification based on the use of Young Modulus and tensile strength resistance is presented. A possible application for the different mixtures tested in a road sub layer has been observed. All the results concern the classes S1 to S5 proposed in the GTR french recommendations. The addition of fibers in a cement based S/S process for marine fine sediments and quarry fillers has been demonstrated. Consequently, the idea of adding a content of fibers as solid wastes to valorize marine fines sediment and quarry fillers as construction material is feasible.

Keywords: marine sediment, quarry filler, organic matters, carbonates, binders, fibers, road material, UCS resistance, solidification/stabilization process, beneficial use.

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION GENERALE	1
2. BIBLIOGRAPHIE	1
2.1 SOLS	7
2.1.1 <i>Structure des sols fins</i>	7
2.1.2 <i>Propriétés physiques des sols fins</i>	8
2.1.2.1 La répartition des grains	8
2.1.2.2 Les limites d'Atterberg	11
2.1.2.2.1 L'état d'un sol	11
2.1.2.2.2 Les limites d'Atterberg	12
2.2 SEDIMENTS MARINS	13
2.2.1 <i>Problématique des sédiments de dragage</i>	13
2.2.2 <i>Gestion des sédiments marins</i>	14
2.3 VALORISATION DES SOLS FINS TRAITES	16
2.4 TRAITEMENT DES SOLS EN COUCHE ROUTIERE	19
2.4.1 <i>Structure d'une chaussée</i>	19
2.4.1.1 Les différentes couches d'une chaussée	19
2.4.1.2 Conception et fonctionnement de la couche de forme	20
2.4.1.3 Classification mécanique du matériau en couche de forme en sols fins	21
2.4.2 <i>La technique de solidification/stabilisation</i>	23
2.4.3 <i>Procédés et exemples d'application du procédé de S/S</i>	23
2.4.4 <i>Les liants</i>	24
2.4.4.1 Le ciment	24
2.4.4.2 La chaux	26
2.4.4.3 Les cendres volantes	27
2.4.4.4 Les fumées de silice	32
2.4.5 <i>Les liants chimiques</i>	34
2.5 FIBRES	35
2.5.1 <i>Les fibres artificielles</i>	35
2.5.2 <i>Les fibres végétales</i>	37
2.5.2.1 Absorption d'eau dans les fibres	37
2.5.2.2 Adhérence entre fibres et sols fins	38
2.6 FACTEURS PERTURBATEURS DANS LES TRAITEMENTS	40
2.6.1 <i>Influence de la teneur en eau et de la salinité</i>	40
2.6.2 <i>Influence du pH et alcalinité</i>	41
2.6.3 <i>Influence des matières organiques</i>	42
2.6.4 <i>Influence des métaux lourds</i>	42
2.7 CONCLUSION	44
3. CONNAISSANCE DES SEDIMENTS ET DES CONSTITUANTS DES MELANGES	45

3.1	SEDIMENTS MARINS ET SOLS FINS ETUDIES	48
3.1.1	<i>Origine des sédiments marins et sols fins équivalents</i>	48
3.1.2	<i>Localisation et site de prélèvement</i>	48
3.1.2.1	Sédiments de la Méditerranée	48
3.1.2.2	Sédiments de la Manche	50
3.1.2.3	Sédiments de l'Atlantique	50
3.1.2.4	Fines de carrière	53
3.1.3	<i>Caractérisation physico-chimique des sédiments marins et sols fins équivalents</i>	54
3.1.3.1	Etude de la répartition des grains	54
3.1.3.1.1	Granulolaser ou Granulométrie au laser	54
3.1.3.1.2	Tamissage.....	56
3.1.3.1.3	Courbes granulométriques des sédiments marins et de la fine de carrière.....	57
3.1.3.2	Teneurs en eau initiale	61
3.1.3.3	Limites d'Atterberg	62
3.1.3.4	Teneur en matières organiques	64
3.1.3.5	Teneur en carbonates	65
3.1.4	<i>Commentaires</i>	67
3.2	CONSTITUANTS DES MELANGES.....	67
3.2.1	<i>Liants hydrauliques de base</i>	67
3.2.1.1	Ciment.....	68
3.2.1.2	Chaux.....	68
3.2.2	<i>Liants pouzzolaniques de base</i>	68
3.2.2.1	Cendres volantes	69
3.2.3	<i>Autres ajouts en poudres : fumée de silice</i>	69
3.2.4	<i>Analyse granulométrique des constituants</i>	70
3.2.5	<i>Sables, correcteurs granulométriques</i>	71
3.2.6	<i>Produits chimiques</i>	72
3.2.7	<i>Fibres</i>	73
3.2.7.1	Fibres végétales	73
3.2.7.1.1	Lin	73
3.2.7.2	Fibres artificielles.....	75
3.2.7.2.1	Fibres de polypropylène.....	75
3.2.7.2.2	Fibres acryliques.....	76
3.2.8	<i>Commentaires</i>	76
3.3	CONCLUSION.....	77
4.	METHODES DE PREPARATION DES ECHANTILLONS	78
4.1	CHOIX DES PARAMETRES POUR LES MELANGES	79
4.2	PREPARATION DES ECHANTILLONS	79
4.2.1	<i>Moule des éprouvettes</i>	80

4.2.2	<i>Préparation des sédiments et des fines de carrière</i>	80
4.2.3	<i>Mélanges réalisés et dosages des ajouts</i>	81
4.2.3.1	Sédiments méditerranéens.....	82
4.2.3.2	Sédiments d'Arcachon.....	84
4.2.3.3	Sédiments de Fécamp.....	84
4.2.3.4	Sédiments de La Baule-Le Pouliguen.....	85
4.2.3.5	Fines de carrière de Bayeux.....	86
4.2.4	<i>Procédure de malaxage</i>	87
4.2.5	<i>Confection des éprouvettes</i>	88
4.2.5.1	Confection des éprouvettes par carottage	88
4.2.5.2	Confection des éprouvettes avec une dame Proctor	89
4.2.5.3	Confection des éprouvettes par piquetage	90
4.2.5.4	Choix de la méthode de confection des éprouvettes	90
4.2.6	<i>Conservation des éprouvettes</i>	90
4.3	ESSAI DE RESISTANCE EN COMPRESSION SIMPLE	91
4.4	ESSAI DE RESISTANCE EN TRACTION INDIRECTE.....	93
4.5	ESSAI DE MOUILLAGE-SECHAGE	93
4.6	ESSAI DE GEL-DEGEL	94
4.7	PROGRAMME DES ESSAIS DE DURABILITE	94
4.8	CONCLUSION.....	95
5.	ANALYSE DE LA VALORISATION DES SEDIMENTS MARINS ET DES SOLS	
FINS		96
5.1	TRAITEMENT DES SEDIMENTS MEDITERRANEENS.....	97
5.1.1	<i>Développement de la résistance Rc à court terme en fonction de 3 liants hydrauliques</i>	97
5.1.1.1	Impact de la teneur en matière organique sur la résistance Rc	101
5.1.1.2	Impact de la teneur en carbonates sur la résistance Rc	102
5.1.1.3	Bilan d'un traitement des sédiments avec liants hydrauliques	106
5.1.2	<i>Développement du module d'Young E apparent à court terme en fonction de 3 liants hydrauliques</i>	106
5.1.3	<i>Tentative d'addition d'un produit chimique réactif PCR</i>	108
5.1.3.1	Développement de la résistance Rc à court terme en fonction d'un ajout de type produit chimique réactif PCR.....	108
5.1.3.2	Développement du module d'Young E apparent à court terme en fonction d'un ajout de type produit chimique réactif PCR.....	109
5.1.3.3	Bilan d'un traitement d'un sédiment avec des produits chimiques réactifs.....	110
5.2	TRAITEMENT DU SEDIMENT D'ARCACHON	111
5.2.1	<i>Développement de la résistance Rc à court terme</i>	111
5.2.2	<i>Analyse et influence de la chaux</i>	112
5.2.3	<i>Analyse et rôle d'un apport granulaire</i>	113

5.3	TRAITEMENT DES SEDIMENTS DE FECAMP	114
5.3.1	<i>Développement de la résistance en compression R_c des mélanges fibrés ou non.....</i>	114
5.3.2	<i>Développement de la résistance en traction indirecte R_t des mélanges fibrés ou non.....</i>	117
5.4	TRAITEMENT DES SEDIMENTS DE LA BAULE - LE POULIGUEN	119
5.4.1	<i>Introduction</i>	119
5.4.2	<i>Développement des résistances R_c et R_t en fonction de 3 liants hydrauliques.....</i>	119
5.4.3	<i>Etude des mélanges avec apport de fibres</i>	122
5.4.3.1	Développement des résistances R_c pour les mélanges à matrice cimentaire avec incorporation de fibres	122
5.4.3.1.1	Analyse des valeurs R_{c28} en fonction du dosage en fibres.....	124
5.4.3.1.2	Analyse des valeurs R_{c28} en fonction de la longueur de fibres.....	125
5.4.3.2	Développement des résistances R_{t28} pour les mélanges à matrice cimentaire avec incorporation de fibres.....	126
5.4.3.2.1	Analyse des valeurs R_{t28} en fonction du dosage en fibres	126
5.4.3.2.2	Analyse des valeurs R_{t28} en fonction de la longueur de fibres.....	127
5.4.3.3	Effet de l'apport des fibres sur le comportement mécanique des mélanges.....	129
5.4.4	<i>Analyse des valeurs de R_{c28} et de R_{t28} résultant des essais de mouillage-séchage</i>	130
5.4.5	<i>Détermination des performances des sédiments traités pour une application en couche routière.....</i>	132
5.5	TRAITEMENT DES FINES DE CARRIERE A BAYEUX	133
5.5.1	<i>Introduction</i>	133
5.5.2	<i>Développement des résistances R_c pour les mélanges à base de ciment et chaux</i>	134
5.5.3	<i>Développement des résistances R_c pour les mélanges à base de ciment et des sables correcteurs.....</i>	136
5.5.4	<i>Développement des résistances R_c et R_t pour les mélanges de fibres à base de ciment</i>	138
5.5.4.1	Etude du comportement mécanique en compression des mélanges à base de fibres de polypropylène	138
5.5.4.2	Effet du comportement mécanique en compression des mélanges à base de fibres de lin	140
5.5.4.3	Effet du comportement mécanique en compression des mélanges à base de fibres de polyacrylonitrile	142
5.5.4.4	Effet du comportement mécanique des mélanges en traction à base de fibres.....	144
5.5.4.5	Influence des essais de mouillage-séchage sur les résistances R_{c28} et R_{t28}	146

5.5.5	<i>Détermination des performances des fines traitées traités pour une application en sous couche routière</i>	<i>147</i>
6.	BILAN GENERAL DES TRAVAUX DE RECHERCHE.....	149
6.1	CONCLUSIONS GENERALES.....	150
6.2	PERSPECTIVES ET VOIES DE DEVELOPPEMENT	152
6.2.1	<i>Sur les mélanges sédiments-liants hydrauliques et/ou pouzzolaniques.....</i>	<i>152</i>
6.2.2	<i>Sur les mélanges sédiments-liants à base de fibres</i>	<i>153</i>
6.2.3	<i>Vers les applications industrielles</i>	<i>153</i>
6.2.4	<i>Vers un outil de décision sédiment/filière</i>	<i>153</i>
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	154
	NORMES UTILISEES	162
	LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX	165
	LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS	173
	ANNEXES	175
	ANNEXE A : ARRETE DU 28 OCTOBRE 2010 RELATIF AUX INSTALLATIONS DE STOCKAGE DE DECHETS INERTES (ANNEXE II)	176
	ANNEXE B : CONVERSION DIMENSIONNELLE DES DISTRIBUTIONS GRANULAIRES	178
	ANNEXE C : ESSAI DE PERTE AU FEU	180
	ANNEXE D : CLASSIFICATION DES SOLS SELON NF P 11-300	183

1. Introduction Générale

Les ports et les voies d'eau jouent un rôle socio-économique majeur à travers le monde. La sécurité des voies de navigation et d'accès impose une maintenance continue et de fait, des opérations de dragage. Ponctuellement, ces opérations sont dédiées aux travaux d'extension portuaire. Ces dragages sont essentiels à l'activité, économique. Ils génèrent à l'heure actuelle des volumes de sédiments considérables. Ils sont soit immergés par clapage, destination encadrée par un référentiel normatif et réglementaire (Arrêté, 2006), soit déposés à terre en prenant le statut de déchet dans l'impossibilité d'une immersion.

Contrairement aux idées reçues, la plupart des sédiments dragués dans le monde ne sont pas significativement différents quel qu'en soit le lieu d'origine (ports, fleuves, estuaires). Ils se distinguent essentiellement de par leurs teneurs en éléments très fins ($<20\mu\text{m}$), en matière organique, en contaminants et en eau. En cela, ces teneurs constituent des paramètres déterminants ou fondamentaux dans le choix des filières de valorisation pour assurer une gestion durable des sédiments dragués. Indemnes de toute contamination, ils peuvent être relocalisés dans tout écosystème naturel côtier, fluvial ou en bassin versant. Il s'agit dans ce cas, de créer et de développer des habitats : zone humides, polders, îles artificielles, réserves naturelles... Cette filière de valorisation est préférable du point de vue environnemental, aux autres voies potentielles. Cependant, les applications restent très limitées et la plupart ont eu lieu aux USA, en Grande-Bretagne et aux Pays-Bas (Papai, 1995).

Il convient devant les volumes considérables de sédiments dragués, d'orienter les études vers d'autres filières de valorisation potentielles dont les principales concernent :

1. Mise en dépôts à terre temporaire ou définitive (casiers et anciennes ballastières).
2. Stabilisation du trait de côte (rechargement de plage, reprofilage, bermes).
3. Amendement agricole (apport aux sols, poldérisation).
4. Remplissage de cavités (marnières, carrières, galeries de mines).
5. Mise en remblai confiné ou non (terre-pleins portuaires et industriels).
6. Matériaux de surface (voies piétonnes, allées, chemins littoraux, écovies)
7. Matériaux de construction plus ou moins élaborés (ciments, matériaux routiers, bétons, tuiles, briques, granulats, enrochements, récifs artificiels).
8. Co valorisation de sédiments et autres déchets solides (association sédiments et déchets).

L'ordonnancement (numérotation) de ces filières correspond aux difficultés de mise en œuvre technique et environnementale et de développement comme à celles de l'acceptabilité socio-économique voire juridique.

Il convient aussi de considérer les sédiments dragués comme une ressource et non comme un déchet même si, à terre, il en a le statut juridique tout au moins en France.

La Convention de Londres à travers ces schémas d'évaluation des matériaux dragués contaminés ou non, reconnaît que ces matériaux constituent potentiellement une ressource et que toutes les filières de valorisation doivent être étudiées avant d'envisager un clapage (Papai, 2003).

Mais l'ensemble de ces filières de valorisation apporte partiellement une réponse aux gestionnaires des ports et voies navigables pour diverses raisons : importants volumes à valoriser, contraintes environnementales, juridiques et socio-économiques et principalement manque crucial de développement de nouvelles technologies relatives à ces filières.

Devant ce constat, la problématique étudiée dans le cadre de cette thèse, concerne une des filières potentielles de valorisation évoquées ci-dessus : la filière n°7, à savoir « *la valorisation de sédiments marins et de sols fins équivalents en matériaux routiers* ».

Comme il a été dit, en début d'introduction, si les sédiments, notamment les sédiments fins se ressemblent (classe granulaire 0/2mm considérée dans de nombreux travaux de recherche), ils diffèrent de par différentes teneurs qui constituent d'entrée un frein à la mise en œuvre de cette filière de valorisation : teneur en eau, teneur en fines, teneur en matière organique et teneur en contaminants. Les sédiments étudiés ont été considérés comme déshydratés ou à teneur en eau requises pour mener à bien les traitements envisagés. Les teneurs en fines et en matière organique sont des paramètres déterminants dans les traitements de matériaux routiers.

Un panel de sédiments a donc été retenu : sédiments marins de Méditerranée, sédiments portuaires d'Arcachon et de La Baule-Le Pouliguen, sédiments du plateau continental au large de Fécamp et des sols fins équivalents issus de carrière (Bayeux). L'ensemble de ces sédiments ont été caractérisés, traités à base de liants hydrauliques (ciment, chaux, cendres volantes) à des dosages économiques pour atteindre une performance mécanique minimale (résistance à la compression de 1MPa) pour être réemployés en sous couches routières et, puis classés selon le guide GTR (2000).

Avec l'idée de renforcer le matériau composite sédiment-liant, des ajouts de fibres déchets ont été proposés (fibres naturelle et artificielles). Ainsi la filière n°7 a évolué vers la filière n°8, dont l'objet est de valoriser ensemble des sédiments et des déchets. Cette intégration de déchets fibres dans des sédiments traités est tout à fait innovante,

et peut contribuer à fournir un indicateur économique favorable à des applications pratiques.

Les sédiments traités avec des ajouts de fibres (sédiments de Fécamp, de La Baule-Le Pouliguen et fines de Bayeux) ont aussi fait l'objet d'essais de résistance mécanique (compression et traction) afin d'être classés comme matériaux routiers selon le guide GTR (2000). Les travaux présentés dans ce mémoire ont donc concerné les filières n°7 et n°8. Ils ont porté sur « *la covalorisation de sédiments fins et sols fins équivalents* », titre donné au mémoire.

Ce mémoire comprend 6 chapitres dont l'introduction générale (chapitre 1) et les conclusions et perspectives (chapitre 6).

Les chapitres 2 à 5 constituent le cœur du mémoire et correspondent partiellement à une partie du schéma d'évaluation des sédiments dragués contaminés proposé par l'Association Internationale des Ports et Chenaux de Navigation-AIPCN (Papai, 2003).

Le chapitre 2 fait l'état des connaissances nécessaires à la problématique étudiée. Tout d'abord, des notions sur les sols et sédiments fins sont rappelées. Est abordée par la suite, la problématique de gestion et de traitement des sédiments dragués. Les types d'amélioration possible des propriétés des sédiments sont introduits en s'appuyant sur les procédés de solidification et stabilisation avec des liants pour des applications en sous couches routières. Pour des raisons environnementales et économiques, un bref état des connaissances sur l'utilisation de fibres dans ces procédés a été fait. Quelques influences des facteurs perturbateurs dans les traitements sont mentionnées en fin de chapitre.

Le chapitre 3 présente le panel des sédiments étudiés. Ce panel a été souhaité aussi large que possible tout en étant représentatif du littoral français. A été volontairement associée une fine de carrière dont la valorisation est envisagée par les propriétaires de carrières au même titre que les sédiments. L'origine, la localisation et le descriptif de ces sédiments et fines de carrière sont donnés ce chapitre. Puis les propriétés physiques et chimiques des matériaux fins (sédiments et fines) sont rassemblées. La description de chaque constituant des mélanges et ses caractéristiques sont établies, d'abord celles des liants, autres ajouts en poudres et les fibres.

Le chapitre 4 se rapporte à la préparation des échantillons et aux essais de résistance mécanique et de durabilité (mouillage/séchage et gel/dégel). L'ensemble des essais sont décrits (définition, grandeur mesurée, norme en vigueur). Les programmes d'essais réalisés sur les mélanges composites sédiments-liants et/ou ajouts de

cendres volantes, de fumée de silice, de produits chimiques réactifs et fibres sont présentés en détails.

Enfin le chapitre 5 porte sur l'interprétation et l'analyse des essais réalisés sur les mélanges à base de sédiments avec différents ajouts : liants hydrauliques et /ou fibres. Il est subdivisé en sections, chacune relative à chaque sédiment traité. Tout d'abord l'essentiel des résultats sont rassemblés, expliqués en fonction des différents traitements appliqués. Puis une analyse détaillée est menée en fonction des paramètres étudiés : paramètres liés aux sédiments (caractéristiques, teneurs en éléments), paramètres liés aux mélanges (dosages) et paramètres liés aux ajouts déchets (longueur et quantité de fibres). Les influences sont étudiées. A la fin, pour chaque sédiment, un bilan des performances est établi et une classification de chaque mélange est proposée.

Les conclusions générales sont dressées en fin de mémoire mettant en avant les principaux acquis de ces travaux de recherche et en considérant ceux-ci, des perspectives sont énoncées par ordre de priorité sur la problématique étudiée (filières n°7 et n°8) et sur la valorisation des sédiments en général.

2. Bibliographie

Introduction

Les sédiments de dragage gérés à terre, pollués ou non sont considérés comme des déchets solides. Ce sont des matériaux fins tout comme les fines de carrière, les fines de barrage, les fines de mer. Ainsi, comment valoriser et traiter des sols fins le plus économiquement possible tout en étant plus respectueux de l'environnement?

Ce chapitre bibliographique présente les sols fins et sédiments marins et les moyens de caractérisation. La valorisation des sols fins utilise grandement les techniques de stabilisation et solidification à base de liants hydrauliques (ciment, chaux, cendre volante et fumée silice) appliquées en génie civil. En dehors des liants hydrauliques, les produits chimiques et les renforcements par fibres seront considérés dans les procédés de stabilisation et solidification pour l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols fins.

2.1 Sols

Les sols ont deux origines principales :

- la désagrégation des roches par altération mécanique et physico-chimique sous l'effet des agents naturels:
- fissuration consécutive à la décompression, aux effets des chocs thermiques ou du gel,
- attaque mécanique (chocs et frottements) dans un processus naturel, transport gravitaire glaciaire, fluvial, marin, éolien,
- attaque chimique sous l'effet des circulations d'eaux agressives (acides ou basiques),
- la décomposition d'organismes vivants : végétaux (tourbes) ou animaux (craies).

2.1.1 Structure des sols fins

La texture d'un sol fin est définie par la grosseur des particules qui le composent : pourcentage de sable, de limon et d'argile. La composition minéralogique des particules est d'ailleurs en relation avec leur taille (les plus grossières sont surtout à base de quartz, les plus fines à base de phyllosilicates).

Pour déterminer plus finement sa texture, on utilise un diagramme triangulaire (voir la Figure 2.1) qui permet de déterminer la classe texturale du sol fin : on le qualifie par exemple d'argileux, de limoneux, d'argilo-sableux, de limono-argilo-sableux, de limoneux fins...

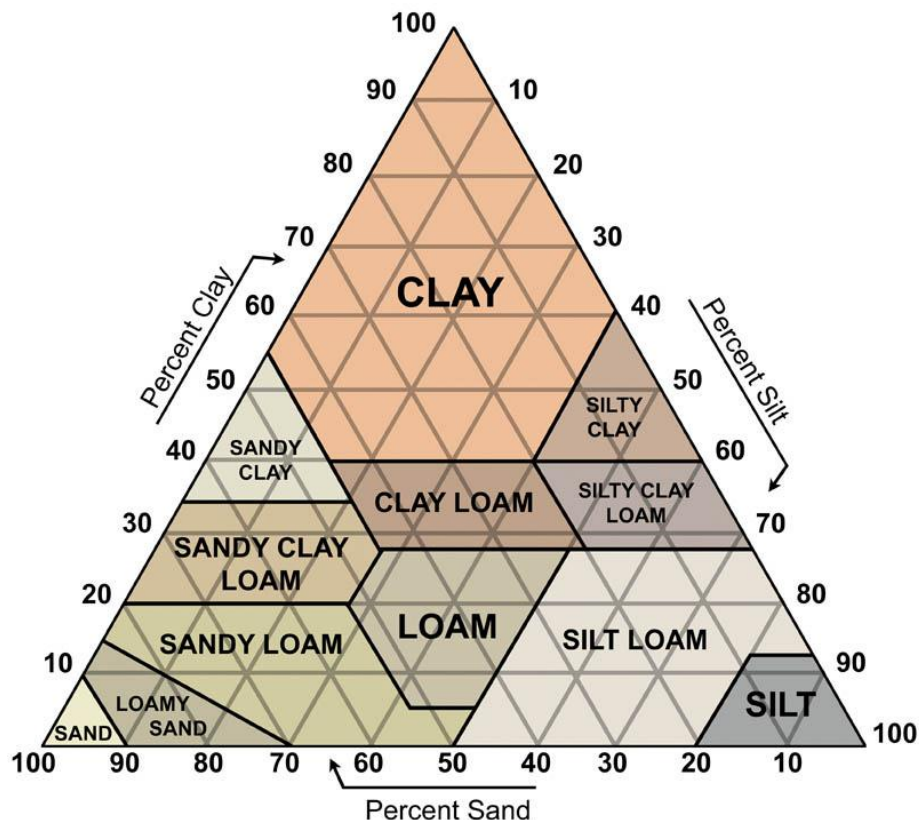


Figure 2.1 Représentation de la composition texturale des sols fins (d'après U.S. Department of Agriculture, 2004)

2.1.2 Propriétés physiques des sols fins

Les sols naturels sont constitués d'un mélange de particules élémentaires de différentes dimensions avec différentes propriétés. En général, Il est nécessaire d'analyser la classification des sols pour étudier ses propriétés mécaniques. Deux principales propriétés physiques sont rappelées : la répartition des grains et les limites d'Atterberg.

2.1.2.1 La répartition des grains

Les particules minérales constituant un sol fin peuvent être isolées, triées et classées suivant leur taille. Pour les sols fins, leur taille est inférieure à 2mm, au-delà ce sont des sols considérés comme grossiers. Les limites de classes et leurs dénominations sont les suivantes, Tableau 2.1.

Tableau 2.1 Classification des grains solides

Classification des grains solides						
Sols fins	Dénominations en 5 classes	Argiles	Limons fins	Limons grossiers	Sables fins	Sables grossiers
	Limites de taille en μm	< 2	2 à 20	20 à 50	50 à 200	200 à 2000
	Dénominations en 3 classes	Argiles	Limons		Sables	
	Limites de taille en μm	< 2	2 à 50		50 à 2000	
Sols grossiers	Dénominations en 3 classes	Graviers	Cailloux		Blocs rocheux	
	Limites de taille en mm	2 à 20	20 à 200		>200	

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions de grains qui constituent les ensembles de grains de substances diverses. C'est le principe de l'analyse granulométrique. Les limites de différentes classes de taille sont conventionnelles et sont choisies en fonction de l'objectif de l'application. La granulométrie a pour objet la mesure de la taille des particules élémentaires.

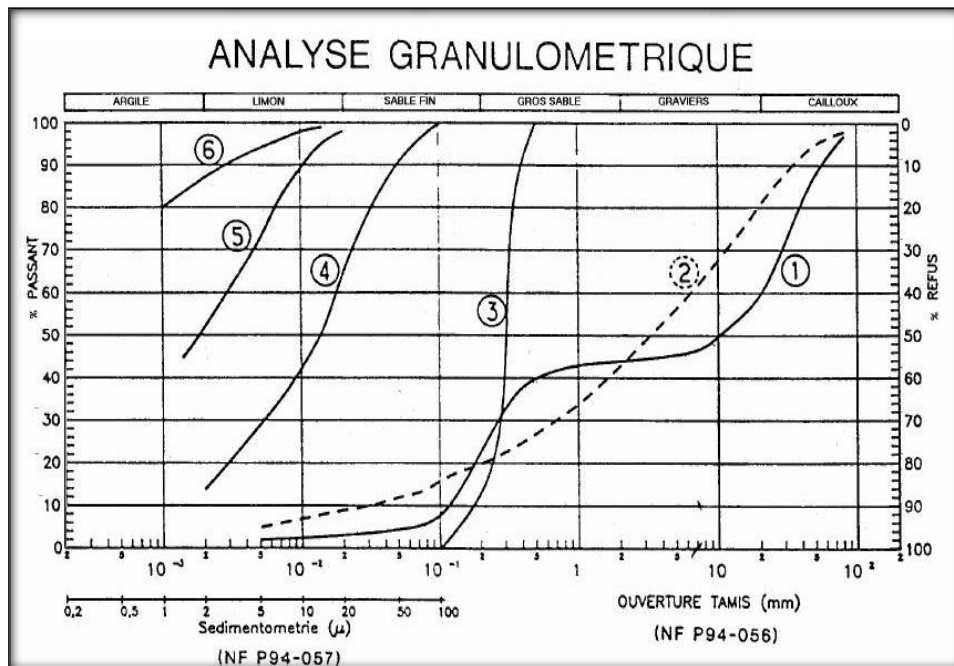


Figure 2.2 Exemples de courbes granulométriques (Philipponnat et Hubert, 2000)

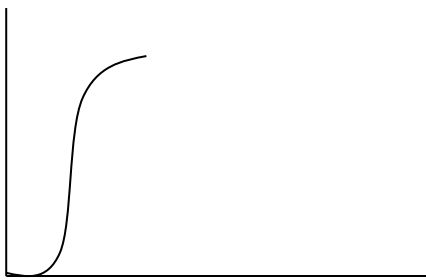
La Figure 2.2 présente 6 courbes granulométriques caractéristiques :

- courbe 1: Granulométrie étalée et discontinue (alluvions de sables et graviers),
- courbe 2: Granulométrie étalée et continue (arène granitique),
- courbe 3: Granulométrie serrée (sable de Fontainebleau),
- courbe 4: Limon argileux,
- courbe 5: Argile limoneuse,
- courbe 6: Argile pratiquement pure (bentonite).

Afin de caractériser la courbe granulométrique, il est possible alors d'évaluer et d'analyser les 2 coefficients C_u et C_c , qui sont définis par la suite.

Le coefficient C_u permet de savoir si la granulométrie est étalée ou serrée (voir la Figure 2.3) comme les courbes granulométriques 2 et 3 dans la Figure 2.2, notamment en ce qui concerne les sables.

$C_u < 2$: la granulométrie est serrée



$C_u > 2$: la granulométrie est étalée

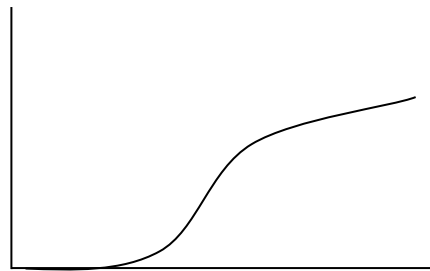


Figure.2.3 Exemples de courbes granulométriques : $C_u < 2$ et $C_u > 2$, (Léreau, 2006)

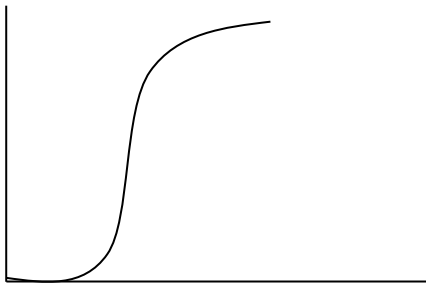
$$\text{Coefficient de Hazen (ou coefficient d'uniformité)} : C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad 2.1$$

d_y : ouverture du tamis laissant passer y % du poids des grains,
 d_{10} et d_{60} sont appelés diamètres efficaces.

$$\text{Coefficient de courbure} : C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \times d_{60}} \quad 2.2$$

Le coefficient C_c vient en complément de C_u dans la classification des sols, afin de déterminer si la granulométrie est bien graduée ou mal graduée. La Figure 2.4 présente ces deux conditions du sol.

$1 < C_c < 3$: bien graduée continuité bien répartie



$C_c < 1$ ou $C_c > 3$: mal graduée continuité mal répartie

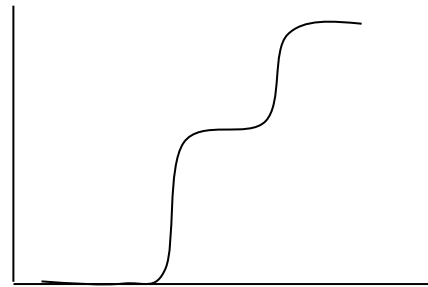


Figure 2.4 Exemples de courbes granulométriques : $1 < C_c < 3$ et $C_c < 1$ ou $C_c > 3$, (Léreau, 2006)

2.1.2.2 Les limites d'Atterberg

La teneur en eau est très importante surtout pour les sols fins. Les argiles ont la propriété d'absorber des quantités importantes d'eau. Elles affectent leur plasticité et leur cohésion.

2.1.2.2.1 L'état d'un sol

La consistance (et donc le comportement) d'un sol varie dans des proportions importantes en fonction de la teneur en eau. Ceci est lié à l'importance plus ou moins grande des couches d'eau adsorbées autour des grains et plus généralement aux propriétés colloïdales des argiles et à leur proportion dans le sol considéré : il y a 3 états.

- Quand la teneur en eau est élevée, les forces de cohésion ne sont pas assez importantes pour maintenir en place les particules de sol. C'est similaire à l'écoulement d'un fluide (boue), c'est l'état liquide.
- Quand la teneur en eau diminue, le sol peut être modelé. Les particules sont rapprochées car l'eau adsorbée est mise en commun. Les grains sont reliés entre eux par des molécules d'eau. Le sol est alors à l'état plastique.
- Quand la teneur en eau diminue encore, les grains deviennent très rapprochés; le sol ne change plus de volume quand sa teneur en eau diminue, c'est l'état solide, (voir Figure 2.5)

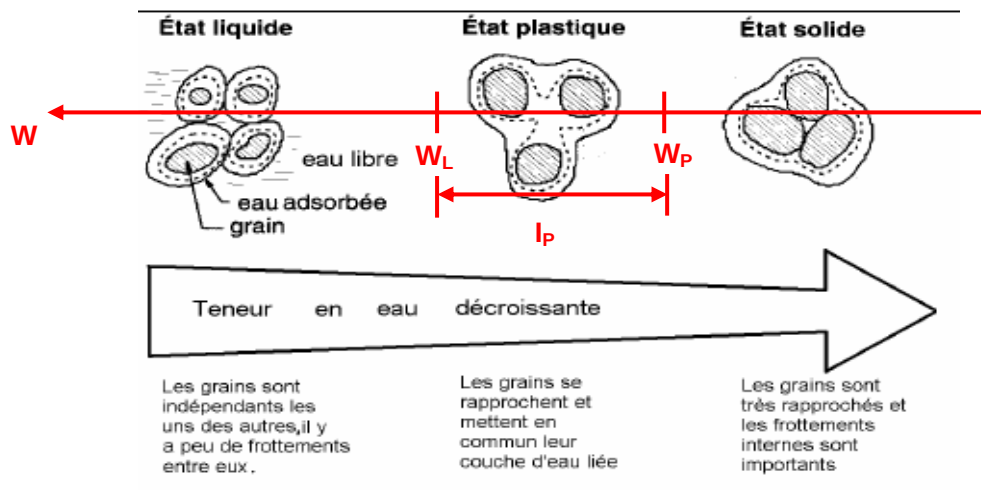


Figure 2.5 Les états possibles d'un sol, (Léreau, 2006)

2.1.2.2.2 Les limites d'Atterberg

En géotechnique, les limites d'Atterberg définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol et permettent de classer les sols.

Les caractéristiques des sols fins sont complétées par l'indice de plasticité I_p qui s'exprime en %. Il est donné par la formule ci-après

$$I_p = W_L - W_P \quad 2.3$$

Les valeurs de W_L , W_P et I_p sont fonction de la proportion et de l'activité des particules argileuses contenues dans le sol.

Pour les sols fins, il est d'usage de reporter les valeurs de I_p et W_L sur un diagramme ayant I_p en ordonnée et W_L en abscisse. Ce diagramme est appelé diagramme de Casagrande (voir Figure 2.6).

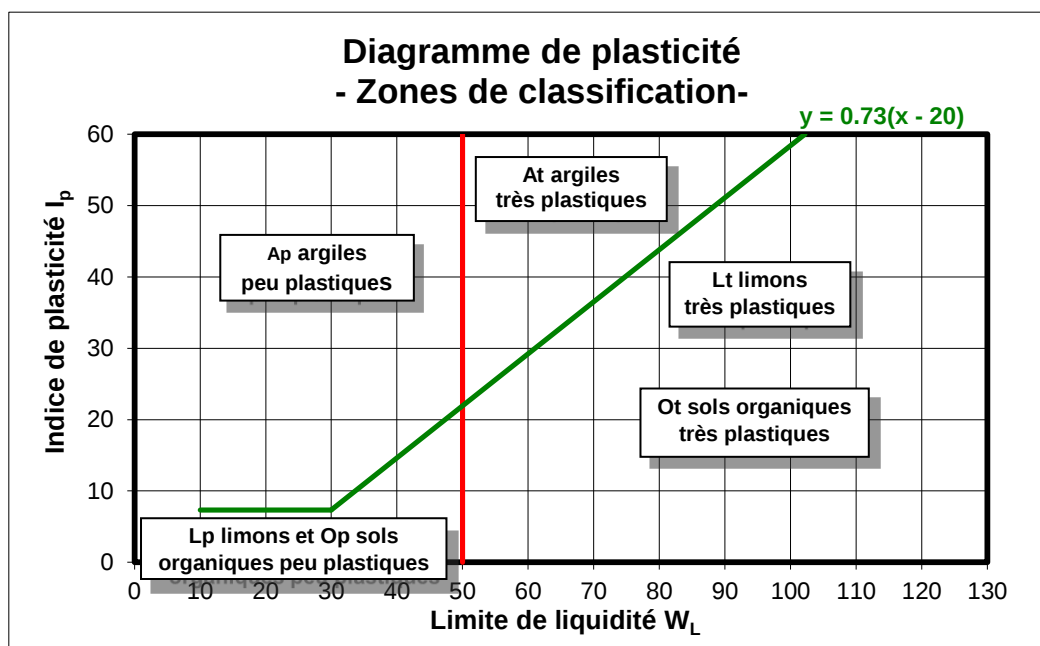


Figure 2.6 Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande

2.2 Sédiments marins

Les sédiments marins sont des dépôts qui proviennent de l'altération et de la désagrégation de roches préexistantes. Ces dépôts sont ensuite transportés par les cours d'eau et par le vent. Les sédiments marins le plus souvent sont des vases fines qui sont draguées dans les milieux estuariens et littoraux. On peut dire que les sédiments marins ont des caractéristiques similaires aux sols fins, notamment la granulométrie. D'ailleurs, l'eau de la mer est souvent polluée par la navigation des bateaux et les activités humaines dans les ports. Cette pollution se retrouve dans le sédiment : matière organique, métaux lourds, HAP, TBT...

2.2.1 Problématique des sédiments de dragage

Le dragage consiste à prélever des matériaux sur le fond marin pour les exploiter (granulats marins) d'une part ou pour réaliser des travaux comme le creusement de bassins ou de chenaux et l'entretien pour les débarrasser de sédiments contaminés ou non, d'autre part. Rappelons qu'il y a un total de plus 5800 km de côtes autour de l'hexagone et de nombreux ports en France. Le traitement des sédiments issus de dragage des zones portuaires et littorales est un important problème. Les quantités de matériaux ainsi dragués (Figure 2.7) représentent des volumes considérables. L'interdiction à plus au moins long terme de leur rejet systématique en mer, oblige à considérer ces volumes comme une source potentielle de matières premières, (Troalen *et al*, 1996).



Figure 2.7 Sédiments de dragage en attente de traitement

Devant l'importance des volumes à gérer dans les années à venir, la quantité de matériaux dragués représentait, en 1991, un volume de 600Mm³ sur le plan mondial (Boutin, 1999). En France, le dragage génère au moins 50Mm³ de sédiments par an (Alzieu *et al.*, 1999) et 6Mm³ sont extraits tous les ans. Les plus grands pays i.e. les États-Unis draguent des volumes de sédiments plus importants, voir le Tableau 2.2.

Tableau 2.2 Volumes de sédiments dragués des ports et canaux (Jones-Lee *et al.*, 2005)

Pays	Sédiments dragués (m ³ /an)	Ratio/France
France	50 000 000	1
Etats-Unis	380 000 000	7.6
Le monde	600 000 000	12

Pour ces grands volumes de sédiments dragués, il y a une proposition de sédiments pollués difficiles à gérer car non immergeables. Pour le moment, on dispose de quelques modes de gestion de sédiments en fonction des différentes caractéristiques des sédiments dragués, voir le schéma sur la Figure 2.8.

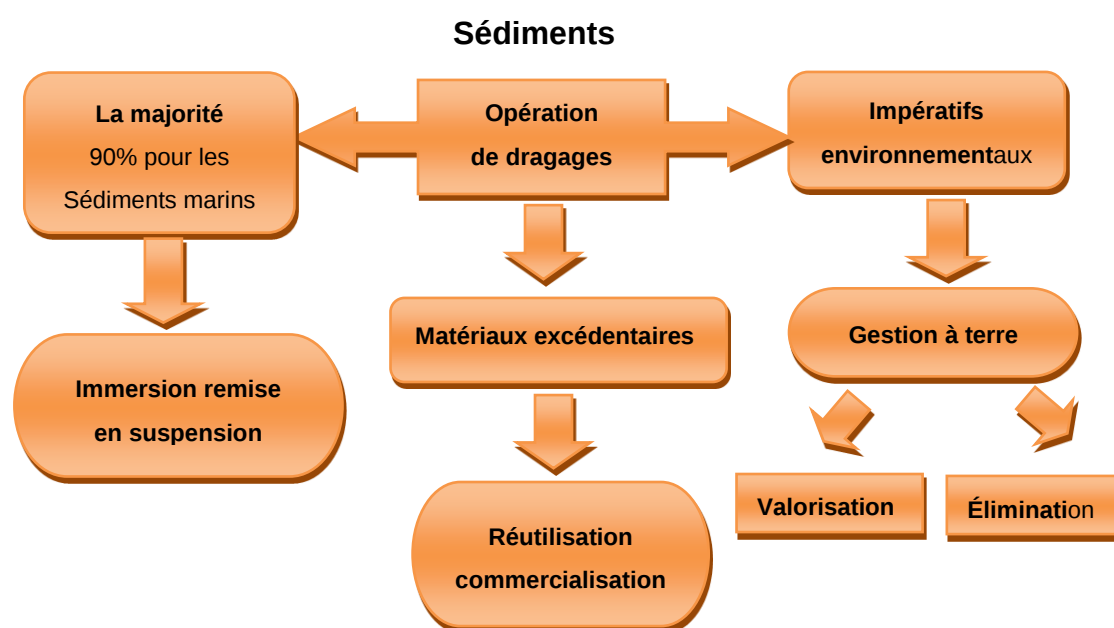


Figure 2.8 Schéma de trois scénarios de gestion des sédiments

2.2.2 Gestion des sédiments marins

La gestion des sédiments contaminés est très compliquée. Dans ces sédiments venant des ports, estuaires et canaux : des métaux lourds et des polluants organiques tels que des hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP), polychlorobiphényles (PCB) s'y retrouvent finalement. Ils ne peuvent aujourd'hui être rejetés en mer en raison de la protection des environnements marins. La qualité des

sédiments marins ou estuariens est appréciée selon l'Arrêté du 09/08/2006. Les critères d'évaluation se basent essentiellement sur des tests de lixiviation pour déterminer les seuils de contamination (voir les Tableaux 2.3 et 2.4). En conséquence, pour éliminer ou neutraliser la pollution, il est apparu nécessaire d'explorer toutes les voies de valorisation des sédiments. Elles sont relativement nombreuses mais peu ont débouché sur des applications réelles.

Tableau 2.3 Niveaux relatifs aux métaux lourds (en mg/kg de sédiment sec analysé sur la fraction inférieure à 2mm)

Contaminant (mg/kg-1 sédiment sec)	Déchet inerté	Niveau N1	Niveau N2
As	0.5	25	50
Cd	0.04	1.2	2.4
Cr	0.5	90	180
Cu	2	45	90
Hg	0.01	0.4	0.8
Ni	0.5	37	74
Pb	0.5	100	200
Zn	4	276	552

Tableau 2.4 Niveaux relatifs aux polychlorobiphényles traces (en mg/kg de sédiment sec analysé sur la fraction inférieure à 2mm)

Contaminant (mg/kg-1 sédiment sec)	Niveau N1	Niveau N2
PCB totaux	0.5	1
PCB congénère 28	0.025	0.05
PCB congénère 52	0.025	0.05
PCB congénère 101	0.05	0.1
PCB congénère 118	0.025	0.05
PCB congénère 138	0.05	0.1
PCB congénère 153	0.05	0.1
PCB congénère 180	0.025	0.05

L'interprétation des niveaux seuils des Tableaux 2.3 et 2.4 est la suivante :

- Au-dessous du niveau N1, l'impact potentiel est jugé neutre ou négligeable, les valeurs observées se révélant comparables aux bruits de fond environnementaux.
- 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 1. Des tests sont alors pratiqués pour évaluer la toxicité globale des sédiments.

- Au-delà du niveau N2, une investigation complémentaire est généralement nécessaire car des indices peuvent laisser présager un impact potentiel de l'opération. En fonction des résultats obtenus, l'immersion est susceptible d'être interdite et la mise en place de solutions alternatives encouragées. Une étude d'impact approfondie est alors jugée indispensable.

2.3 Valorisation des sols fins traités

Selon les caractéristiques et les composants des sédiments, ils peuvent être valorisés. Des filières de valorisation potentielles sont actuellement envisageables comme le montre le Tableau 2.5. Ces filières de valorisation des sédiments font l'objet de nombreux travaux de recherche appliquée comme Sédimard 83 (Sannier, 2008 et Aqua *et al.*, 2009).

Tableau 2.5 Filières de valorisation des sédiments marins (DREAL, 2011)

Filière	Conditions	Règlementation applicable	Référentiel ¹
Valorisation en technique routière	Sédiment inerte ou non dangereux		-Guide de Terrassement Routiers (GTR, 1992) ; -Guide acceptabilité de matériaux alternatifs en techniques routière -Evaluation environnementale (SETRA , mars 2011). -Guide technique CFTR traitement des sols à la chaux et /ou liants aux liants hydrauliques-Application à la réaction des assises de chaussées de chaussées -Guide technique CFTR traitement des sols à la chaux et /ou liants aux liants hydrauliques-Application à la réaction 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 ²		-Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets inertes
Valorisation en renforcement des berges	Sédiment inerte ou acceptable en immersion	-Code de l'environnement pour le rejet dans les eaux de surface (article 214-1)	-Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets inertes (annexe II) ³ -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
Travaux maritimes	Sédiment inerte ou étude spécifique selon EN 12920+A1		-Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux installations de stockage de déchets inertes
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

1 La colonne « Référentiel » renvoie aux textes et documents desquels il faut s'inspirer pour mettre en œuvre la filière retenue

2 Norme EN 12920+A1 est relative à la caractérisation des déchets et à la méthodologie pour la détermination du comportement à la lixiviation d'un déchet dans des conditions spécifiées.

3 Voir annexe A pour le contenu de cette annexe II

Seul deux principaux domaines sont concernés par la valorisation des sols fins, il s'agit de l'agriculture et du génie civil. Les deux domaines principaux :

En agriculture, ce sont les composts et les amendements. On peut citer la technique SEDE[®] (2007). Cette technique SEDE[®] est une nouvelle voie pour le traitement et la valorisation des sols fins. Le processus va de la déshydratation au compostage, en passant par l'incinération, la méthanisation, l'enfouissement, le curage et le dragage. Dans le cadre de l'application de la technique aux traitements de sols fins comme les vases et les boues, le bilan carbone est dressé dans le Tableau 2.6.

Tableau 2.6 Bilan des émissions de gaz à effet de serre (SEDE[®] 2007), dans l'hypothèse de 25.000 t de déchets entrants

Source d'émissions issues du process	Emission en t de CO ₂ /an	Source d'émissions évitées	Emission en t de CO ₂ /an
Transport des déchets jusqu'au méthaniseur	126	Electricité produite	2384
Transport du digestat vers l'épandage	26	Chaleur produite	80
Electricité consommée	204	Total des émissions évitées	2454
		Balance (tonnes de CO ₂ /an)	-2097

Le génie civil, grand consommateur de granulats, constitue l'autre domaine de valorisation. Les débouchés sont les matériaux : matériau de remplissage, de remblaiement, de couche d'assise de chaussées, les mortiers et bétons, les briques (Agostini, 2006; Ben Allal *et al.*, 2011 et Limeira *et al.*, 2011). L'utilisation en couches routières est de loin la première destination des sédiments stabilisés (Colin, 2003 Behmanesh, 2008 et Silitonga, 2010). Pour les sols fins contaminés par les métaux lourds, il faut s'assurer qu'ils ne peuvent pas polluer l'environnement avant, pendant et après le traitement. On peut citer à ce propos, des procédés de stabilisation/solidification assez répandus en France et Europe de l'ouest. Le procédé Novosol[®] permet de stabiliser les métaux lourds par la phosphatation et de détruire des matières organiques par calcination (Lafhaj *et al.*, 2007). Le schéma de la Figure 2.9 présente ce procédé.

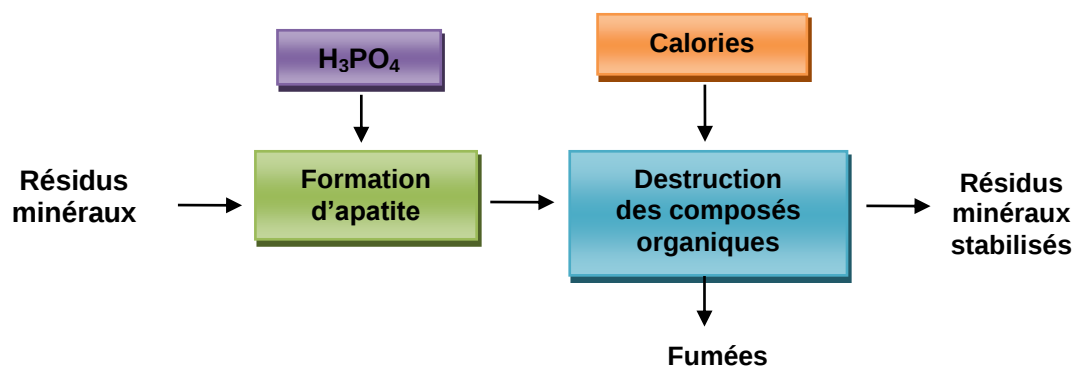


Figure 2.9 Synoptique du traitement Novosol[®]

2.4 Traitement des sols en couche routière

En France, environ 400 millions de tonnes de granulats sont consommées annuellement par l'industrie routière, et environ 70 millions de tonnes de déchets et sous-produits sont valorisés en techniques routières. 71% sont des déchets des travaux publics, principalement issus de la route. Les 29% restants sont des déchets du bâtiment, environ 10 millions de tonnes, (IFEN, 2006). De ces déchets de matériaux, c'est surtout les matériaux fins qui peuvent présenter un intérêt de valorisation en remblai de couche routière du point de vue environnemental et économique. Rappelons brièvement comment est conçue une chaussée et quelles sont ses fonctions? Puis quelques techniques de stabilisation et de solidification pour valoriser les sols fins en couche routière avec différents liants sont présentées.

2.4.1 Structure d'une chaussée

La structure d'une chaussée routière doit avoir la possibilité de supporter diverses sollicitations, induites dans le sol de fondation comme la charge de trafic par les véhicules, et de supporter la déformation en flexion des couches de la structure qu'une charge roulante induit. Cette flexion entraîne des sollicitations en compression au droit de la charge et des sollicitations en traction à la base des couches d'enrobés (Figure 2.10).

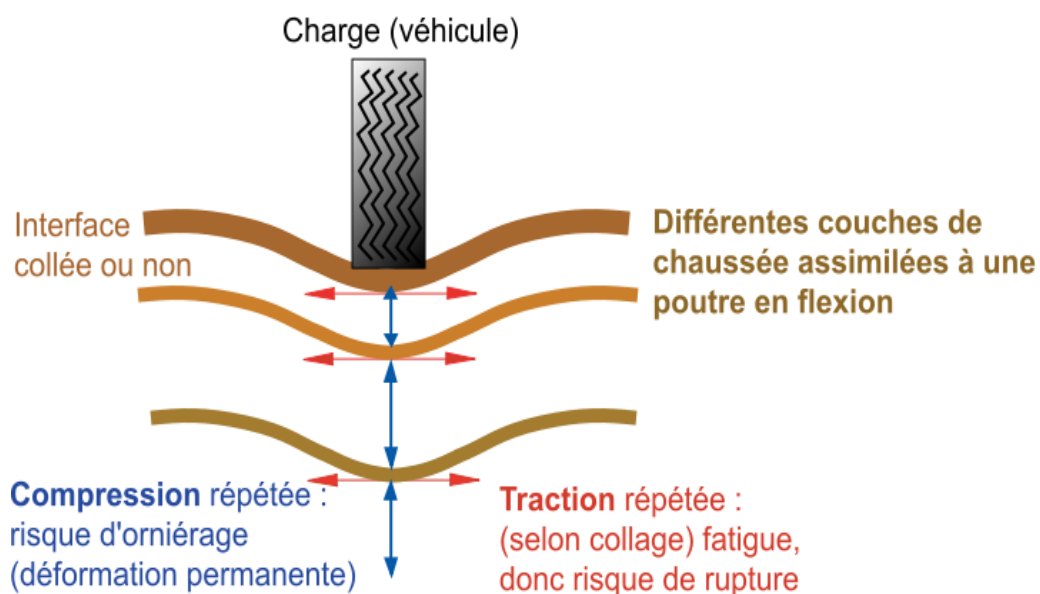


Figure 2.10 Schéma de fonctionnement d'une structure de chaussée sous l'application d'une charge roulante, d'après Abdo (2009)

2.4.1.1 Les différentes couches d'une chaussée

Il y a 3 couches différentes dans une chaussée (Figure 2.11). Chaque couche a différentes fonctions à remplir. Le rôle de ces couches de chaussée est décrit par la suite. Ainsi on distingue les couches et leur rôle :

- Couche de surface : elle est composée de deux couches, à savoir : la couche de roulement qui est la couche supérieure où s'appliquent les actions du trafic et du climat et la couche de liaison qui lie la couche d'assise et qui assure la protection vis-à-vis des infiltrations des eaux et des sels et les pollutions en

surface.

- Couche d'assise : elle comprend deux sous-couches: la couche de fondation et la couche de base. Ces couches de la chaussée sont les plus importantes pour supporter la résistance mécanique et la déformation dans une limite admissible.
- Couche de forme : pendant les travaux, elle contribue au nivellement du sol et garantit le déroulement du chantier. Elle permet d'homogénéiser les caractéristiques du sol support et de contrer le gel.

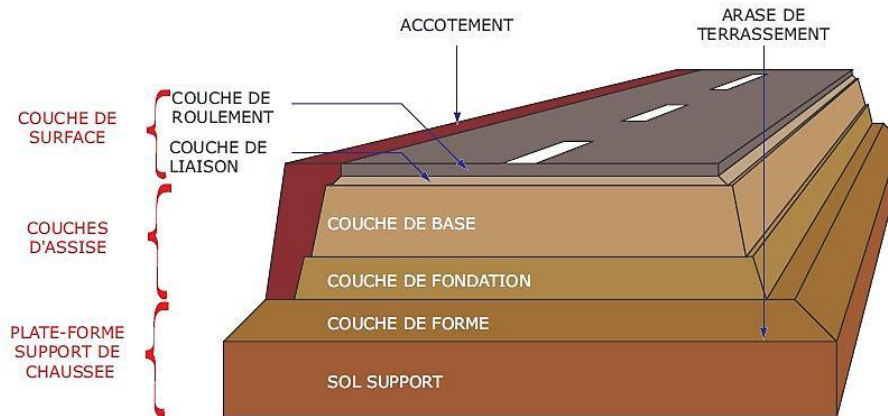


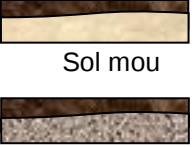
Figure 2.11 Les différentes couches d'une chaussée (Pouteau, 2004)

2.4.1.2 Conception et fonctionnement de la couche de forme

La première application de la valorisation des sols fins intéresse les sous couches routières, en particulier la couche de forme. Si l'on traite les sols fins, on observe une différence notable dans les caractéristiques mécaniques qui deviennent acceptables pour la réalisation de chaussées. Ainsi, la couche de forme est introduite concrètement ci-après. Elle se trouve entre la couche d'assise et le sol support. Selon les cas d'études et de chantier en fonction de la nature du sol support, du climat local, de l'environnement hydrogéologique, des activités humaines, du trafic local, etc., la couche de forme doit répondre à différentes conditions.

Elle peut être inexistante car les matériaux constituant le remblai sont inutiles ou bien les sols en place ont eux-mêmes les qualités requises, on se limite à l'apport d'une seule couche d'un matériau ayant les caractéristiques nécessaires. Selon le concept traditionnel, elle est constituée d'une superposition de couches de matériaux différents répondant à des fonctions distinctes, (GTR, 1992). La couche de forme fonctionne avec les deux objectifs: le court terme, vis-à-vis de la phase de réalisation de la chaussée et le long terme lorsque l'ouvrage est en service, voir Tableau 2.7.

Tableau 2.7 Les fonctions de la couche de forme (GTR, 1992)

A court terme Réalisation de la chaussée	A long terme Chaussée en service
   	Assurer la traficabilité, quasi tout-temps, des engins approvisionnant les matériaux de la couche de fondation. Permettre le compactage efficace de la couche de fondation. Satisfaire les exigences de nivellement de la plate-forme support de chaussée. Assurer la protection de l'arase vis-à-vis des agents climatiques dans l'attente de la réalisation de la chaussée. Homogénéiser la portance du support pour concevoir des chaussées d'épaisseur constante. Maintenir dans le temps, en dépit des fluctuations de l'état hydrique des sols supports sensibles à l'eau, une portance minimale. Amélioration de la portance de la plate-forme pour optimiser le coût et protection des sols supports gélifs. Contribution au drainage de la chaussée.

2.4.1.3 Classification mécanique du matériau en couche de forme en sols fins

Le traitement des sols de la fraction 0/50 mm (matériaux des classes B, D₁, D₂,) est faisable (GTR, 2000). Il est généralement possible avec des liants hydrauliques (ciment et chaux) selon les conditions d'exécution et un dosage adaptés. Précisément, l'épaisseur de la couche de forme dépend du type et de la nature de la partie supérieure des terrassements (PST) et de la portance à long terme au niveau de l'arase des terrassements (AR), des caractéristiques mécaniques du matériau traité, du mode de traitement en centrale ou en place.

Pour les performances mécaniques à long terme, l'abaque de la Figure 2.12 permet de classer le matériau suivant différentes zones selon les valeurs à 90 jours du module d'Young et de la résistance en traction directe mesurés sur des éprouvettes moulées à la compacité prévisible en fond de couche. Le Tableau 2.8 est relatif au mode de traitement de 1 à 5 pour tenir compte de différences dans l'homogénéité du matériau traité. Le Tableau 2.9 propose des valeurs d'épaisseur pour les différentes classes mécaniques du matériau traité aux liants hydrauliques.

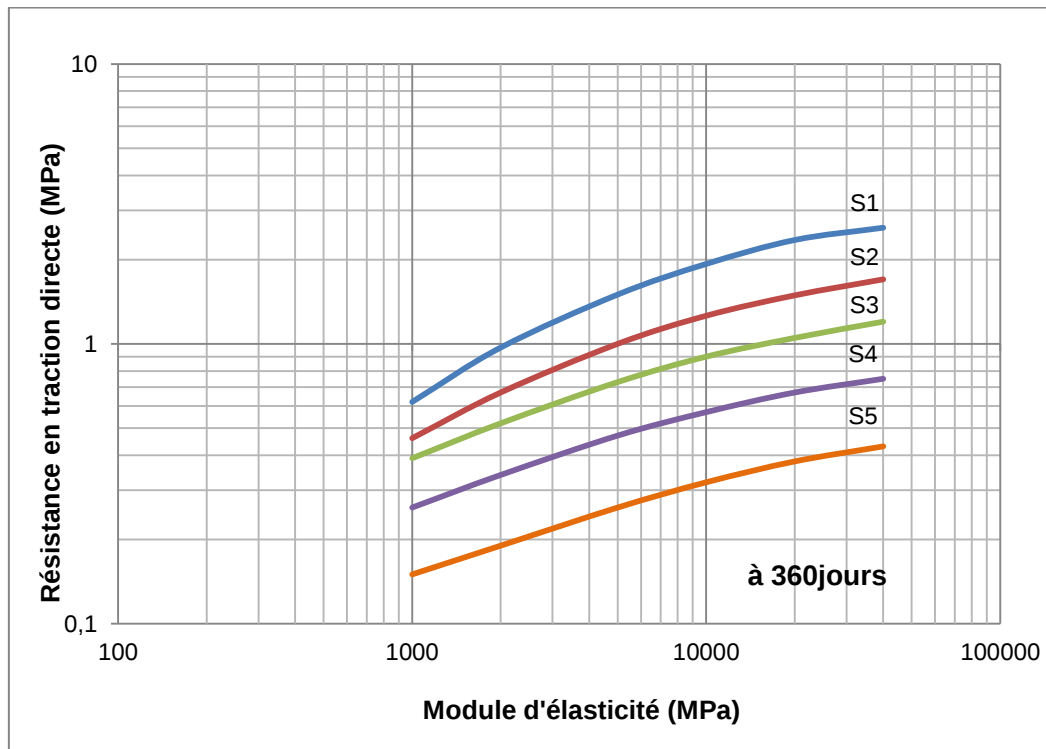


Figure 2.12 Classification des matériaux traités aux liants hydrauliques à 360 jours (NF EN 14227-3, 2004)

Tableau 2.8 Détermination de la classe mécanique des sables et graves traitées aux liants hydrauliques selon le mode de traitement (GTR, 2000)

Traitement en centrale	Traitement en place	Classe mécanique du matériau
S 1	-	1
S 2	zone 1	2
S 3	zone 2	3
S 4	zone 3	4
S 5	zone 4	5
Le tableau donne les valeurs de R_t et E utilisées pour tracer les courbes délimitant les catégories S5, S4, S3, S2 et S1.		

Tableau 2.9 Conditions de surclassement de portance des plates-formes avec couche de forme en matériaux grenus traités aux liants hydrauliques (GTR, 2000)

Classe mécanique du matériau de couche de forme	Epaisseur de la couche de forme				
	Cas d'une arase de classe AR1			Cas d'une arase de classe AR2	
Classe 3	-	30 cm	40 cm	25 cm	30 cm
Classe 4	30 cm	35 cm	45 cm	30 cm	35 cm
Classe 5	35 cm	50 cm	55 cm	35 cm	45 cm
Classe de la plate-forme obtenue	PF_2	PF_3	PF_4	PF_3	PF_4

2.4.2 La technique de solidification/stabilisation

La technique de solidification/stabilisation est bien répandue dans le domaine du traitement des boues industrielles et de stations d'épuration. Son utilisation pour les sols et sédiments contaminés est depuis longtemps appliquée et toujours en voie de développement, (Boutouil, 1998).

La solidification et la stabilisation (S/S), notées technique de S/S à base de ciment font partie des techniques employées pour neutraliser les déchets dangereux en vue de leur mise en décharge ou pour assainir et réhabiliter des lieux contaminés. Elles sont très répandues pour le réaménagement de friches industrielles, car les déchets traités peuvent souvent être laissés sur place pour améliorer le sol en vue d'une construction ultérieure. Le traitement suppose l'addition de ciment aux sols ou aux déchets. Il agit sur les propriétés physiques de ces derniers et, bien souvent, modifie les propriétés chimiques des contaminants, (ACC, 2006).

Les deux propositions ou définitions relatives à cette technique ont été suggérées par Pojasek *et al.*, (1979) dans Tseng (1988) :

- Solidification : "Processus par lequel les déchets contenant des métaux lourds sont fixés ou piégés dans un solide : la matrice de ciment par exemple"
- Stabilisation : "Processus qui lie chimiquement et physiquement le déchet avec l'agent de solidification".

2.4.3 Procédés et exemples d'application du procédé de S/S

La solidification/stabilisation trouve son utilisation autant dans le domaine des sols que dans celui des sédiments contaminés ou non. D'après les recherches bibliographiques menées (Boutouil, 1998), on note une variété de procédés qui dépendent essentiellement des caractéristiques géotechniques et chimiques du produit à traiter et de l'utilisation finale du matériau traité. L'objectif global est d'obtenir de meilleures caractéristiques physico - mécaniques, un taux d'immobilisation des

contaminants élevé, avec des dosages en ciment et additifs faibles tout en s'efforçant de limiter les coûts de traitement.

Par ailleurs, l'ensemble des techniques de solidification/stabilisation présente un certain nombre d'étapes communes à respecter, (Levacher et Boutouil, 2000), à savoir :

- Analyse et évaluation du produit à traiter: caractérisation physico-chimique et mécanique des sédiments.
- Prétraitement éventuel : baisse de la teneur en eau.
- Addition de liants et d'agents solidifiants puis mélange: *in-situ* ou *ex-situ*.
- Compactage éventuel.
- Contrôle de qualité du matériau final.
- Dépôt ou utilisation du matériau final.

2.4.4 Les liants

L'emploi de sols fins "déchets" comme les sédiments dragués, les fines de carrière peut s'envisager en sous couche routière. Il faudra gérer les différentes proportions d'argiles et de limons qu'ils contiennent car ils gonflent, deviennent plastiques en présence d'eau, se rétractent avec la sécheresse, foisonnent sous l'effet du gel. Ils n'ont donc aucune stabilité face aux variations climatiques (CIM Béton, 2004).

Un liant est un produit qui agglomère des particules solides sous forme de poudre. Les liants hydrauliques s'appliquent au procédé de solidification/stabilisation sur le domaine de génie civil.

2.4.4.1 Le ciment

Le ciment est un liant très utilisé dans le domaine de la construction et routier. C'est un liant hydraulique. Les ciments représentent une production de 20 millions de tonnes en France en 2003. Environ 887 000 tonnes de ciment sont utilisées dans la route, ils font l'objet de fabrications industrielles et de contrôles garantissant la conformité aux normes.

Les deux Tableaux 2.10 et 2.11 présentent la classification des ciments en fonction de leur résistance normale et différentes résistances à la compression par rapport de la classe de ciment.

Tableau 2.10 Désignation des différents types de ciment en fonction de leur composition dans la norme NF P 15-301, (1994)

	Cim. Portland	Ciment Portland composé		Ciment de haut fourneau			Ciment pozzolanique		Ciment au laitier et aux cendres	
	CPA-CEM I	CPJ-CEM II/A	CPJ-CEM II/B	CHF-CEM III/A	CHF-CEM III/B	CLK-CEM III/C	CPZ-CEM IV/A	CPZ-CEM IV/B	CLC-CEM V/A	CLC-CEM V/B
Clinker (K)	/95%	/80% ≤94%	/65% ≤79%	/35% ≤64%	/20% ≤34%	/5% ≤19%	/65% ≤90%	/45% ≤64%	/40% ≤64%	/20% ≤39%
Laitier (S)	*	6%≤	21%≤	/36% ≤65%	/66% ≤80%	/81% ≤95%	*	*	/18% ≤30%	/31% ≤50%
Pouzzolanes (Z)	*	total	total	*	*	*	10% ≤ total ≤35% (fumée ≤10%)	36% ≤ total ≤55% (fumée ≤10%)	18%≤ total ≤30%	31%≤ total ≤50%
Cendre siliceuses (V)	*	≤20%	≤35%	*	*	*			≤30%	≤50%
Fumée de silice (D)	*	(fumée	(fumée	*	*	*			*	*
Cendres calciques (W)	*	de	de	*	*	*	*	*	*	*
Schistes (T)	*	silice	silice	*	*	*	*	*	*	*
Calcaires (L)	*	≤10%)	≤10%)	*	*	*	*	*	*	*
Fillers (F)	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Tableau 2.11 Spécification et valeurs garanties en fonction de la classe

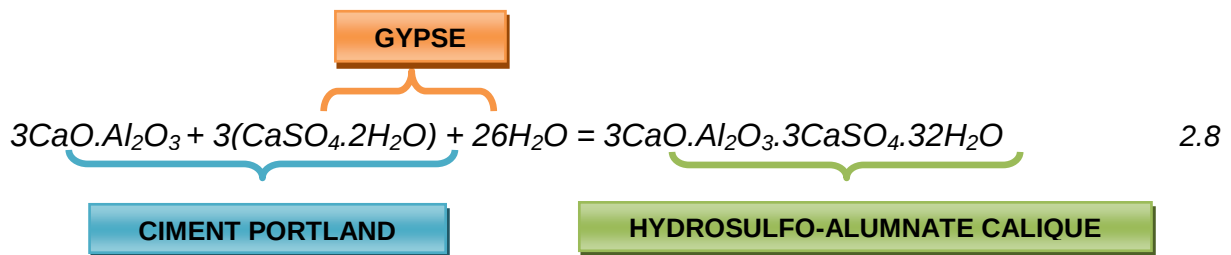
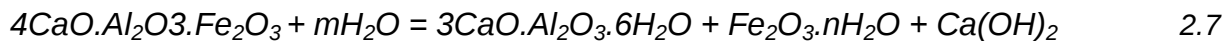
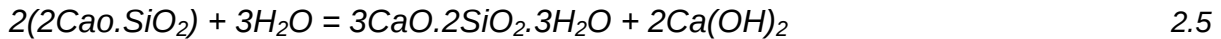
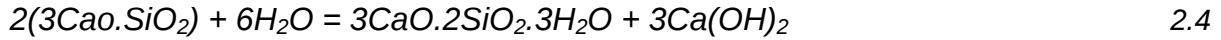
Classe	Résistance à la compression (MPa) EN 196-1				Retrait à 28 jours	Début de prise	Stabilité
	au jeune âge		à 28 jours		P 15-433	EN 196-3	EN 196-3
	2 jours	7 jours	mini.	maxi.	(µm/m)	(min)	(min)
32,5		(17,5)	/32,5 (30)	≤52,5	≤800	/90	≤10
32,5 R	/13,5 (12)	/	/32,5 (30)	≤52,5	≤1 000	/90	≤10
42,5	/12,5 (10)		/42,5 (40)	≤62,5	≤1 000	/60	≤10
42,5 R	/20 (18)		/42,5 (40)	≤62,5	≤1 000	/60	≤10
52,5	/20 (18)		/52,5 (50)			/60	≤10
52,5 R	/30 (28)		/52,5 (50)			/60	≤10

Pour les procédés de S/S, le ciment Portland est le plus utilisé. Le mécanisme du ciment ajouté avec l'eau dans le sédiment ou le sol fin est décrit par la suite.

Quand la poudre de ciment Portland est en contact avec l'eau, l'aluminate tricalcique (C₃A) réagit en premier, se dissout et se recristallise. Vient ensuite la réaction d'hydrolyse, de l'alite-Silicate tricalcique (C₃S) qui forme autour des grains une pellicule de gel et met en même temps des ions Ca²⁺ en solution. L'hydrolyse et la

recristallisation de (C₃A) sont rapides. Cette activité est si grande qu'il faut la retarder car elle conduirait à des prises trop rapides et rendrait le liant inutilisable sur le chantier.

Quelques réactions chimiques importantes :



2.4.4.2 La chaux

La chaux vive est souvent utilisée dans les procédés de traitement par S/S, en association avec le ciment Portland (Dupain *et al.*, 2000). Parce que l'acide humique dans un sol a une action inhibitrice sur la prise d'un ciment, il est donc nécessaire d'ajouter de la chaux au ciment, (Croisé, 1964).

La chaux vive est la chaux sortie du four à chaux. Le principal constituant de la chaux vive est l'oxyde de calcium, qui a pour formule CaO.

Après un apport d'eau, une réaction chimique se produit. Elle devient de la chaux éteinte Ca(OH)₂ (portlandite) utilisée dans le bâtiment pour la maçonnerie et la réalisation d'enduits : chaux grasse ou chaux aérienne, chaux hydraulique naturelle.

La transformation de chaux vive en chaux éteinte s'effectue par ajout d'eau (H₂O). Cette opération d'extinction produit l'hydroxyde de calcium Ca(OH)₂, avec un fort dégagement de chaleur :



Après transformation, l'augmentation du volume est de près de 30%.

Selon cette réaction chimique, la chaux vive ajoutée dans le sol a une réaction avec l'eau naturelle contenue dans le sol. Cette réaction d'échange cationique influence les limites d'Atterberg, (Leroueil et Le Bihan, 1996). La Figure 2.13 présente une augmentation de la limite de plasticité : W_p et une diminution de la teneur en eau dans le sol traité à la chaux. Le changement d'indice de plasticité I_p est observé. La chaux peut donc modifier des propriétés géotechniques.

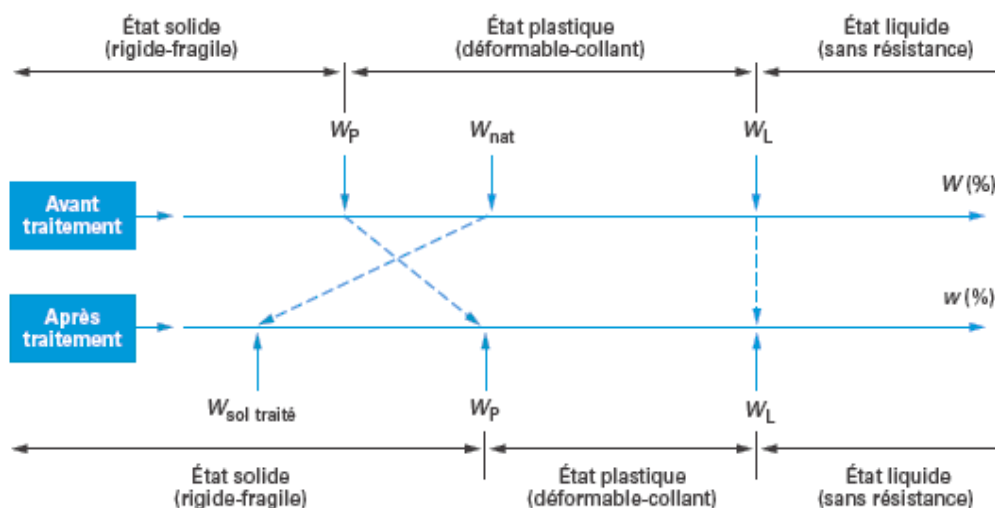


Figure 2.13 Modification immédiate du comportement d'un sol argileux humide relative à l'introduction de chaux vive, d'après le GTS (2000)

D'ailleurs, la chaux peut modifier la structure et les propriétés d'un sol fin. Cai *et al.*, (2006) ont travaillé sur deux mélanges : des sols argileux secs (Figure 2.14A) et des sols argileux secs et de la chaux (Figure 2.14B). Comme les particules du sol argileux sec possèdent un comportement hydrophobe, elles forment des agrégats. Mais les particules du sol forment difficilement de grands agrégats avec le sol sec et la chaux (voir la Figure 2.14B par rapport à la Figure 2.14A sans ajout de chaux), en plus on peut observer des pores plus petits sur la Figure 2.14B. C'est à dire que la chaux contribue à rendre la structure du sol plus dense. Les petits pores sont favorables à la stabilisation des sols (Cai *et al.*, 2006).

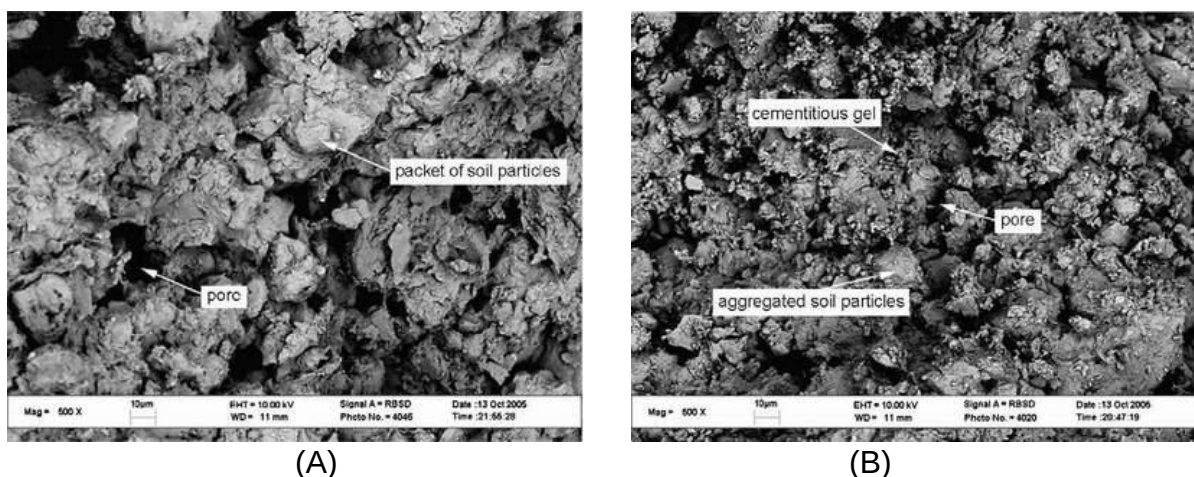


Figure 2.14 Observation MEB d'échantillons d'un sol de type argileux de Nanjing (Chine) : (A) sols non traités (B) 8% de chaux ajoutés (grossissement 500 fois), (Cai *et al.*, 2006)

2.4.4.3 Les cendres volantes

Les cendres volantes sont définies comme des matériaux extraits des gaz de combustion d'un four chauffé avec les charbons. Les cendres volantes se présentent sous forme de poudre constituée essentiellement de particules sphériques : des micro-billes, (Colin, 2000). Les cendres volantes peuvent être considérées comme des limons fins non plastiques par le système unifié de classification des sols USCS

(Çokça, 2001). Elles n'ont pas de propriétés hydrauliques par elles-mêmes mais elles fixent la chaux libre pour former des composés qui possèdent les propriétés des liants hydrauliques (Croisé, 1964).

Les cendres volantes sont classées selon 2 types de classe suivant leurs compositions chimiques par l'ASTM (American Society for Testing and Materials) : la classe "F fly ash" et la classe "C fly ash".

La classe "F fly ash" est un produit de l'anthracite et de charbon bitumineux en général. Ces cendres volantes sont pouzzolaniques dans la nature et elles comprennent moins de 10% de chaux (CaO). Selon les propriétés pouzzolaniques, la silice et l'alumine (Figure 2.15) de la classe des cendres volantes F a besoin d'un agent de cimentation : le ciment Portland, les chaux en cas de présence d'eau, afin d'obtenir des composés cimentaires. D'ailleurs le produit chimique comme le silicate de sodium peut être l'agent de cimentation.

La classe "C fly ash" est un produit du lignite et de charbon sous-bitumineux sans les propriétés pouzzolaniques. Elles ont une certaine propriété cimentaire. Elles contiennent plus de 20% de chaux (CaO). La classe C n'a pas besoin d'activateur par rapport à la classe F parce que les valeurs des alcalins et du sulfate (SO₄) sont plus élevées dans la classe C. Mais la classe C durcira très longtemps avec de l'eau.

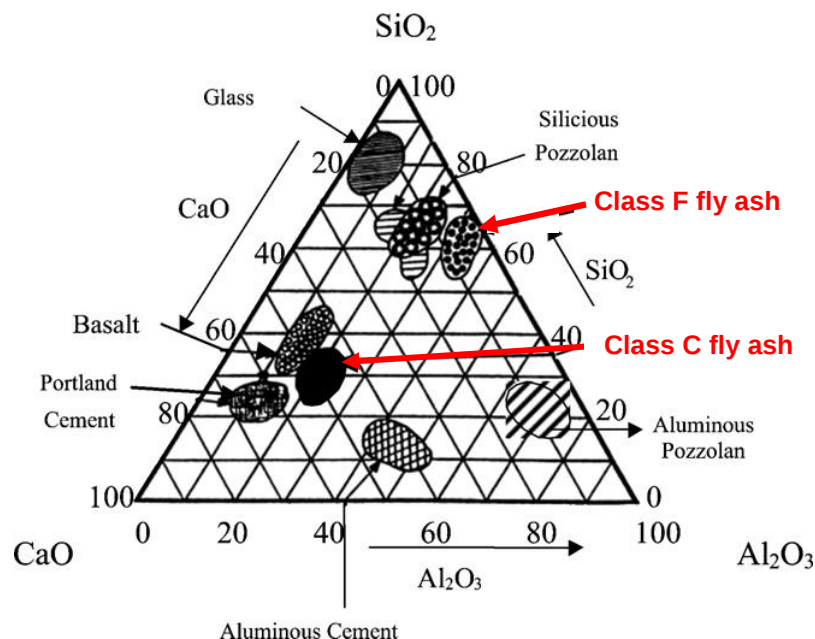
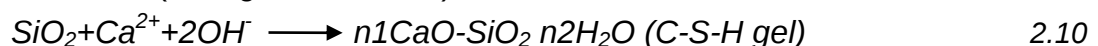


Figure 2.15 Diagramme ternaire de KEIL-RANKIN, d'après Minoux (1994)

Si les pouzzolanes sont utilisées avec le ciment, elles peuvent consommer les cations OH⁻ dans le ciment (George *et al.*, 1995).



Les réactions du C₃S - pouzzolane et du C₃A - pouzzolane sont représentées sur les Figures 2.16 et 2.17. On peut observer que les grains de pouzzolane deviennent plus petits, les petites particules peuvent simplement avoir des réactions avec les cations Na⁺ et K⁺, (George *et al.*, 1995). Ainsi les pouzzolanes dans le sol amènent certaines réactions de floculation et d'agrégation, avec augmentation du volume des pores et de l'humidité optimale, et une plus faible densité sèche. Les réactions à long terme

entraînent plusieurs produits cimentaires qui sont des agrégats de tailles différentes avec le temps, (Wild *et al.*, 1996 et 1998).

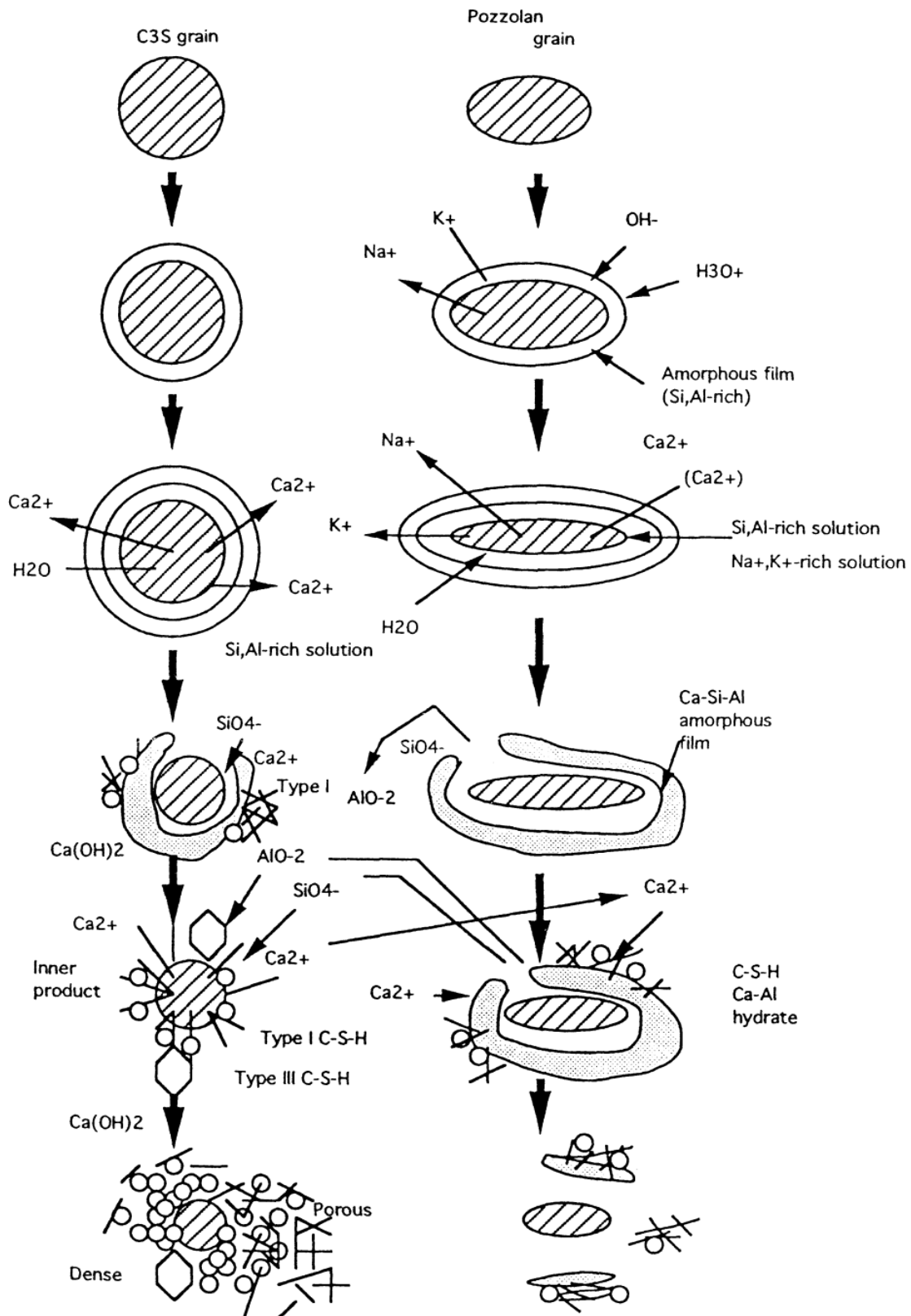


Figure 2.16 Mécanisme de réaction impliquée dans le développement des grains de C3S-pouzzolane, d'après Rajasekaran (2005)

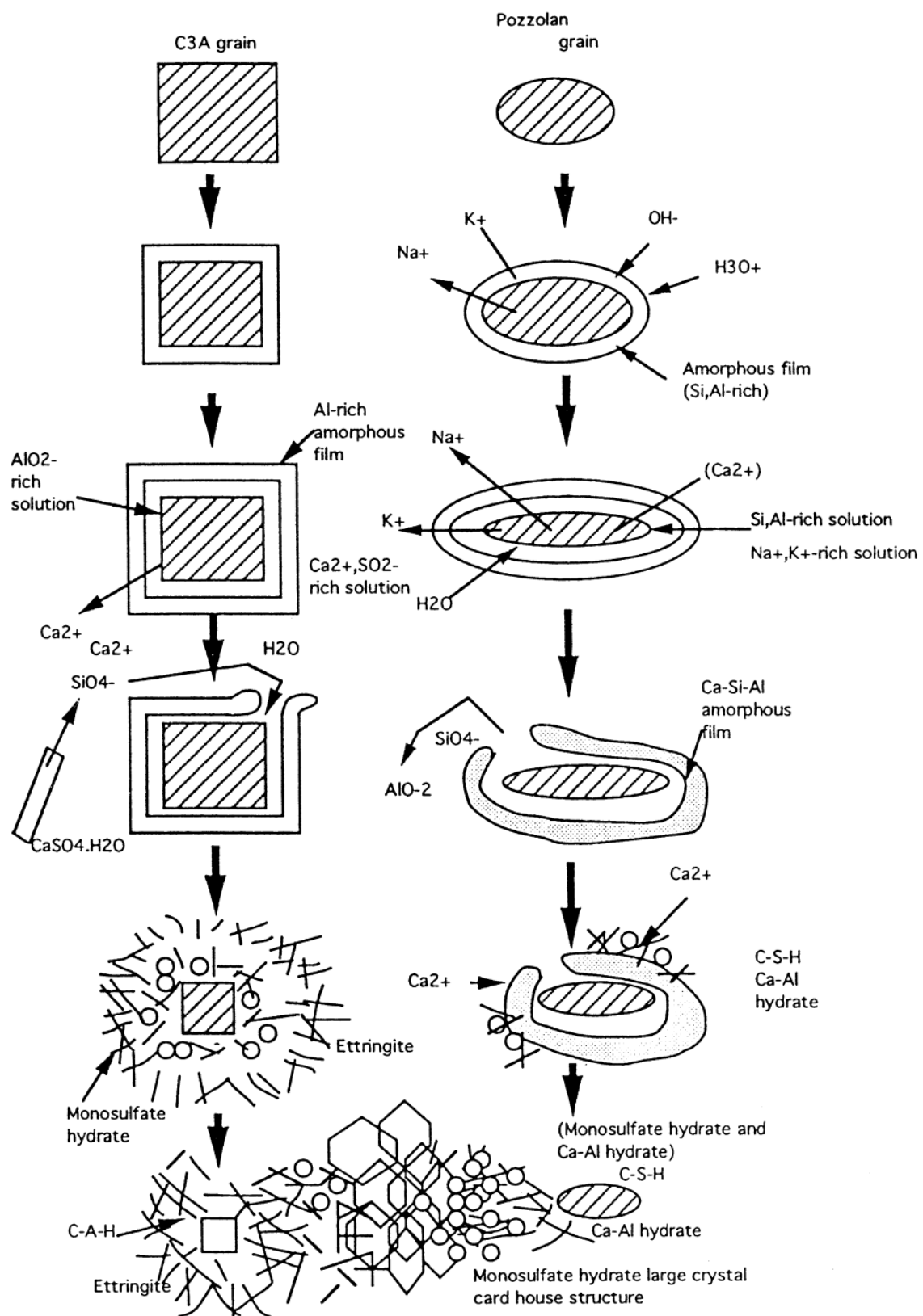


Figure 2.17 Mécanisme de réaction impliquée dans le développement des grains de C3A-pouzzolane, d'après Rajasekaran (2005)

Selon les différents cycles climatiques, les performances des cendres volantes pour une stabilisation ne sont pas souvent mentionnées par rapport aux autres liants utilisés comme le ciment et la chaux. Bin-Shafique *et al.*, (2010) a montré que des cendres volantes ajoutées dans un sol mou (argile très plastique), de San Antonio (U.S.A.) peuvent diminuer légèrement l'indice de plasticité après des cycles de mouillage-séchage avec de l'eau courante du robinet. Mais des cycles avec de l'eau salée (35 g/L, NaCl) peuvent réduire plus nettement l'indice de la plasticité à cause des cations contenus dans l'eau saline, (Figure 2.18).

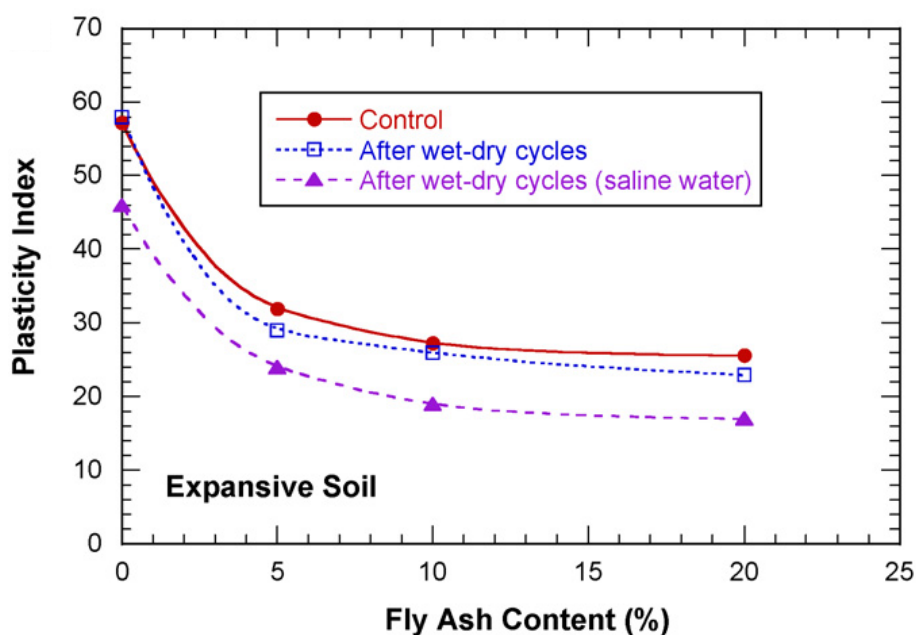


Figure 2.18 Effet du mouillage-séchage sur l'indice de plasticité (I_p) de sols fins gonflants traités avec des cendres volantes, (Bin-Shafique *et al.*, 2010)

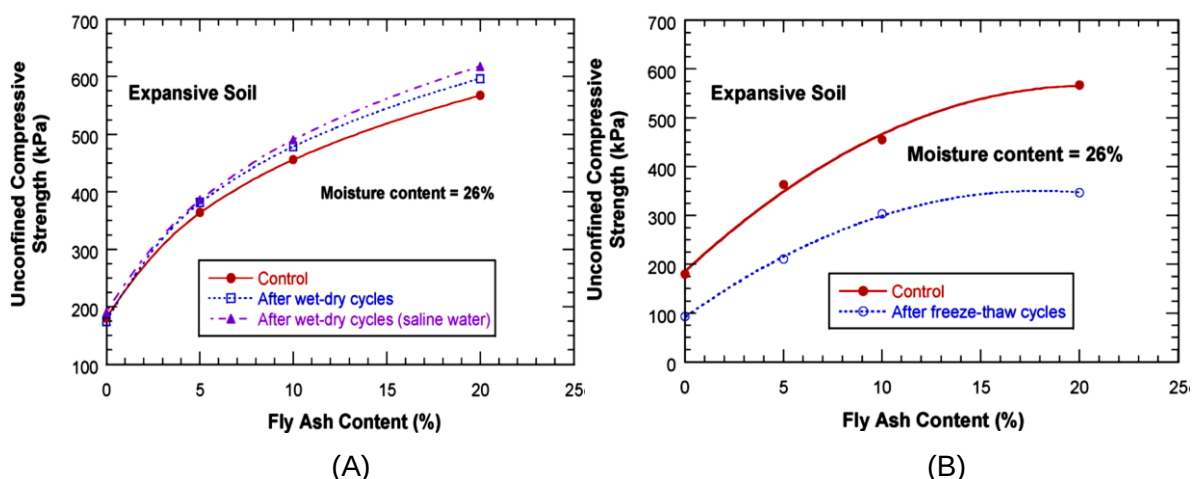


Figure 2.19 Effet du mouillage-séchage et du gel-dégel sur les valeurs de R_c de sols fins gonflants traités avec des cendres volantes, (Bin-Shafique *et al.*, 2010)

Sur la Figure 2.19A, on observe que les cendres volantes n'influencent guère la résistance en compression simple dans le procédé de S/S, après les cycles de mouillage-séchage réalisés selon la norme d'ASTM D559 (2003) y compris dans le cas de l'eau salée. Par contre, les valeurs de R_c diminuent beaucoup après des

cycles de gel-dégel effectués selon la norme d'ASTM D560 (2003) voir Figure 2.19B. Ceci s'explique par le fait que le volume d'eau interstitielle dans les échantillons de sol change lorsque l'eau se transforme en glace (Bin-Shafique *et al.*, 2010). Notons qu'en général, les cendres volantes ajoutées pour des taux de 5%, 10% et 20% dans le sol à traiter font augmenter les valeurs de R_c .

2.4.4.4 Les fumées de silice

Les fumées de silice sont un sous-produit de l'industrie du silicium et de ses alliages. Elles sont formées de particules sphériques de très faible diamètre de l'ordre de 0.1 μm . Pour entrer dans la composition d'un ciment en tant que constituant principal, elles doivent comporter au moins 85% (en masse) de silice amorphe et avoir une surface massique supérieure à 15 m^2/g . Les fumées de silice ont des propriétés pouzzolaniques avérées, (Kumar-Mehta et Malhotra, 1996).

Asavapisit *et al* (2001) présentent l'évolution de résistances à la compression simple R_c avec l'âge (Figure 2.20) de boues de clapage. La meilleure valeur de R_c est obtenue avec 10% de fumées de silice, mais au-delà et pour 20% de fumées de silice ajoutés, R_c diminue (Figure 2.21). Ainsi il existerait une valeur optimale. Il est possible que les fumées de silice en excès occupe les pores et réduise la place disponible pour les produits d'hydratation et ainsi limite l'étendue hydraulique, (Asavapisit *et al.*, 2001).

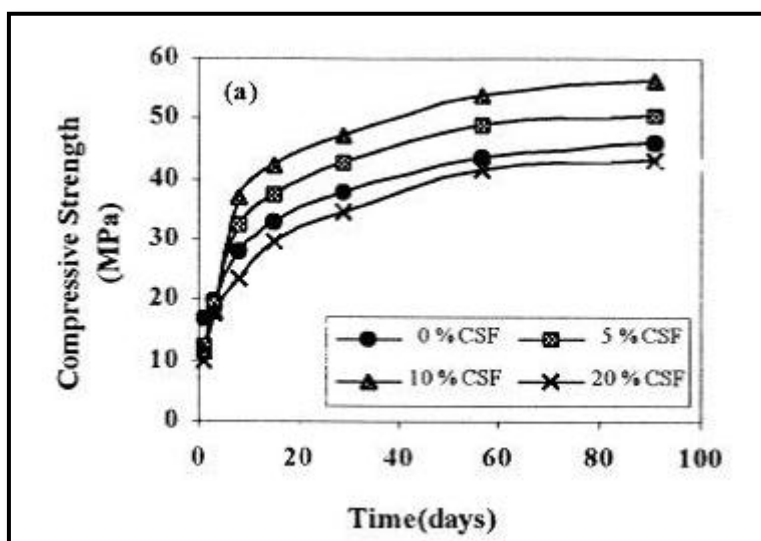


Figure 2.20 Evolution des R_c de boues de clapage : mélange de ciment et de fumées de silice (CSF), d'après Asavapisit *et al.*, (2001)

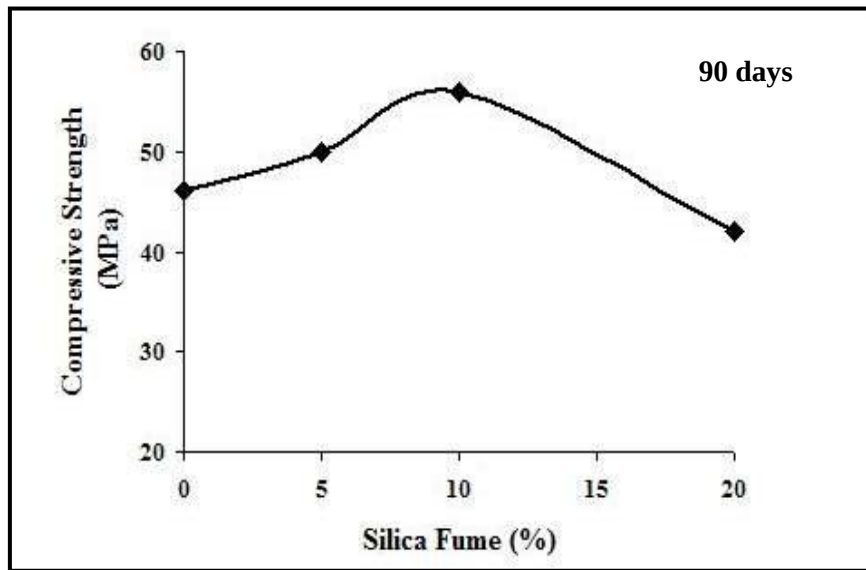


Figure 2.21 Evolution de Rc de boues de clapage selon différents dosages en fumées de silice : 0%,5%,10%,20%

Par ailleurs, les sols fins comme les argiles possèdent une perméabilité faible et une capacité d'échange cationique élevée, mais le taux élevé de gonflement est un problème pour la construction. Les fumées de silice ajoutées peuvent diminuer le taux de gonflement, (Kalkan, 2009). La Figure 2.22 et le Tableau 2.12 sont issus des travaux de Kalkan (2009). Différents taux de fumée de silice ont été ajoutés allant de 0% (a), 10% (b), 20% (c), 30% (d) à 50% (e), on observe que les taux de gonflement diminuent. Il est rapporté que 30% de fumée de silice ajoutés serait un dosage optimal pour le traitement des sols fins.

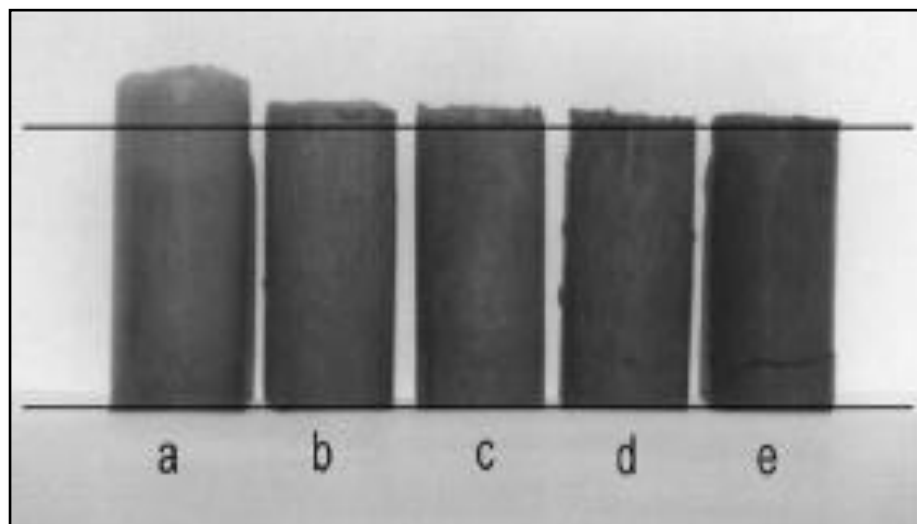


Figure 2.22 Variation du gonflement selon différents dosages en fumée de silice ajoutée (a: 0%, b: 10%, c: 20%, d: 30%, and e: 50%), Kalkan (2009).

Tableau 2.12 Taux de gonflement de sols fins naturels et additionnés de fumée de silice, (Kalkan, 2009)

Silica fume Content (%)	Heights (mm)			Swelling Percentage(%)
	Sample	Swelling	Total	
0	55	10.2	65.2	18.7
10	55	5.5	60.5	10.0
20	55	2.5	57.5	4.5
30	55	1.5	56.5	2.7
50	55	1.5	56.5	2.7

2.4.5 Les liants chimiques

Les technologies de S/S actuelles incluent un large éventail de liants : ciment, chaux, matériaux pouzzolaniques, avec ajout d'additifs tels que des cendres volantes, des laitiers, mais aussi des polymères. Ces derniers peuvent fournir de bons résultats dans un procédé de S/S.

Pour les sols fins contenant une forte teneur en matières organiques, si l'on ajoute seulement du ciment alors dans cette condition, il est difficile de réaliser une S/S. La matière organique a une forte influence sur l'efficacité des traitements au ciment visant à augmenter la résistance des sols traités. En conséquence, des ajouts de substances particulières (produits chimiques réactifs) sont souvent réalisés pour accélérer/améliorer les processus en cause. Chen et Wang (2006) ont proposé quelques additions pour des sols fins prélevés à Guangdong (Chine), voir Tableau 2.13. La teneur en matière organique des échantillons avec les produits chimiques a diminué par rapport à l'échantillon naturel, voir Tableau 2.14.

Tableau 2.13 Description et résistance des échantillons traités, (Chen et Wang, 2006)

Echantillon (n°)	1	2	3	4
Description	Sol + 15% ciment	Sol + 15%ciment + 2%Na ₂ SO ₄ + 0.5%NaCl + 0.05% triéthanolamine C ₆ H ₁₅ NO ₃	Sol + 15%ciment + 2.55% sulfate de calcium cristal CaSO ₄ nH ₂ O	Sol + 15%ciment + 2.55% Al ₂ (SO ₄) ₃
Résistance Rc (kPa)	63.7	99.5	103.4	92.6

Tableau 2.14 Teneur en matière organique des échantillons, (Chen et Wang, 2006)

Echantillon (n°)	1	2	3	4	Echantillon naturel
Matière organique (%)	12.14	12.90	13.47	12.71	17.42

2.5 Fibres

Depuis peu de temps, des fibres sont ajoutées dans le sol pour améliorer le comportement de la résistance des sols (Cai *et al.*, 2006). L'utilisation de déchets de fibres comme renforcement a un énorme potentiel dans un matériau recyclable dans le domaine de la construction, (Savastano *et al.*, 2005).

Depuis des décennies, des fibres naturelles ont été utilisées dans le domaine de la stabilisation des sols (Nilsson 1975 ; Gram, 1983). Et récemment, ce sont des fibres artificielles qui sont ajoutées dans des sols fins pour renforcer leur résistance, (Akbulut *et al.*, 2007).

2.5.1 Les fibres artificielles

Selon le coût de traitement, les fibres artificielles comme les fibres de polypropylène ont été utilisées en renforcement, (Cai *et al.*, 2006). Les résultats obtenus par les auteurs montrent que des fibres de polypropylène mélangées peuvent améliorer la résistance en compression, diminuer le taux de gonflement et le taux de retrait avec la chaux dans des échantillons de sol de type argileux de Nanjing (Chine), voir la Figure 2.23 et le Tableau 2.15.

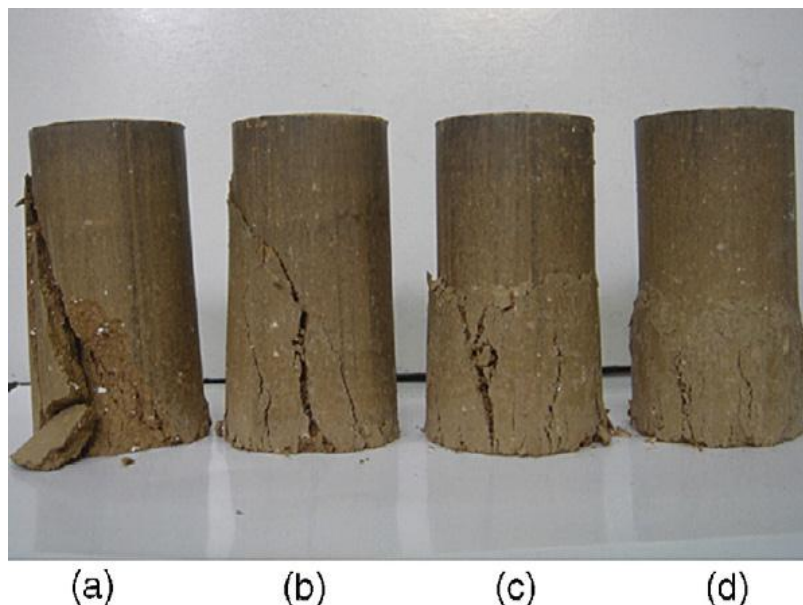


Figure 2.23 Ruptures d'écrasement des éprouvettes avec 8% de chaux et différents dosages en fibres : (a) 0%, (b) 0.05%, (c) 0.15%, (d) 0.25%, après 7 jours, (Cai *et al.*, 2006)

La Figure 2.23 montre que les fissures deviennent de moins en moins apparentes avec le dosage en fibres de polypropylène.

Tableau 2.15 Valeurs des Rc et du retrait-gonflement des échantillons testés par Cai et al.,(2006)

Unconfined compressive strength and swelling–shrinkage potentials of specimens

Serial number	Fibre content (%)	Lime content (%)	Unconfined compressive strength (MPa)			Swell Percentage (%)	Shrinkage percentage (%)	Shrinkage coefficient
			7 days	14 days	28 days			
1	0.05	2	0.24	0.28	0.35	0.37	1.60	0.072
2	0.05	5	0.43	0.49	0.84	0.19	1.27	0.054
3	0.05	8	0.41	0.47	0.74	0.13	1.24	0.051
4	0.15	2	0.27	0.30	0.36	0.35	1.69	0.084
5	0.15	5	0.46	0.51	0.87	0.16	1.30	0.063
6	0.15	8	0.44	0.50	0.76	0.09	1.25	0.054
7	0.25	2	0.28	0.34	0.39	0.21	1.80	0.102
8	0.25	5	0.53	0.58	0.88	0.10	1.40	0.068
9	0.25	8	0.50	0.56	0.79	0.06	1.37	0.056
10	0	8	0.31	0.38	0.66	0.07	1.15	0.042
11	0	0	– ^a /0.09 ^b			11.48	2.12	0.159
12	0.25	0	– ^a /0.12 ^b			8.41	2.15	0.161

^a The specimen collapsed after soaking in water and hence no value could be obtained.

^b The value was gained without the specimen's immersion in water and curing before testing.

7 days

Selon différents types de fibres artificielles, avec différents dosages et différentes dimensions (longueurs et diamètres), les valeurs de la résistance en compression des sols obtenues dépendent de ces paramètres. Trois types de fibres artificielles ont été étudiées par Akbulut et al., (2007). La figure 2.24 présente les valeurs de Rc obtenues sur des éprouvettes de même dimension. On peut observer que 2% de fibres de pneu en caoutchouc de 5 à 10mm de longueur ; 0.2% de fibres polyéthylène avec 15mm de longueur et 0.25mm de largeur ; 0.2% de polypropylène avec 10mm de longueur et 1mm de diamètre conduisent à des valeurs Rc optimales pour des sédiments (les grains de la fraction 0/2mm) issus de bassins en Turquie.

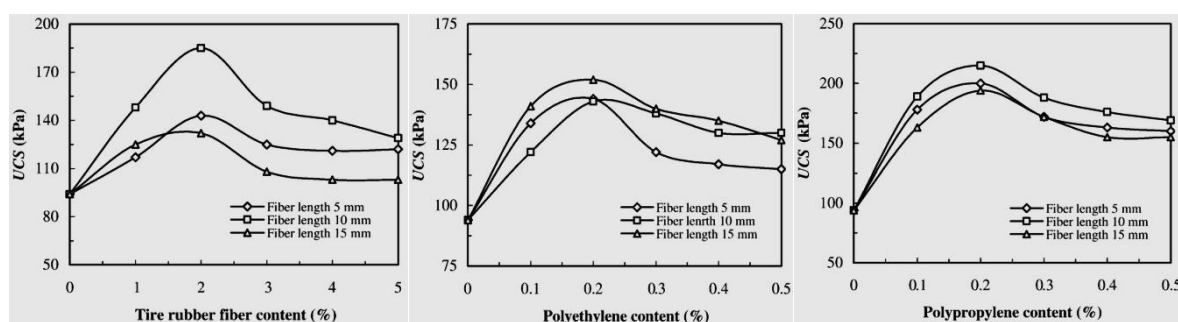


Figure 2.24 Effet de fibres de caoutchouc, de polyéthylène et de polypropylène sur les valeurs de Rc des éprouvettes renforcées, (Akbulut et al., 2007)

La Figure 2.25 montre l'évolution des Rc obtenues (UCS) en fonction de la longueur des fibres à dosage optimal selon les valeurs de la Figure 2.24. Des moules de 3 différentes dimensions : $\Phi=35\text{mm}$, $H=70\text{mm}$; $\Phi=50\text{mm}$, $H=100\text{mm}$ et $\Phi=80\text{mm}$, $H=160\text{mm}$ ont été utilisés. On peut observer que les valeurs obtenues de Rc des éprouvettes de dimensions $\Phi=50\text{mm}$, $H=100\text{mm}$ et $\Phi=80\text{mm}$, $H=160\text{mm}$ avec les fibres de 10 à 15mm de longueur sont les meilleures. Ceci pourrait traduire un effet d'échelle.

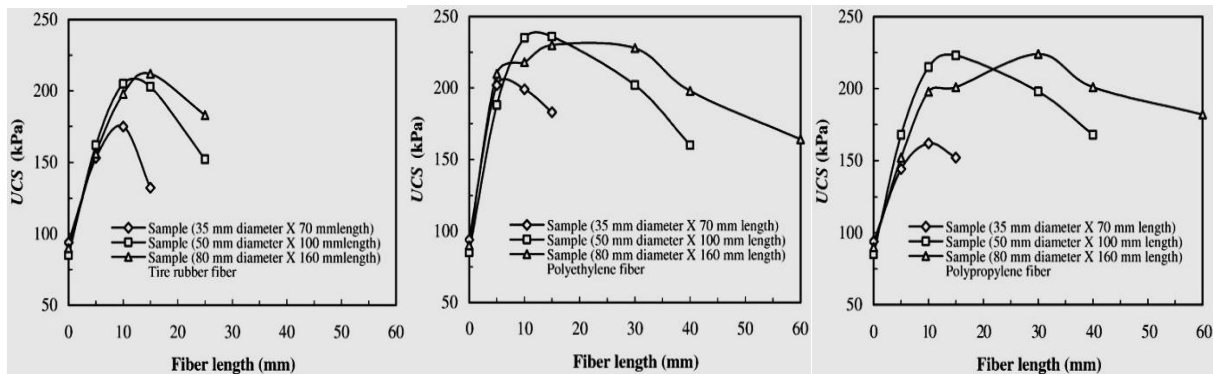


Figure 2.25 Effet des longueurs, de 2% de fibres en caoutchouc, de 0.2% de fibres en polyéthylène et de 0.2% de fibres en polypropylène sur les valeurs de R_c des éprouvettes renforcées, (Akbulut et al., 2007)

2.5.2 Les fibres végétales

Les déchets de fibres végétales comme les fibres artificielles peuvent être introduites dans le procédé de S/S à base des liants hydrauliques dans les sols fins. Leurs qualités concernent leur résistance, leur masse, leur durabilité et leur moindre coût. Les fibres végétales comme le bambou, les fibres de noix de coco, le lin, le sisal (agave), le chanvre etc...sont disponibles, (Ghavami et al., 1999).

2.5.2.1 Absorption d'eau dans les fibres

Les fibres artificielles et les fibres végétales ont parfois le même coût. Mais les fibres végétales sont différentes des fibres artificielles de par leur capacité à l'absorption. Quand elles sont mélangées dans un sol humide, elles gonflent et ainsi compriment les sols traités. Après la période de séchage, il y a alors création d'un espace très fin entre les fibres sèches et les grains de sols. Le changement d'état hydrique dans la matrice du sol peut faire apparaître des fissures de retrait-gonflement (Figure 2.26), (Ghavami et al., 1999).

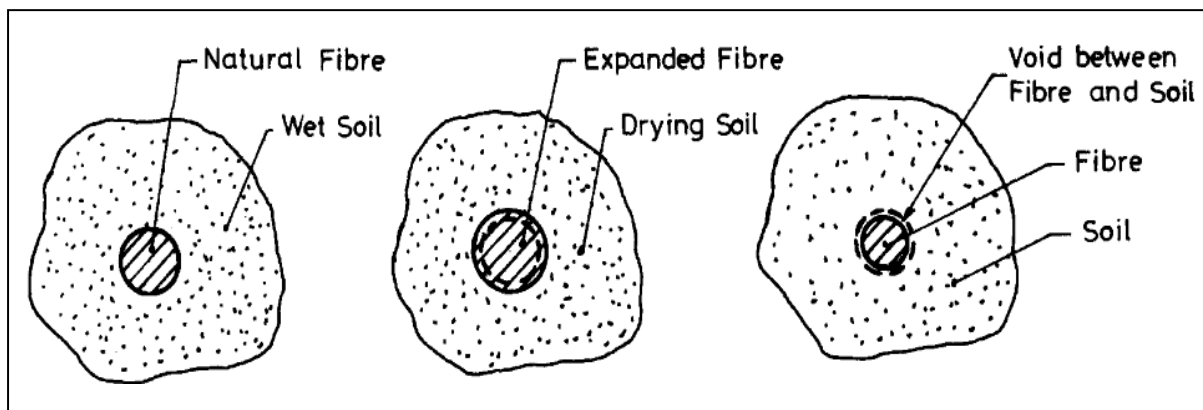


Figure 2.26 Interaction dans un mélange de fibres végétales et de sol d'après Ghavami et al., (1999)

Afin d'étudier et de comparer les propriétés d'absorption d'eau de différentes fibres végétales, trois propriétés ont été retenues par Ghavami et al., (1999). Ce sont,

- l'humidité naturelle des fibres H_f :

$$H_f = \frac{P_d - P_0}{P_0} \times 100\% \quad 2.11$$

En considérant P_d , le poids (N) des fibres séchées à l'air pendant 5 jours et P_0 ; le poids (N) des fibres séchées à l'étuve à 105°C pendant 24 heures.

- le poids spécifique γ_f (kN/m³) :

$$\gamma_f = \frac{P_d}{V_f} \quad 2.12$$

Où V_f est le volume des fibres. Ce volume correspond au volume d'eau déplacé après immersion des fibres dans l'eau pendant 24 heures.

- la capacité d'absorption d'eau W_f des fibres séchées à l'air :

$$W_f = \frac{P_h - P_d}{P_d} \times 100\% \quad 2.13$$

avec P_h , comme étant le poids des fibres immergées dans l'eau.

2.5.2.2 Adhérence entre fibres et sols fins

Si l'on s'intéresse au comportement en compression des échantillons, on peut observer que pour une éprouvette de sol fin sans fibre naturelle, il y a une rupture immédiate de type fragile, voir Figure 2.27, (Ghavami *et al.*, 1999). Mais pour le sol contenant 4% de fibres de sisal et de fibres de noix de coco, on peut observer sur la même figure, un comportement devient ductile. Ainsi ces fibres peuvent renforcer des sols fins locaux, cas des sols du Brésil étudiés par Ghavami *et al.*, (1999). Les échantillons avec ajout de fibres n'ont pas de rupture franche, malgré une perte d'adhérence des fibres, (Ghavami *et al.*, 1999), (Figure 2.27). Ainsi, on peut imaginer ajouter des fibres dans le procédé de S/S en même temps que certains liants hydrauliques pour améliorer la résistance en compression des sols fins mais aussi la résistance en traction.

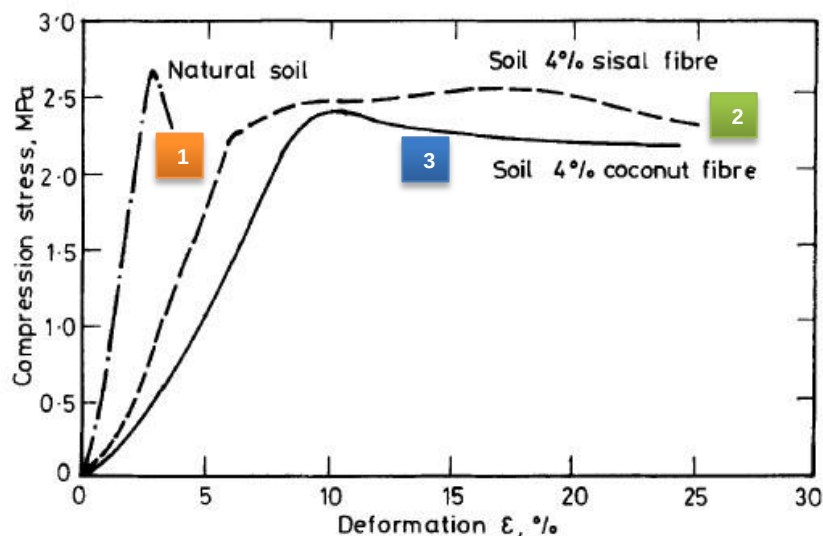
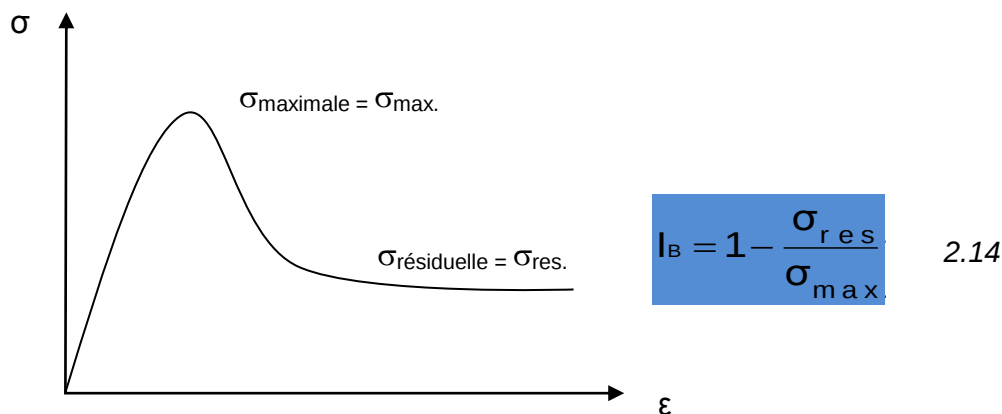
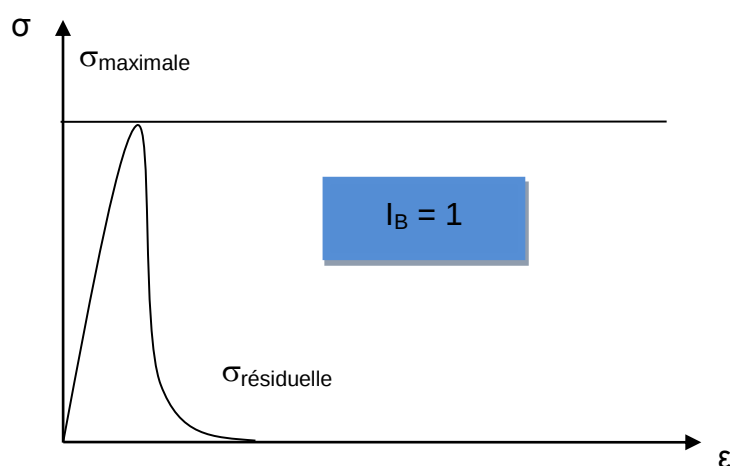


Figure 2.27 Courbes contrainte-déformation d'éprouvettes non fibrées et renforcées par des fibres, (Ghavami et al., 1999).

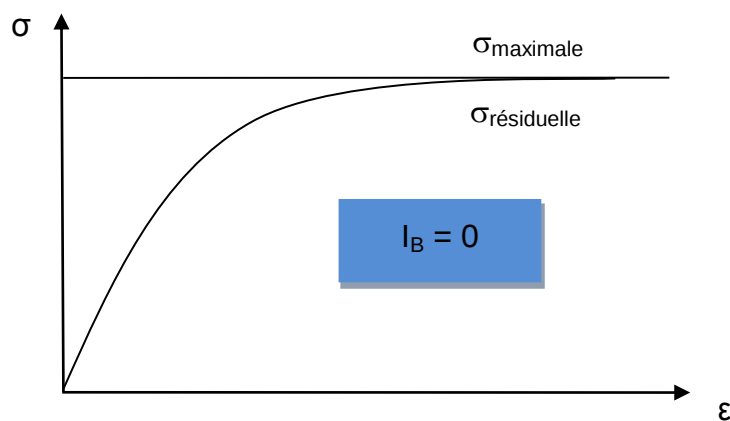
Les courbes contrainte-déformation des éprouvettes illustrent bien l'influence des fibres sur le comportement mécanique des sols fins traités. Pour qualifier cette influence, Consoli et al., (2002) proposent un indice de ductilité ou de fragilité I_B . Il s'exprime par la relation suivante :



Quand la contrainte résiduelle tend à s'annuler, I_B vaut 1, c'est-à-dire que la déformation est fragile comme montré sur le schéma ci-après.



Quand la contrainte résiduelle $\sigma_{\text{res.}}$ est identique à la contrainte maximale $\sigma_{\text{max.}}$, I_B vaut 0, c'est-à-dire que la déformation est ductile comme le montre le schéma suivant.



Par conséquent, lorsque les fibres sont ajoutées dans un procédé de S/S, la valeur de l'indice I_B tend vers zéro ou à s'approcher de 0, pour une déformation donnée.

2.6 Facteurs perturbateurs dans les traitements

Comme précédemment dit, non seulement les sédiments marins sont pollués par des matières organiques, des métaux lourds etc., mais encore ces pollutions empêchent que le procédé de S/S avec les liants puisse pleinement se développer ou atteindre les résistances attendues. Quelques facteurs perturbateurs sont présentés par la suite.

2.6.1 Influence de la teneur en eau et de la salinité

Par rapport aux sols fins, la teneur en eau des sédiments marins est très élevée de 100 à 200% ou plus (Kamali *et al.*, 2008). Aussi, des sels se retrouvent dans un sédiment marin. L'eau de mer contient en moyenne 35 grammes de sel par litre, et la salinité est très variable selon la mer considérée. Par exemple, la salinité est de 32 g/L en Méditerranée.

Tableau 2.16 Différentes teneurs en sels d'une eau de mer artificielle (d'après Kaushik et Islam, 1995)

<i>Salts</i>	<i>Amount (gm)</i>	<i>Remark</i>
NaCl	27.2	These amounts of salts were dissolved in tap water to prepare 1000 gm of SW of 1 N concentration
MgCl ₂	3.8	
MgSO ₄	1.7	
CaSO ₄	1.2	
K ₂ SO ₄	0.9	
CaCO ₃	0.1	
MgBr ₂	0.1	SW : Sea Water

Les sels contenus dans les sédiments marins peuvent empêcher dans un procédé de solidification à base de ciments, la création de liens hydratés, (Kaushik et Islam, 1995). Le Tableau 2.16 donne les différents sels et leur quantité pour reconstituer une eau de mer pour des essais en laboratoire. A partir de cette concentration en sels de base, la salinité a été augmentée de 5 à 10 fois pour étudier son effet dans un procédé de S/S. Sur la Figure 2.28, on peut observer, quand la salinité est très élevée, que la valeur de la résistance à la compression simple décroît selon Kaushik et Islam (1995).

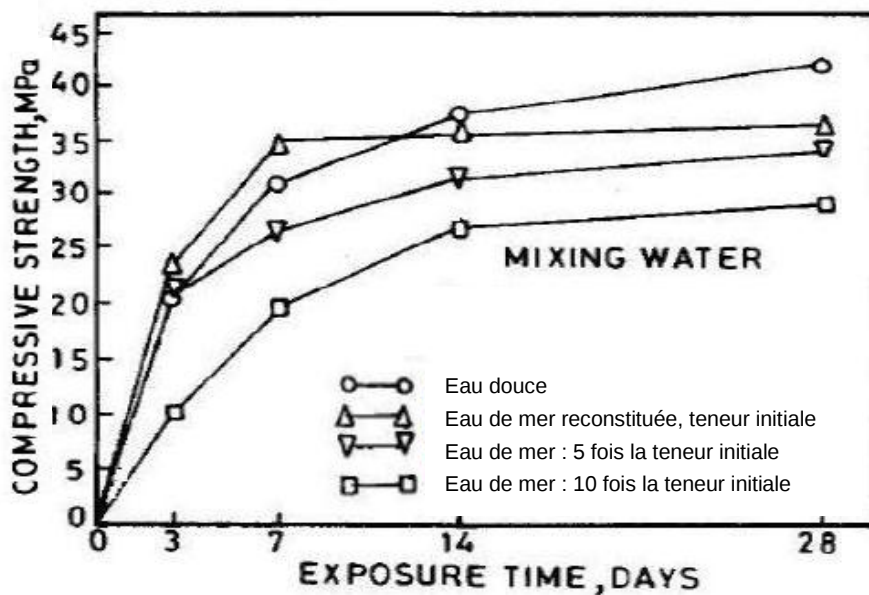


Figure 2.28 Evolution des R_c d'un mélange de type mortier sédiment-ciment (rapport ciment/sédiment=1/3) à 3, 7, 14 et 28 jours, d'après Kaushik et Islam, (1995)

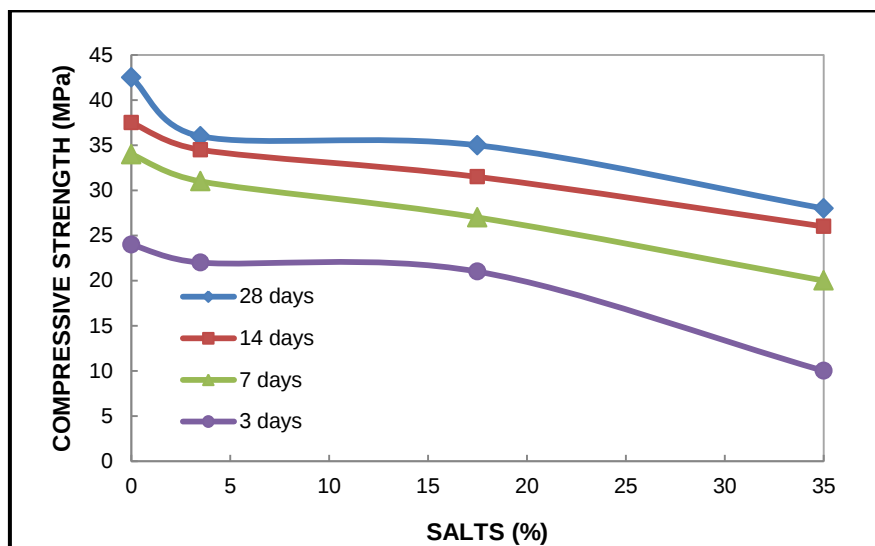


Figure 2.29 Evolution des R_c d'un mélange de type mortier sédiment-ciment (rapport ciment/sédiment=1/3) selon différents dosages en eau salée : 3.5% (dosage de l'eau de mer N), 17.5% (5N), 35% (10N) à 3, 7, 14 et 28 jours, d'après Kaushik et Islam, (1995)

Selon l'étude de Kaushik et Islam (1995), la Figure 2.29 présente une relation entre la résistance à la compression simple et la concentration en sels. Les valeurs de R_c diminuent avec la teneur en sels ajoutés.

2.6.2 Influence du pH et alcalinité

Le pH joue un rôle important pendant un procédé de S/S. C'est un facteur qui peut déterminer la mobilité des métaux. Quand la valeur du pH garde une alcalinité plus élevée pendant la réaction de stabilisation et solidification, il peut garantir la stabilité chimique, microbiologique et organique. D'ailleurs, le pH peut contrôler la solubilité

des différents éléments chimiques et détruire certains composants organiques, (Valls et Vázquez, 2000).

Dans un procédé de S/S, l'augmentation du pH entraîne la formation de composés insolubles, absorbe des anions métalliques (Lions, 2004), ceci veut dire qu'un pH élevé est favorable à la neutralité et à la diminution des composants organiques.

2.6.3 Influence des matières organiques

Les matières organiques empêchent la compressibilité des argiles pour former des agrégations très poreuses, (Stevenson, 1994). L'augmentation de la teneur en MO accroît la plasticité et la compression secondaire et diminue la perméabilité (Rekik, 2008). L'effet de la teneur en MO devient prédominant sur le comportement géotechnique lorsqu'elle dépasse 4 à 5%. Il a été démontré que la MO peut retarder ou empêcher le processus d'hydratation du ciment, (Tremblay *et al.*, 2002).

2.6.4 Influence des métaux lourds

Afin de traiter les sédiments marins contaminés, le procédé de S/S à base de liant hydraulique comme le ciment, permet de réduire le potentiel dangereux et la lixivabilité d'un sédiment dans des formes moins solubles, mobiles ou toxiques (Deschamps *et al.*, 2006). Mais les métaux lourds peuvent retarder la prise (Cu Pb ...).

Dans la solution basique, les cations métalliques se combinent avec les anions hydroxydes (OH⁻) par rapport à la réaction suivante (Tran, 2009):



Les rôles de la combinaison sont immobilisés par la précipitation, soit par l'absorption et ou par la complexation. Le Tableau 2.17 présente les effets de différents métaux lourds dans un procédé de S/S avec du ciment.

Tableau 2.17 Comportement des métaux lourds : As, Cd, Cr, Cu
Hg, Pb et Zn dans les matrices cimentaires d'après Deschamps et al., (2006)

Élément	État d'oxydation	Effet sur l'hydratation	Précipitation	Substitution dans les hydrates	Notes
As	-3, +3, +5	Augmente la prise sous forme +3. Retarde l'hydratation sous forme +5	Complexe calcium-arsénite, arséniate de calcium et de fer.	L'arséniate peut se substituer au sulfate des ettringites.	As ³⁺ peut être adsorbé de manière significative par les CSH, l'adsorption dépend du rapport Ca/si.
Cd	+2	Augmente la formation d'ettringite	Cd(OH) ₂ , CaCd(OH) ₄	Peut se substituer au calcium	
Cr	+3, +6	Accélérateur ou retardateur de prise selon les auteurs. Augmente la formation d'ettringite.	Cr(OH) ₃ , CaCrO ₄ ·3H ₂ O	CrO ₄ ²⁻ peut se substituer à SiO ₄ ⁴⁻ , Cr ³⁺ à Ca ²⁺ et Si ⁴⁺ .	
Cu	2+	Retarde l'hydratation.	Cu(OH) ₂ , CuSiO ₃ ·H ₂ O		
Hg	2+		HgO		HgO souvent accompagné de carbonates.
Pb	+2, +4	Retarde l'hydratation	Sulfate, carbonate, PbO, Pb(OH) ₂ , ions complexés en env. neutre ou très basique (ex : [Pb ₃ O(OH) ₄] ⁺)	Peut se substituer au calcium.	
Zn	+2	ZnO ralentit l'hydratation, Zn ²⁺ retarde la formation de portlandite. Augmente la formation d'ettringite.	Zn(OH) ₂ , dans des conditions très basique on peut aussi trouver Zn(OH) ₄ ²⁻ et Zn(OH) ₃ ⁻ .	Peut se substituer au calcium.	Zn(OH) ₄ ²⁻ et Zn(OH) ₃ ⁻ ne peuvent pas être adsorbés.

2.7 Conclusion

Les sols fins comme les déchets solides sont souvent valorisés par un procédé de solidification et stabilisation. Comme les sols fins ont de faibles propriétés mécaniques, on a recours à des traitements d'amélioration selon les caractéristiques physico-chimiques.

L'étude bibliographique a permis de resituer les recherches et quelques méthodes relatives au traitement des sols fins. Les liants hydrauliques (ciment, chaux), les cendres volantes, la fumée de silice, les produits chimiques et les fibres sont très utilisés. La chaux peut modifier la structure des sols fins. Les cendres volantes et les fumées de silice peuvent améliorer les propriétés mécaniques des sols fins très plastiques. Les produits chimiques ajoutés peuvent aussi permettre de traiter les sols fins. Enfin le renforcement des sols fins peut être conçu par l'incorporation de fibres végétales et de fibres artificielles.

Les difficultés à valoriser des sédiments marins comme les sols fins sont montrées. Les influences de différents ajouts ont été relatés dans des cas d'études basées sur un procédé de solidification et stabilisation. Cependant il reste un compromis à trouver entre ces différents ajouts proposés pour obtenir une valorisation à moindre coût et avec des performances adéquates.

3. Connaissance des sédiments et des constituants des mélanges

Introduction

Les caractérisations, nécessaires à toute valorisation en tant que matériau, des sédiments et sols fins étudiés font l'objet de ce chapitre. Tout d'abord, les lieux de prélèvements sont présentés afin de situer l'origine des sédiments et sols fins traités et les références adoptées, voir Figure 3.1. Ces sols fins ont été traités avec divers ajouts : liants hydrauliques et pouzzolaniques, additifs et ajouts de fibres. Une caractérisation géotechnique de base est réalisée comprenant : granulométrie, teneur en eau, limites d'Atterberg, teneur en matière organique, teneur en carbonates. D'autres paramètres seront aussi déterminés venant compléter la caractérisation de base. Finalement un bilan comparatif des caractéristiques obtenues est dressé. Elles font partie des fiches d'identité pour les échantillons étudiés.

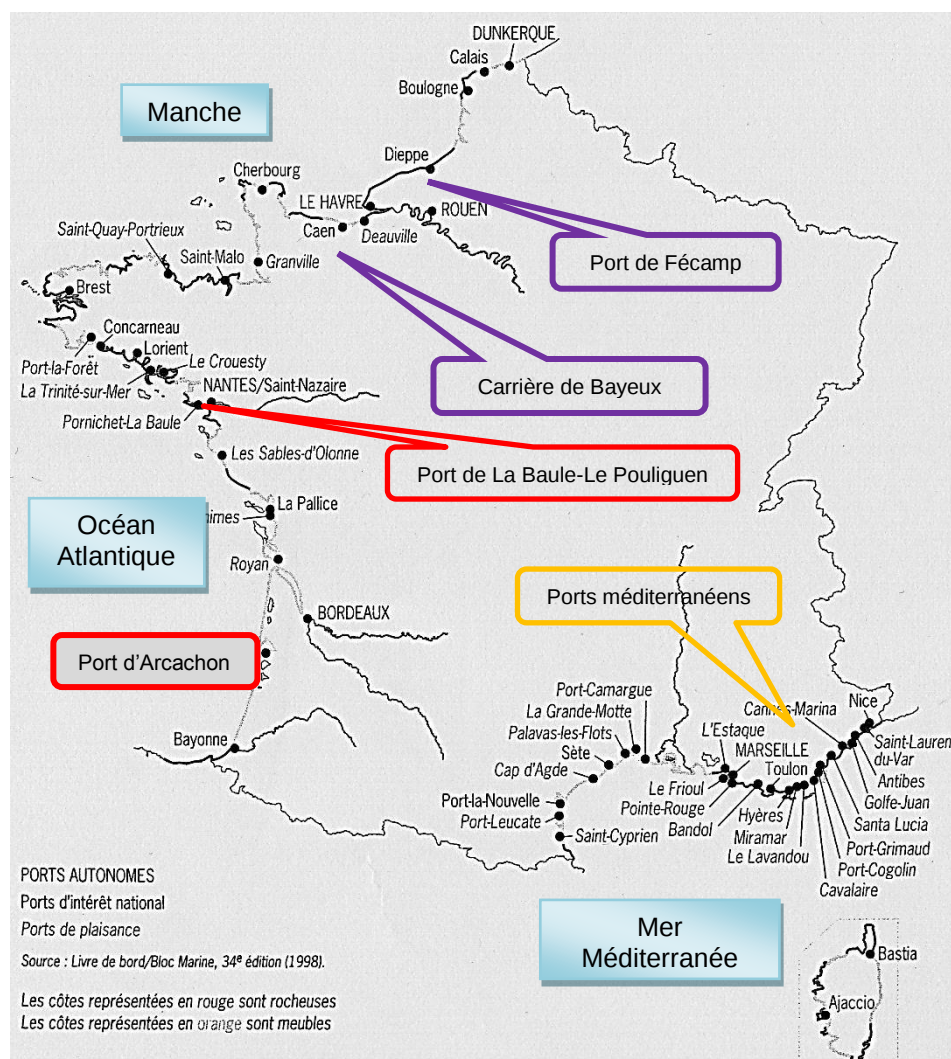


Figure 3.1 Répartition géographique des sites de prélèvement

L'ensemble des sédiments marins provient de plusieurs ports couvrant les zones littorales de la Manche, de l'Atlantique et de la Méditerranée. Les prélèvements les plus nombreux ont été opérés en Méditerranée. Ils concernent l'Arsenal de Toulon, les ports de Bandol, de Cannes, de Sanary-Lavandou, de Saint-Mandrier et le Vieux Port de Marseille. Pour la zone Atlantique, ils intéressent les ports d'Arcachon et de La Baule-Le Pouliguen. Pour la Manche, seul un sédiment du port de Fécamp a été

étudié. Dans cette même zone mais continentale, un sol fin équivalent a été retenu, il s'agit d'une fine de carrière de Bayeux (voir Tableau 3.1). Ce sol fin équivalent a été associé à l'étude de valorisation. Il est considéré comme déchet sur le site de la carrière. La couverture des sites de prélèvement des échantillons est montrée sur la carte de France à la Figure 3.1.

Tableau 3.1 Références des échantillons étudiés

Région ou zone	Références des sédiments marins	Prélèvement d'origine	Date de prélèvement
Manche	BAY*	Carrière de Vaubadon près de Bayeux	2010 et 2011
	FEC	Fécamp	2010
Atlantique	ARC1	Arcachon	2009
	ARC2		
	LBLP2	La Baule-Le Pouliguen Bassin 2	2010
	LBLP3	La Baule-Le Pouliguen Bassin 3	
Méditerranée	ARS/B**	Arsenal de Toulon	2007
	ARS/DD***	Arsenal de Toulon	2007
	BAN/B**	Bandol	2007
	BAN/DD***	Bandol	2007
	CAN/B**	Cannes	2007
	CAN/DD***	Cannes	2007
	SAN/B**	Sanary-Lavandou	2007
	SAN/DD***	Sanary-Lavandou	2007
	STM/B**	Saint-Mandrier	2007
	STM/DD***	Saint-Mandrier	2007
	VPM/B**	Vieux Port de Marseille	2007
	VPM/DD***	Vieux Port de Marseille	2007

*sol fin équivalent, **/B sédiment brut, ***/DD sédiment déshydraté/dessablé

3.1 Sédiments marins et sols fins étudiés

Dans ce chapitre, on présente les sédiments marins étudiés issus de 9 différents ports français et les fines de carrière de Bayeux comme sols fins équivalents. On fournit et analyse leurs caractérisations physico-chimiques et géotechniques de base pour la préparation des traitements appliqués en vue de les valoriser. C'est l'objet de la première partie.

La deuxième partie présente tous les constituants des mélanges à savoir : les liants hydrauliques comme le ciment et de la chaux, les autres ajouts comme les cendres volantes, la fumée de silice, les produits chimiques et les fibres qui sont utilisés pour la valorisation des sédiments marins et la fine de carrière.

3.1.1 Origine des sédiments marins et sols fins équivalents

Les sédiments marins prélevés et caractérisés concernent presque l'ensemble du littoral français excepté la Mer du Nord. Ils sont en majorité méditerranéens. Un rapide descriptif du lieu d'origine et de prélèvement est donné pour chaque zone.

3.1.2 Localisation et site de prélèvement

3.1.2.1 Sédiments de la Méditerranée

Il s'agit de prélèvements de sédiments plus ou moins contaminés de dragage issus du littoral méditerranéen. Ils ont été prélevés dans différents ports ou zones portuaires et amenés sur un site spécifique pour y être traités et éventuellement valorisés. Ce site de traitement appelé « pilote » a fait l'objet à part entière du projet « SEDIMARD83 » (Sannier, 2008 et Sannier *et al.*, 2009). Les prélèvements en masse ou vrac sur le pilote ont concerné deux types d'échantillons. Des sédiments naturels ou bruts prélevés à partir du bassin de stockage des sédiments du pilote, les gros éléments étant enlevés par dégrillage, leurs références contiennent « /B » dans leur dénomination. Des sédiments prélevés après les opérations de dessablage (tri granulométrique) et de déshydratation sur le pilote. Ce sont donc des sédiments plus fins, dessablés et déshydratés. Ils seront aussi repérés par « /DD » dans leurs références.

Le choix des ports retenus est celui des ports participants au pilote SEDIMARD83. Ils correspondent aux six premiers ports intéressés par le pilote dont les dragages ont été effectués dès la mise en route du pilote. D'autres ports ont participé par la suite à l'action du projet SEDIMARD 83 (Jourdan, 2008) : Le Guilvinec, Ravenne (Italie) et Venise (Italie).

Finalement, les sédiments méditerranéens qui ont été retenus viennent de ports du sud-est de la Méditerranée française. Ils ont été prélevés sur 6 sites portuaires de la côte Méditerranéenne (Figure 3.2) : Arsenal de Toulon, ports de Bandol, de Sanary-Lavandou, de Saint-Mandrier, de Cannes et du Vieux Port de Marseille.



Figure 3.2 Localisation géographique des 6 ports intéressés ayant participé au pilote SEDIMARD 83

Ces sédiments ont subi toute une batterie de traitements en vue de différentes filières de valorisation, (Figures 3.3 et 3.4). Ce pilote est réalisé pour préparer la valorisation des sédiments marins en BTP, routes et carrières. Il comprend 3 postes importants : le prétraitement des sédiments dragués (dessablage et presse-filtrage), le stockage pour la bioremédiation et l'unité de traitement des eaux du pilote. Pour les sédiments de nos travaux, ils sont soit bruts ou déshydratés et dessablés par le même procédé appliqué à tous les sédiments traités sur le site. Une fois prélevés, ils ont été transférés au laboratoire dans 16 bidons hermétiques durant la période 2007 – 2008.



Figure 3.3 Esquisse du site pilote SEDIMARD 83, (Sannier, 2008)



Figure 3.4 Machines de pré-traitement : dessableur (A) filtre presse (B), (Sannier, 2008)

3.1.2.2 Sédiments de la Manche

Ce sont des sédiments en provenance du port de Fécamp, Figure 3.5. Il est situé en Manche entre le Havre et Dieppe, sur la côte d'Albâtre. Port de commerce, port de pêche et port de plaisance, il se compose de 5 bassins, 9 quais de 80 à 300 mètres de long et d'un chenal d'accès de 220 mètres pour 70 mètres de large. Les sédiments ont été prélevés à l'entrée du port.

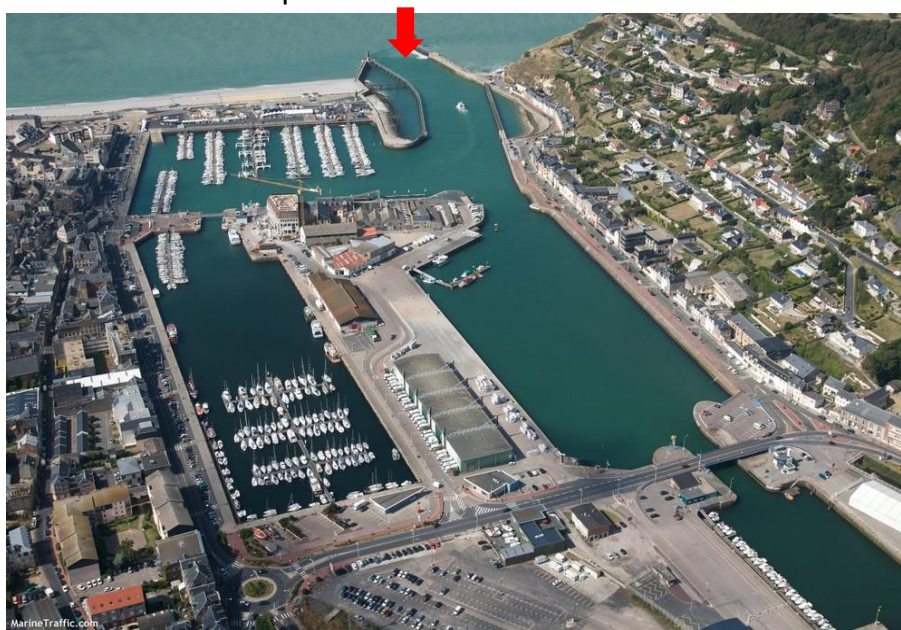


Figure 3.5 Vue du port de Fécamp

3.1.2.3 Sédiments de l'Atlantique

Deux lieux sont concernés dans cette zone : les ports de La Baule-Le Pouliguen et Arcachon. Le premier est situé à l'ouest de France dans la baie de la Baule qui appartient à la bordure côtière Nord de l'estuaire de la Loire situé en Loire-Atlantique. Elle est délimitée à l'Est par la Pointe du Bec et à l'Ouest par la Pointe de Penchâteau. La baie abrite deux ports de plaisance : celui de Pornichet à l'Est, celui de la Baule – Le Pouliguen, objet de la présente étude, niché au « fond » du secteur occidental de la Baie dans un étier alimentant une partie des marais salants du bassin de Guérande, (Figure 3.6).

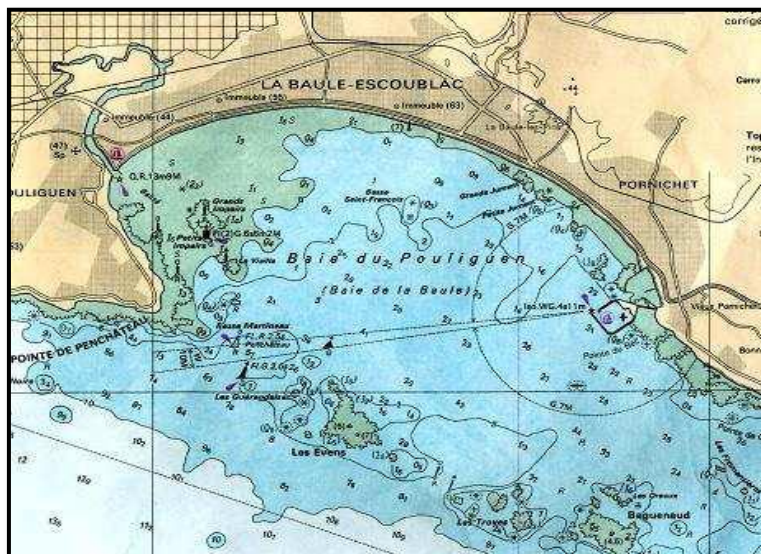


Figure 3.6 Baie de La Baule - Extrait de la carte marine "de La Turballe à Pornichet", (SHOM, 2009)

Le port de La Baule - Le Pouliguen se compose, sur une superficie totale d'environ 13 ha, de 3 bassins délimités par deux ouvrages de franchissement routier de faible tirant d'air. Environ 20000 m³ de sédiments se déposent chaque année modifiant les profondeurs des bassins. Les échantillons de La Baule - Le Pouliguen sont prélevés des bassins 2 et 3 situés dans le port, voir Figure 3.7, (Anger, 2010).

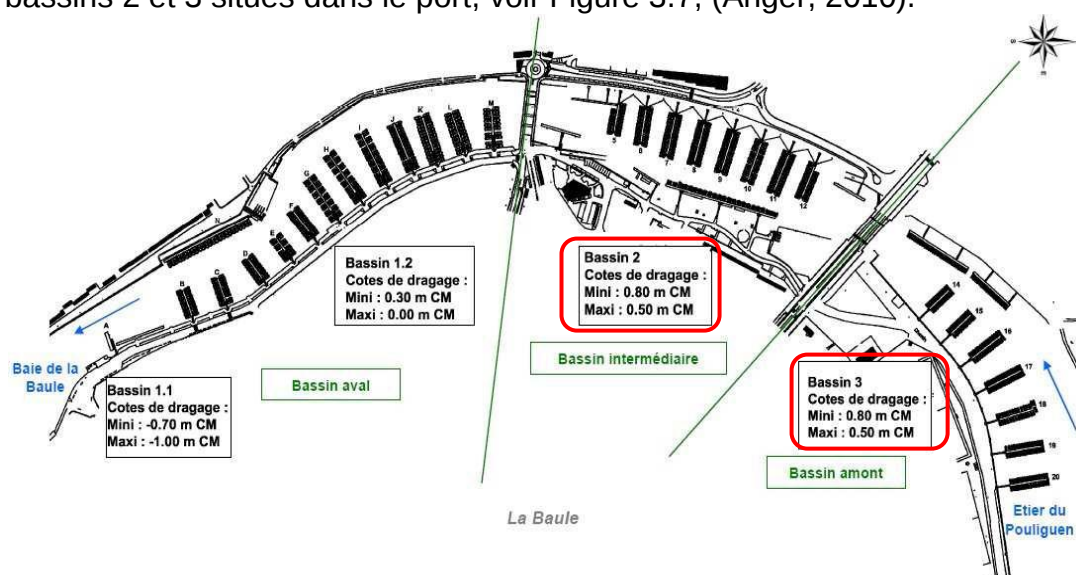


Figure 3.7 Plan du port avec ses bassins et leurs cotes de dragage, (CM=cote marine)

Les opérations ont concerné le dragage des sédiments portuaires sur les 3 bassins. Les cotes de dragage des différentes zones portuaires sont données dans le tableau 3.2. Seuls les sédiments des bassins 2 et 3 ont fait l'objet d'une caractérisation.

Tableau 3.2 Cotes de dragage dans les bassins du port

Zones draguées	Cotes de dragage	
	Cotes maximales	Cotes minimales
Bassin aval – Pontons A à F (1.1)	-1 m CM	-0.7 m CM
Bassin aval – Pontons F à M (1.2)	0 m CM	+0.3 m CM
Bassin intermédiaire (2)	-0.5 m CM	+0.8 m CM
Bassin amont (3)	+0.5 m CM	+0.8 m CM

Le second port Atlantique concerné est celui d’Arcachon. Il se trouve au sud en Gironde- Atlantique. Il est le seul port en eau profonde du bassin d’Arcachon, voir Figure 3.8. Il est le second port de plaisance de l’Atlantique après La Rochelle. C’est aussi un port de pêche, voir Figure 3.8.



Figure 3.8 Plan du bassin d’Arcachon

Les sédiments d’Arcachon étudiés ont été prélevés sur deux sites positionnés, pour l’un à l’entrée du port d’Arcachon noté A1, pour l’autre dans le chenal du port d’Arcachon référencé A2, voir Figure 3.9. Les sédiments ainsi récupérés ont été stockés pour le transport dans des bidons étanches en plastique opaque, d’une contenance de 20L.



Figure 3.9 Plan du port d'Arcachon

3.1.2.4 Fines de carrière

Une fine de carrière ou filler a été considérée dans nos travaux de valorisation comme un sol fin équivalent. Elle a été utilisée, comme ajout dans les mélanges (correcteur granulométrique apport de silice), et/ou traitée séparément en tant que déchet valorisable.

La carrière de Vaubadon (Figures 3.10 et 3.11) est localisée à l'ouest du département du Calvados. Elle se situe environ à 13 km au sud-ouest de Bayeux, 34 km à l'ouest de Caen dans la Région Basse Normandie.

L'exploitation de la carrière qui a débuté en 1955, exploite la formation dite « grès précambriens et schistes et phyllades de Saint-Lô ». Sous ce terme se cachent en fait deux faciès différents :

- Des siltides fines de couleur variable selon le degré d'altération. Elles contiennent essentiellement des minéraux philliteux associés à des fines particules de quartz et de feldspath.
- Des phtanites (grès arkosique), roches silico-carbonées très résistantes, de couleur noire, parsemées de veinules de quartz microplissées.



Figure 3.10 La carrière à Bayeux en cours d'exploitation pour le BTP

La puissance des couches concernées, ainsi que le redressement subvertical, assurent la continuité du gisement en profondeur sur des centaines de mètres. Les fines de carrière résultent du concassage des éléments rocheux pour en faire des granulats. Durant ces opérations de concassage, il y a production de fines. Elles sont stockées en carrière ne trouvant pas de débouché.

Elles sont un déchet qui doit être valorisé. Sa granulométrie est proche de celle des sédiments marins étudiés. Ce caractère de sols fins équivalents a fait que ces fines ont été associées à l'étude de valorisation des fines de carrière. L'approvisionnement s'est fait régulièrement du fait de la proximité du laboratoire par bidons hermétiques.



Figure 3.11 Vue aérienne du stockage des fines de carrière de Vaubadon

3.1.3 Caractérisation physico-chimique des sédiments marins et sols fins équivalents

La détermination des propriétés physiques et chimiques des sédiments marins et sols fins qui constitue une caractérisation géotechnique de base porte sur la granulométrie ; les teneurs en eau, en matière organique et la teneur en carbonates et les limites d'Atterberg. Pour chaque propriété, il est tout d'abord décrit le matériel ou le moyen de mesures utilisées. Les analyses et interprétations sont faites par zone littorale, puis pour l'ensemble des sédiments marins et la fine de carrière.

3.1.3.1 Etude de la répartition des grains

3.1.3.1.1 Granulolaser ou Granulométrie au laser

Pour évaluer la taille des grains fins à très fins, on utilise un granulométrie Coulter LS 230, visible sur la Figure 3.12.



Figure 3.12 Le granulomètre Coulter LS 230

Il est composé d'un banc optique laser associé à un module fluide (1.7 L) ou à un module voie sèche (sédiments meubles et essentiellement sableux). La gamme de détection s'étend de $0.04 \mu\text{m}$ à $2\,000 \mu\text{m}$ sur 117 classes de particules.

Les utilisations principales de cet appareil sont multiples à savoir :

- Mesure de distribution de la taille des grains en milieu liquide et évolution dans le temps (sable, verre, plastique, sciure de bois, céramique,...).
- Données statistiques, moyennes.
- Contrôle de qualité d'une poudre, d'une suspension ou d'une émulsion.
- Contrôle du broyage.

Le principe de mesure repose sur la diffraction, lorsque la lumière éclaire une particule, dont la constante diélectrique diffère de 1, elle est absorbée ou, diffusée ou, les deux à la fois, selon sa longueur d'onde et les propriétés optiques de la particule. Cette lumière diffusée est la somme de trois composantes : réfraction, réflexion et diffraction comme schématisé sur la Figure 3.13.

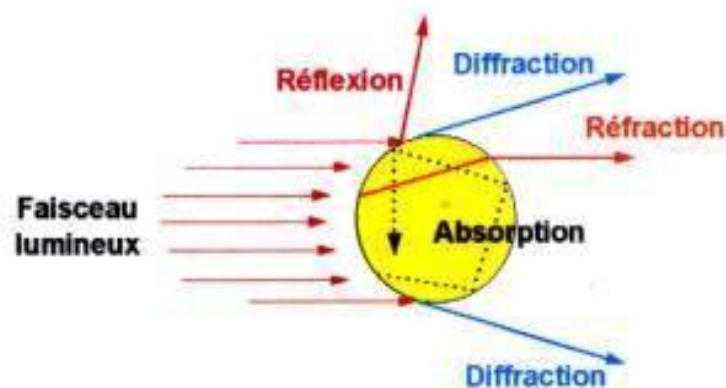


Figure 3.13 Schéma de principe de mesure

3.1.3.1.2 Tamisage

L'analyse granulométrique (NF P 94-056) permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains d'un diamètre supérieur à 80µm constituant les échantillons. On superpose les tamis par maille décroissante du haut vers le bas et l'on mesure le poids de sols retenus sur chaque tamis. Cette opération peut se réaliser à sec, et en vibrant l'ensemble de la colonne de tamis, pour des grains de taille relativement importante, voir les Figures 3.14 et 3.15.

A noter qu'il faut éviter la confusion entre la granulométrie qui s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la granularité qui concerne la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat.

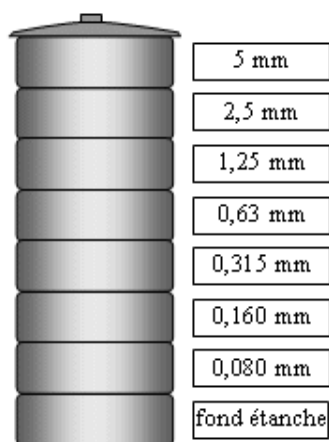


Figure 3.14 Colonne de tamis



Figure 3.15 Tamis à mailles carrées

Pour les grains grossiers ($D \geq 2\text{mm}$) qui ont concerné les 12 échantillons de sédiments bruts issus des ports méditerranéens prélevés en 2007 et 2008, on ne peut pas utiliser le granulomètre laser. On a donc mis au point une procédure pour effectuer le tamisage, (Figure 3.16). On sèche d'abord les sédiments dans une étuve à 60°C. S'il y a formation d'agréats, on les broie à l'aide d'un pilon. Finalement, on procède à un tamisage classique en retenant la série de tamis suivante : 0.25mm, 0.4mm, 1.25mm, 2mm, 2.5mm, 3.15mm et 5mm. Ce choix permet d'améliorer l'allure des courbes.

L'utilisation combinée d'opérations de tamisage et de granulolaser impose lors de la construction des courbes granulométriques une correction, voir annexe B. En effet, les pourcentages sont en volume pour le granulométrie laser et non en masse. Donc pour obtenir une courbe granulométrique, il faut unifier les 2 unités.

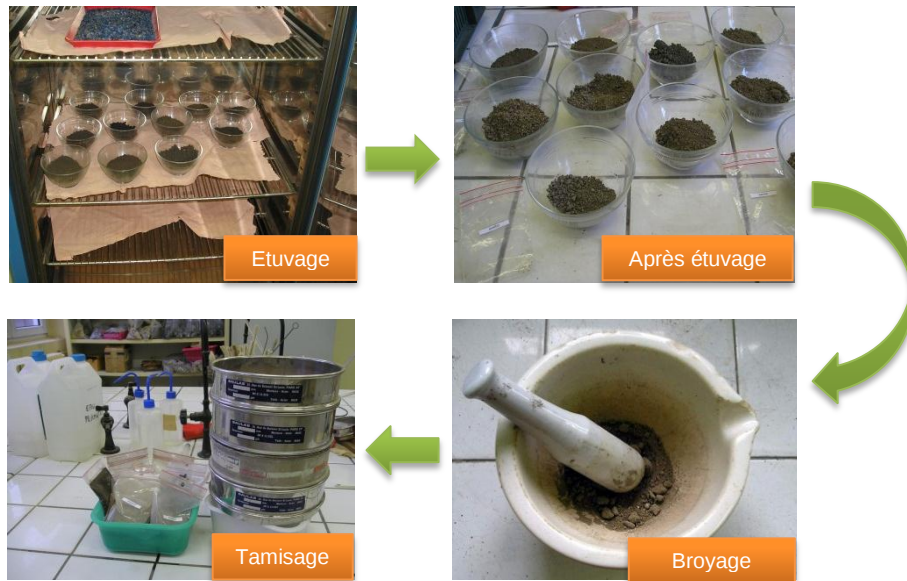


Figure 3.16 Différentes étapes de préparation pour le tamisage

3.1.3.1.3 Courbes granulométriques des sédiments marins et de la fine de carrière

Une analyse granulométrique a été effectuée pour la fine de carrière de Bayeux et le sédiment de Fécamp pour la zone Manche, pour les 4 sédiments de la zone Atlantique et pour les 12 sédiments de la zone méditerranéenne. Les Figures 3.17 à 3.19 montrent les distributions granulométriques des sédiments et de la fine de carrière. La courbe granulométrique relative à la fine de carrière de Bayeux se distingue des courbes des sédiments de par son origine. Ce sont des fillers de carrière, résultant du concassage de blocs de roches, voir la Figure récapitulative 3.20.

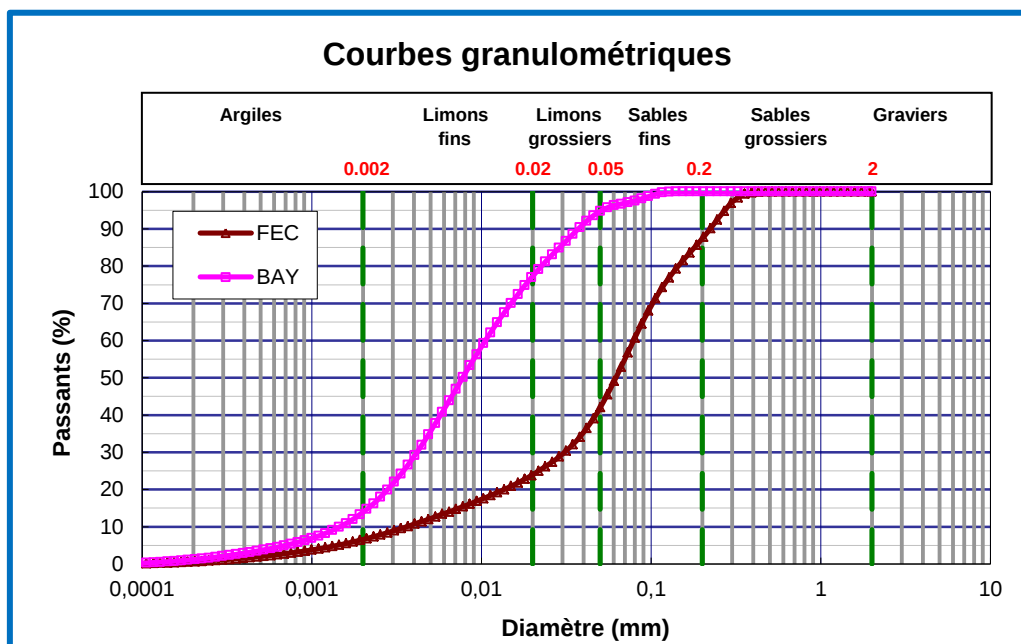


Figure 3.17 Courbes granulométriques du sédiment de la zone Manche et de la fine de carrière de Bayeux

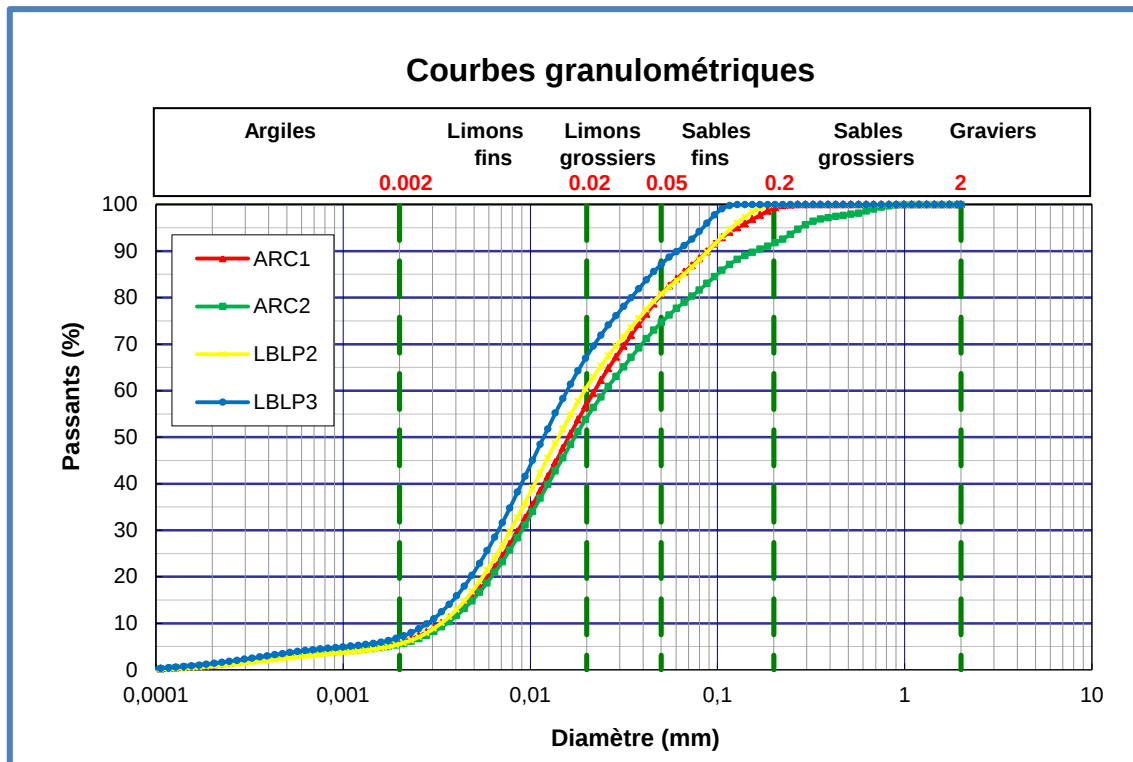


Figure 3.18 Courbes granulométriques des sédiments de la zone Atlantique

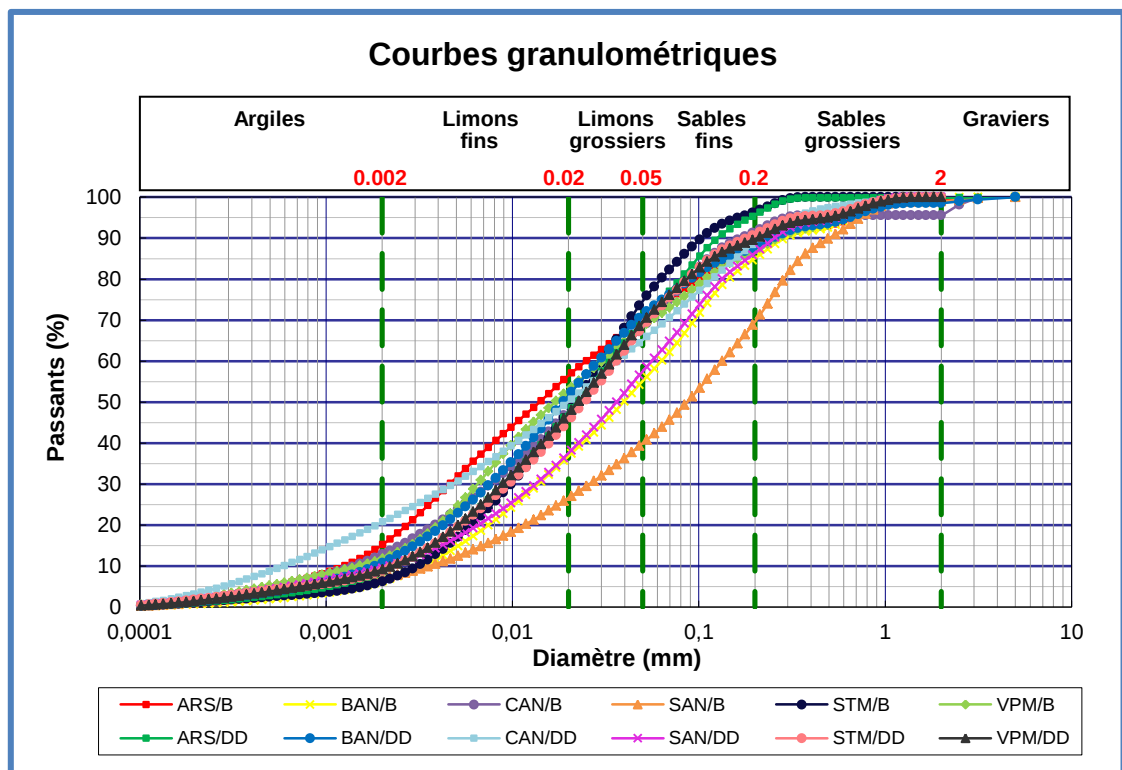


Figure 3.19 Courbes granulométriques des sédiments de la zone méditerranéenne

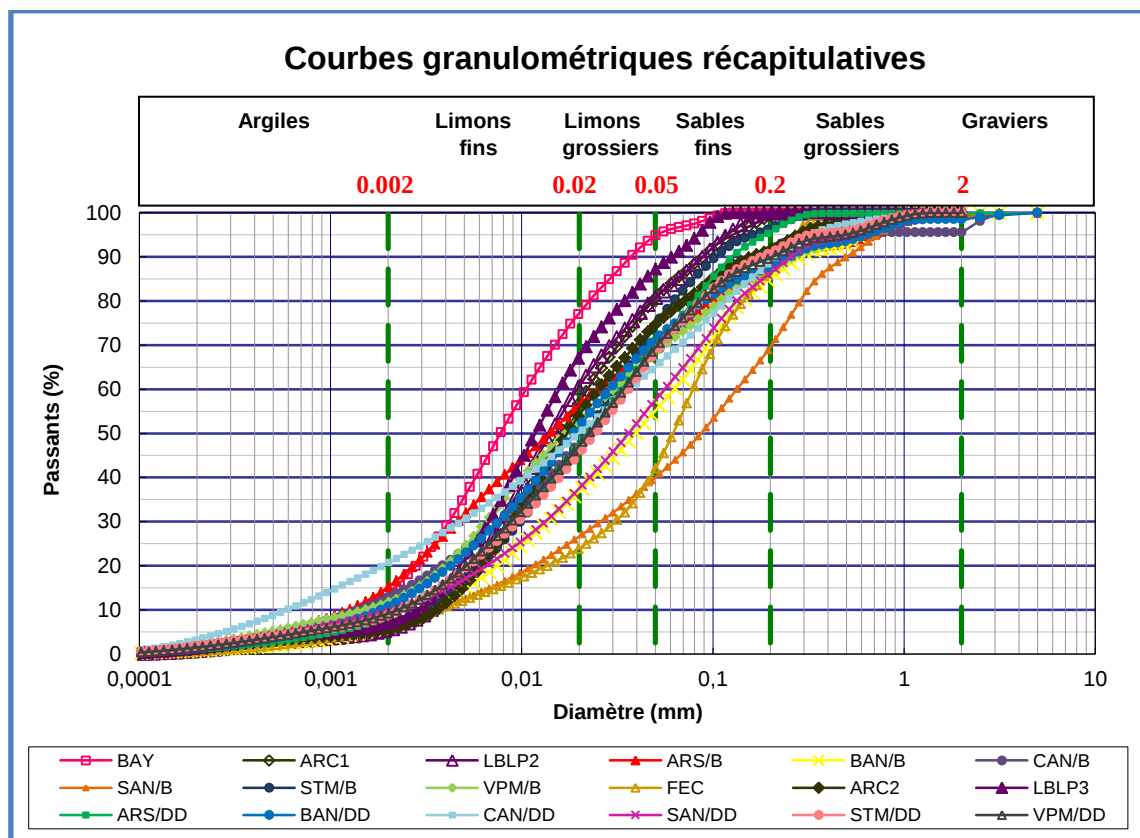


Figure 3.20 Synthèse des courbes granulométriques obtenues

La nature granulométrique, les diamètres caractéristiques et les coefficients d'uniformité et de courbure sont rassemblés dans le Tableau 3.3 et sur les Figures 3.17 à 3.20. De ce Tableau 3.3, on peut observer que d'après les valeurs de C_u et C_c , les granulométries des sédiments atlantiques sont mal graduées. Pour les autres sédiments, la granulométrie est étalée et bien graduée selon la norme NF P 11-300 (1992).

Tableau 3.3 Données granulométriques des sédiments marins et fines de carrière

Echantillons	D ₁₀ (μm)	D ₅₀ (μm)	D ₉₀ (μm)	C _u	C _c	Fraction Argileuse ($<2\mu\text{m}$) (%)	Fraction Silteuse (2 à $63\mu\text{m}$) (%)	Fraction Sableuse ($>63\mu\text{m}$) (%)
BAY	1.5	7.8	38	6.9	1.1	14	82.5	3.5
FEC	3.7	61	223	21.6	3.3	6.6	44.4	49
ARC1	3.4	16	88	7.1	0.9	5.9	78.8	15.3
ARC2	3.7	18	161	7.1	0.9	5.5	72.9	21.6
LBLP2	3.4	14	88	5.9	0.9	5.5	78.9	15.6
LBLP3	2.8	13	61	5.9	1.1	7	83.6	9.4
ARS/B	1.3	14	257	19.8	0.7	15.3	58.6	26.1
ARS/DD	2.4	23	122	13.6	1.0	8.7	66.3	25
BAN/B	3.2	40	282	19.8	1.0	6.4	53.8	39.8
BAN/DD	1.4	19	257	21.8	1.3	10.8	64.1	25.1
CAN/B	1.4	23	177	26.2	1.1	12.8	60.2	27
CAN/DD	0.6	21	213	60.6	1.0	20.8	48.3	30.9
SAN/B	3.5	3.5	494	38.0	1.3	7.1	36.9	56
SAN/DD	2.2	36	257	26.2	1.3	9.5	53.2	37.3
STM/B	3.2	21	101	9.4	1.0	6.2	74.1	19.7
STM/DD	2.2	25	177	16.4	1.2	8.9	64.7	26.4
VPM/B	1.5	17	257	19.8	0.9	11.8	60	28.2
VPM/DD	2.2	23	213	15.0	1.1	9.2	65.2	25.6

Si l'on s'intéresse à la nature granulométrique, d'après le Tableau 3.3 et la Figure 3.17, le sédiment du port de Fécamp est un limon sableux, les sédiments marins de la zone atlantique sont des limons fins, et les sédiments marins de la zone méditerranéenne sont aussi des limons fins sauf pour les sédiments de BAN/B et de SAN/B.

Si l'on fait référence au diagramme triangulaire de Taylor (Figure 3.21), on observe que les sédiments marins appartiennent majoritairement à la classe des sols fins limoneux. Les particules du filler de Bayeux sont beaucoup plus fines que celles de tous les sédiments marins, cette fine de carrière se retrouve dans la classe des sols fins limoneux-argileux.

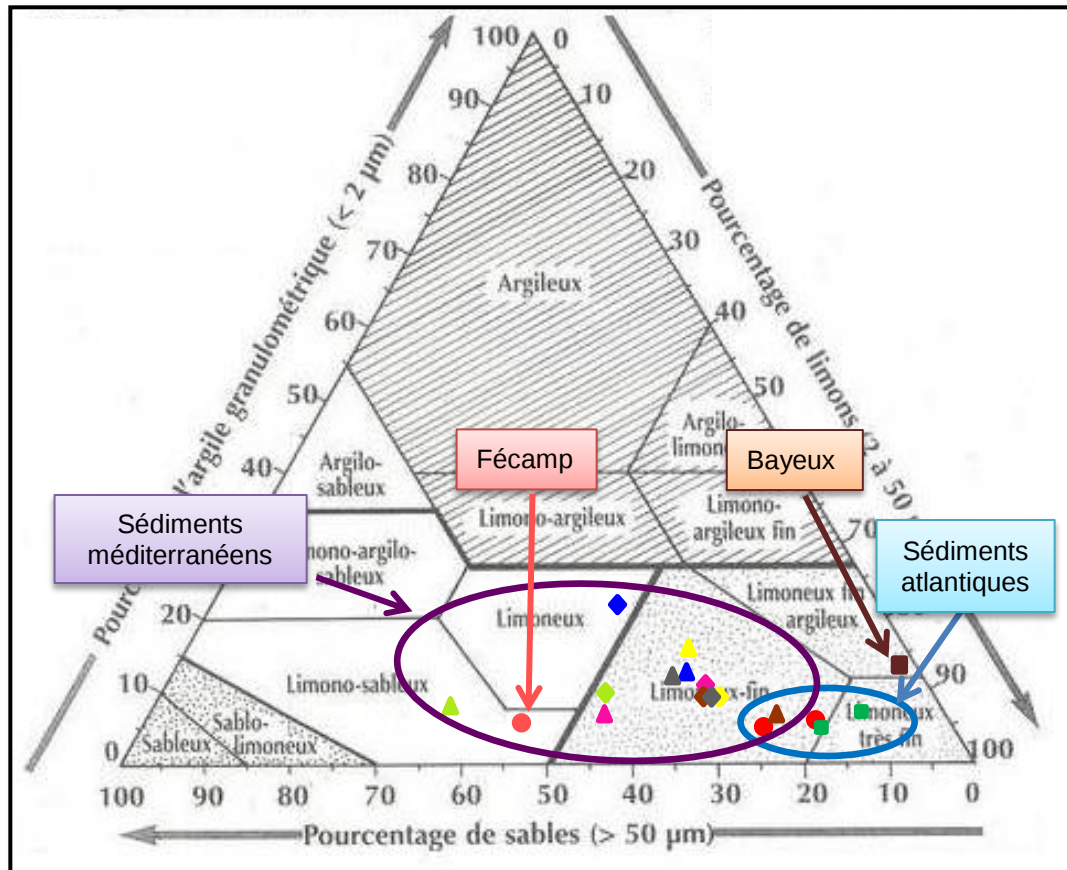


Figure 3.21 Classification triangulaire des sols fins

3.1.3.2 Teneurs en eau initiale

La teneur en eau est l'un des paramètres fondamentaux avant d'envisager un traitement de S/S sur des sédiments. En effet, tout procédé de S/S à base de ciment repose sur l'hydratation et la prise de celui-ci lorsqu'il est en contact avec l'eau. La teneur en eau W exprimée en %, est évaluée par la relation suivante :

$$W (\%) = \frac{\text{Poids d'eau}}{\text{Poids total sec}} \times 100$$

$$= \frac{(W_h - T)(W_d - T)}{(W_d - T)} \times 100 \quad 3.1$$

avec T : poids de la tare, W_h : poids de l'échantillon humide, y compris la tare.
 W_d : poids de l'échantillon sec, y compris la tare.

Les teneurs en eau initiales ont été déterminées à l'arrivée au laboratoire. Elles correspondent à des teneurs en eau moyennes soit à la teneur en eau de dragage (sédiments, Tableau 3.4) ; soit à la teneur en eau après déshydratation au filtre-pressé (fine de carrière, Tableau 3.4)

Tableau 3.4 Teneurs en eau initiale des échantillons

<i>Echantillons</i>	<i>W (%)</i>	<i>Echantillons</i>	<i>W (%)</i>	<i>Echantillons</i>	<i>W (%)</i>
BAY	30	ARS/B	15	ARS/DD	44
FEC	55	BAN/B	18	BAN/DD	42
ARC1	159	CAN/B	16	CAN/DD	43
ARC2	274	SAN/B	23	SAN/DD	52
LBLP2	164	STM/B	70	STM/DD	89
LBLP3	192	VPM/B	75	VPM/DD	51

Les sédiments marins présentent des teneurs en eau (W) très élevées et assez variables selon le mode de dragage. Il s'agit donc de sédiments fins saturés.

3.1.3.3 Limites d'Atterberg

Ces caractéristiques sont introduites et complétées par le calcul de l'indice de plasticité I_P (voir Equation 2.3). On utilise l'appareil de Casagrande pour déterminer les limites de liquidité et de plasticité, (Figures 3.22 et 3.23). Il est constitué d'une coupelle normalisée, montée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé sur un socle en bois bakélinisé. Pour la détermination de W_L , on effectue plusieurs opérations avec des teneurs en eau variées.



Figure 3.22 Coupelle de Casagrande



Figure 3.23 Rouleau de sol fin

Pour la détermination de W_P , on utilise une plaque lisse en marbre pour le malaxage du sol et la confection de rouleaux de sol, une plaque de verre et une cale pour l'évaluation du diamètre du rouleau.

Les résultats issus de ces essais pour les sédiments marins des différentes zones sont récapitulés dans le Tableau 3.5. Il s'agit de valeurs de limites moyennes. A partir de la connaissance des limites des sédiments, des classifications ont été effectuées. Un diagramme le plus utilisé est celui de Casagrande. Ce diagramme a pour abscisse W_L et I_P en ordonnée. La Figure 3.24 est la synthèse à l'ensemble des valeurs obtenues pour tous les sédiments.

Tableau 3.5 Limites d'Atterberg des sédiments marins et fines de carrière

Echantillon	W_L	W_P	Echantillon	W_L	W_P	Echantillon	W_L	W_P
BAY	41	18	ARS/B	37	30	ARS/DD	77	59
FEC	43	11	BAN/B	31	25	BAN/DD	71	55
ARC1	76	54	CAN/B	27	22	CAN/DD	72	53
ARC2	88	59	SAN/B	33	32	SAN/DD	97	58
LBLP2	72	42	STM/B	121	95	STM/DD	118	94
LBLP3	89	43	VPM/B	77	58	VPM/DD	87	73

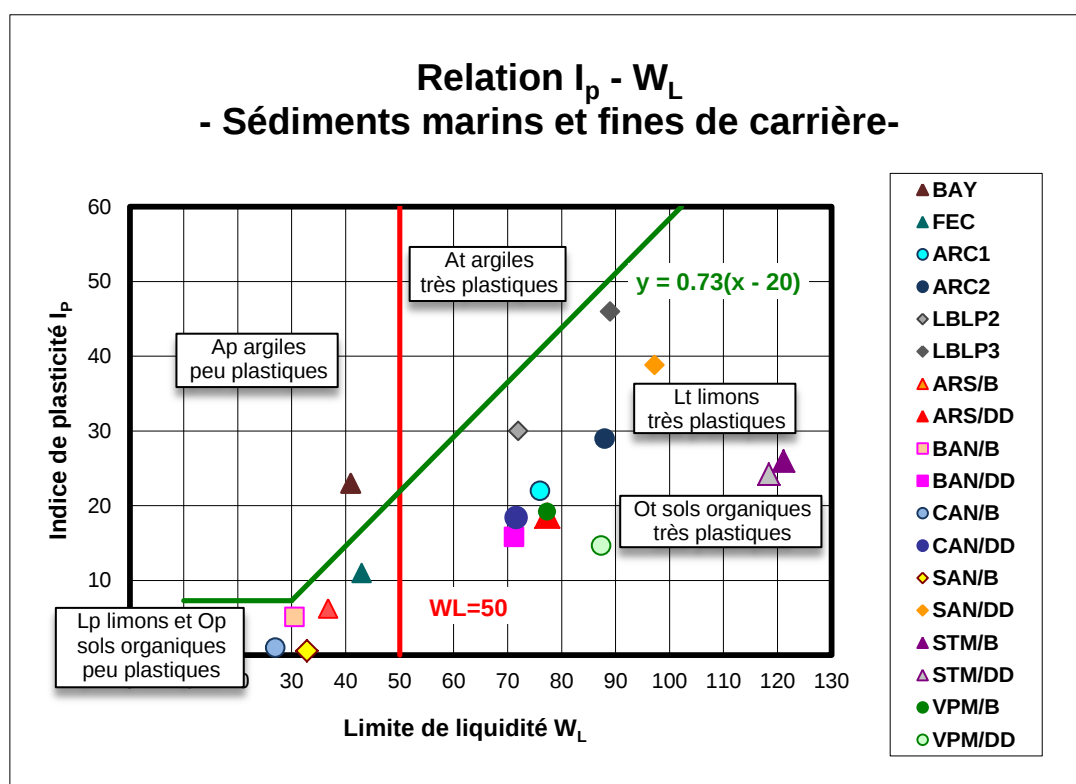


Figure 3.24 Classification des sédiments marins et fines de carrière sur le diagramme de Casagrande

Tous les sédiments marins se retrouvent dans la zone des limons de peu à très plastiques et sols organiques. Les sédiments bruts d'Arsenal, de Bandol, de Cannes, de Sanary et de Fécamp appartiennent à la zone des limons et sols organiques peu plastiques. Pour la fine de carrière, elle est dans la zone des argiles peu plastiques. Pour des valorisations en techniques routières, il est fait appel aux recommandations du guide GTR (2000).

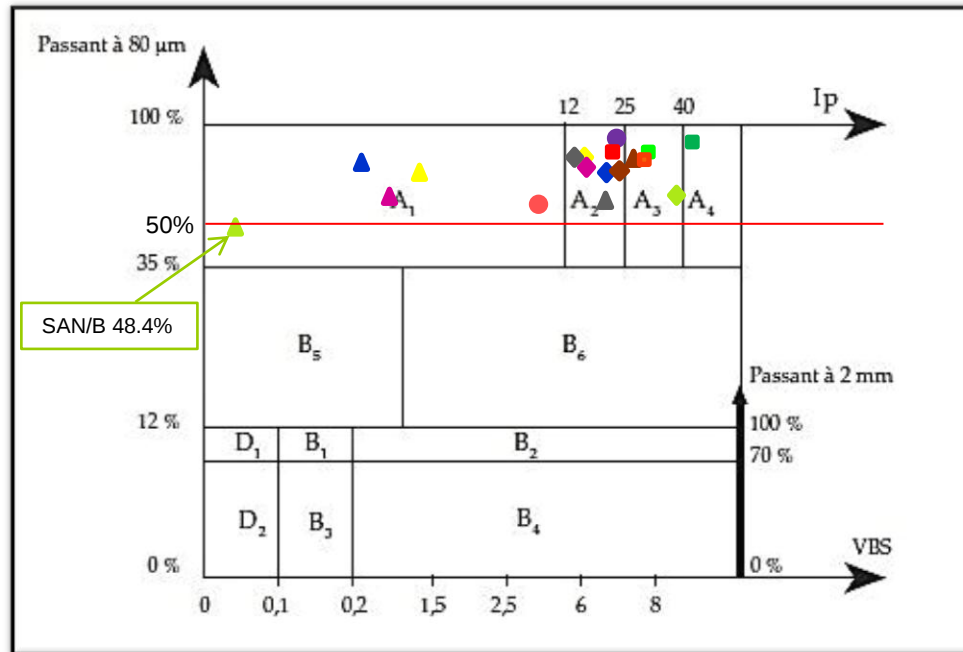


Figure 3.25 Classification des sédiments marins et fines de carrière à usage routier (NF P 11-300, 1992)

Sur la Figure 3.25, les sédiments marins et fines de carrière sont dans le premier niveau de classification des sols fins. Selon la Figure 3.25, le tamisat au tamis 80µm est supérieur à 35%, à savoir la classe A. Pour l'ensemble, le tamisat au tamis de 80µm est supérieur à 50% et près de 50% pour les sédiments SAN/B.

3.1.3.4 Teneur en matières organiques

Normalement, l'étude des propriétés chimiques des sédiments comprend deux volets dont le premier concerne le dosage des éléments majeurs et traces qui sont contenus dans les sédiments pollués. Cela concerne la dosage en métaux lourds présents éventuellement dans les sédiments, (Boutouil, 1998). C'est le volet environnemental. Le second volet fait partie de la caractérisation géotechnique de base. Pour celle-ci, il s'agit de deux teneurs spécifiques des sédiments marins : teneur en MO et teneur en CaCO_3 .

La présence de matières organiques en quantité notable, modifie considérablement le comportement des sols et remet en cause leur stabilité volumique dans le temps. Les sols organiques concernent notamment les vases et les tourbes.

La mesure du pourcentage pondéral de matière organique (MO) se fait par analyse chimique (XP P 94-047, 1998). Il permet d'apprécier l'état de décomposition des matières organiques. Cet essai comporte une phase de préparation dont les étapes de préparation sont les suivantes :

- Séchage de la totalité du matériau à l'étuve réglée à 50°C,
- Tamisage du matériau ainsi séché au tamis de 2mm,
- Pesage du passant au tamis de 2mm, choix d'une masse $m \leq 200\text{g}$, broyage des éléments,
- Prélèvement de 2 prises d'essai au moins, d'environ 50g chacune, dépôt

- dans un creuset différent,
- Pesage de chaque creuset et de son contenu m_1 .

Puis la deuxième phase concerne la calcination qui se déroule ainsi. D'abord, on met un échantillon dans un four réglé à 550°C et chaque heure on pèse la variation de masse de l'échantillon. On obtient la courbe de la masse en fonction du temps. Selon l'allure des courbes (annexe C), on décide que, pour chaque prise d'essai, l'échantillon soit maintenu pendant au moins 4h dans le four dont la température est de 550°C. Après la calcination, chaque creuset et son contenu sont pesés (m_2).

Enfin la teneur en matière organique est calculée à partir des pesées effectuées selon la relation:

$$C_{MOC} = (m_1 - m_2) / (m_1 - m_0) \quad 3.2$$

dans laquelle C_{MOC} est la teneur en matières organiques par calcination de la matière en (%) et m_0 , la masse de creuset vide en g.

Pour l'ensemble des essais réalisés sur les sédiments marins et fines de carrière, les valeurs de MO sont consignées dans le Tableau 3.6. Il s'agit de valeurs moyennes.

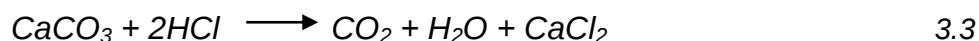
Tableau 3.6 Teneurs en matière organique des sédiments marins et fines de carrière

<i>Echantillons</i>	<i>MO (%)</i>	<i>Echantillons</i>	<i>MO (%)</i>	<i>Echantillons</i>	<i>MO (%)</i>
BAY	0.3	ARS/B	17.0	ARS/DD	20.5
FEC	5.4	BAN/B	6.5	BAN/DD	13.1
ARC1	12.0	CAN/B	5.7	CAN/DD	14.8
ARC2	10.0	SAN/B	5.7	SAN/DD	18.5
LBLP2	11.5	STM/B	17.2	STM/DD	24.1
LBLP3	11.6	VPM/B	18.2	VPM/DD	20.0

Selon la norme NF P 11-300 (1992), les sols organiques pour une utilisation en remblai ou en couche de forme sont dans la classe F (annexe D). Tous les sédiments marins se retrouvent dans la même famille sauf la fine de carrière qui n'est pas un sol organique. Mais pour les sédiments ARS, BAN/B, CAN/B et SAN/B, ce sont des sols faiblement organiques dont la MO est inférieure ou égale à 10% et avec plus de 50% d'éléments fins de dimensions inférieures à 80µm. Les autres sédiments sont des sols moyennement organiques dont la teneur est comprise entre 10% et 30% par rapport à la norme NF P 11-300 (1992), Tableau 3.6.

3.1.3.5 Teneur en carbonates

L'essai effectué selon la norme XP P 94-048 (1996), a pour but de déterminer la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3). On mesure le volume V de gaz carbonique (CO_2) dégagé après attaque d'une certaine quantité du matériau sec par l'acide chlorhydrique dilué (HCl). La méthode utilise un appareil appelé calcimètre Bernard, voir la Figure 3.26. La réaction qui s'ensuit est la suivante :



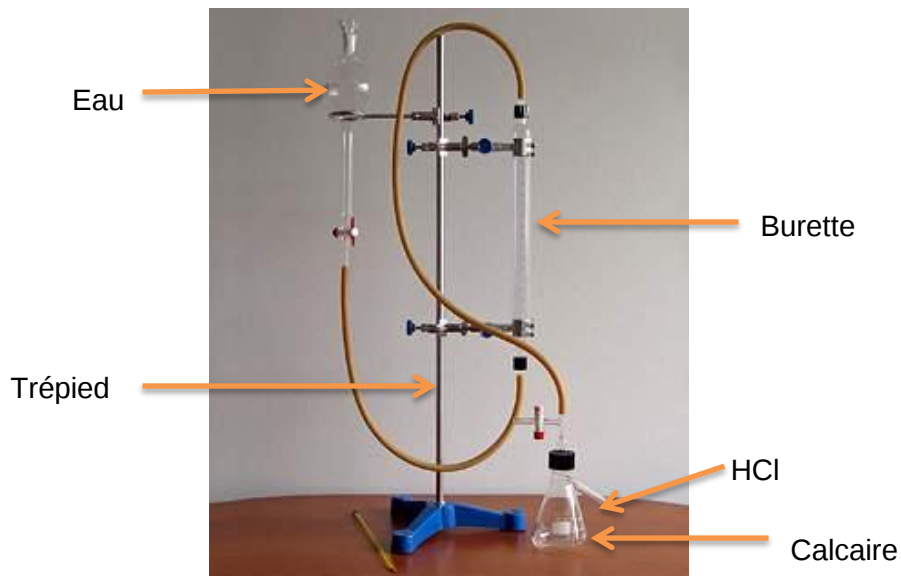


Figure 3.26 Appareil de calcimétrie

La masse de CaCO_3 est fonction de la température et de la pression atmosphérique ambiante régie par l'équation suivante :

$$PV = NRT \quad 3.4$$

avec les notations suivantes :

P, la pression (en Pa),

V, le volume occupé par le gaz (en m^3),

N, la quantité de matière, en mol,

R, la constante universelle des gaz parfaits : $R = 8,314\,472\,\text{J}\cdot\text{K}^{-1}\cdot\text{mol}^{-1}$

T, la température absolue (K).

Le Tableau 3.7 rassemble les valeurs moyennes des teneurs en carbonates des échantillons étudiés. Les sédiments méditerranéens et ceux des ports de la Baule-Le Poulguen sont faiblement calcaires ($10\% < \text{CaCO}_3 < 30\%$). Les sédiments d'Arcachon et la fine de carrière contiennent peu de carbonates ($\text{CaCO}_3 < 10\%$).

Tableau 3.7 Teneurs en carbonates des sédiments marins et fines de carrière

Echantillons	CaCO_3 (%)	Echantillons	CaCO_3 (%)	Echantillons	CaCO_3 (%)
BAY	3.6	ARS/B	32.9	ARS/DD	16.8
FEC	-	BAN/B	27.8	BAN/DD	25.9
ARC1	1.3	CAN/B	16.7	CAN/DD	21.6
ARC2	0.95	SAN/B	23.0	SAN/DD	11.0
LBLP2	14.8	STM/B	16.5	STM/DD	13.6
LBLP3	14.1	VPM/B	21.2	VPM/DD	13.6

3.1.4 Commentaires

➤ Sédiments marins

Diverses courbes granulométriques ont été établies pour les sédiments marins de Méditerranée. Ils ont été étudiés dans le cas du projet SEDIMARD83. Si on observe les courbes, les sédiments dessablés et déshydratés référencés CAN (Cannes) sont les plus riches en éléments fins, et les sédiments bruts SAN (Sanary-Lavandou) possèdent le moins d'éléments fins. Mais globalement les 12 sédiments se répartissent dans un même fuseau qui a pour classe granulaire 0/2mm.

Pour les sédiments atlantiques, selon la valeur de D_{90} , les grains des sédiments du port de La Baule-Le Pouliguen sont plus fins que les sédiments d'Arcachon.

Les caractérisations des sédiments marins et fines de carrière ont été menées par rapport aux normes des sols fins et guides français (GTR, 2000). Les recommandations permettent d'accéder à différentes classifications. Les sédiments marins appartiennent à la classe A des sols fins à utiliser pour les remblais et les couches de forme. En fait la classe A est celle des sols fins comme tous les sédiments, qui contiennent plus ou moins de particules argileuses. Et selon la valeur des teneurs en matière organique des sédiments marins, on peut retrouver les sédiments marins dans la classe F.

➤ Fines de carrière

La fine de carrière est d'origine différente de celle des sédiments marins. Les caractérisations le confirment. Quoique les grains de la fine de carrière soient très fins, on ne peut pas mettre la fine de carrière dans la classe A comme les sédiments naturels. Selon le GTR et la NF P 11-300, la fine de carrière appartient à la classe R issue de roches.

3.2 Constituants des mélanges

Tout d'abord, le liant hydraulique de base utilisé est un ciment. Il a fait l'objet de divers mélanges avec des sédiments dans les procédés de solidification et stabilisation. Le second liant hydraulique est de la chaux essentiellement ajoutée pour diminuer la quantité de matière organique. Des liants pouzzolaniques ont servi d'addition : des cendres volantes, des fumées de silice. Des produits chimiques réactifs (PCR), liants liquides ont aussi été testés. Des fibres naturelles et artificielles ont servi pour le renforcement et l'amélioration des propriétés mécaniques.

3.2.1 Liants hydrauliques de base

Dans tous nos mélanges « sédiments - liants - additifs », les liants hydrauliques de base sont le ciment et la chaux. On a utilisé différents dosages de ciment et de chaux en fonction des différentes caractéristiques des sédiments marins et de la fine de carrière. Les premiers travaux sur les mélanges à base de liants hydrauliques ont permis de comparer les résistances mécaniques pour différents dosages en ciment et chaux dans les procédés de S/S, mais pour des dosages économiques.

3.2.1.1 Ciment

On a utilisé un ciment Portland composé qui vient de l'usine Calcia® à Ranville Calvados (14). Le type de ciment est un **CEM II B-M (S-LL) 32,5R CE CP1 NF** (Figure 3.27A). C'est un ciment Portland composé de classe de résistance 32,5 R suivant la norme EN 197-1 (2001). Sa composition chimique et ses caractéristiques sont présentées dans le Tableau 3.8.

Tableau 3.8 Composition chimique et caractéristiques théoriques du ciment utilisé

Ciment utilisé	Clinker			SO3	Classe		Na2O Equivalent Actif
	C3A	C3S	C2S		CP1S	CP2S	
	5.6%	68.3%	9.3%	2.5%	-	-	0.44
	Résistances mécaniques Mortier CEN		Finesse		Eau pâte pure	Début de prise	
	2J	28J	Blaine	Refus à 40µm			
	20MPa	46 MPa	3260 cm²/g	16.7%	26%	3h30	
	Teinte	Chaleur d'hydratation à 41 h	Maniabilité mortier E/C : 0,50	Début de prise sur mortier			
				Température 5°C	Température 20°C	Température 30°C	
	62.8L	245 J/g	-	9h	3h	2h20	



Figure 3.27 Aperçu du ciment (A) et de la chaux (B)

3.2.1.2 Chaux

La chaux utilisée est une chaux de marque Dugay, une chaux vive en poudre 0/1.5mm, de teneur en CaO supérieure à 93%, (Figure 3.27B). La chaux a été utilisée pour traiter les sédiments marins et les fines de carrière étudiés.

3.2.2 Liants pouzzolaniques de base

Les cendres volantes ont été incorporées aux mélanges des « sédiments-liants hydrauliques », pour :

- développer des résistances à long terme,
- modifier la finesse des particules,
- améliorer l'hydraulicité pendant le procédé de S/S par une activation.

Pour ce dernier point, la cendre volante va jouer le rôle d'activant le plus souvent avec la chaux dans les mélanges. Dans nos travaux, on a étudié l'ajout de cendres volantes comme liant pouzzolanique et leur influence.

3.2.2.1 Cendres volantes

Les cendres volantes retenues sont de la Sodeline[®] qui est une poudre, de couleur gris clair sans odeur, voir Figures 3.28. La Sodeline[®] est une cendre volante qui est de nature silico-alumineuse, elle est issue de la combustion de houille dans un lit fluidisé circulant de la centrale Emile Huchet (lieu) à basse température (850°C). La Sodeline[®] a une structure très poreuse et se présente sous la forme d'une poudre très fine et légère, assemblage de plaquettes et de fragments alvéolaires, voir Figure 3.29. Elle appartient à la classe F conformément à sa composition chimique, voir Tableau 3.9.



Figure 3.28 Poudre de Sodeline[®]

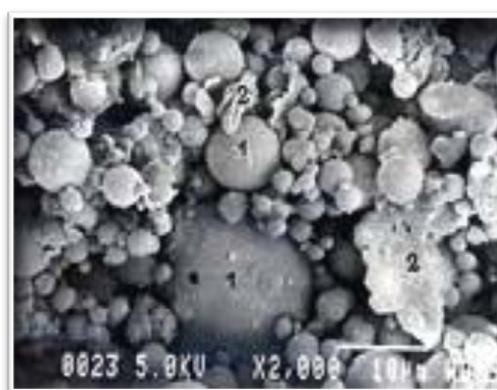


Figure 3.29 Sodeline[®] au microscope à balayage électronique ($\times 2000$)

Tableau 3.9 Composition chimique de la Sodeline[®]

Nom \ %	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	MgO	MnO ₂	CaO _{total}	CaO _{libre}	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃
Sodeline [®]	47.36	7.09	21.63	3.32	0.62	8.52	0.90	0.46	4.35	4.02

3.2.3 Autres ajouts en poudres : fumée de silice

Un autre additif en poudre a été utilisé pour les propriétés suivantes :

- diminution de la porosité des mélanges comme dans les bétons,
- apport de silice pour l'utilisation d'un produit chimique réactif (PCR) qui sera défini au paragraphe 3.2.6.

On a utilisé une fumée de silice, (Figure 3.30) comme additif dans certains mélanges de sédiments marins pour étudier son influence directe avec les liants classiques et l'utilisation d'un produit chimique réagissant sur des sites siliceux. C'est une poudre de couleur gris bleu de granularité 0/1mm. Ses grains sont des particules sphériques comme le montre la Figure 3.31. Sa composition chimique est donnée dans le tableau 3.10.



Figure 3.30 Fumée de silice

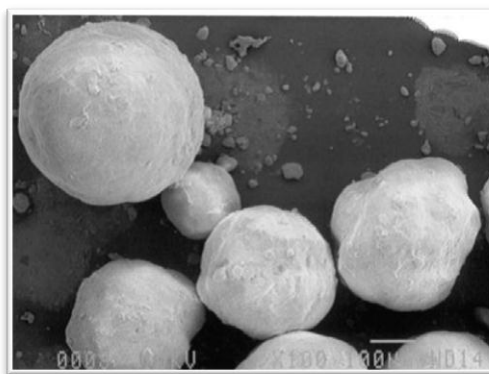


Figure 3.31 Fumée de silice au microscope à balayage électronique ($\times 100$)

Tableau 3.10 Composition chimique de la fumée de silice

	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O
FS	85-90%	1.5-2%	1%	0.5-1%	1-1.5%	1-1.5%	1-1.3%
	Carbone (C)	Si _{libre}	CaO _{libre}	SO ₃	Cl	Surface spécifique	Masse volumique
FS	1-1.5%	<0.4%	<2%	<2%	<0.5%	15-30m ² /g	500-700kg/m ³

Nota : FS= fumée de silice

3.2.4 Analyse granulométrique des constituants

La finesse est une caractéristique importante, lors du gâchage, plus la surface du liant en contact avec l'eau est grande et plus l'hydratation est rapide et complète. Une fraction de la finesse s'observe par la granulométrie. La Figure 3.32 et le Tableau 3.11 montrent les courbes granulométriques pour les liants utilisés et leurs caractéristiques respectives.

Tableau 3.11 Données granulométriques des liants et ajouts utilisés

Liant	D ₁₀ (μm)	D ₅₀ (μm)	D ₉₀ (μm)	C _u	C _c	Fraction Argileuse (<2μm)	Fraction Silteuse (2 à 63μm)	Fraction Sableuse (>63μm)
Ciment	0.6	33	752	73	11.3	15.2%	53.3%	31.5%
Chaux	0.5	11.3	185	30.2	4.7	18.3%	63.1%	18.6%
Sodeline®	0.4	10.8	60.6	43.2	2	22.2%	69.1%	8.7%
FS	18.2	153	307	73	11.3	2.3%	18.9%	78.8%

Nota : FS= fumée de silice

Les paramètres et les courbes ci-après montrent que la fumée de silice possède des particules plus grosses que les autres liants utilisés. Il y a 78.8% des particules qui sont supérieures à 63 μ m. Par contre, la Sodeline[®] possède des particules plus fines. On observe que 8.7% des particules sont seulement supérieures à 63 μ m. En conséquence, on peut supposer que les cendres volantes de type Sodeline[®] vont développer des propriétés de liant qui peuvent influencer sur l'évolution mécanique et le comportement des échantillons au compactage aux jeunes âges. Sur ce point, elles sont plus importantes que les fumées de silice.

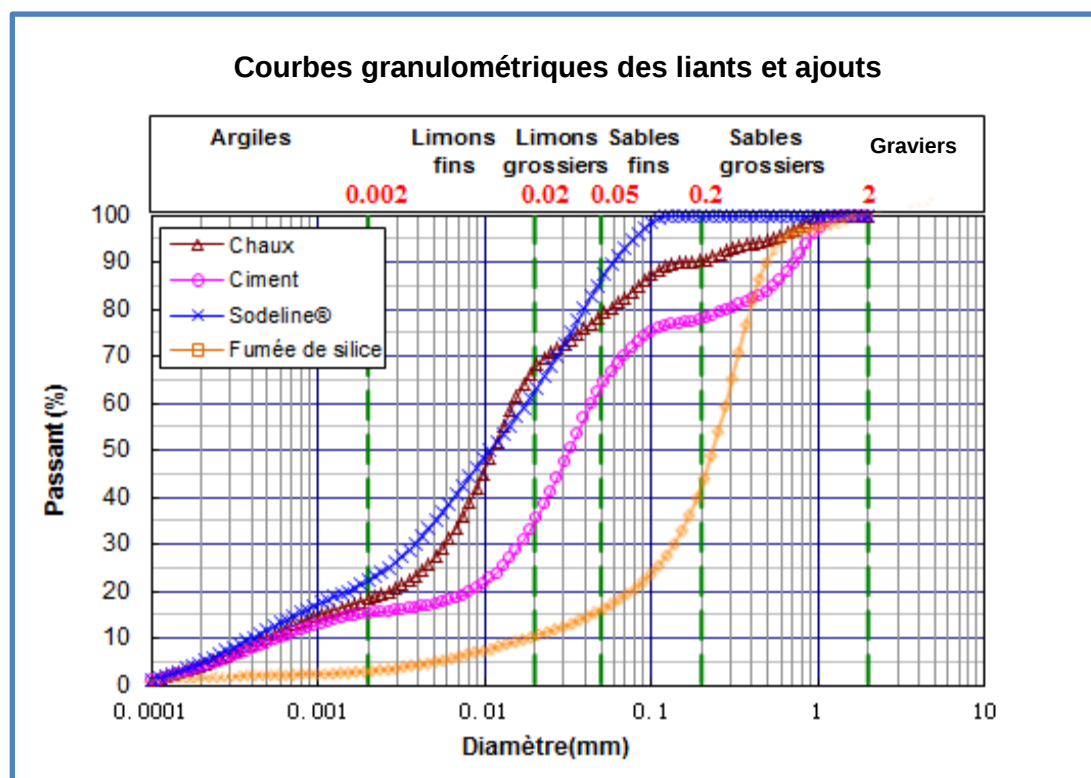


Figure 3.32 Distribution granulaire des 4 liants et ajouts utilisés

3.2.5 Sables, correcteurs granulométriques

L'apport de sables dans les mélanges de sédiments et fines de carrière a un double objectif (i) moduler la courbe granulométrique afin d'assurer un meilleur squelette granulaire (rôle de correcteur) ; (ii) fournir des grains siliceux comme support à la réaction des produits chimiques réactifs utilisés (PCR).

Devant la finesse des grains des sédiments et fines de carrière, on apporte des sables pour en modifier la granularité et améliorer les propriétés mécaniques. On a utilisé des sables tamisés de 0/2mm et 0/5mm (Figure 3.33). Ces sables de carrière, siliceux proviennent d'un site de stockage du CETE-NC (Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement Normandie-Centre) de Rouen.



Figure 3.33 Sables utilisés

Les caractéristiques physiques des sables stockés du CETE-NC sont présentées au Tableau 3.12 et sur la Figure 3.34.

Tableau 3.12 Caractéristiques des sables du CETE-NC

Sable CETE	0.8 (mm)	0.5 (mm)	1 (mm)	2 (mm)	4 (mm)	5 (mm)	6.3 (mm)	8 (mm)	10 (mm)	VBS	W (%)
Passant(%)	10.92	80.46	90.89	94.13	96.88	97.83	98.94	99.80	100	0.76	7.7

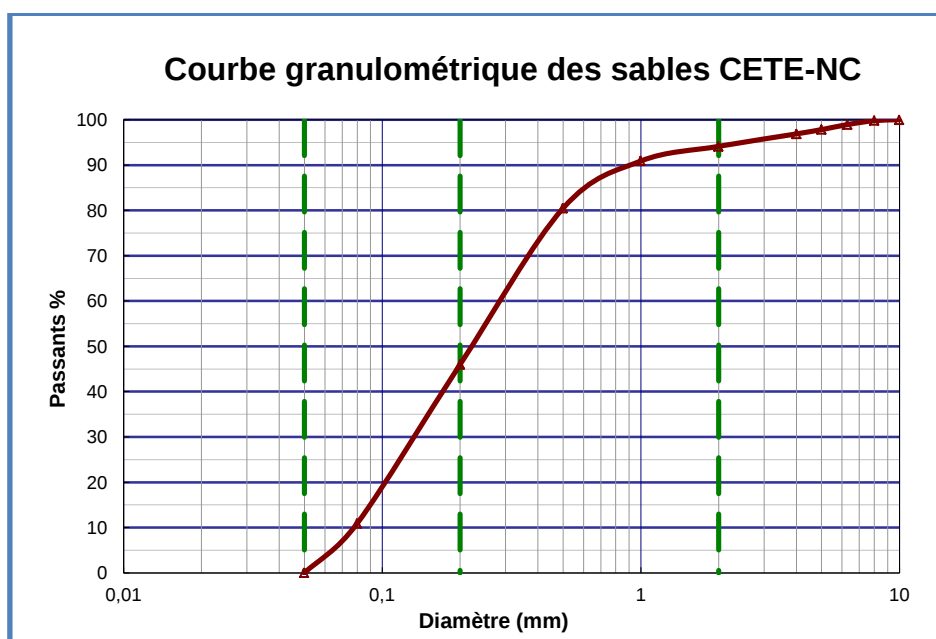


Figure 3.34 Distribution granulaire des sables CETE-NC

3.2.6 Produits chimiques

En dehors des liants en poudres (hydrauliques et pouzzolaniques), les technologies de S/S actuelles incluent aussi un large éventail de liants à base de silicate de sodium combiné à un liquide solvant. Dans nos travaux, il s'agit d'un solvant référencé RhodiasolvTM RPDE. Nous les appellerons produits chimiques réactifs PCR. Ils sont consignés en bidons (Figure 3.35) et nécessitent des conditions de conservation strictes (pérennité des caractéristiques chimiques).

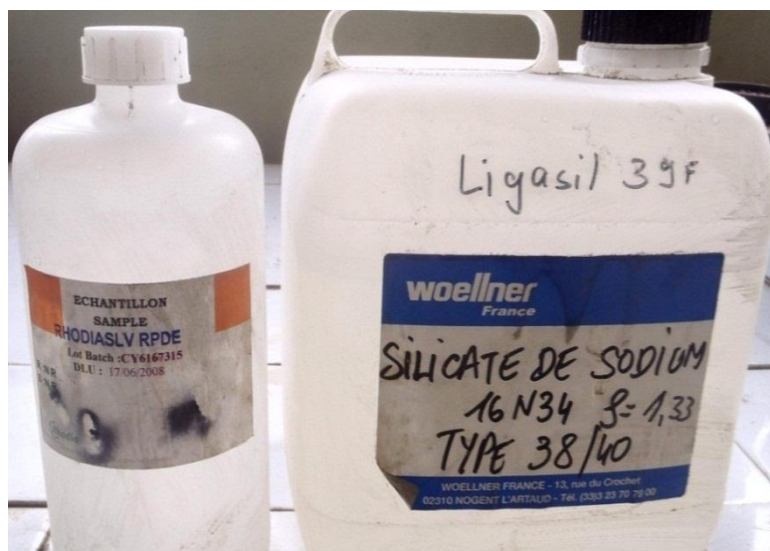


Figure 3.35 Produits chimiques réactifs (PCR)

3.2.7 Fibres

Dans nos travaux de valorisation, on a eu recours à l'incorporation de fibres. Il a été utilisé 5 fibres végétales et 3 fibres artificielles dans un procédé de S/S destiné au traitement d'un sédiment marin (La Baule- Le Pouliguen) et d'une fine de carrière de Bayeux.

3.2.7.1 Fibres végétales

3.2.7.1.1 Lin

Le lin est une plante dont il existe de nombreuses espèces, parmi lesquelles la plus connue est le *Linum usitatissimum*. Les fibres de lin peuvent être cardées, peignées et mises en ruban. La France est le principal pays d'Europe à cultiver le lin textile. En 2007, la production en tonnes de graines de lin est de 41000 tonnes et représente 2% de la production mondiale (FAOSTAT, 2007).

Les caractéristiques techniques de la fibre de lin sont assez exceptionnelles. La Figure 3.36 montre la structure en coupe transversale du lin dont le milieu est vide. Le lin peut ainsi absorber beaucoup d'eau. C'est une fibre très résistante et très fine. Elle a l'avantage, par rapport à ses concurrentes synthétiques, de ne pas souffrir des rayons UV du soleil.

Il y a 6 types de lin. Ce sont le lin brut, le lin roui, le lin teillé, le lin colonisé (ou élémentarisé), le lin peigné, et les étoupes (résidu après teillage). Pour nos travaux, nous avons choisi des fibres de lin peigné et de l'étope comme illustré à la Figure 3.37. Elles ont été mélangées pour différents longueurs avec des sédiments du port de La Baule-Le Pouliguen LBLP et des fines de carrière de Bayeux. Ces 2 types de fibres sont les moins chers. En fait, les étoupes proprement dites proviennent du peignage des fibres de lin et consistent principalement en des fibres courtes, nouées, cassées ou enchevêtrées.

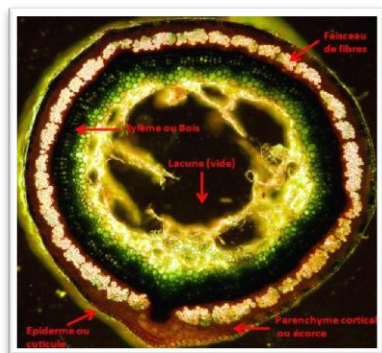


Figure 3.36 Coupe transversale de lin, d'après Alix, (2006)



Figure 3.37 Fibres de lin utilisées

Les caractéristiques des fibres du lin sont rassemblées sur le Tableau 3.13. Selon les équations 2.11 et 2.12, voir Chapitre 2, les humidités naturelles des fibres H_f pour l'étope et le lin peigné sont respectivement de 8.23 et de 8.89%. Les poids spécifiques sont respectivement de 2.36 et de 3.84kN/m³. La valeur de γ_f pour le lin peigné est plus élevée que celle obtenue pour l'étope.

Tableau 3.13 Caractéristiques principales des fibres de lin

Fibres de lin	Etope	Lin peigné	Mélange (étope + lin peigné)
H_f (%)	8.23	8.89	8.56
γ_f (kN/m ³)	13,3	16,6	14,95

Pour étudier la capacité d'absorption d'eau pour les deux types de fibres de lin dans l'eau, les valeurs d'absorption d'eau W_f en fonction du temps sont rapportées sur la Figure 3.38. On peut observer que les valeurs de W_f pour l'étope sont plus élevées que celles obtenues pour le lin peigné à 24, 48 et 72h. Les valeurs de W_f pour ces deux types de lin sont identiques et constantes après 96h, la capacité d'absorption d'eau maximale est atteinte quel que soit le type de fibre de lin.

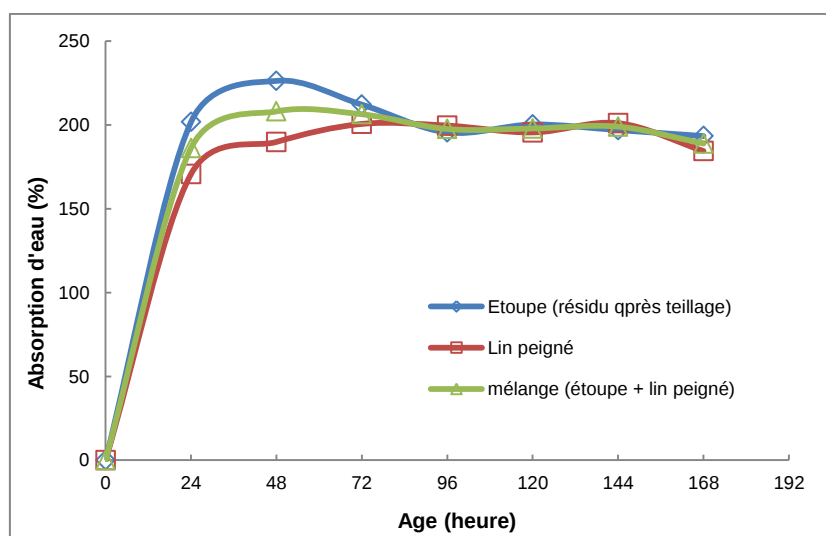


Figure 3.38 Absorption d'eau des fibres végétales de lin

3.2.7.2 Fibres artificielles

Les fibres artificielles sont souvent utilisées dans la fabrication des bétons. Mais depuis quelques années, des renforcements de sols fins à base de fibres courtes ont été étudiés. Ces fibres ont été incorporées afin d'améliorer le comportement mécanique des sols fins avec des fibres artificielles. Nous avons retenu 2 types de fibres artificielles par leur nature.

3.2.7.2.1 Fibres de polypropylène

La fibre de polypropylène et de polyéthylène (P&P) utilisée est une fibre synthétique (Figure 3.39). Elle se présente en fils torsadés. Ce produit est utilisé pour renforcer les bétons projetés en améliorant leur résistance mécanique et leur capacité à absorber l'énergie. Quelques caractéristiques de cette fibre sont dans le Tableau 3.14.



Figure 3.39 Aspect des fibres CHRYSO®Fibre S50

Tableau 3.14 Caractéristiques des fibres CHRYSO®Fibre S50

<i>Paramètres de comportement</i>	<i>Fibre géosynthétique (P&P) (Mélange de polypropylène et polyéthylène)</i>
<i>Couleur</i>	<i>Blanche</i>
<i>Masse volumique</i>	<i>0.92g/cm³</i>
<i>Diamètre</i>	<i>1.0mm</i>
<i>Longueur</i>	<i>50mm</i>
<i>Point de fusion</i>	<i>160°C</i>
<i>Point d'inflammation</i>	<i>590°C</i>
<i>Résistance à la traction</i>	<i>600MPa</i>
<i>Module de Young</i>	<i>5GPa</i>
<i>Résistance chimique (alcalins,...)</i>	<i>Elevée</i>

3.2.7.2.2 Fibres acryliques

Il s'agit d'une fibre de polyacrylonitrile (PAN). Une fibre entrant dans la composition des géosynthétiques a été incorporée dans les mélanges. Elle se présente sous forme de fil en bobine, voir la Figure 3.40. Elle est caractérisée par un touché doux et soyeux, infeutrable, d'une grande légèreté, mais elle est très lisse.



Figure 3.40 Fibres de polyacrylonitrile

Ses principales caractéristiques sont données au Tableau 3.15.

Tableau 3.15 Caractéristiques des fibres PAN

<i>Paramètres de comportement</i>	<i>Fibre PAN (Fibre de polyacrylonitrile)</i>
<i>Couleur</i>	<i>Noire</i>
<i>Masse volumique</i>	<i>1.43g/cm³</i>
<i>Epaisseur</i>	<i>1-1.5g/m</i>
<i>Reprise d'humidité</i>	<i>9%</i>
<i>Résistance à la traction</i>	<i>3950MPa</i>
<i>Module d'Young</i>	<i>238GPa</i>
<i>Allongement à la rupture</i>	<i>20%</i>

3.2.8 Commentaires

Dans cette partie, tous les ajouts utilisés : les liants, les produits chimiques, les sables et les fibres sont présentés et décrits. On a essayé d'utiliser différents ajouts en poudre pour la fumée de silice, en liquide, pour les produits chimiques. D'autres additions ont été faites, comme les sables pour leur rôle de correcteur et des fibres

pour leur rôle de renforcement. Des mélanges « sédiments-liants-ajouts » ont été entrepris et des études comparatives relatives à leur comportement mécanique ont été menées. Il s'agit de trouver les meilleures formules pour la valorisation des sédiments marins et fines de carrière. Compte tenu des différentes caractéristiques des constituants, la préparation des différents mélanges est présentée dans le chapitre suivant.

3.3 Conclusion

On a présenté tous les sédiments marins étudiés et les fines de carrière de Bayeux comme sols fins équivalents. Avec les caractéristiques physico-chimiques, on a pu déterminer leur classification.

On a présenté les liants hydrauliques et pouzzolaniques : ciment, chaux et cendres volantes, et les autres ajouts soit en poudres: fumée de silice, soit liquide : produits chimiques réactifs, soit fibreux. Connaissant les différentes caractéristiques des liants et ajouts, des formulations ont été proposées pour stabiliser voire solidifier des mélanges de sédiments-liants-ajouts.

4. Méthodes de préparation des échantillons

Introduction

Le chapitre précédent a permis d'établir l'ensemble des caractéristiques des sédiments marins et des fines de carrière d'une part, et des performances physico-chimiques et mécaniques des liants hydrauliques, des fumées de silice, des sables, des produits chimiques et des fibres de renforcement utilisés d'autre part. L'étape suivante consiste à choisir en fonction de l'état et de la nature des sédiments et des fines de carrière et de la filière de valorisation envisagée, les mélanges appropriés. C'est l'objet de ce chapitre qui traite des dosages des ajouts et la teneur en eau des échantillons traités, des conditions de cure et des méthodes de confection des éprouvettes pour une valorisation en technique routière en conformité avec les recommandations en vigueur dans les guides français des remblais des couches de forme (GTR, 2000). Toute cette démarche méthodologique intègre le point de vue économique aussi.

4.1 Choix des paramètres pour les mélanges

Tout d'abord, la teneur en liants et autres ajouts est toujours exprimée par rapport à la masse sèche du sédiment ou de la fine de carrière sauf mention expresse dans la section intéressée. Ceci veut dire qu'un dosage en liant de 1g pour 100g de sédiment correspond à 1%.

Puis les sédiments marins à traiter contiennent un grand volume d'eau initiale. Il est difficile d'obtenir des performances mécaniques suffisantes dans une valorisation avec des liants hydrauliques à faibles dosages (Boutouil, 1998 et Bertrand, 2011). C'est pourquoi il a été nécessaire de fixer une teneur en eau pour les mélanges des sédiments marins et des liants lors de la confection des éprouvettes. Pour déterminer cette teneur en eau optimale pour les mélanges « sédiment-ciment-chaux », il faut effectuer des essais Proctor-IPI (Silitonga, 2010). Mais de par la littérature, on situe cette teneur en eau dans un intervalle compris entre 20-40% (Levacher *et al.*, 2007 Duan, 2008 ; Silitonga, 2010 et Behmanesh, 2008). Le choix du liant de base (ciment-chaux) est en fait en relation avec la teneur en eau et la teneur en matière organique des sédiments mais il a été tenu compte des conditions économiques : dosage en ciment $\leq 7\%$ et en chaux $\leq 3\%$ (Rey, 1999).

4.2 Préparation des échantillons

La préparation de mélanges et la réalisation des échantillons nécessitent d'aborder les points suivants :

- le conditionnement des sédiments et fines de carrière (prétraitements éventuels),
- le choix dimensionnel des éprouvettes,
- la mise en œuvre des mélanges,
- la confection des échantillons,
- la conservation des échantillons

4.2.1 Moule des éprouvettes

Les éprouvettes sont cylindriques et présentent un rapport d'élancement de 2, en respect de la norme NF P 98-230-2, (1993).

Des échantillons ont été moulés dans des étuis cylindriques en PVC ayant un diamètre intérieur 34mm et une hauteur de 68mm. Une série de moules utilisés est montrée à la Figure 4.1A.

D'autres échantillons ont été confectionnés avec des moules fendus cylindriques en PVC de diamètre intérieur 40mm et de hauteur 80mm (Figure 4.1B). Ce type de moule fendu permet un démoulage ou décoffrage très rapide sans perturber l'échantillon.

Les éprouvettes la Figure 4.1A sont démoulées à l'aide d'un piston s'appuyant sur l'une des faces de l'échantillon.



Figure 4.1 Moules de confection en PVC

4.2.2 Préparation des sédiments et des fines de carrière

Tous les sédiments marins et fines de carrière sont stockés en bidons hermétiques. Avant chaque mélange de stabilisation, une quantité suffisante est prélevée pour les conditionner à la teneur en eau désirée, avec passage à l'étuve selon les teneurs en eau demandées.

Les sédiments à stabiliser sont déposés dans des bacs qui sont mis à l'étuve pour être déshydratés. La température de l'étuve est de 60°C pour éviter toute modification ou altération des caractéristiques physico-chimiques des sédiments en particulier les matières organiques. A la fin du séchage, il est nécessaire de fragmenter et de tamiser des sédiments séchés qui forment des mottes plus ou moins agrégées. Le tamisage requis est effectué pour obtenir une classe granulaire de 0/2mm. Cette classe sert de référence pour tous les sédiments et fines de carrière traités. La Figure 4.2 montre les différentes étapes relatives à la préparation des sédiments.



Figure 4.2 Différents états des sédiments avant mélange

Pour les fines de carrière de Bayeux (Figure 4.3) qui ont été déshydratées en carrière par filtre presse, leur teneur en eau initiale est de 30%. Il n'y a pas de phase d'étuvage. Par ailleurs les particules sont plus fines et inférieures à 2mm. Elles ne contiennent pas d'éléments grossiers. Elles sont directement prêtes à la stabilisation. Seuls une fragmentation et un tamisage sont effectués.



Figure 4.3 Fines de carrière à l'état initial

4.2.3 Mélanges réalisés et dosages des ajouts

Nous présentons les différents mélanges réalisés sur l'ensemble des sédiments et fines de carrière pour les valoriser. Le contexte des traitements de stabilisation appliqués est rappelé pour chaque type de sédiment ou fines de carrière.

Par ailleurs les dosages en liant sont exprimés par rapport à la masse sèche des sédiments ou fine de carrière. Un pourcent de liant correspond à 1g de liant pour 100g de sédiment sec ou fine sèche de carrière. Le dosage en fibres est exprimé aussi en

pourcentage. Ainsi 1% de fibres représente 1g de fibres pour 100g de sédiment sec ou fine sèche de carrière. La longueur des fibres L a été choisie en fonction du diamètre de l'éprouvette cylindrique. Dans les différents tableaux suivants sont indiqués L en mm et le rapport L/D.

4.2.3.1 Sédiments méditerranéens

L'étude de stabilisation des sédiments marins de Méditerranée a été menée conjointement au déroulement du projet SEDIMARD83 (Sannier *et al.*, 2009 et Aqua *et al.*, 2009). Ces travaux ont concerné des traitements de stabilisation à base de ciment et de chaux compte tenu du caractère organique de nombreux sédiments. Les teneurs ont été choisies à des taux plus élevés que pour les sédiments de Fécamp mais économiques ($\leq 7\%$ pour le ciment, et $\leq 3\%$ pour la chaux. Ces 3% sont aussi un taux proche du point de saturation (Rey, 1999 et Bertrand, 2011).

L'application visée est celle d'un réemploi en sous couche routière avec l'obtention de 1MPa en résistance en compression simple. Une addition de cendres volantes a été proposée par la suite pour ces sédiments.

Selon les travaux de Duan (2008), les valeurs optimales de teneur en eau pour les traitements sont voisines de 40% pour tous les sédiments méditerranéens. Les teneurs en ciment et en chaux se réfèrent à la matière sèche des différents sédiments marins. Quelles que soient les formulations, l'objectif du programme est d'obtenir une résistance minimale de 1 MPa en compression non confinée. Pour le traitement des 12 sédiments méditerranéens, on a réalisé 2 formulations et mené une comparaison de la résistance à la compression simple. Une première campagne a porté sur des mélanges avec du ciment dosé à 7% et de la chaux à 2% conformément au Tableau 4.1.

Une deuxième campagne de mélanges et d'essais a donc été effectuée avec un ajout de liant pouzzolanique : une cendre volante appelée Sodeline[®]. Son incorporation aux mélanges a été faite dans le but de maintenir à long terme voire de les améliorer, les résistances à la compression. Cette cendre volante de par ses particules sphériques très fines tend à diminuer la porosité des mélanges. L'ensemble des dosages en ciment, chaux et cendres volantes est donné sur le Tableau 4.2.

Pour ces deux campagnes d'essai, les teneurs en eau sont comprises entre 30% et 50% encadrant la valeur moyenne de 40%.

Tableau 4.1 Composition des mélanges sans CV pour les 12 sédiments méditerranéens

Sédiments méditerranéens	Eau (%)	Ciment (%)	Chaux (%)
ARS/B	30	7	2
BAN/B	30	7	2
CAN/B	30	7	2
SAN/B	30	7	2
STM/B	50	7	2
VPM/B	50	7	2
ARS/DD	50	7	2
BAN/DD	50	7	2
CAN/DD	50	7	2
SAN/DD	50	7	2
STM/DD	50	7	2
VPM/DD	50	7	2

Nota : CV = cendre volante

Tableau 4.2 Composition des mélanges avec CV pour les 12 sédiments méditerranéens

Sédiments méditerranéens	Eau (%)	Ciment (%)	Chaux (%)	Sodeline® (%)
ARS/B	30	7	2	10
BAN/B	30	7	2	10
CAN/B	30	7	2	10
SAN/B	30	7	2	10
STM/B	50	7	2	10
VPM/B	50	7	2	10
ARS/DD	50	7	2	10
BAN/DD	50	7	2	10
CAN/DD	50	7	2	10
SAN/DD	50	7	2	10
STM/DD	50	7	2	10
VPM/DD	50	7	2	10

Nota : CV = cendre volante

Une campagne complémentaire a été réalisée sur un sédiment méditerranéen : celui de Cannes. Devant la difficulté à obtenir la valeur seuil de 1MPa, un produit chimique réactif PCR a été utilisé pour différents dosages. Ce produit réagit sur des sites siliceux d'où l'idée de l'utiliser seul ou avec de la fumée de silice

Ensuite, on a ainsi mélangé ces produits chimiques réactifs et la fumée de silice dans le sédiment dessablé et déshydraté de Cannes. Les formulations retenues sont fournies dans le Tableau 4.3.

Tableau 4.3 Composition des mélanges pour le sédiment de Cannes

CAN/DD	Eau (%)	Silicate (%)	Rhodiasolv (%)	Fumée de silice (%)
I	50	4	0.4	-
II	50	8	0.8	-
III	50	-	-	10
IV	50	4	0.4	-

4.2.3.2 Sédiments d'Arcachon

Les sédiments d'Arcachon ont la particularité d'avoir une teneur en matière organique qui entrave les phénomènes d'hydratation. On a initié des mélanges à base des trois liants classiques : ciment, chaux et cendres volantes (CV) et amélioré ces mélanges par une correction granulaire. Ainsi des formulations ont été proposées pour modifier la granulométrie des sédiments d'Arcachon. Un ajout de sables tamisés de 0/2mm et 0/5mm avec uniquement du ciment a été effectué. Le Tableau 4.4 présente les formulations étudiées.

Tableau 4.4 Composition des mélanges pour les sédiments d'Arcachon

Sédiments	Eau (%)	Ciment (%)	Chaux (%)	Sodeline® (%)	Sable (%)
Arcachon1	40%	5	1.5	10	-
	40%	5	3	10	-
	40%	5	-	-	10 (0/2mm)
	40%	5	-	-	10 (0/5mm)
Arcachon2	40%	5	1.5	10	-
	40%	5	3	10	-
	40%	5	-	-	10 (0/2mm)
	40%	5	-	-	10 (0/2mm)

4.2.3.3 Sédiments de Fécamp

De par leur caractère de sol fin limoneux, leur homogénéité, l'étude de stabilisation des sédiments de Fécamp a porté sur un traitement à base de ciment faiblement dosé,

pour des applications en voie piétonne (pas de seuil recommandé pour la valeur de résistance à la compression simple R_c). Une première incorporation de fibres naturelles est proposée. Il s'agit de fibres de lin. Le choix a été conditionné par le réemploi d'un produit local du Pays de Caux. Pour les sédiments de Fécamp, on a ajouté des fibres de lin et du ciment dans les mélanges. La longueur des fibres est égale à la moitié du diamètre du moule. Les différents dosages et paramètres principaux des mélanges étudiés sont donnés dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5 Composition des mélanges pour les sédiments de Fécamp

Sédiments de Fécamp	Eau (%)	Ciment (%)	Lin (%)	Longueur des fibres (mm)
I	40	2	-	-
II	40	2	0.3	17
III	40	2	0.6	17

4.2.3.4 Sédiments de La Baule-Le Pouliguen

Les traitements de stabilisation sur les sédiments de la Baule-le Pouliguen, référencés LBLP, ont fait l'objet d'une part, d'une campagne d'essais et de mélanges à partir de formulations classiques à base de liants (ciment, chaux et cendre volante), et d'autre part, d'une innovation avec l'incorporation de fibres déchets pour les covaloriser avec les sédiments.

Ses fibres sont soit naturelles : du lin dont les essais se situent dans la continuité des traitements appliqués aux sédiments de Fécamp ; soit artificielles : des fibres synthétiques (P&P). Ces fibres ont été ajoutées pour différentes longueurs et pour différents dosages en fibres. Elles ont été incorporées dans les sédiments LBLP et dans les fines de carrière de Bayeux avec un seul liant hydraulique : du ciment. Trois dosages ont été retenus : 0.2%, 0.4% et 0.8%. Ils ont été calculés par rapport à la matière sèche de sédiment pour chaque type de fibres. Pour chaque dosage, on a considéré 4 longueurs différentes à savoir : 4.25mm, 8.5mm, 17mm et 34mm soit par rapport au diamètre du moule de 34mm, des rapports L/D égaux à 1/8, 1/4, 1/2 et 1. Les différentes formulations des sédiments LBLP traités sont définies à la Figure 4.4.

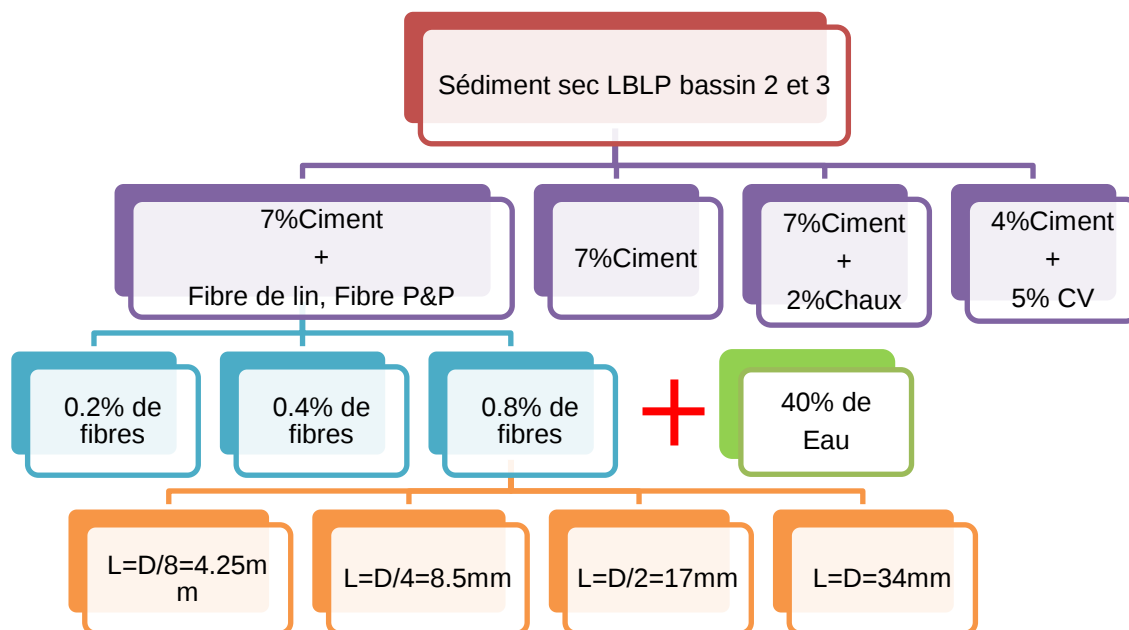


Figure 4.4 Formulations des mélanges de liants et d'ajouts utilisés pour les sédiments LBLP

4.2.3.5 Fines de carrière de Bayeux

Le programme des traitements de stabilisation appliqué aux sédiments LBLP a été reproduit pour les fines de carrière qui ne sont pas des sols fins organiques. Une procédure de correction granulaire a été introduite dans les mélanges classiques à base de ciment et chaux pour en étudier l'influence. Les deux sables correcteurs de carrière proviennent d'un dépôt stocké au CER-CETE de Rouen. Les différentes formulations étudiées sont rassemblées à la Figure 4.5.

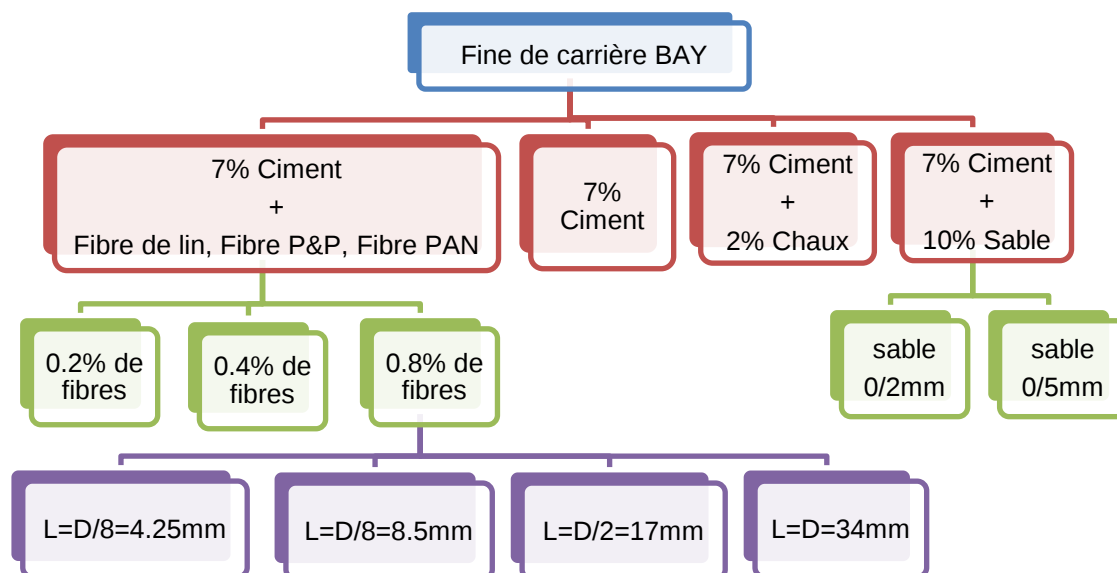


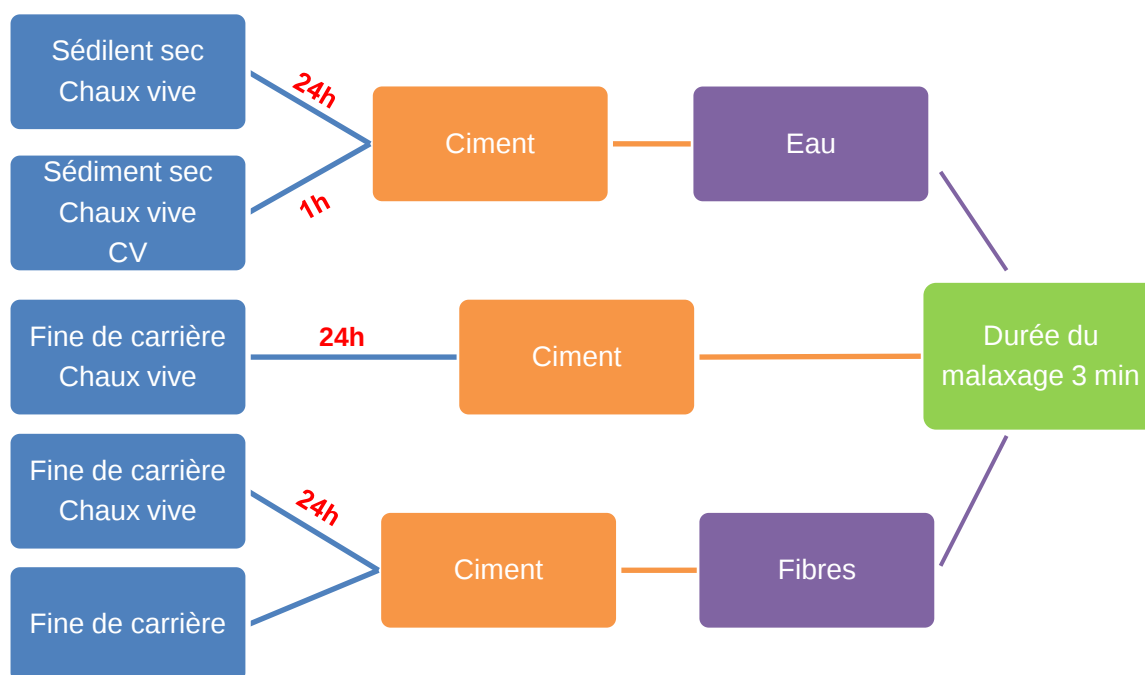
Figure 4.5 Formulations des mélanges de liants et d'ajouts utilisés pour les fines de carrière de Bayeux

4.2.4 Procédure de malaxage

Dans toute la procédure expérimentale dans le cadre de traitements de stabilisation aux liants, il est important d'unifier les phases de préparation des mélanges et de conservation.

Une procédure a été adoptée pour les ajouts solides, Figure 4.6 et pour l'utilisation de produits chimiques réactifs, voir Figure 4.7. Différents liants et ajouts sont mélangés à sec avec les sédiments ou fines de carrière. La chaux est ajoutée en cours de malaxage avant d'incorporer les autres liants. Si la formulation nécessite de l'addition de cendres volantes, on mélange la chaux et les cendres volantes en même temps.

Dans certains cas dans des formulations à base de chaux. Un temps de maturation a été introduit. Ce délai avant l'addition des autres ajouts solides permet l'action de la chaux sur la matière organique. Ces liants sont incorporés le ciment, les fibres et l'eau pendant une durée de 3 mn de malaxage. Si des fibres sont ajoutées, le ciment est mélangé en même temps.



Nota : les fines de carrière contenant 30% de l'eau

Figure 4.6 Opérations de malaxage en fonction du temps pour les ajouts solides

Les ajouts liquides concernent seulement les produits chimiques réactifs. Les deux produits chimiques de base sont mélangés pendant 2 minutes et sont par la suite versés dans le sédiment à traiter. Puis, les autres ajouts solides et l'eau sont ajoutés. Le mode opératoire retenu est celui de la Figure 4.7.

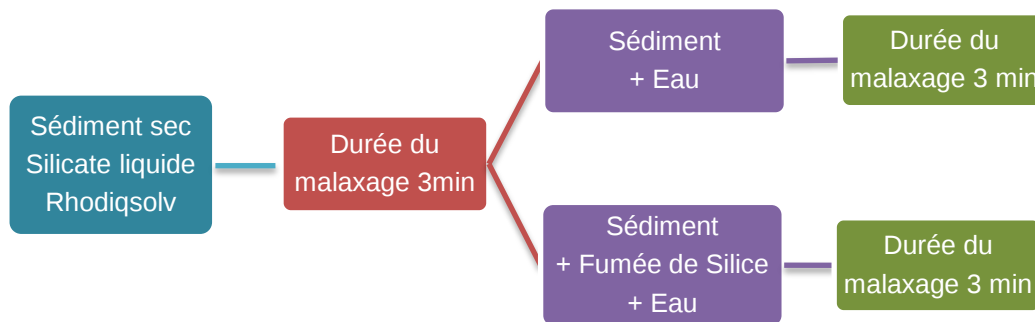


Figure 4.7 Opérations de malaxage en fonction du temps pour les ajouts liquides

4.2.5 Confection des éprouvettes

On a testé trois méthodes de fabrication d'éprouvettes cylindriques de différentes tailles.

L'objet principal est de confectionner des éprouvettes homogènes, compactes et en nombre suffisant. Les méthodes ont été testées suivantes :

- par carottage,
- par compactage et damage Proctor,
- par compactage et piquetage.

Elles sont décrites par la suite.

4.2.5.1 Confection des éprouvettes par carottage

La méthode de confection par carottage repose sur le principe d'obtenir 6 éprouvettes de dimensions souhaitées à partir d'un échantillon de type CBR. Elle a l'avantage de fournir à partir d'un même volume, six échantillons de caractéristiques identiques en même temps. Cependant il est clair que les échantillons ont une résistance mécanique très faible (Liu, 2010). La procédure retenue est la suivante : mélange, compactage Proctor et carottage. Il faut tout d'abord réaliser une éprouvette à l'essai Proctor normal résultant du mélange sédiments-liants dans un moule CBR (51×305mm) selon la norme NF P94-093, (1999). Après le compactage, le moule est posé sur une machine. L'outil carotteur en acier dont le diamètre intérieur est de 40mm descend automatiquement et remonte avec l'éprouvette découpée qui se trouve à l'intérieur de l'outil carotteur. Mais cette méthode a révélé les difficultés pour démouler l'éprouvette, c'est-à-dire l'extraire de l'outil sans la déformer. Même si l'éprouvette est bien démoulée, ce n'est pas facile de mettre aux dimensions souhaitées l'éprouvette. Il faut nécessairement l'ajuster en hauteur qui est égale à 2 fois le diamètre. Cette méthode n'a pas pu être retenue pour toutes les raisons et les risques d'endommagement des éprouvettes finales comme le montre la Figure 4.8.

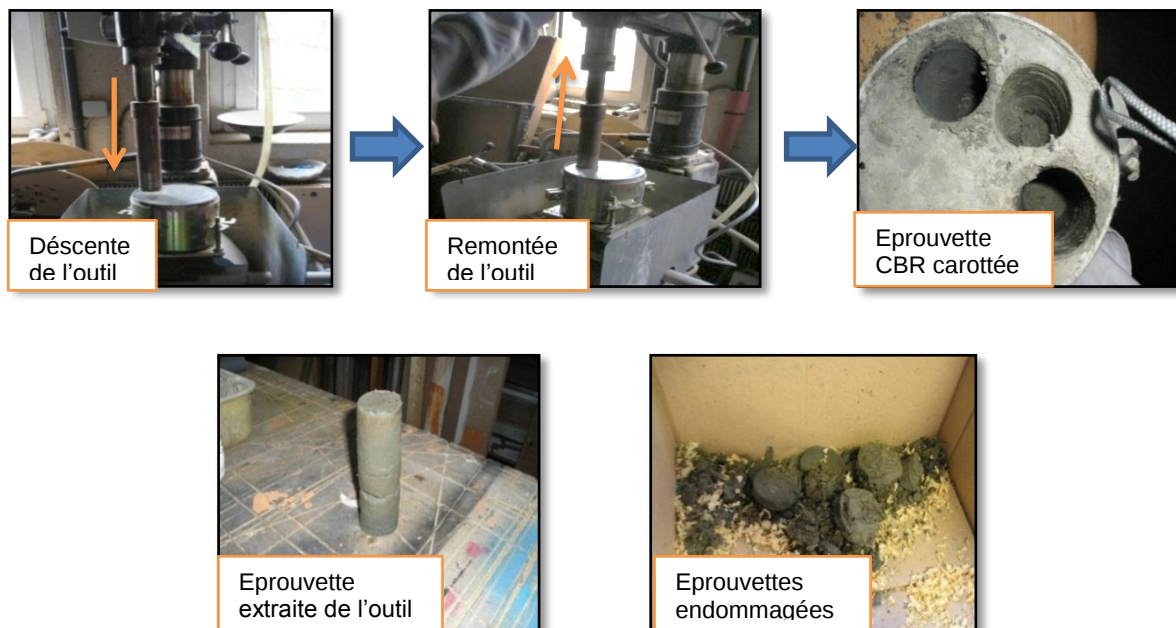


Figure 4.8 Confection des éprouvettes par carotteuse

4.2.5.2 Confection des éprouvettes avec une dame Proctor

Une fois abandonnée la méthode par carottage, on a eu recours aux méthodes usuelles simples, mais qui ne fournissent qu'une éprouvette à la fois.

Les éprouvettes subissent un compactage pour une énergie de type Proctor Normal. Chaque éprouvette est constituée de 3 couches d'épaisseur égale correspondant à environ 600g de matériau traité. Cette quantité est ajustée suivant les compositions et les densités des mélanges. Le matériau compacté doit dépasser la hauteur du moule d'environ 5 mm. Chaque couche est compactée en 6 coups de dame avec le système montré à la Figure 4.9. Cette méthode a été proposée par Silitonga (2010).



Figure 4.9 Compactage et confection des éprouvettes à la dame Proctor

4.2.5.3 Confection des éprouvettes par piquetage

On peut s'inspirer de la réalisation d'éprouvettes de béton 16cm×32cm qui préconise un piquetage du matériau dans le moule. Par ailleurs, ce procédé peut s'avérer plus rapide à mettre en œuvre pour la fabrication d'une éprouvette unitaire.

Après avoir mélangé les sédiments et les liants à l'aide du malaxeur, la pâte obtenue est mise dans le moule et puis elle est compactée manuellement à l'aide d'une tige en acier. Cette action est similaire au piquetage du béton lors de prélèvement d'éprouvettes sur chantier ou en centrale à béton. A la fin de cette opération, il faut s'assurer de bien remplir la totalité du moule et araser les deux sections du moule, voir Figure 4.10. Cette méthode a été mise au point et utilisée par Duan (2008).



Figure 4.10 Compactage et confection des éprouvettes par piquetage

4.2.5.4 Choix de la méthode de confection des éprouvettes

Pour déterminer la meilleure méthode de confection des éprouvettes à appliquer, il faut considérer les points suivants (i) l'obtention de résistance à la compression équivalente des éprouvettes, (ii) la facilité de la procédure de confection et répétitivité, (iii) l'économie de temps pour confectionner une éprouvette.

Une étude pour choisir la méthode adéquate selon ces critères a été réalisée par Liu (2010). Il a ainsi confectionné des éprouvettes avec les 3 méthodes pour une même formulation. Ces confections d'éprouvettes ont porté sur des mélanges à base de fines de carrière. Finalement, on a retenu la troisième méthode, celle de Duan (2008).

4.2.6 Conservation des éprouvettes

Un protocole de conservation a été défini, se voulant le plus représentatif des applications en sous-couches routières et voies piétonnes. Ce protocole a pu être dérogé pour certaines campagnes d'essais.

Pour les traitements de stabilisation des sédiments méditerranéens, les éprouvettes sont d'abord conservées dans les moules pour une durée de 7 jours. Ce dispositif empêche tout phénomène de carbonatation de la chaux avec l'air ambiant. Cependant, ces deux faces planes permettent un échange. Pour tous les autres sédiments marins traités et les fines de carrière de Bayeux, les éprouvettes sont démoulées directement après confection.

Après le démoulage, les éprouvettes sont conservées à la température du laboratoire, à peu près 20°C. Comme une campagne d'essais requiert un nombre important

d'éprouvettes, elles sont stockées sur une paillasse ou une étagère comme le montre la Figure 4.11. L'ensemble des compagnes a donné lieu à la fabrication d'au moins de 3000 éprouvettes pendant 3ans.



Figure 4.11 Conservation des éprouvettes sur paillasse

4.3 Essai de résistance en compression simple

Les indicateurs de performances mécaniques retenus dans les travaux de traitements de stabilisation des sédiments marins ou fines de carrière sont :

- la résistance à la compression,
- la résistance à la traction.

Ces résistances sont déterminées à partir d'essais et d'appareillages décrits par la suite.

Les essais de compression simple, selon la norme NF EN 12390-3 (2003), ont été réalisés sur une presse dotée d'un capteur de force de compression de capacité maximale de 10 kN (précision $\pm 0.1\%$) et d'un capteur de déplacement type LVDT de course $\pm 10\text{mm}$ (précision $\pm 0.02\text{mm}$). Un dispositif d'acquisition des données et de traitement permet de tracer les courbes effort appliqué/déformation. L'asservissement de l'application du chargement s'effectue en fonction de la vitesse de déformation imposée à savoir 1.93 mm/min. la machine d'essai et ses dispositifs de mesure sont illustrés à la Figure 4.12.



Figure 4.12 Dispositif et moyen de mesures d'un essai de compression

Les dépouillements qui s'en suivent sont classiques. La charge maximale obtenue, divisée par la section droite de l'éprouvette donne la valeur de la résistance R_c à la compression non confinée ou simple,

$$R_c = F_{c_{max}}/S = F_{c_{max}}/\pi r^2 \quad 4.1$$

avec : R_c résistance à la compression exprimée en MPa. Si $F_{c_{max}}$ l'effort vertical est mesuré en N et r , le rayon de l'éprouvette exprimé en mm.

Comme déjà évoqué dans la procédure de conservation, les résistances maximales à la compression simple sont déterminées selon la norme NF EN 12390-3 (2003) à 7, 14, 28, 60 et 90 jours. La valeur de R_c obtenue est la moyenne des valeurs de R_c pour 3 échantillons soumis à la compression.

Les valeurs de module d'Young E et de la résistance à la traction R_c pour un mélange donné permettent de classer les sédiments ou fines traitées aux liants hydrauliques comme préconisé par le guide (GTR, 2000)

Quant au module de Young (module d'élasticité) E , il est calculé à partir de la pente de la courbe contrainte-déformations, voir Equation 4.2 selon la norme ISO 6784 (1982). Sur cette courbe, une correction est apportée pour prendre en compte la non linéarité en début d'essai. En effet la courbe entre l'origine et une valeur de $0.3 F_r$ qui est la force de rupture n'est pas toujours linéaire. Selon la norme, on procède à une correction de l'origine des mesures comme montré sur la Figure 4.13 qui relie l'effort (F) à la déformation (ϵ). Après correction le module est déterminé sur la partie linéaire comprise entre 0 et $0.3 F_r$ selon la norme NF P98 232-1 (1991), (Kamali *et al.*, 2008 et Dubois *et al.*, 2009).

$$E = \sigma/\epsilon = \frac{F/S}{\Delta H/H} \quad 4.2$$

avec : E le module d'élasticité en MPa, σ la contrainte correspondante exprimée en N/m^2 , F la force appliquée exprimée en N, ϵ la déformation relative en mm, ΔH la variation de la hauteur de l'éprouvette en m, H la hauteur de l'éprouvette initial en mm et S la section de l'éprouvette en m^2 .

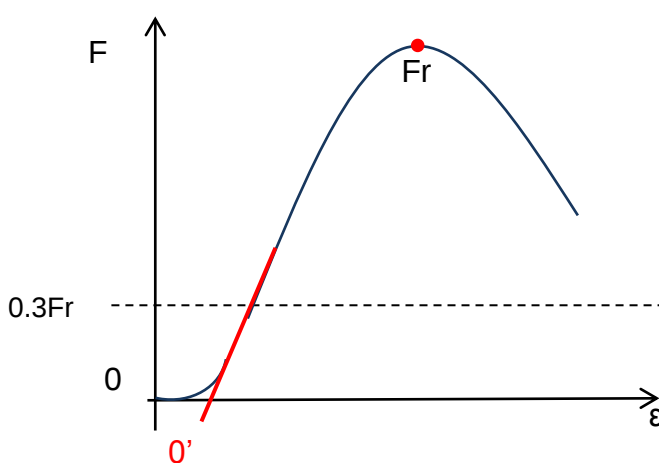


Figure 4.13 Correction de l'origine des mesures lors d'un essai de compression simple

4.4 Essai de résistance en traction indirecte

Le deuxième indicateur retenu est la résistance à la traction indirecte qui permet par la suite l'évaluation de module d'élasticité apparent.

L'essai de résistance à la traction indirecte est connu sous l'appellation d'essai brésilien (NF EN 13286-42, 2003). Il permet d'estimer la résistance à la traction directe. Elle est liée à la contrainte obtenue au moment de la rupture d'une éprouvette cylindrique soumise à une force de compression appliquée sur deux génératrices opposées par la même machine où est réalisé l'essai de compression. Du point de vue pratique pour réaliser l'essai, on utilise 2 bandes de chargement en contre-plaqué ou en carton dur ne devant servir qu'une seule fois. Elles doivent avoir les dimensions suivantes par rapport aux dimensions de l'éprouvette testée : la longueur $\geq H$ qui est la hauteur de l'éprouvette ; la largeur $\geq 0.1D$ avec D comme diamètre de l'éprouvette et l'épaisseur égale à (4 ± 1) mm, (voir la Figure 4.14). On peut utiliser cet essais par la même machine que l'essai de résistance en compression selon la méthode Siham *et al.* , 2008.

La résistance à la traction indirecte de l'éprouvette est calculée à partir de la force maximale à la rupture selon la formule suivante NF P98 232-3 (2001) :

$$R_{it} = 2F/\pi HD \quad 4.3$$

où R_{it} est la résistance à la traction indirecte, exprimée en MPa. Si F la force maximale à la rupture est en N et H , la longueur de l'éprouvette en mm et D , la diamètre de l'éprouvette en mm.

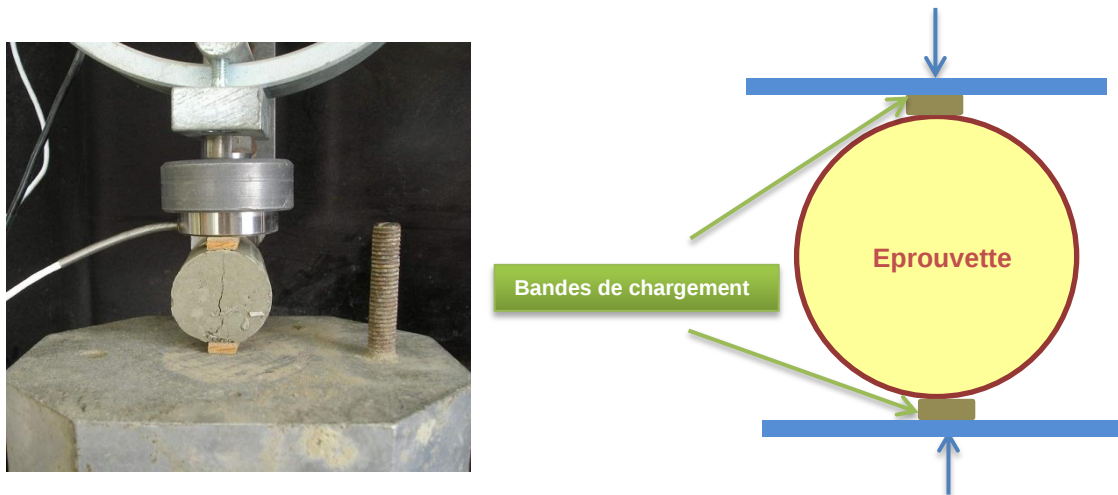


Figure 4.14 Principe d'un essai de traction indirecte

4.5 Essai de mouillage-séchage

L'essai de mouillage-séchage détermine le dosage minimal de liants ajoutés pour assurer la durabilité des sols. La procédure de l'essai comprend plusieurs cycles. Chaque cycle de mouillage-séchage est composé d'une phase de séchage de 24 heures à 60 °C dans l'étuve et une phase de mouillage de 24 heures à la température ambiante. Les 10 cycles d'essais sont réalisés sur 20 jours.

Une analyse comparative est effectuée au niveau des résistances à la compression simple et à la traction. Il s'agit de comparer les résistances obtenues des éprouvettes après les 10 cycles de mouillage-séchage avec la résistance des éprouvettes qui sont conservées à l'air libre à la température ambiante du laboratoire.

4.6 Essai de gel-dégel

Comme l'essai de mouillage-séchage, l'essai de gel-dégel est effectué pour vérifier le dosage minimal de liants utilisés pour assurer la durabilité des sols dans la zone gelée. La procédure de l'essai comprend une série de cycles. Chaque cycle se compose de 2 phases. Il y a une phase de gel de 17 heures à -10°C (y compris le temps de gel) et une phase de dégel de 7 heures à $+10^{\circ}\text{C}$ (y compris le temps de réchauffement).

Selon la norme NFP 98-234-1 (1992), les résistances mécaniques sont comparées au même âge. La comparaison se fait entre les résultats obtenus sur les éprouvettes ayant subi l'essai gel-dégel et les éprouvettes conservées à l'air libre à la température ambiante.

4.7 Programme des essais de durabilité

Un programme d'essai de durabilité a été prévu dans l'étude du comportement mécanique des sédiments marins et fines de carrière stabilisés. Pour réaliser ce programme, il convient de prévoir 4 séries d'essais comme indiqué sur la Figure 4.15. Deux séries destinées aux essais de résistance usuels : Rc et Rt. Deux séries d'essais de durabilité (M/S et G/D) y sont associés.

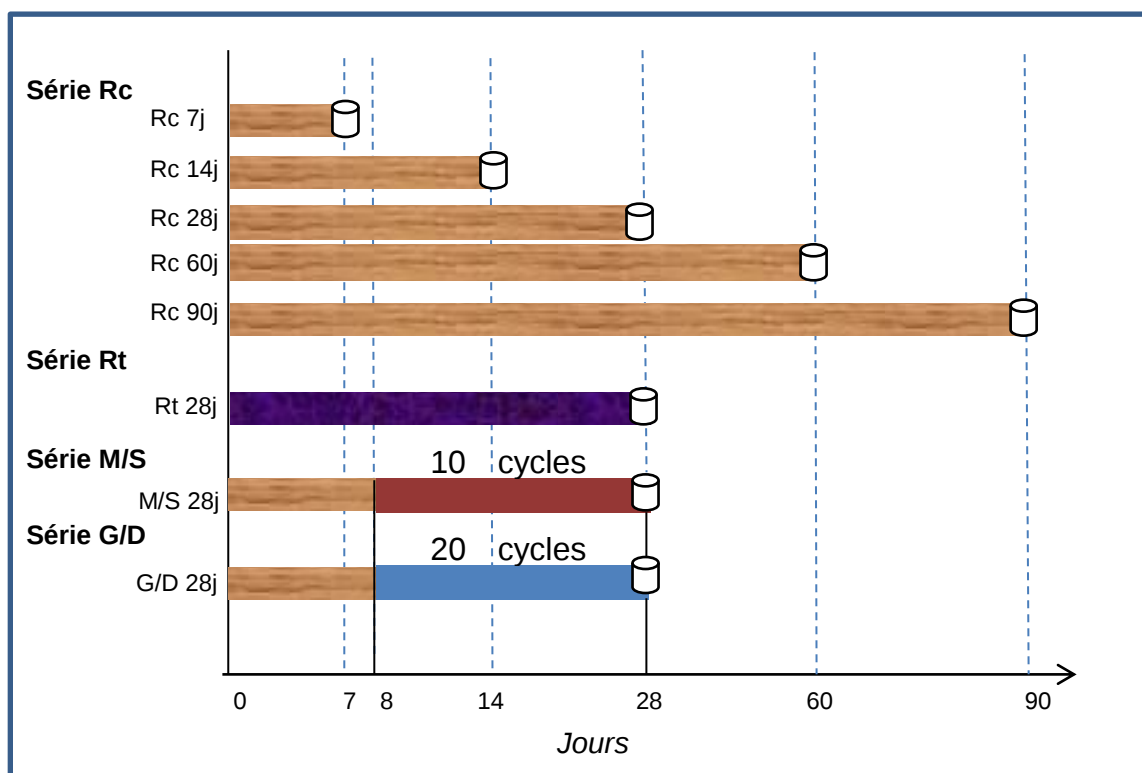


Figure 4.15 Schéma synoptique des essais de durabilité

Pour les essais de mouillage-séchage et de gel-dégel, les éprouvettes sont confectionnées et conservées pour 8 jours, et puis elles subissent soit les 10 cycles de mouillage-séchage ou soit les 20 cycles de gel-dégel. Rappelons que les 10 cycles de l'essai de mouillage-séchage sont réalisés sur 20 jours. Les 20 cycles de l'essai de gel-dégel sont aussi réalisés sur 20 jours. Donc, quel que soit l'essai de durabilité à 28 jours, les essais de résistance de compression sont effectués pour tous les essais de durabilité et les valeurs de R_c sont comparées entre elles. Il en va de même pour les valeurs de R_t qui permettent de situer les mélanges sur la courbe de classification des sols fins pour les sous-couches routières.

4.8 Conclusion

Selon les différentes caractéristiques des sédiments marins et des fines de carrière, on a choisi différents liants et ajouts pour les mélanges étudiés. On a considéré le coût des liants et des ajouts. Les mêmes liants et ajouts sont ajoutés en fonction de différents dosages pour comparer les résistances à la compression simple, et ce, pour améliorer les propriétés mécaniques des sédiments marins et des fines de carrière. On donc a retenu comme liant de base 7% de ciment, 1% à 3% de chaux pour diminuer l'action de la matière organique et 10% de Sodeline[®]. Des produits chimiques réactifs et des fumées de silice ont été ajoutés pour tester leurs effets sur le procédé de S/S par rapport aux 2 liants hydrauliques (ciment et chaux). Pour le renforcement des résistances mécaniques, des fibres végétales et artificielles ont été incorporées. Des formulations avec des fibres ont été proposées en faisant varier les paramètres de longueur et de dosage.

5. Analyse de la valorisation des sédiments marins et des sols fins

Introduction

Dans ce chapitre, le comportement mécanique des sédiments marins et sols fins traités avec des liants et des ajouts est analysé en détails. Les traitements étudiés rentrent dans le cadre des procédés de stabilisation et solidification en vue de l'utilisation des sédiments marins et sols fins en couche routière.

Les deux indicateurs mécaniques principaux retenus sont R_c et R_t . La résistance à la compression simple des sédiments marins et sols fins traités avec des dosages différents en liants hydrauliques, en cendres volantes, en fumée de silice, en produits chimiques et en fibres est d'abord étudiée, tout en sachant que le seuil minimal est à l'heure actuelle fixé à 1MPa selon le GTR (2000). Puis une étude de la sensibilité des différentes formulations est menée avec l'analyse des essais et des cycles de mouillage-séchage et de gel-dégel.

5.1 Traitement des sédiments méditerranéens

Pour les sédiments méditerranéens, on a décomposé l'analyse des résultats d'essai:

- le développement de R_c en fonction du temps à 14, 28 et 60 jours
- le développement de E en fonction du temps sur la même période

L'indicateur mécanique R_c est la valeur de la résistance maximale à la rupture en compression simple, (NF EN 12390-3, 2003). L'essai est réalisé à l'aide d'une presse triaxiale de 30kN, sur 3 éprouvettes cylindriques de diamètre 34mm et d'élancement 2. Les dates d'essai sont conventionnelles à savoir 14, 28 et 60 jours. On notera ainsi R_{c_j} pour la résistance maximale moyenne à j jours comme $R_{c_{28}}$ résistance à 28 jours.

5.1.1 Développement de la résistance R_c à court terme en fonction de 3 liants hydrauliques

L'analyse porte sur les évolutions de l'indicateur de résistance R_c à 14, 28 et 60 jours pour les six sédiments méditerranéens bruts et les six sédiments méditerranéens dessablés et déshydratés. Les premiers mélanges étudiés ont pour base de mélange, deux liants hydrauliques : 7 % de ciment et 2% de chaux. Ces dosages sont des dosages économiques de référence. Une addition de 10% de liant pouzzolanique a aussi été effectuée. Il s'agit d'une cendre volante appelée « CV ».

Le sédiment méditerranéen ARS de l'arsenal de Toulon a été choisi en raison de son taux de matières organiques relativement élevé qui se situe entre 17 et 20%, donc, un sédiment *a priori* difficile à valoriser en matériau routier.

Tout d'abord, quel que soit le mélange, toutes les valeurs de R_c à 28 jours sont supérieures à 1MPa. Sur la Figure 5.1, on observe que les résistances à la compression simple des éprouvettes additionnées de 10% de CV sont plus élevées à 14 jours et 28 comparativement aux valeurs de R_c des sédiments sans CV. L'écart est d'autant plus grand pour les sédiments ARS/B. La tendance de croissance de R_c des sédiments ARS/B additionnés de 10% CV est remarquable de 14 jours à 28 jours, la valeur de R_c augmente de 63%. Pour les mêmes mélanges, le taux d'amélioration de R_c des sédiments ARS/DD additionnés de 10% CV est de 19% sur la même période. On remarque qu'au-delà de 28 jours, les valeurs de R_c des sédiments toujours avec 10% CV diminuent de 11% pour les sédiments ARS/B et de 6% pour

les sédiments ARS/DD. Le durcissement dans le temps est d'allure classique, et un pic des valeurs de R_c est obtenu à 28 jours, quels que soient les mélanges, puis il y a une légère diminution des R_c pour les éprouvettes de sédiments ARS avec addition de cendres volantes ou une tendance à la stabilisation pour les sédiments sans CV au-delà de 28 jours. Notons que, la croissance de R_c des éprouvettes sans CV est lente mais leurs valeurs de R_c augmentent progressivement de 14 jours à 60 jours.

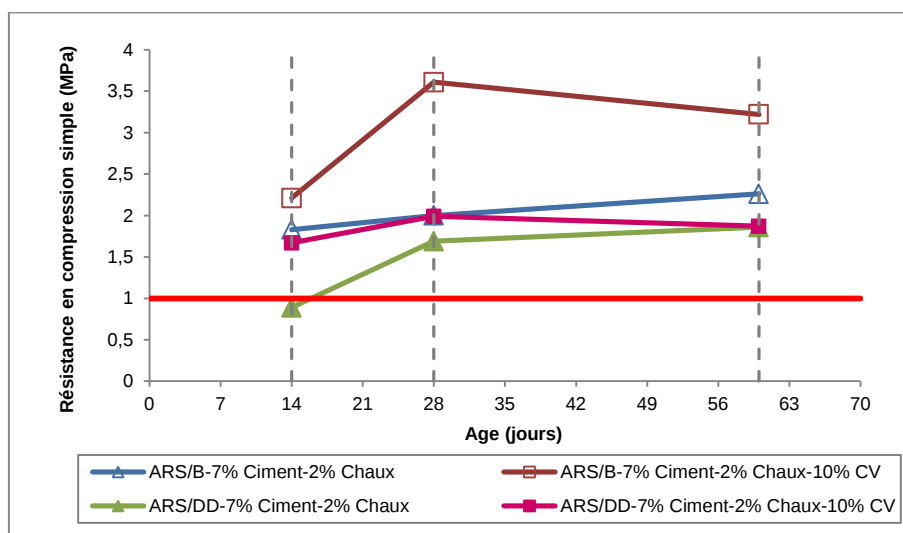


Figure 5.1 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations de ciment-chaux et de ciment-chaux-CV du sédiment méditerranéen ARS

Pour les sédiments méditerranéens de Bandol (BAN), les valeurs de R_c sont toujours supérieures au seuil de 1 MPa, mais aussi les valeurs de R_c diminuent de 28 jours à 60 jours, cette diminution atteint 30%. Pour les sédiments BAN/B sans CV, le taux de diminution se limite à 9%. On peut observer que les valeurs des R_c pour les sédiments BAN/DD avec ou sans 10% de CV sont presque identiques, voir sur la Figure 5.2. Les valeurs de R_c des sédiments BAN sans addition de CV sont plus stables bien que les valeurs des R_c soient sensiblement plus inférieures.

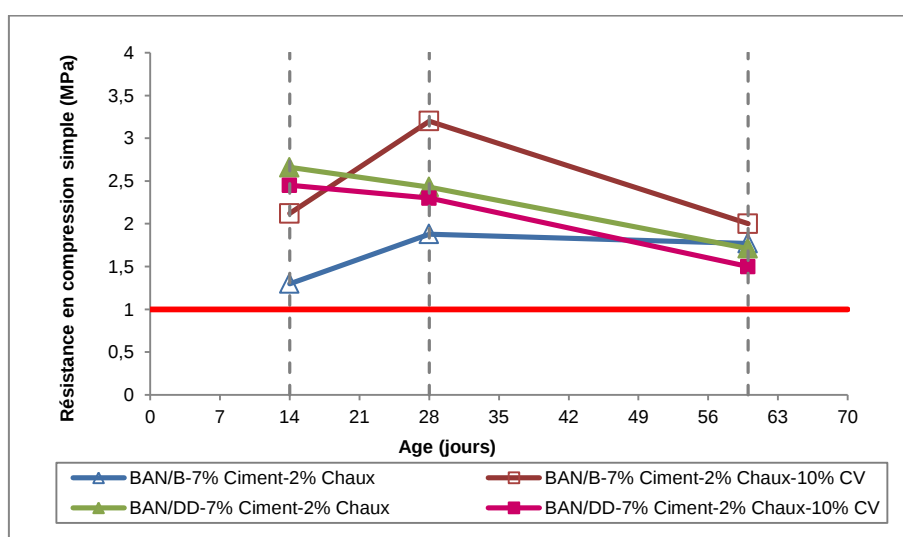


Figure 5.2 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations de ciment-chaux et de ciment-chaux-CV du sédiment méditerranéen BAN

Si l'on considère ces deux sédiments et les deux Figures 5.1 et 5.2, on peut déjà observer que les Rc des sédiments bruts avec un ajout de 10% de CV sont les plus élevées et supérieures à 3 MPa à 28 jours.

Analysons maintenant, les courbes d'évolution des Rc en fonction de l'âge pour les 4 autres sédiments méditerranéens bruts et dessablés/ déshydratés présentées à partir des Figures 5.3 à 5.6.

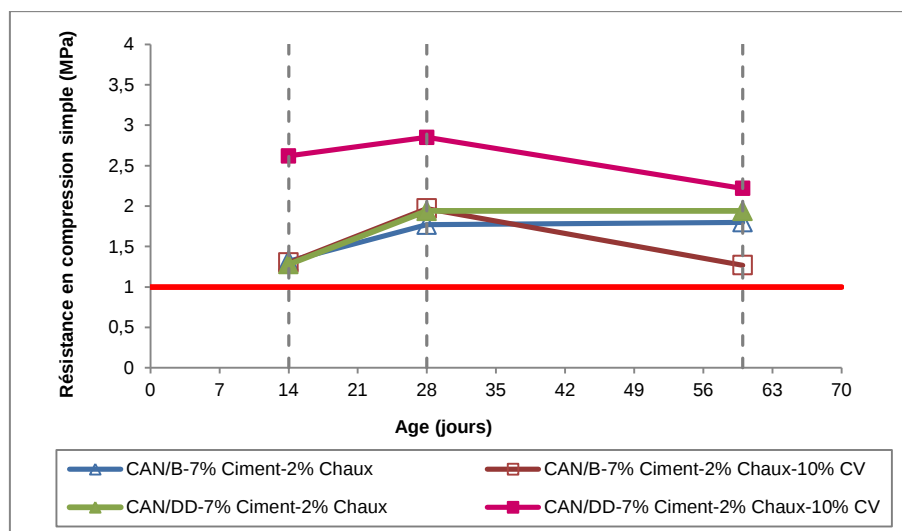


Figure 5.3 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations de ciment-chaux et de ciment-chaux-CV du sédiment méditerranéen CAN

Pour les sédiments méditerranéens CAN, toutes les valeurs des Rc sont encore supérieures à 1MPa, Figure 5.3. Les valeurs de Rc des sédiments CAN/B apparaissent légèrement en deçà de celles obtenues pour les déshydratés/dessablés CAN/DD. Les valeurs des Rc des sédiments CAN sous addition de CV sont plus stables dans le temps. Les valeurs de Rc pour le sédiment CAN/DD avec 10% de CV sont exceptionnellement élevées. Elles sont supérieures à 2 MPa. Les valeurs nettement sont plus élevées que celles obtenues pour les autres formulations des sédiments CAN pour la période de 7 jours à 60 jours, voir Figure 5.3. Nous observons que les valeurs de Rc pour les sédiments bruts CAN et déshydratés/dessablés CAN/DD, sans CV, sont plus proches et très faiblement variables. Leurs valeurs de Rc sont entre 1.5MPa et 2MPa après 28 jours.

Pour les sédiments SAN, les valeurs des Rc restent supérieures à 1MPa, Figure 5.4. On peut ajouter que la valeur de Rc pour les sédiments déshydratés/dessablés SAN/DD additionnés de 10% CV est la plus élevée, elle est de 1.9 MPa à 28 jours. Mais cette valeur de Rc diminue de 25% à 60 jours. Les valeurs des Rc pour les sédiments bruts et déshydratés/dessablés SAN, sans CV, sont plus élevées que celle obtenues pour les sédiments SAN avec CV à 60 jours. Les tendances de croissance des valeurs observées pour les sédiments SAN de CV sont lentes dans le temps mais similaires jusqu'à 14 jours.

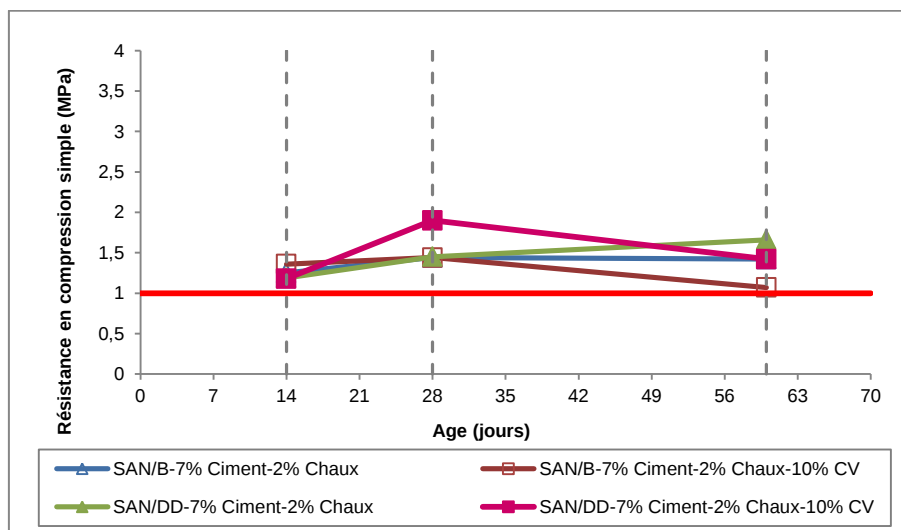


Figure 5.4 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations de ciment-chaux et de ciment-chaux-CV du sédiment méditerranéen SAN

La tendance globale des valeurs de R_c pour les 4 sédiments méditerranéens (CAN, SAN, STM et VPM) est à une diminution, quels que soient les mélanges considérés. Comparons dans les détails, les évolutions relative aux sédiments CAN et SAN. Les valeurs des R_c diminuent plus faibles (Figure 5.4) et les différences de comportement s'atténuent (courbes resserrées). A 28 jours, pour ces deux sédiments, ce sont les sédiments des hydratés/dessablés avec 10% de CV qui montrent des valeurs des R_c les plus élevées. Les R_c développées pour les sédiments bruts et déshydratés/dessablés avec 7% de ciment et 2% de chaux sont très voisines à 14, 28 et 60 jours. Les tendances évolutives de croissance observées sont lentes. Les valeurs des R_c des sédiments bruts et déshydratés/dessablés avec 10% de CV révèlent toujours un fléchissement à partir de 28 jours. Il est de -35% pour les sédiments CAN/B et SAN/B et de -22% pour les sédiments CAN/DD et SAN/DD.

Les valeurs des R_c des sédiments STM et VPM sont les plus faibles, mais pour ces 2 sédiments, les courbes d'évolution de R_c des sédiments STM sont plus stables dans les temps que celles obtenues pour les sédiments VPM.

En raison des teneurs en MO élevées, comprises entre 17 et 24% pour les sédiments STM et VPM, nous observons que toutes les résistances moyennes maximales sont tout juste égales ou inférieures à 1 MPa à 60 jours sauf pour les sédiments déshydratés/dessablés STM avec 10% de CV. Cette observation reste valable à 14, 28 et sensiblement à 60 jours comme le confirment les Figures 5.5 et 5.6. Les particularités est que des valeurs des R_c sont sous la larve du seuil de 1 MPa : cas des sédiments STM et VPM sous addition, tout au moins à 60 jours.

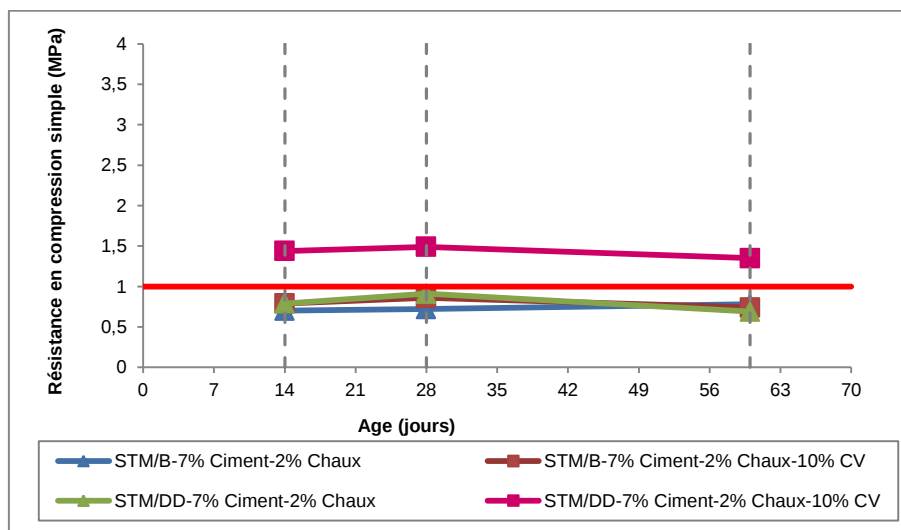


Figure 5.5 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations de ciment-chaux et de ciment-chaux-CV du sédiment méditerranéen STM

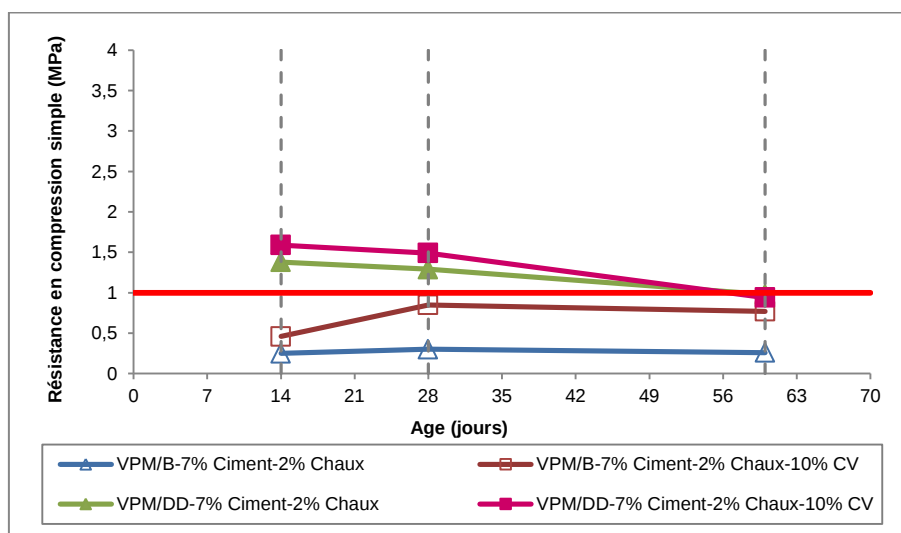


Figure 5.6 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations de ciment-chaux et de ciment-chaux-CV du sédiment méditerranéen VPM

5.1.1.1 Impact de la teneur en matière organique sur la résistance R_c

Si on analyse en détails pourquoi les valeurs de R_c des sédiments STM/B et VPM/B sont plus faibles on peut l'expliquer par les propriétés physico-chimiques obtenues dans le chapitre 2.1.3, à savoir :

- les granulométries des sédiments STM/B et VPM/B sont mal graduées avec un coefficient $C_c < 1$, et leurs particules sont très fines et il y a peu de sable ;
- les 2 sédiments sont des sols organiques, très plastiques selon le diagramme de Casagrande ;
- leurs teneurs en matière organique sont de loin les plus élevées par rapport aux autres sédiments bruts de la Méditerranée. De plus les 2 échantillons des sédiments bruts contiennent beaucoup de coquilles, de brindilles et autres déchets organiques solides.

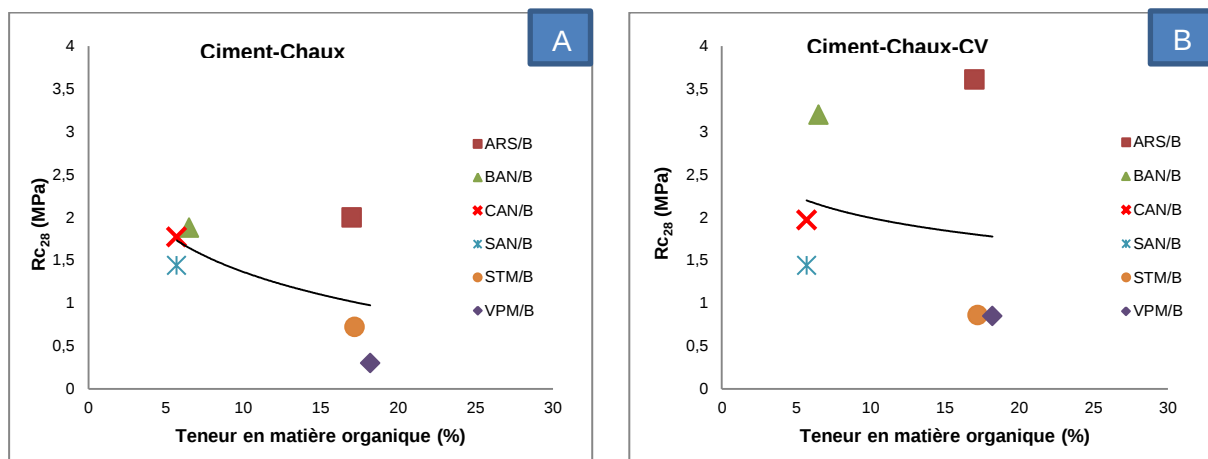


Figure 5.7 Relation de R_{c28} -MO pour les sédiments bruts méditerranéens

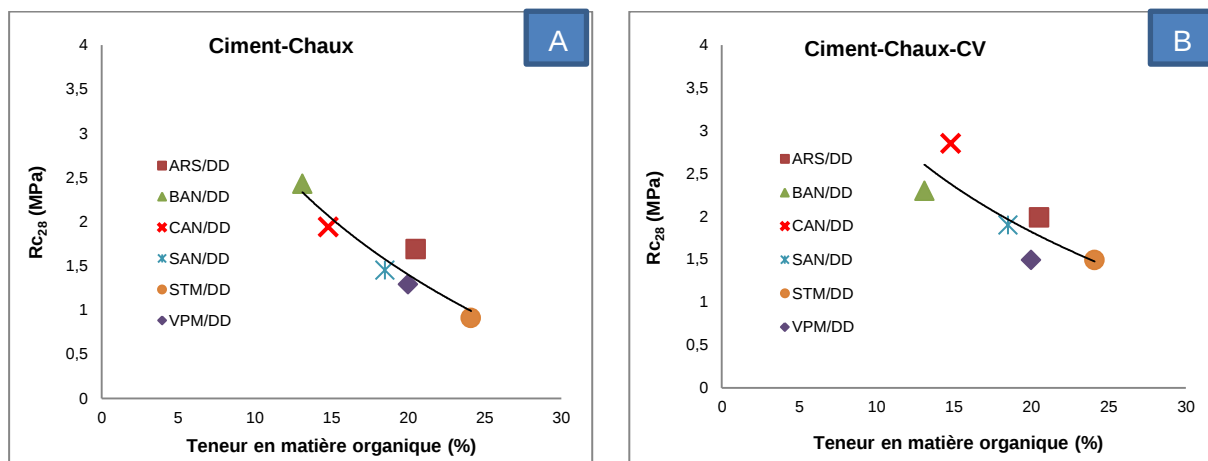


Figure 5.8 Relation de R_{c28} -MO pour les sédiments déshydratés/dessablés méditerranéens

Selon la matière organique des sédiments méditerranéens, on a trouvé que les valeurs des R_c à 28 jours sont plus faibles avec la teneur en matière organique pour les sédiments déshydratés/dessablés avec le ciment-chaux ou le ciment-chaux-CV, voir Figures 5.8A et 5.8B. Il y a un fléchissement avec la teneur en matière organique. Mais, les valeurs de R_c pour les sédiments bruts n'ont pas de tendance évidente avec la teneur en matière organique. En raison la granulométrie analysés dans les sédiments bruts ARS BAN CAN et SAN, les grains pour les 4 sédiments brut sont plus grossiers et il y a des particules sont entre 2 et 5mm malgré les faibles quantités. Donc, la teneur en matière organique n'influe pas trop des valeurs de R_c , surtout les sédiments bruts ARS, la teneur en matière organique est plus élevée, les valeurs de R_c sont plus fortes.

5.1.1.2 Impact de la teneur en carbonates sur la résistance R_c

Comme la teneur en matière organique, la teneur en carbonates influe sur les valeurs des résistances R_c des sédiments méditerranéens quels que soient les mélanges ciment-chaux ou ciment-chaux-CV, voir sur les Figures 5.9 et 5.10. Il y a une nette tendance croissante des valeurs de R_c avec la teneur en carbonates.

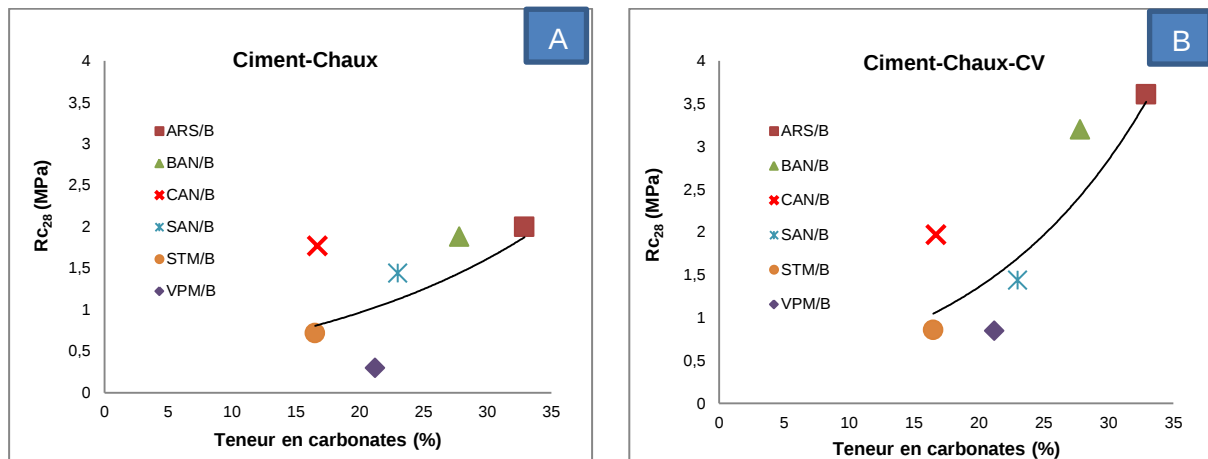


Figure 5.9 Relation de R_{c28} -Carbonates pour les sédiments bruts méditerranéens

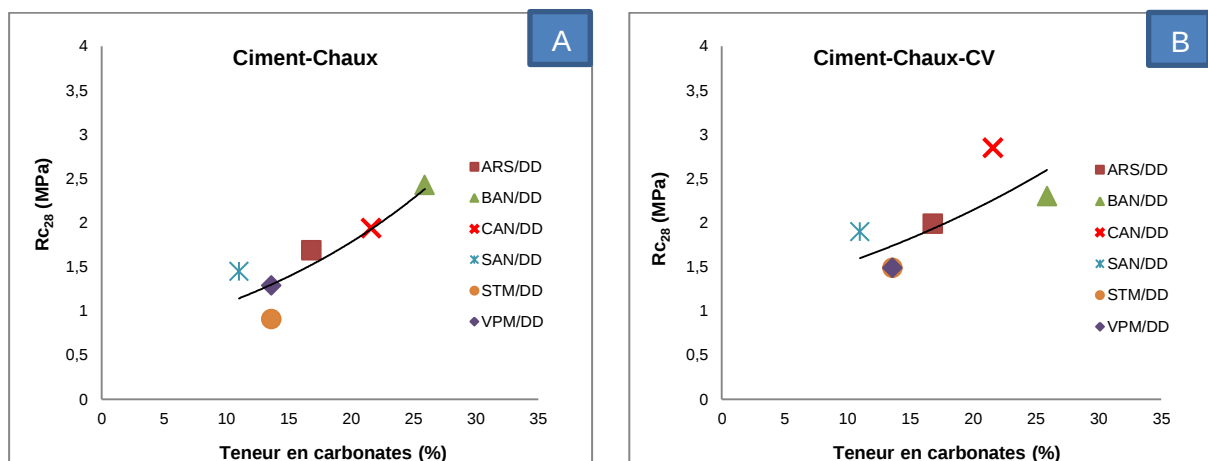
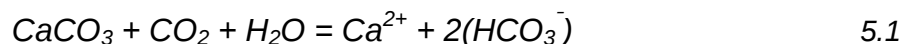


Figure 5.10 Relation de R_{c28} -Carbonates pour les sédiments bruts méditerranéens

La teneur en carbonates joue un rôle sur l'augmentation du pH, voir Formule 5.1. Le taux de carbonates exprimé en CaCO_3 , après réaction chimique, donne des ions hydrogénocarbonates HCO_3^- qui sont faiblement alcalins. Selon la bibliographie (Section 2.6.2), la teneur en carbonates dans les sédiments peut diminuer la mobilité des ions des métaux lourds, être favorable à la neutralité et à la diminution des composants organiques dans l'accumulation des matières organiques.



Dans l'ensemble, on constate que les valeurs des R_{c28} des sédiments ARS, BAN, CAN et SAN sont les plus élevées, voir sur les Figures récapitulatives 5.11 et 5.12. Elles vont de 1 à 3.5MPa. Elles le sont d'autant plus si elles concernent les 12 sédiments traités avec un ajout de 10% de CV. Ces mêmes valeurs de R_c maximales moyennes présentent une diminution à 60 jours. Au-delà de 28 jours, nous avons observé que seule la résistance des sédiments dessablés/déshydratés de BAN/DD, STM/DD et VPM/DD sans ajout de CV diminue un peu alors que pour les mêmes mélanges et les sédiments ARS, CAN et SAN, les valeurs de R_c augmentent très lentement après 28 jours et sont plus stables à 60jours, voir Figures 5.11A et 5.12A.

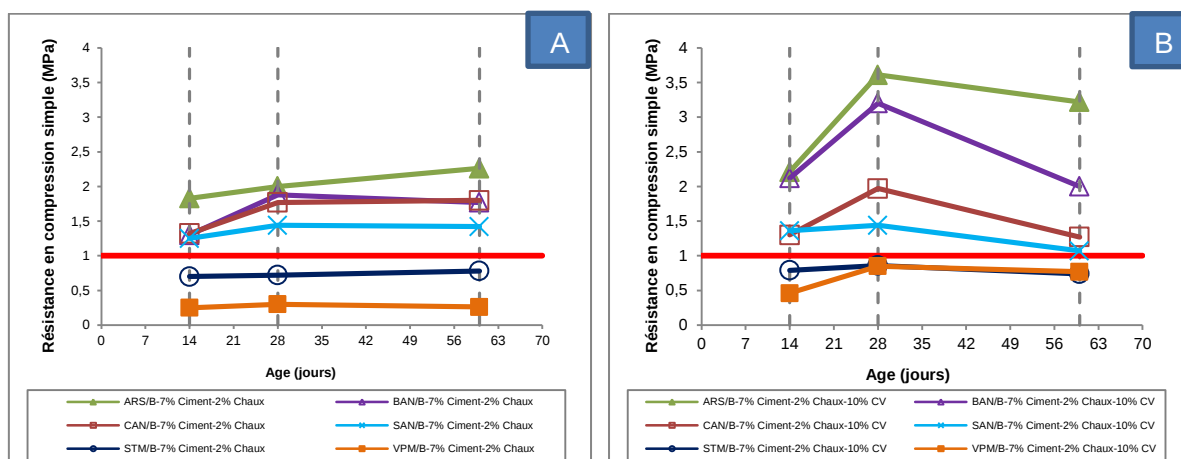


Figure 5.11 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations de ciment-chaux et de ciment-chaux-CV des sédiments bruts méditerranéens

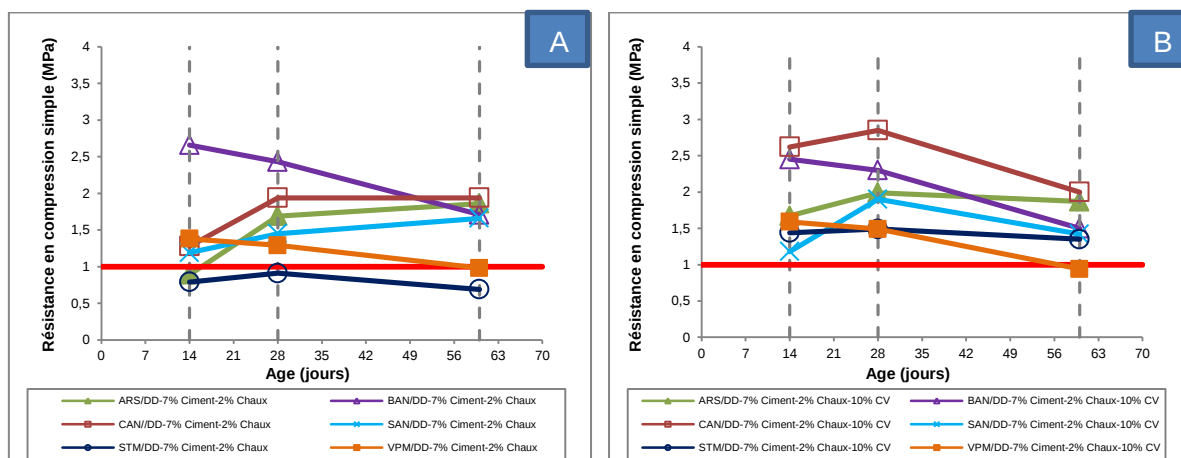


Figure 5.12 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations de ciment-chaux et de ciment-chaux-CV des sédiments dessablés/déshydratés méditerranéens

Tableau 5.1 Résistances en compression à 28 jours pour tous les sédiments méditerranéens

Rc ₂₈ (MPa)	ARS	BAN	CAN	SAN	STM	VPM
Sédiment sans CV	2	1.83	1.77	1.44	0.72	0.3
	ARS>BAN>CAN>SAN>STM>VPM					
Sédiment brut avec CV	3.61	3.2	1.97	1.44	0.86	0.85
	ARS>BAN>CAN>SAN>STM≈VPM					
Sédiment dessablé/déshydraté sans CV	1.69	2.43	1.94	1.45	0.91	1.29
	BAN>CAN>ARS>SAN>VPM>STM					
Sédiment dessablé/déshydraté avec CV	1.99	2.3	2.85	1.9	1.49	1.49
	CAN>BAN>ARS>SAN>STM≈VPM					

Si l'on considère la diminution des résistances maximales moyennes de 28 jours à 60 jours à la compression simple des sédiments avec un ajout de 10% de CV par rapport à celles des sédiments sans ajout, on peut dire que l'effet du ciment ajouté dans les

sédiments avec le temps est stabilisateur. Cependant il y a une augmentation nette de résistance quand nous ajoutons des CV dans les sédiments à court terme. Pour montrer clairement cette tendance des valeurs des R_c , on a normalisé les valeurs des R_c par la valeur de R_{c28} . En conséquence, on a des courbes R_c/R_{c28} en fonction de l'âge. Elles sont illustrées aux Figures 5.13 et 5.14.

On peut alors observer que les valeurs des R_c pour les sédiments bruts méditerranéens dans les mélanges ciment-chaux sont plus stables et ont presque toujours une tendance croissante de 14 jours à 28 jours sauf les sédiments bruts VPM. En revanche, pour les sédiments bruts et dessablés/déshydratés additionnés de ciment-chaux-CV, les valeurs des R_c sont plus variables. Les valeurs des R_c augmentent beaucoup de 14 jours à 28 jours mais toutes les valeurs de R_c ont une tendance décroissante après 28 jours.

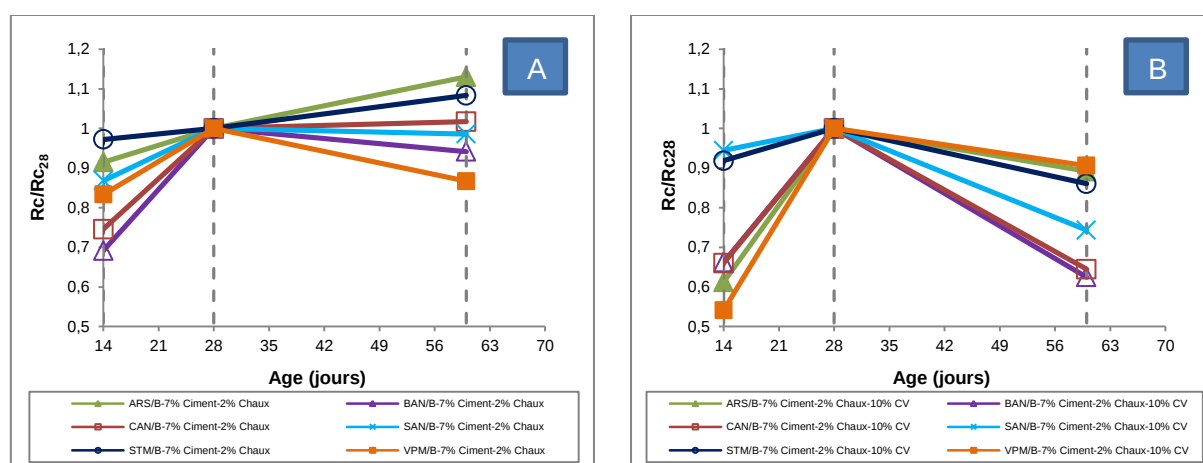


Figure 5.13 Evolution de R_c/R_{c28} pour les formulations ciment-chaux et ciment-chaux-CV des sédiments bruts méditerranéens

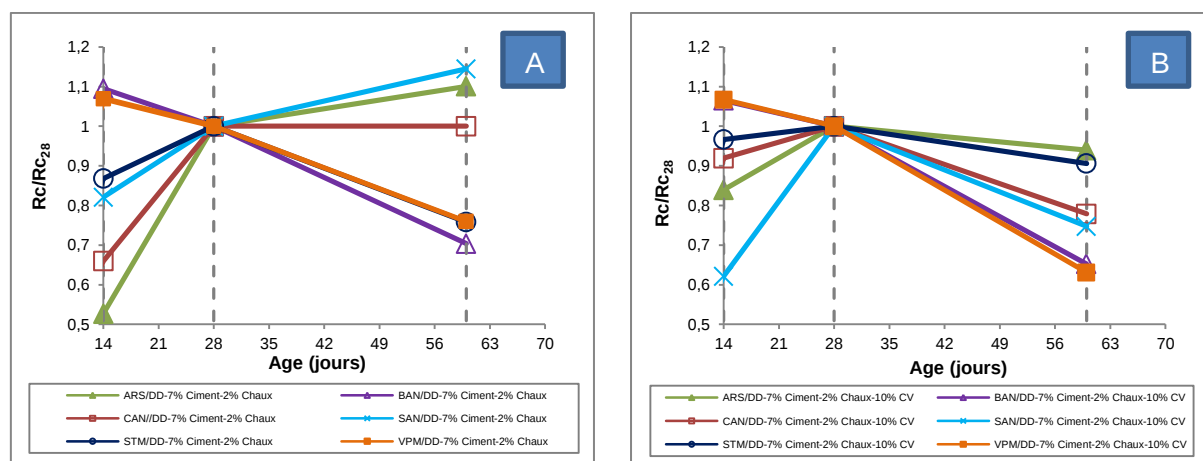


Figure 5.14 Evolution de R_c/R_{c28} pour les formulations ciment-chaux et ciment-chaux-CV des sédiments dessablés/déshydratés méditerranéens

5.1.1.3 Bilan d'un traitement des sédiments avec liants hydrauliques

Les courbes granulométriques étalées et continues peuvent améliorer le comportement mécanique. Les valeurs des sédiments très fins (STM et VPM) sont plus faibles que les autres sédiments méditerranéens. La teneur en matière organique peut diminuer R_c , néanmoins les carbonates sont intéressants pour augmenter R_c . Les liants pouzzolaniques (cendres volantes) ajoutées peuvent accélérer le procédé de S/S mais R_c diminue à court terme, mais les tendances des valeurs des R_c pour les sédiments avec le ciment-chaux-CV sont moins stables que celles avec le ciment-chaux.

5.1.2 Développement du module d'Young E apparent à court terme en fonction de 3 liants hydrauliques

D'autres propriétés ont été étudiées. Sur les Figures 5.15 et 5.16, nous pouvons voir que la valeur du module d'Young varie en fonction du temps pour les éprouvettes des sédiments méditerranéens.

Pour chaque essai de résistance R_c , on détermine à partir de la courbe effort-déformation, la pente initiale qui donne la valeur du module d'Young apparent. Les valeurs données sur les figures sont des valeurs moyennes de 3 échantillons testés en résistance.

Comme pour les valeurs de R_c obtenues, les valeurs du module d'Young apparent des sédiments bruts méditerranéens sont plus élevées, jusqu'à 600MPa pour les sédiments bruts ARS avec un ajout complémentaire de 10% de CV à 28 jours. Par contre, les valeurs du module d'Young des sédiments dessablés et déshydratés méditerranéens se concentrent entre 150MPa et 400MPa.

Nous remarquons de même que les valeurs du module pour les sédiments STM et VPM sont toujours les plus faibles si l'on considère les 12 sédiments à 14 jours, 28 jours et 60 jours. Cette observation prévalait déjà pour les valeurs de R_c , ce qui est tout à fait logique au niveau comportement mécanique. On peut remarquer que le module d'Young E apparent est relativement stable sur la période observée de 14 à 60 jours. Ceci se vérifie plus nettement pour les sédiments dessablés/déshydratés où les écarts entre E maximal moyen et E minimal moyen est le plus réduit de l'ordre de 300 MPa. Il est vrai que ces sédiments dessablés/déshydratés contiennent plus de particules fines dû à l'effet du dessablage.

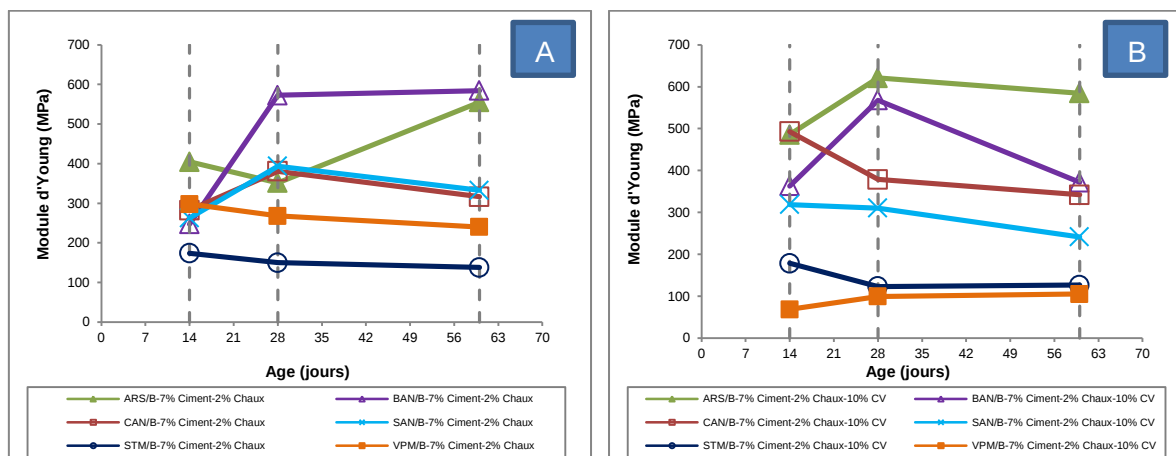


Figure 5.15 Evolution du module d'Young des sédiments bruts méditerranéens en fonction de l'âge

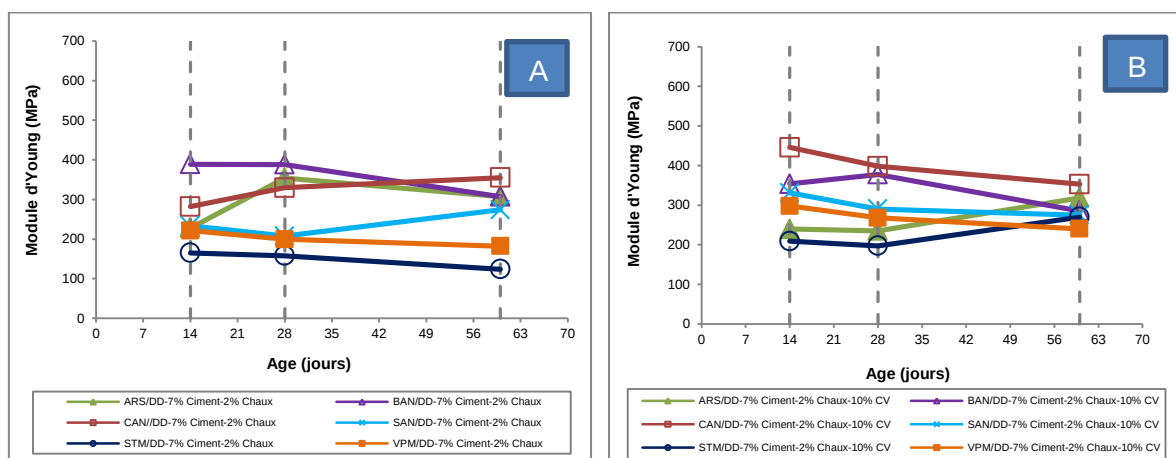


Figure 5.16 Evolution du module d'Young des sédiments dessablés/déshydratés méditerranéens en fonction de l'âge

Tableau 5.2 présente le module d'Young à 28 jours pour tous les sédiments méditerranéens avec CV ou sans CV comme Tableau 5.1 pour les valeurs de R_c à 28 jours.

Tableau 5.2 Modules d'Young à 28 jours pour tous les sédiments méditerranéens

E_{28} (MPa)	ARS	BAN	CAN	SAN	STM	VPM
Sédiment sans CV	351.51	572.85	380.67	393.6	150.06	58.05
	BAN>CAN>ARS>SAN>STM>VPM					
Sédiment brut avec CV	621	567.72	378.84	310.35	123	99.54
	ARS>BAN>CAN>SAN>STM>VPM					
Sédiment dessablé/déshydraté sans CV	354.27	388.29	329.61	207.6	157.83	199.32
	BAN>ARS>CAN>SAN>VPM>STM					
Sédiment dessablé/déshydraté avec CV	235.35	377.64	398.07	290.01	197.22	267.78
	CAN>BAN>ARS>SAN>VPM>STM					

5.1.3 Tentative d'addition d'un produit chimique réactif PCR

La recherche d'ajouts potentiels a été menée dans le but d'améliorer les points suivants dans le comportement mécanique des sédiments méditerranéens traités :

- Obtention d'une résistance à la compression supérieure à 1MPa.
- Constance de cette résistance dans le temps.

Des additifs chimiques peuvent être utilisés, les processus et leur capacité de réaction les différencient. Nous avons retenu un produit chimique réactif PCR dont la capacité de réaction et de solidification était liée à la présence de particules siliceuses. Un seul sédiment méditerranéen a été retenu.

5.1.3.1 Développement de la résistance Rc à court terme en d'un ajout de type produit chimique réactif PCR

Des essais préalables ont été menés pour optimiser les dosages en produits chimiques réactifs PCR dont l'application à la stabilisation des sédiments constitue une innovation. Un dosage de référence et recommandé par le fournisseur a été défini sur les proportions suivantes : 4% de Silicate et 0.4% de Rhodiasolv, Pour avoir une idée de l'effet d'un surdosage, on a doublé les dosages de produits chimiques réactifs jusqu'à 8% de Silicate et 0.8% de Rhodiasolv.

De par la nature minéralogique des sédiments marins, un mélange sédiment-PCR a été envisagé sur l'un des sédiments de Méditerranée (CAN/DD). L'expérimentation a porté sur l'utilisation d'un produit chimique réactif retenu qui réagit sur les sites siliceux. Des mélanges ont donc été opérés sur le sédiment CAN/DD seul et en combinaison d'autres ajouts. Ces différents mélanges ont permis de mener des études comparatives. Ces mélanges ont concerné le sédiment et le PCR pour deux dosages, le sédiment avec ajout de fumée de silice. L'ajout de fumée de silice a été effectué pour apporter un plus grand nombre des sites siliceux. A titre de référence, le sédiment additionné de ciment, chaux et cendres volantes dans le programme d'essais initial est rapporté parmi ces mélanges, voir Figure 5.17.

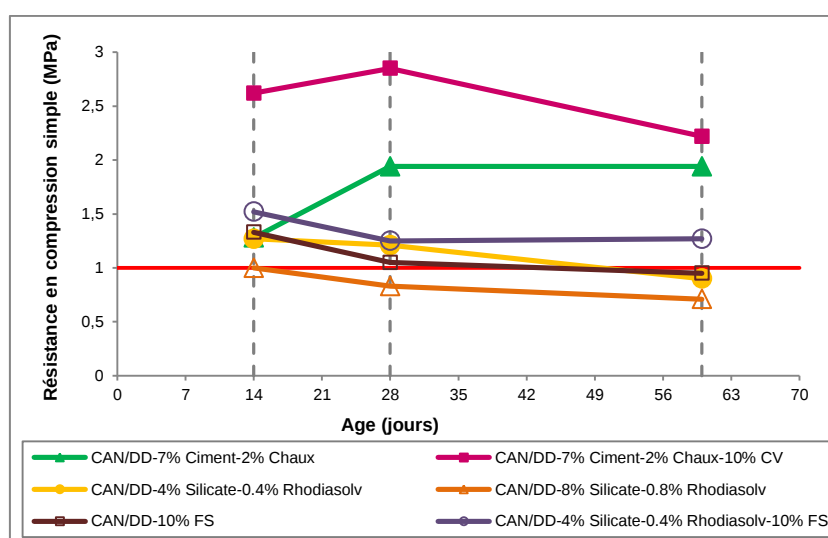


Figure 5.17 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations à base de produits chimiques réactifs avec ou sans fumée de silice, du sédiment méditerranéen CAN/DD

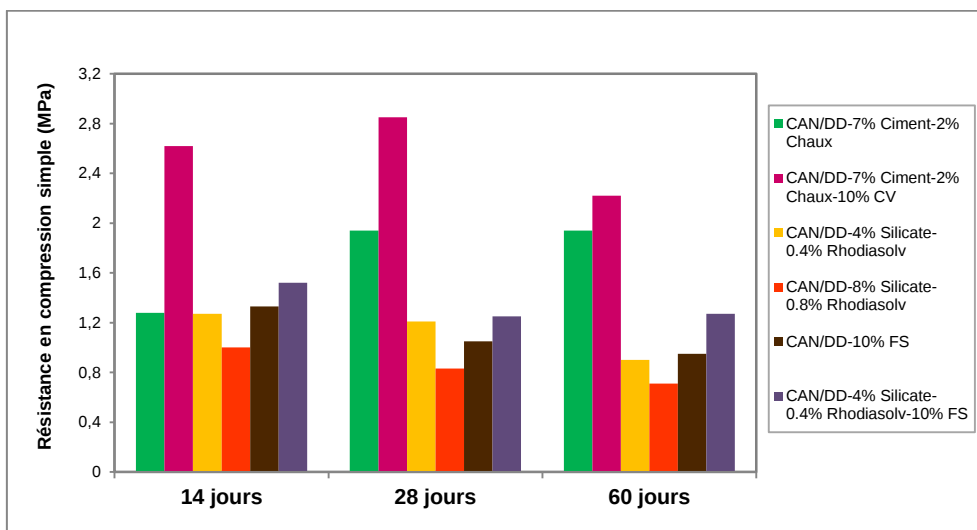


Figure 5.18 Histogramme d'évolution comparée des résistances à la compression pour les formulations à base de produits chimiques réactifs avec ou sans fumée de silice, du sédiment méditerranéen CAN/DD

L'effet des additions proposées peut être observé sur l'histogramme de la Figure 5.18 où les résistances à trois dates conventionnelles sont représentées (14, 28 et 60 jours). Deux groupes de mélanges se distinguent tant au niveau des valeurs de R_c que des valeurs du module d'Young E (voir Figure 5.19) : les mélanges à base de liants hydrauliques et pouzzolanique (ciment, chaux et CV) et les mélanges à base de PCR et fumée de silice.

Tout d'abord les valeurs des R_c ont une tendance à diminuer de 14 jours à 28 jours pour les sédiments CAN/DD avec les produits chimiques réactifs et la fumée de silice. Par rapport aux valeurs des R_c des sédiments CAN/DD additionnés de ciment, chaux et cendres volantes, les valeurs de R_c avec PCR ou FS sont plus faibles et plus variables. Mais, on a aussi trouvé que les valeurs des R_c avec PCR et FS sont stables de 28 à 60 jours et les valeurs de R_c des sédiments CAN/DD avec 4% de Silicate et 0.4% de Rhodiasolv et 10% de fumée de silice sont plus élevées que celles obtenues avec les autres 3 formulations soit avec PCR; soit avec FS. On a comparé les 2 formulations avec différents dosages de PCR, les dosages les moins élevés dans les mélanges (4% de Silicate et 0.4% de Rhodiasolv) permettent d'obtenir des valeurs de R_c plus élevées que celles obtenues des sédiments CAN/DD avec 8% de Silicate et 0.8% de Rhodiasolv.

5.1.3.2 Développement du module d'Young E apparent à court terme en fonction d'un ajout de type produit chimique réactif PCR

Les deux groupes de mélanges se retrouvent logiquement un niveau de l'analyse des valeurs du module d'Young. Pour le groupe de liants classiques (ciment, chaux et CV), les valeurs observées dans le temps sont comprises entre 350 et 450MPa.

Pour les mélanges à base de PCR et de fumée de silice, cet intervalle de valeurs se réduit à 100-250MPa. Encore là, le mélange surdosé en PCR donne les plus faibles valeurs. Pour ce surdosage, les résistances deviennent très faibles et inférieures à 1 MPa après 28 jours.

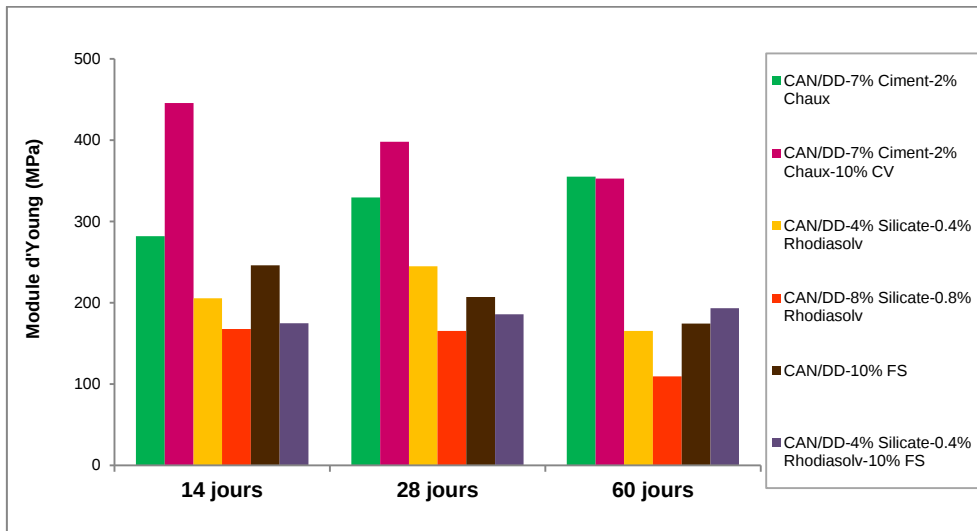


Figure 5.19 Histogramme des valeurs des modules d'Young pour le sédiment méditerranéen CAN/DD en fonction de l'âge

Le dosage de 4% de Silicate et 0.4% de Rhodiasolv avec un ajout de sites siliceux, comme 10% de fumée de silice améliore la réaction du produit chimique avec le sédiment. On observe une résistance R_c plus élevée que celles résultant des mélanges à base de PCR seul ou de fumée de silice sans PCR avec le sédiment. Bien que la valeur de R_c diminue à 28 jours pour ce mélange, il est important de noter que cette résistance se stabilise et ne change pas à 60 jours. On peut dire que dans un mélange, sédiment-PCR-fumée de silice, les produits chimiques réactifs sont plus efficaces et les R_c sont plus stables dans le temps.

5.1.3.3 Bilan d'un traitement d'un sédiment avec des produits chimiques réactifs

On peut dresser le bilan suivant à propos de cette tentative de solidification à base d'un PCR :

- on observe qu'un dosage en PCR optimal existe, en effet une augmentation de 100% d'un dosage initial (4% de Silicate et 0.4% de Rhodiasolv) n'apporte pas d'amélioration sur R_c .
- les valeurs de R_c des mélanges sédiment plus PCR avec un ajout de 10% de fumée de silice sont sensiblement identiques à celles obtenues avec 4% de Silicate et 0.4% de Rhodiasolv.
- Quant à l'élaboration de mélanges, ces produits chimiques réactifs sont malaxés directement avec le sédiment traité et l'addition de fumée de silice. Ce protocole reste simple pour une application pratique.
- Une optimisation du dosage en PCR est encore nécessaire avant de prévoir sur addition de fines siliceuses, type fumée de silice ou filler de carrière pour un moindre coût.
- L'application sur un sédiment dessablé et déshydraté, donc essentiellement sur des particules fines, conduit à des performances mécaniques trop proches du seuil 1MPa. Un meilleur squelette granulaire plus grossier paraît être plus adapté. Cet aspect sera abordé avec l'étude des sédiments d'Arcachon.

5.2 Traitement du sédiment d'Arcachon

Rappelons que pour le port d'Arcachon, on distingue de par leur lieu de prélèvement dans le port d'Arcachon, deux sédiments référencés ARC1 et ARC2. Se référant aux caractéristiques physico-chimiques des sédiments d'Arcachon1 et 2, des mélanges à base de 2 liants hydrauliques : ciment et chaux sont d'abord préparés. Puis des mélanges complémentaires ont été suggérés, d'une part avec un ajout de cendres volantes et puis d'autre part avec l'application correcteur granulométrique à base de sable.

Ces mélanges complémentaires ont été proposés d'après les conclusions émises lors du traitement des sédiments méditerranéens :

- Bonne résistance R_c avec les cendres volantes CV pour des mélanges à base de ciment et de chaux
- Insuffisance de particules grossières dans le cas des sédiments méditerranéens DD traités

Un dosage en ciment de 5% a été retenu comme base pour les mélanges. C'est un dosage économique viable. Un dosage de 7% a été utilisé pour les études menées avec les sédiments méditerranéens. Rappelons que pour les sédiments méditerranéens, on observe que les valeurs de R_c sont supérieures à 1MPa excepté pour les sédiments très organiques STM et VPM. Donc, on a préconisé ici un dosage plus économique de 5% de ciment pour traiter les sédiments d'Arcachon.

5.2.1 Développement de la résistance R_c à court terme

Les courbes des résistances maximales moyennes à la compression simple sont montrées à Figure 5.20 pour tous les mélanges utilisés avec les sédiments d'Arcachon.

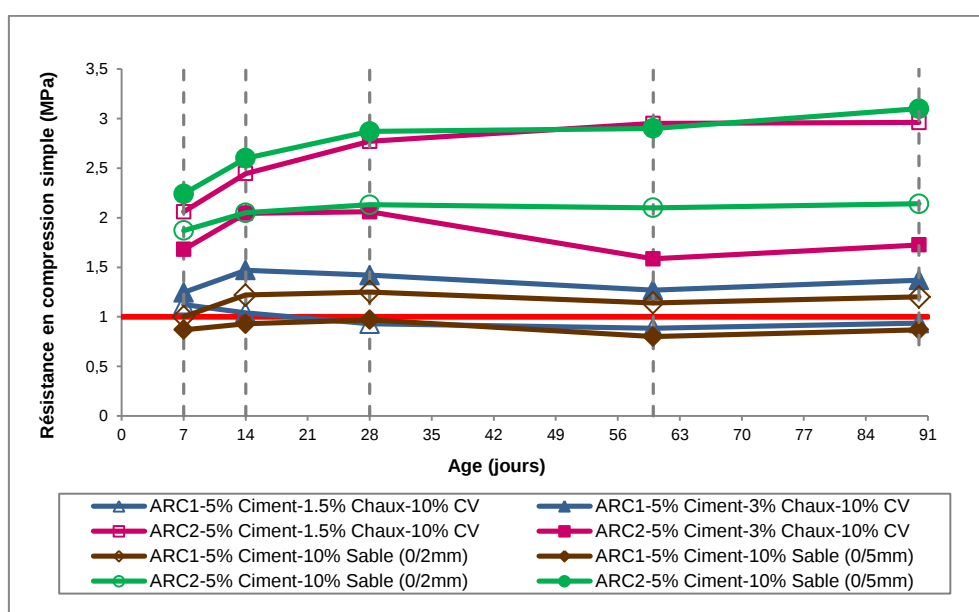


Figure 5.20 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations de ciment-chaux et de ciment-sable des sédiments d'Arcachon

Pour l'ensemble des mélanges étudiés, on constate que pour toutes les courbes et quelles que soient les formulations, les valeurs de R_c des sédiments ARC2 sont beaucoup plus élevées que celles des sédiments ARC1.

Ceci peut s'expliquer par l'examen de caractéristiques des sédiments d'Arcachon. En effet, on peut constater que la fraction sableuse des sédiments ARC2 est de 21.6%, de près de plus de 6% que celle des sédiments ARC1 qui est de 15.3%. Aussi, le diamètre caractéristique D_{90} des sédiments ARC2 est de 161 μ m, bien supérieur à celui des sédiments ARC1 qui n'est que de 90 μ m. D'autre part, la teneur en MO des sédiments ARC2 de 12% est très sensiblement plus élevée que celle des sédiments ARC1 de 10%. La teneur en carbonates pour les 2 sédiments est faible : elle est de 1.3% pour le sédiment ARC1 et 0.95% pour le sédiment ARC2.

5.2.2 Analyse et influence de la chaux

En raison de la teneur en relativement élevée MO de ces sédiments marins, de la chaux a été ajoutée au mélange du ciment et sédiment. Cette addition de chaux est censée agir sur les MO et améliorer les propriétés mécaniques. Pour étudier l'influence de la chaux, on a mené une analyse spécifique pour les valeurs de R_c en fonction des différents dosages de chaux dans les mélanges dosés à 5% de ciment et 10% de CV.

Pour le sédiment ARC1, les valeurs de R_c des sédiments avec un ajout de 3% de chaux sont supérieures à 1MPa de 7 jours de 90 jours. Notons que, la valeur de R_c des sédiments avec un ajout de chaux réduit à 1.5% de chaux est de 1.13MPa, proche de celle obtenue avec le sédiment dosé à 3% de chaux à 7jours. Au-delà de 7jours, les valeurs de R_c du sédiment à 1.5% de chaux redeviennent plus faibles sur la période 14 jours à 90jours. Cette diminution est de 31% en moyenne inférieurs à 1MPa.

Pour le sédiment ARC2, les valeurs de R_c du sédiment avec un ajout de 1.5% de chaux croissent nettement 7 jours à 90 jours. En revanche, les valeurs de R_c obtenues pour le sédiment à 3% de chaux semblent diminuer, -23% sur la période de 28 à 60 jours mais elles tendent vers une stabilisation de l'ordre de 1.7 MPa à 90 jours. La valeur de R_c de ces sédiments ARC2 avec un ajout de 1.5% est proche de 3 MPa ce qui est comparativement à la valeur de R_{c28} avec 3% de chaux, supérieure de 72%.

Dans l'ensemble, les valeurs de R_c des sédiments ARC2 sont toujours supérieures à 1.5 MPa par rapport les valeurs des R_c pour les sédiments ARC1. On a analysé les caractéristiques des 2 sédiments et puis on a trouvé que la teneur en MO des sédiments ARC1 est de 12%, plus élevée que les sédiments ARC2, 10%. Donc, le comportement mécanique pour les sédiments ARC2 est plus fort que celle des sédiments ARC1. Pour l'amélioration des valeurs des R_c , on a ajouté 3% de chaux par rapport de 1.5% de chaux, on peut observer que les valeurs des R_c pour les sédiments ARC1 sont plus élevées avec 3% de chaux que celles obtenues avec 1.5% de chaux comme la Figure 5.21 qui montre les valeurs des R_{c28} en fonction des 2 différents dosages en chaux. Par contre, les valeurs des R_c pour les sédiments ARC2 avec 3% de chaux sont plus faibles que celles avec 1.5% de chaux.

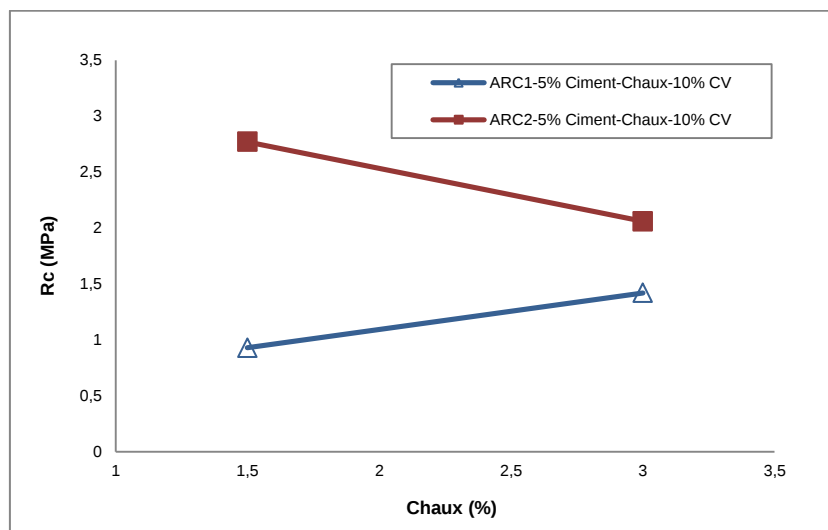


Figure 5.21 Relation de R_{c28} -chaux pour les sédiments d'Arcachon 1 et 2

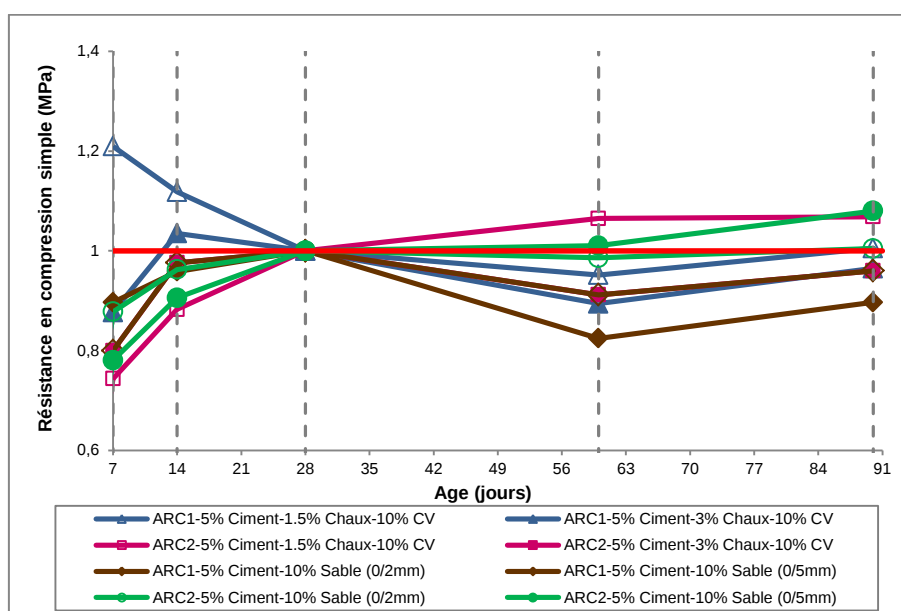


Figure 5.22 Relation R_c/R_{c28} pour les formulations des sédiments d'Arcachon

Comme l'analyse des tendances de R_c des sédiments méditerranéens, on a fait R_c/R_{c28} en fonction du temps pour les sédiments d'Arcachon traités, voir Figure 5.22. Les valeurs de R_{c7}/R_{c28} , R_{c14}/R_{c28} , R_{c60}/R_{c28} et R_{c90}/R_{c28} sont proches de 1. Les valeurs de R_c ne changent pas beaucoup en fonction du temps. Donc, les valeurs de R_c sont plus stables que pour certains mélanges de sédiments méditerranéens.

5.2.3 Analyse et rôle d'un apport granulaire

L'influence d'un correcteur granulaire a été étudiée sur un mélange de base à 5% de ciment seul, auquel on a ajouté 10% de sable, soit un 0/2mm, soit un 0/5mm. Les valeurs de R_c des sédiments ARC2 avec 10% de sable de 0/5mm sont similaires à celles de sédiments traités avec 5% de ciment, 1.5% de chaux et 10% de CV. Les 2 courbes de R_c ont même évolution. Le comportement des sédiments traités ARC2 avec 5% de ciment et 10% de sable 0/2mm est identique à celui des sédiments ARC2 avec 5% de ciment, 3% de chaux et 10% de CV dont les valeurs de R_c à 7, 14 et 28

jours sont égales. Par contre les valeurs de R_c des sédiments ARC2 avec 5% de ciment, 3% de chaux et 10% de CV diminuent après 28 jours. Les valeurs de R_c des sédiments ARC2 avec 10% de sable 0/2mm sont stables jusqu'à 90 jours. C'est-à-dire que les sables ajoutées dans les sédiments d'Arcachon peuvent corriger la granulométrie. Cette méthode peut améliorer la résistance mécanique des sédiments fins.

Pour les sédiments ARC1, les ajouts de sables 0/2mm ou 0/5mm, donnent des valeurs de R_c faibles comme les valeurs des sédiments ARC1 avec 5% de ciment, 1.5% de chaux ou 3% de chaux et 10% de CV. Les courbes des R_c des sédiments ARC1 se situent nettement en dessous des courbes des R_c des sédiments ARC2.

5.3 Traitement des sédiments de Fécamp

Introduction

Les sédiments de Fécamp (référéncés FEC) proviennent du plateau continental face au port de Fécamp. La particularité de ces sédiments réside dans leur nature granulométrique qui diffère nettement des deux catégories précédemment étudiées : sédiments méditerranéens et d'Arcachon, voir Tableau 3.3 et Figure 3.23. Ce sont des sédiments sablo-limoneux avec 44.4% de silts et 49% de sables fins. Des teneurs en éléments argileux faibles, une teneur en matière organique de l'ordre de 5.4%, ces teneurs présupposent une meilleure aptitude aux traitements.

Donc pour une meilleure qualité supposée des sédiments de Fécamp, on a ramené le dosage en ciment à 2%, bien inférieur aux dosages en ciment précédemment appliqués dans les mélanges étudiés. Mais dans cette étude relative aux sédiments de Fécamp, il a été proposé d'ajouter des fibres dans les mélanges sédiments-ciment comme renforcement mécanique possible. Ainsi des ajouts de fibres de lin (référéncés LIN) ont été réalisés dans la matrice sédiments-ciment à des dosages de 0.3% et 0.6% en masse pour des fibres de longueur $D/2$ soit 17mm, D étant le diamètre de l'éprouvette. Les analyses ont porté sur le comportement mécanique en compression et traction indirecte en relation avec les dosages retenus.

5.3.1 Développement de la résistance en compression R_c des mélanges fibrés ou non

Tous d'abord, les résultats des essais de compression simple sur les trois mélanges effectués sont rapportés sur une période de maturation allant jusqu'à 60 jours. Le dosage en ciment retenu de 2% a été volontairement diminué par rapport aux dosages économiques compris entre 5 et 7%.

La figure 5.23 montre les courbes des valeurs moyennes des résistances R_c pour les sédiments de Fécamp ainsi traités. On peut observer que les valeurs de R_c sont faibles. Toutes les valeurs sont inférieures à 1.2 MPa. Ces valeurs sont certes faibles, mais voisines de 1MPa, seuil de référence pour une éventuelle réutilisation en sous couches routières. En détaillant les différentes évolutions de R_c dans le temps, on note que la valeur la plus élevée de R_c (1.08MPa) correspond au mélange sédiments - ciment avec un dosage de fibres de 0.6% et à 7 jours. A cette période de 7 jours (jeunes âges), les deux autres formulations fournissent des valeurs en deçà de 1MPa. Grace à l'incorporation de 0.6% de fibres de lin de 17mm ($D/2$) de longueur, les

valeurs de R_c sont relativement voisines de 1MPa (intervalle 0.97–1.08MPa) et stables dans le temps pour la période étudiée de 60 jours. Si les valeurs des R_c observées des sédiments méditerranéens et d’Arcachon traités ont une tendance à diminuer sur la période 14 – 28 jours, la décroissance pour les sédiments de Fécamp est moins prononcée et les valeurs des R_c sont stables à 60 jours.

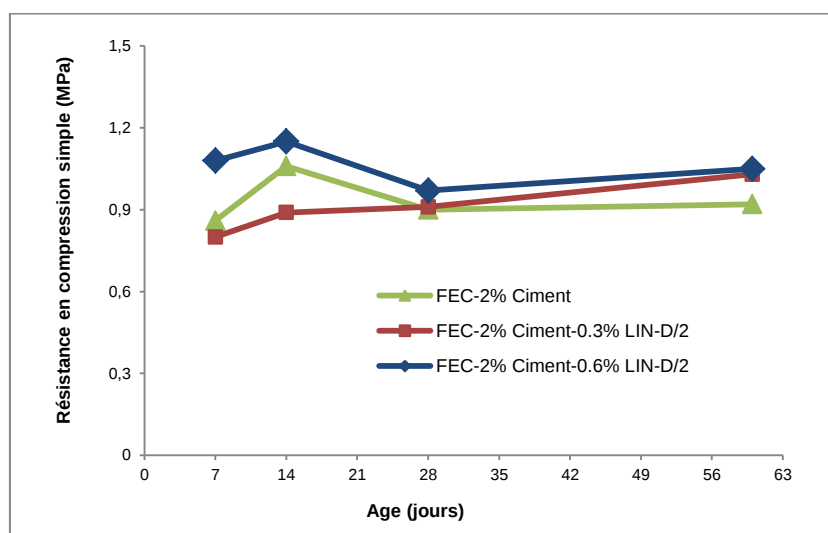


Figure 5.23 Evolution comparée des résistances à la compression des sédiments traités de Fécamp

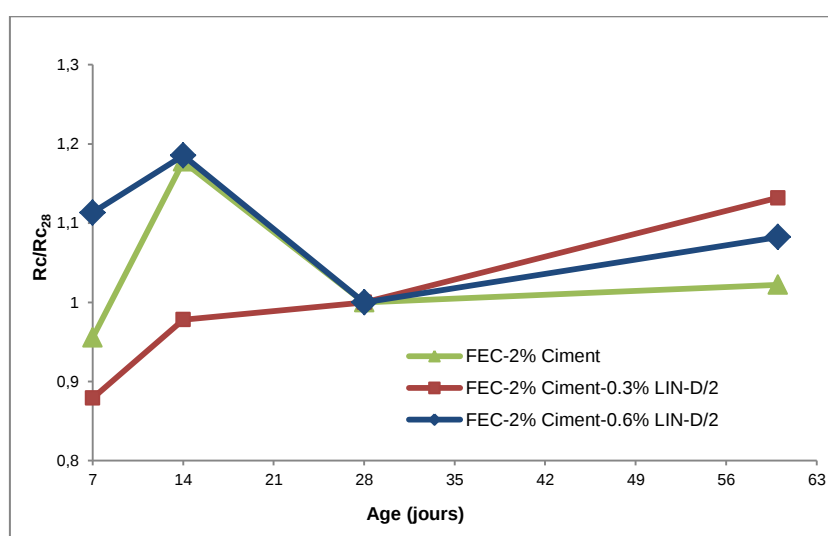


Figure 5.24 $R_c/R_{c_{28}}$ pour les formulations des sédiments de Fécamp

La courbe d’évolution des R_c des sédiments de Fécamp avec 2% ciment et 0.3% de fibres de lin montre une croissance régulière jusqu’à 1.03MPa à 60 jours. Finalement, pour l’ensemble des valeurs de R_c pour les sédiments de Fécamp et, pour les 3 formulations étudiées on peut constater que les fibres végétales de lin peuvent améliorer le comportement des propriétés mécaniques des sédiments de Fécamp traités avec de faibles dosages en ciment.

Pour avoir une idée de la stabilité et du durcissement des mélanges dans le temps, les valeurs de R_c normalisées par $R_{c_{28}}$, sont représentées à la Figure 5.24. La

tendance après 28 jours montre un léger durcissement du mélange jusqu'à 60 jours (de l'ordre de 10%). Si le durcissement paraît logique aux jeunes âges, de 7 à 14 jours, il apparaît une diminution entre 14 et 28 jours. Celle-ci peut s'expliquer pour une part, par un phénomène de séchage des fibres incorporées. La présence de ces fibres influence notablement les comportements à la rupture des mélanges traités. Comme il a été dit plus haut, les fibres de lin peuvent modifier voire améliorer les propriétés à la rupture pour une faible quantité de fibres. Les relations contrainte - déformation pour les essais de compression sont montrées sur les Figures 5.25 et 5.24. Elles concernent les trois formulations pour les sédiments de Fécamp traités avec 2% de ciment et additionnés ou non de 0.3% ou 0.6% de fibres de lin de 17mm de longueur aux dates d'écrasement des éprouvettes : 7, 14, 28 et 60 jours.

On constate une nette différence dans l'évolution des ruptures. Il y a une rupture immédiate de type matériau fragile sur l'échantillon non fibré, c'est un mélange à matrice cimentaire. Pour les échantillons avec 0.3% et 0.6% de fibres de lin, l'ajout de fibres apporte de la ductilité au sédiment stabilisé. Si on analyse en détails le comportement des éprouvettes en contrainte-déformation des mélanges fibrés, on observe que le palier de ductilité est plus long aux jeunes âges (Figure 5.25A). La valeur de R_c résiduelle est de l'ordre de 80% de R_c à la rupture. Puis aux dates de 14 et 28 jours, les valeurs résiduelles tendent vers 50% de R_c à la rupture. A 60 jours, elles sembleraient se stabiliser et ne représenteraient qu'à peine 40% de R_c à la rupture (cas du dosage avec 0.6% de fibres). Et le caractère fragile est plus marqué (Figure 5.26B). Ceci peut être à mettre en relation avec le séchage des fibres incorporées. Aux jeunes âges, elles sont encore humides et adhèrent bien à la matrice. Puis elles sèchent tout en se rétractant et donnent naissance à des pores dans la matrice. Il y a une perte d'adhérence qui entraîne une diminution de la contrainte résiduelle.

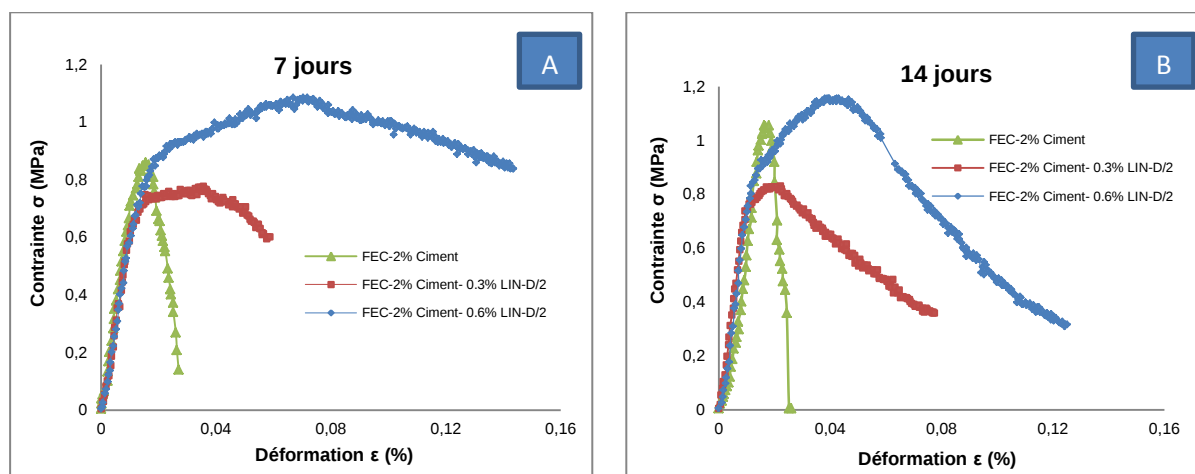


Figure 5.25 Comportement à la compression en contrainte-déformation des éprouvettes de sédiments de Fécamp, à 7 jours et 14 jours

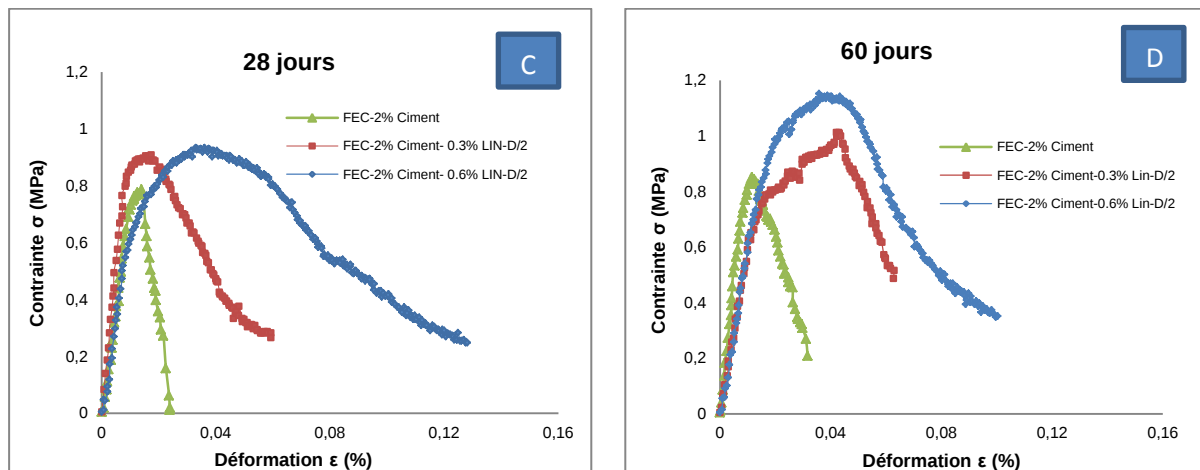


Figure 5.26 Comportement à la compression en contrainte-déformation des éprouvettes de sédiments de Fécamp, à 28 jours et 60 jours

5.3.2 Développement de la résistance en traction indirecte R_t des mélanges fibrés ou non

Des essais en traction indirecte ont été prévus en complément des essais de résistance en compression. Les résultats des essais permettent de classer les mélanges étudiés selon le guide GTR (2000) pour des applications en sous couches routières, d'une part. Et d'autre part, ils permettent aussi de développer l'analyse sur le phénomène de séchage des fibres naturelles.

Les mêmes mélanges ont donc été soumis à des essais de traction indirecte R_t (essai Brésilien). L'évolution dans le temps des valeurs moyennes R_t obtenues est donnée à la Figure 5.27. La tendance globale est identique pour les trois formulations. Les valeurs de R_t diminuent de 14 à 28 jours et puis elles augmentent jusqu'à 60 jours. Notons que la tendance observée dans les évolutions de R_c ou R_t en fonction du temps est relativement similaire où la décroissance entre 14 et 28 jours est toujours aussi marquée.

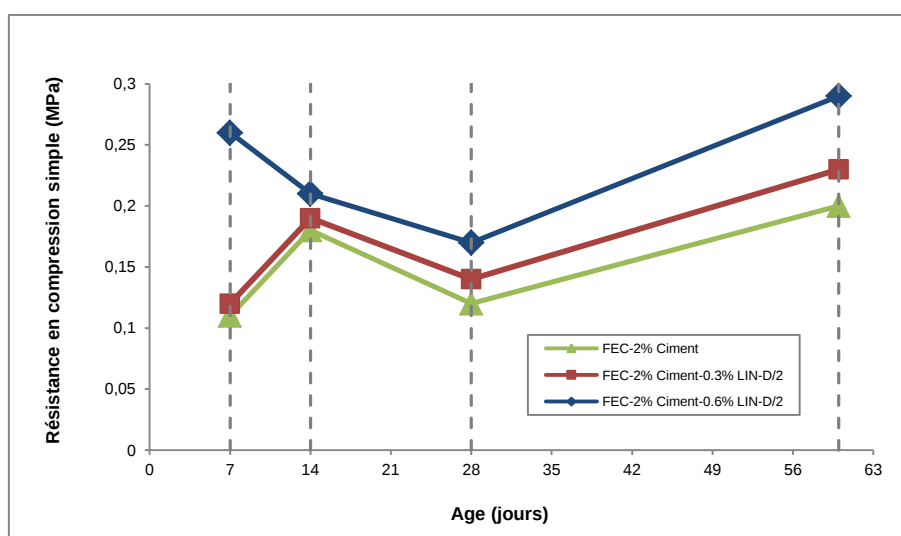


Figure 5.27 Evolution comparée des résistances à la traction des sédiments de Fécamp

Par ailleurs, on peut constater que les valeurs de R_t des sédiments de Fécamp traités avec un ajout de fibres de lin sont plus élevées que celles obtenues pour les sédiments non fibrés.

Les relations contrainte-déformation en traction indirecte sont illustrées sur les Figures 5.28 et 5.29. Elles montrent toujours nettement les différences de comportement en résistance entre les éprouvettes avec fibres et sans fibres. Les valeurs de R_t pour les sédiments de Fécamp traités avec des fibres de lin et 2% de ciment sont les plus élevées et présentent un palier de ductilité très prononcé, pour de grandes déformations. En revanche, les valeurs de R_t pour les sédiments non fibrés sont toujours plus faibles et le caractère de fragilité est toujours conservé à 7, 14, 28 et 60 jours.

La mise à contribution des fibres comme renforcement se manifeste précisément sur le maintien d'une contrainte résiduelle suffisamment élevée aux grandes déformations, ceci n'est pas le cas de la matrice sédiments-ciment seule.

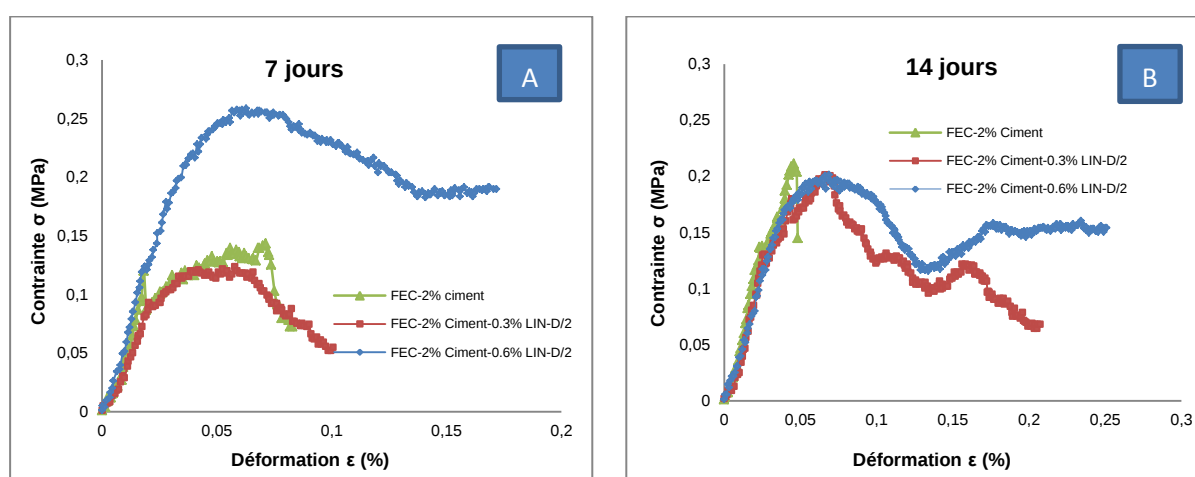


Figure 5.28 Comportement à la traction en contrainte-déformation des éprouvettes de sédiments de Fécamp, à 7 jours et 14 jours

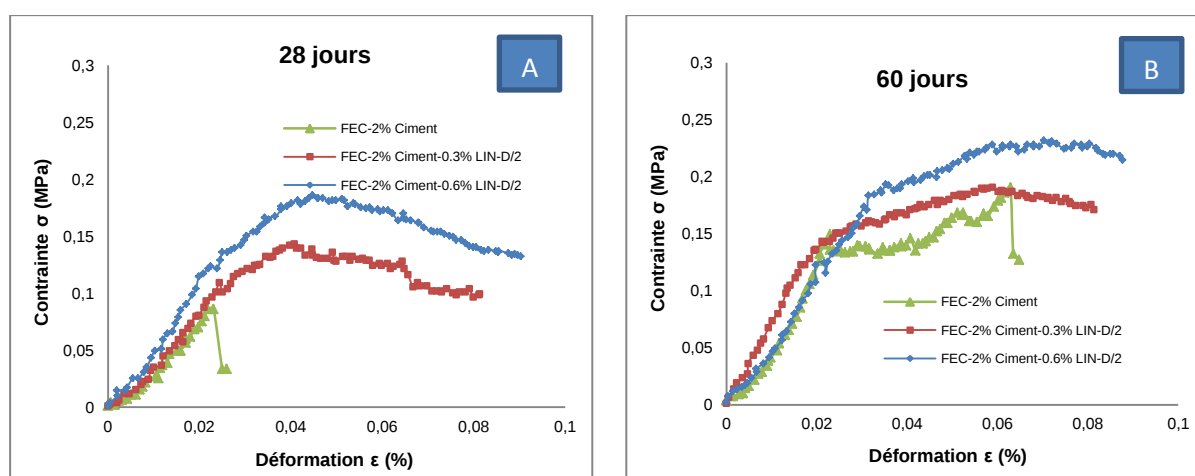


Figure 5.29 Comportement à la traction en contrainte-déformation des éprouvettes de sédiments de Fécamp, à 28 jours et 60 jours

5.4 Traitement des sédiments de La Baule - Le Pouliguen

5.4.1 Introduction

Les caractéristiques physico-chimiques des sédiments issus de deux bassins de La Baule - Le Pouliguen présentées dans le chapitre 3 en section 3.1.3 sont similaires. De ce fait, les deux sédiments ont été mélangés pour réaliser les essais de stabilisation. Le fait de mélanger ces sédiments correspond aussi à une situation qui existe dans la pratique. En effet pour traiter des volumes suffisants en quantité pour répondre à une demande opérationnelle, il faudra constituer en amont des stocks de sédiments notamment à partir de plusieurs types de sédiments dragués.

Dans l'étude de traitement des sédiments de La Baule – Le Pouliguen, sédiments dénommés par la suite sédiments LBLP dans le texte ont été étudiés les points suivants :

- L'étude du développement des résistances R_c et R_t en fonction de différents dosages en liants hydrauliques : ciment, chaux et CV.
- L'étude du développement des résistances R_c et R_t en fonction d'un ajout de ciment seul et différentes additions de fibres en fonction des dosages et différentes longueurs de fibres (polypropylène, lin). Ces dosages et longueurs sont des paramètres d'étude.

La discussion et l'analyse des résultats obtenus pour les sédiments de Fécamp ont conforté l'idée de développer les additions fibreuses dans la valorisation des sédiments en tant que matériau à matrice cimentaire. Deux types de fibres souples ont donc été utilisés. Covaloriser deux déchets (sédiments et fibres) reste un axe d'étude privilégié.

5.4.2 Développement des résistances R_c et R_t en fonction de 3 liants hydrauliques

Pour mener une étude comparative sur les comportements mécaniques des sédiments LBLP traités au ciment avec des fibres, des mélanges de sédiments LBLP ont d'abord été réalisés avec des liants hydrauliques usuels. Ces mélanges sont composés de chaux et de cendres volantes ajoutées à base du ciment dans les sédiments LBLP.

Les compositions en liants retenues sont les suivantes : La Figure 5.30 présente les évolutions des R_c de ces échantillons.

- 7% de ciment,
- 7% de ciment et 2% de chaux,
- 4% de ciment et 5% de CV,

A ces mélanges à base uniquement de liants, ont été comparés les mélanges à base de fibres. Le mélange fibré retenu est celui qui correspond à un mélange optimal à savoir :

- 7% de ciment et 0.4% des fibres de polypropylène ou de lin de longueur optimale de 17mm.

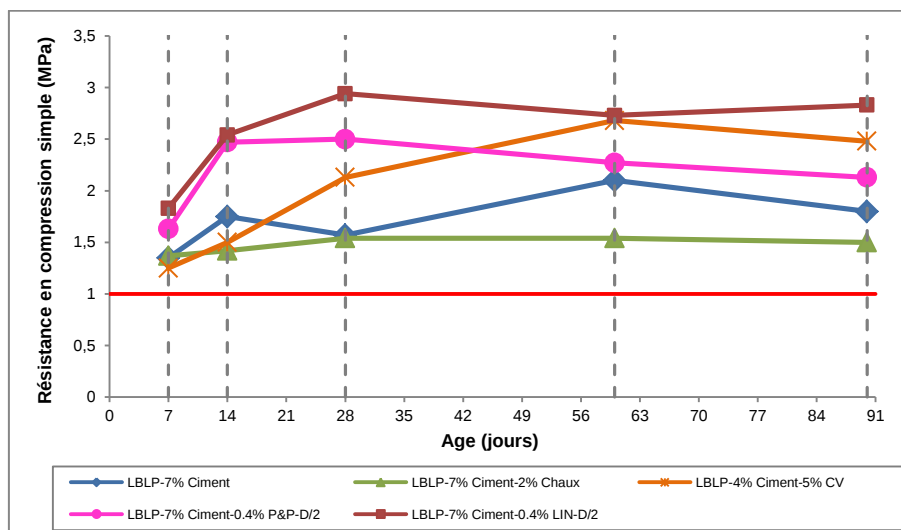


Figure 5.30 Evolution comparée des résistances à la compression des sédiments traités LBLP

Dans l'ensemble, on peut observer que les valeurs de R_c des sédiments traités sont supérieures à 1MPa. Mais on constate que les valeurs des R_c des sédiments LBLP mélangés avec 7% de ciment et 0.4% de fibres de lin de longueur 17mm (D/2) sont les plus élevées par rapport aux autres formulations à 7, 14, 28, 60 et 90 jours. Bien que les valeurs des R_c avec 7% de ciment et 2% de chaux soient les plus faibles, ces valeurs sont stables de 7 à 90 jours.

On peut récapituler les valeurs de R_c pour les cinq formulations utilisées, voir Tableau 5.3. Dans ce Tableau 5.3, les valeurs des R_c des sédiments traités avec 4% de ciment et 5% de CV, et avec 7% de ciment et 0.4% de fibres de polypropylène ou de lin, sont supérieures à 2MPa après 28 jours. Les cendres volantes (liants pouzzolaniques) peuvent améliorer aussi le comportement mécanique mais la résistance en compression se développe plus lentement que celles des fibres utilisées.

Tableau 5.3 Résistance en compression des sédiments LBLP avec les 5 formulations

Formulation \ Rc (MPa)	Jours				
	7	14	28	60	90
7%Ciment	1.35	1.75	1.57	2.10	1.80
7%Ciment-2%Chaux	1.37	1.42	1.54	1.54	1.50
4%Ciment-5%CV	1.25	1.50	2.13	2.68	2.48
7%Ciment-0.4%P&P (D/2)	1.63	2.47	2.50	2.27	2.13
7%Ciment-0.4%Lin (D/2)	1.83	2.54	2.94	2.73	2.83

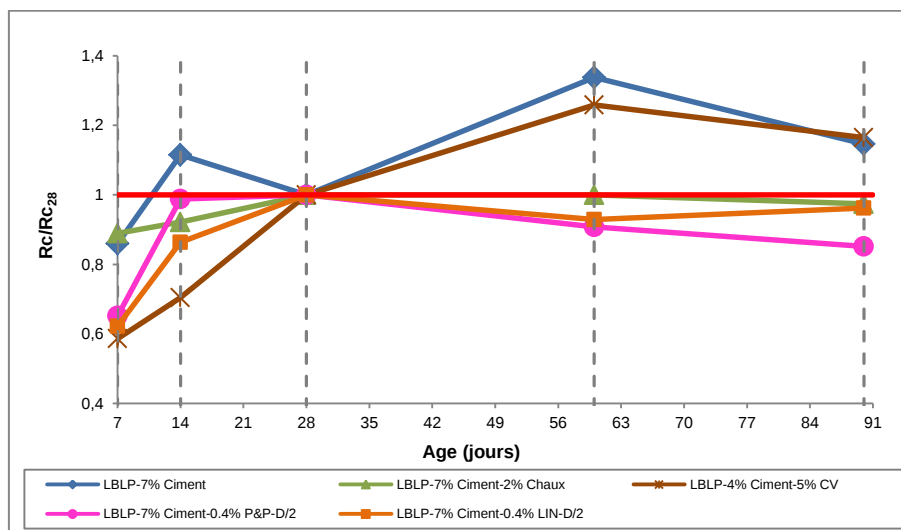


Figure 5.31 Relation R_c/R_{c28} pour les formulations des sédiments traités LBLP

Pour observer cette stabilité dans le temps, on peut étudier l'évolution des valeurs normalisées de R_c/R_{c28} des sédiments LBLP traités sur la Figure 5.31. Les valeurs de R_{c60}/R_{c28} et R_{c90}/R_{c28} pour les mélanges à 7% de ciment + 2% de chaux, et à 7% de ciment + 0.4% de fibres de lin de longueur D/2 sont proches de 1. Ceci signifie que les valeurs de R_c des échantillons pour ces 2 formulations sont plus stables dans le temps.

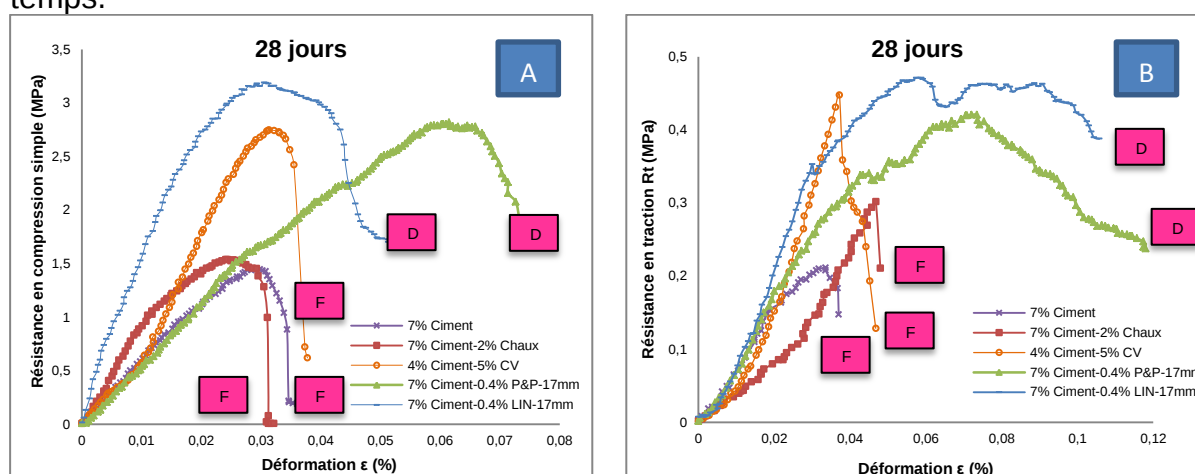


Figure 5.32 Comportement à 28 jours à la compression simple et à la traction indirecte en contrainte-déformation des sédiments LBLP traités selon 5 formulations

La figure 5.32 montre les relations contrainte-déformation obtenues en compression simple R_c et en traction indirecte R_t sur les sédiments stabilisés LBLP pour les cinq formulations retenues. Deux types de comportement assez distincts peuvent être observés : ceux des sédiments stabilisés avec 3 liants hydrauliques sans fibre et ceux des sédiments comportant les 2 fibres de polypropylène ou de lin. Pour les premiers, il s'agit de rupture fragile (F) alors, que pour les mélanges fibrés, il s'agit de rupture diffuse (D).

5.4.3 Etude des mélanges avec apport de fibres

5.4.3.1 Développement des résistances R_c pour les mélanges à matrice cimentaire avec incorporation de fibres

Un ensemble de mélanges sédiments + ciment avec ou sans fibres a permis de réaliser des essais en compression simple aux dates conventionnelles usuelles sur une période de 90 jours. L'analyse porte d'abord sur les résultats obtenus à partir de ces essais.

Les valeurs moyennes des R_c maximales obtenues pour les sédiments LBLP traités ont permis d'établir les courbes R_c en fonction du temps de conservation. Elles sont montrées dans les Figures 5.33 à 5.35. Elles sont données en fonction du dosage en fibres. Ces dosages varient de 0.2% à 0.8% quelle que soit la nature de la fibre ajoutée fibre de lin (LIN) et fibre polypropylène (P&P). Le dosage en ciment est fixé à 7% pour tous les mélanges.

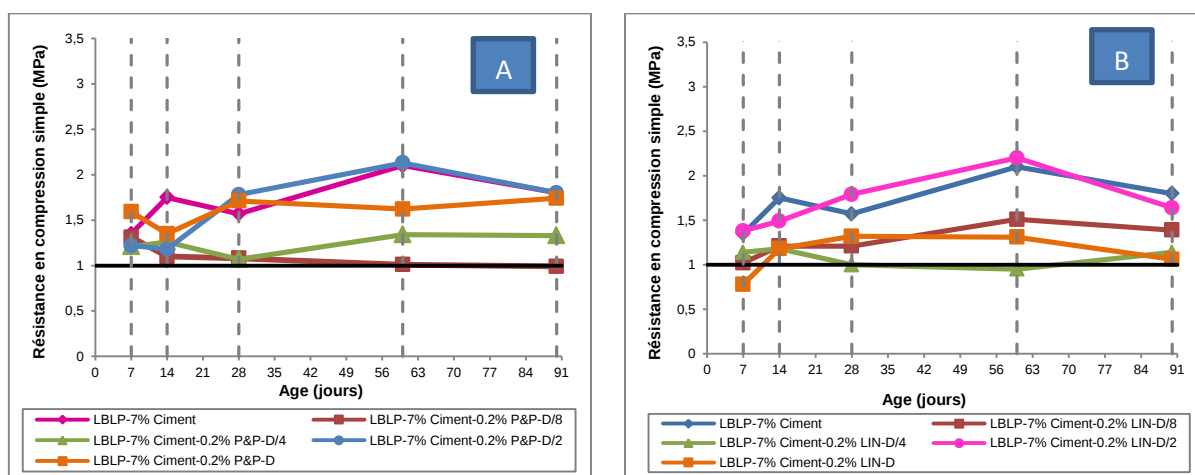


Figure 5.33 Effet de l'apport de 0.2% de fibres de polypropylène ou de lin sur les valeurs de R_c obtenues pour les sédiments de La Baule - Le Pouliguen

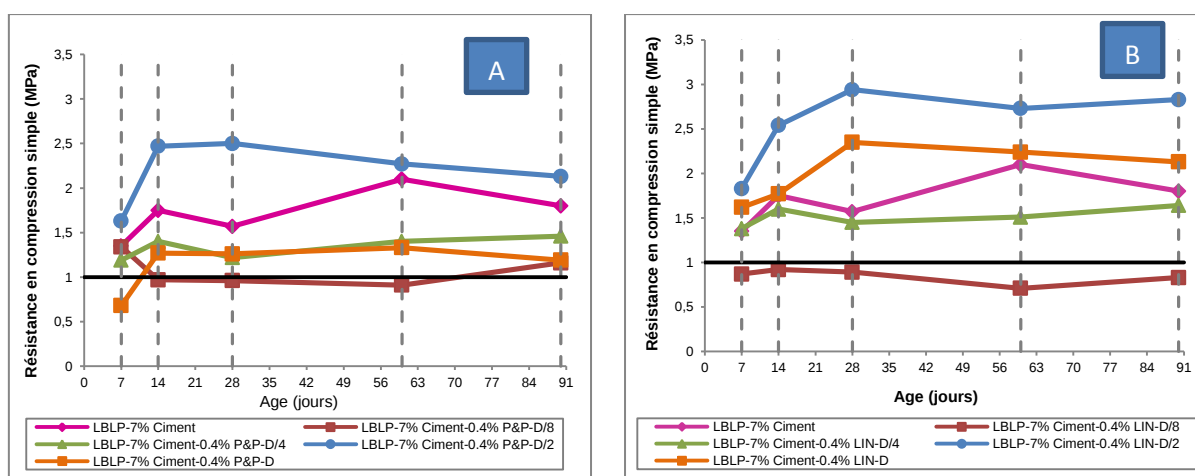


Figure 5.34 Effet de l'apport de 0.4% de fibres de polypropylène ou de lin sur les valeurs de R_c obtenues pour les sédiments de La Baule - Le Pouliguen

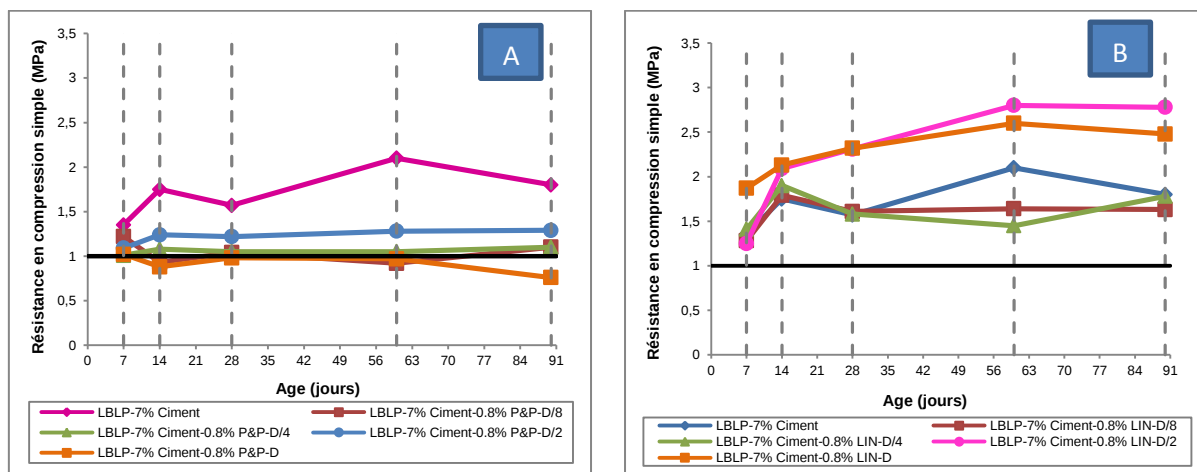


Figure 5.35 Effet de 0.8% de fibres de polypropylène ou de lin sur les valeurs de Rc obtenues pour les sédiments de La Baule - Le Poulguen

On observe que l'ensemble des valeurs de Rc des sédiments LBLP avec différents dosages en fibre de polypropylène sont plus faibles que celles obtenues avec des fibres de lin.

Ces différences peuvent être attribuées à la nature même des fibres et au phénomène d'adhérence entre la matrice cimentaire et les fibres. Si l'on considère les fibres en polypropylène P&P, elles sont d'aspect lisse ce qui tend à diminuer le phénomène d'adhérence. Si l'on analyse les résultats, on note que les valeurs de Rc des sédiments LBLP avec les fibres de polypropylène sont supérieures ou égales à 1MPa. Ces valeurs sont inférieures aux valeurs des Rc des sédiments LBLP sans fibres sauf pour les valeurs des Rc avec 0.4% fibres de polypropylène de longueur D/2. Les Figures 5.33A, 5.34A et 5.35A illustrent ces tendances. On observe que les valeurs des Rc avec 0.8% de fibres de polypropylène sont plus faibles que celles obtenues avec 0.2% et 0.4% de fibres de polypropylène. Selon les différentes longueurs de fibres de polypropylène, les valeurs des Rc avec des fibres de longueur 4.25mm sont moins élevées que celles obtenues avec les autres longueurs. Pour un dosage avec 0.8% de fibres de polypropylène, les valeurs des Rc pour les 4 longueurs retenues sont les plus faibles.

A titre comparatif, les fibres de lin ont modifié le comportement global de la matrice cimentaire – sédiment. En effet, pour les sédiments de LBLP mélangés avec des fibres de lin, les valeurs des Rc sont plus élevées que celles obtenue avec les fibres de polypropylène. Comme pour les valeurs des Rc des sédiments avec les fibres de polypropylène, les valeurs de Rc avec 0.2% des fibres de lin sont plus faibles que celles obtenues avec des dosages supérieurs de 0.4% et 0.8%. S'il est important de densifier le mélange ciment - sédiment par un dosage suffisant, il convient d'optimiser la longueur des fibres. On remarque les valeurs des Rc relatives aux fibres de longueur 17mm et 34mm sont plus élevées et bien supérieures aux valeurs des Rc sans fibres. Les valeurs des Rc avec 0.4% et 0.8% de fibres de lin sont plus stables dans le temps que celles obtenues avec 0.2% de fibres de lin. De ces observations globales faites à partir des courbes Rc - temps, il est possible d'analyser plus en détails l'effet des deux paramètres : dosage et longueur des fibres.

5.4.3.1.1 Analyse des valeurs R_{c28} en fonction du dosage en fibres

Pour tenter d'optimiser une formulation à base de fibres soit de polypropylène soit de lin, on peut d'abord analyser les résultats des R_c selon les différents dosages en fibres choisis. La Figure 5.36 présente les valeurs des R_c en fonction des dosages en fibres à 28 jours. Pour un dosage à 0.8% de fibres de polypropylène, toutes les valeurs des R_c avec les 4 longueurs différentes sont plus faibles, elles sont de 0.98 à 1.22MPa, voir Figure 5.36A. Par contre, pour les fibres de lin, les valeurs des R_c sont plus élevées, voir Figure 5.36B. La valeur optimale de R_c est toujours obtenue avec un dosage de 0.4% de fibres de longueur égale à 17mm (D/2) pour ces 2 fibres. Afin de comparer les valeurs des R_c pour cette même formule pour les 2 fibres, les courbes de R_c en fonction des dosages en fibres de 17mm de longueur à 28 jours sont montrées à la Figure 5.37.

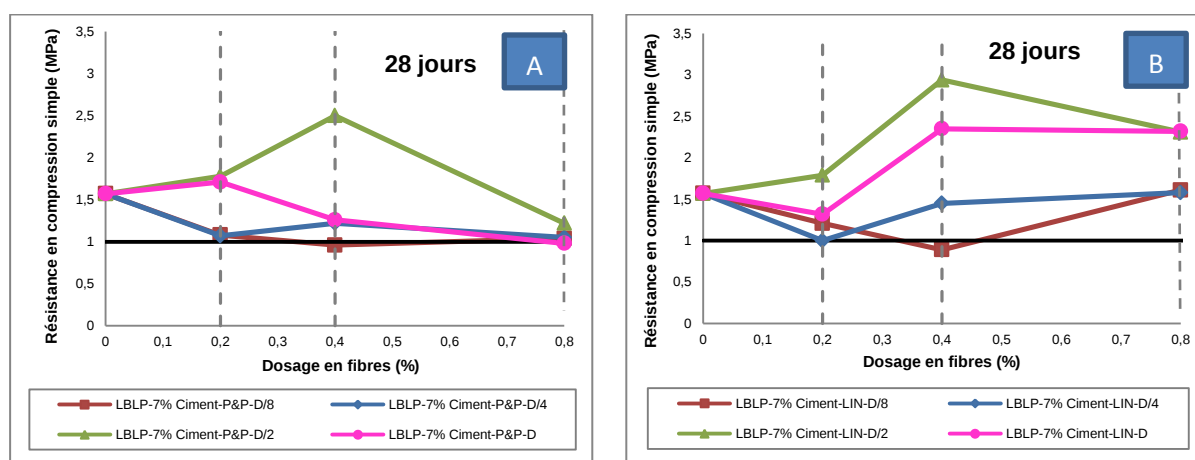


Figure 5.36 Evolution de R_c à 28 jours des sédiments LBLP en fonction du dosage en fibres

Globalement, les valeurs des R_c pour les fibres de lin de 17mm (D/2) de longueur sont plus élevées que celles obtenues pour les fibres de polypropylène de même longueur. Cette tendance est très nette pour les dosages de 0.4% et 0.8% pour les 2 fibres. Pour un dosage inférieur, à 0.2%, les R_c sont voisines : 2.3MPa pour les fibres de lin et 2.5MPa pour les fibres de polypropylène, voir Figure 5.37. Un optimum semble se préciser pour un dosage de 0.4%. Au-delà de ce dosage, les valeurs des R_c semblent diminuer avec les dosages de fibres. Pour ces fibres de polypropylène, R_c vaut 1.22MPa, alors que le mélange sans fibres donne une valeur de 1.57MPa.

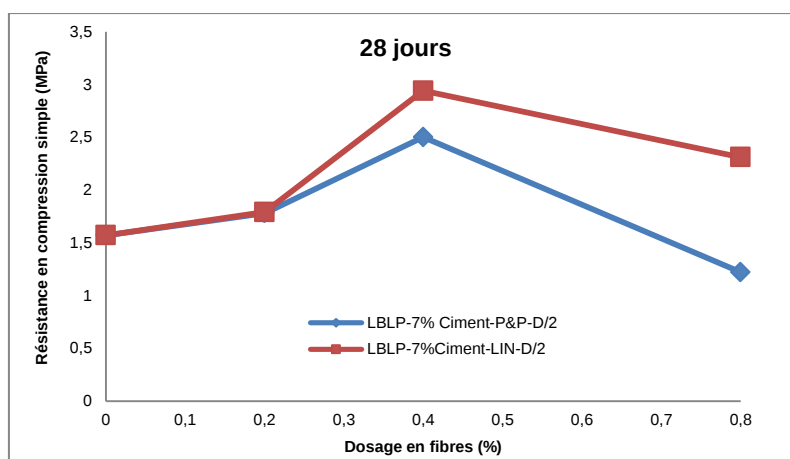


Figure 5.37 Relation R_{c28} -dosage en fibres de 17mm (D/2) de longueur pour les sédiments LBLP

5.4.3.1.2 Analyse des valeurs R_{c28} en fonction de la longueur de fibres

Les valeurs de R_c à 28 jours pour les différentes formulations avec les 2 fibres sont mises en relation avec les longueurs retenues et présentées à la Figure 5.38. On peut observer que les valeurs de R_c des sédiments LBLP avec les 3 différents dosages (0.2%, 0.4% et 0.8%) avec des fibres de polypropylène et de lin de longueur de 17mm soit $D/2$ sont les plus élevées. Cette longueur de fibre de $D/2$ constituerait une longueur optimale pour ces mélanges.

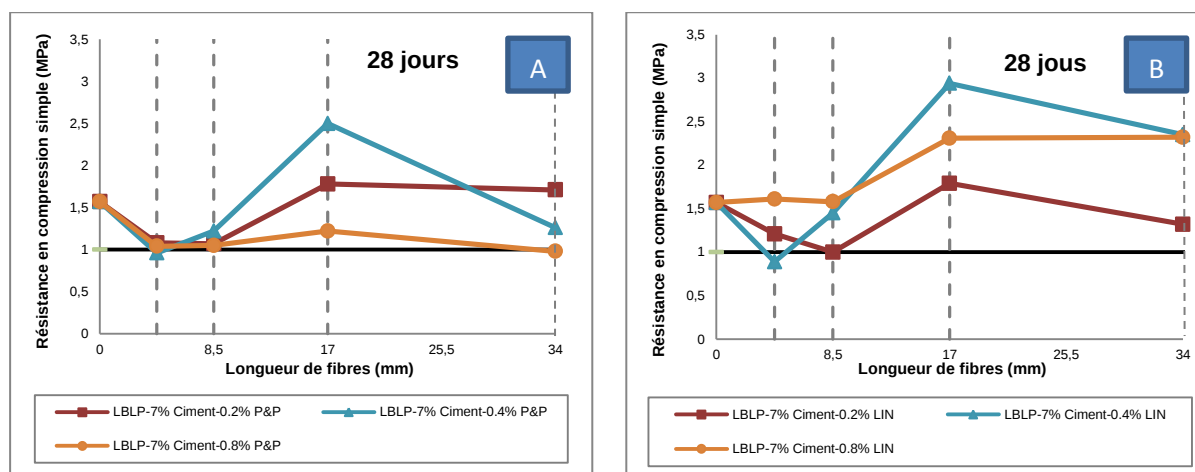


Figure 5.38 Evolution de R_c à 28 jours des sédiments LBLP en fonction de la longueur de fibres

La Figure 5.38 montre l'évolution des 2 courbes de R_c à 28 jours en fonction des différentes longueurs pour les 2 différentes fibres. Comme à la Figure 5.38, on a constaté que les valeurs des R_c avec les fibres de lin restent toujours plus élevées que celles obtenues avec les fibres de polypropylène. Pour un dosage de 0.4% de fibres mélangées, la longueur de fibres optimale serait de 17mm ($D/2$).

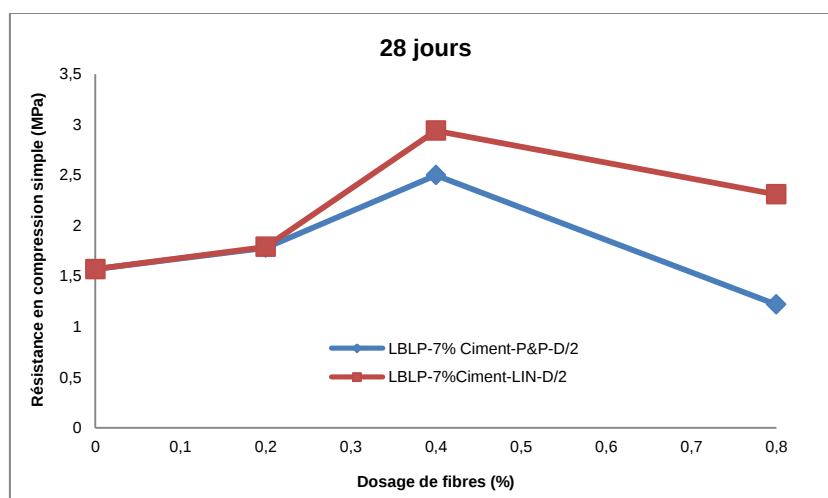


Figure 5.39 Relation R_{c28} - longueur de fibres pour les sédiments LBLP pour un dosage à 0.4% de fibres et 7% de ciment

5.4.3.2 Développement des résistances R_{t28} pour les mélanges à matrice cimentaire avec incorporation de fibres

L'amélioration en tant que renforcement mécanique par des fibres dans ces mélanges sera plus notable sur les valeurs de la résistance à la traction. En effet, selon le degré d'adhérence des fibres au sein de la matrice cimentaire et sédiment, les valeurs de R_t doivent augmenter. Le rôle de la longueur de fibre est aussi à considérer. Ainsi l'étude des comportements mécaniques des mélanges fibrés va permettre de juger de l'efficacité du renforcement. Les analyses ont porté sur les valeurs R_{t28} obtenues avec des sédiments LBLP selon différents dosages et différentes longueurs de fibres de polypropylène et de lin.

5.4.3.2.1 Analyse des valeurs R_{t28} en fonction du dosage en fibres

Cette analyse a été menée de manière analogue à celle des valeurs de R_{c28} en fonction du dosage en fibres. Les Figures 5.40 A et B présentent les valeurs de R_t à 28 jours en fonction du dosage en fibres de polypropylène et de lin.

Dans le cas des fibres de polypropylène, les valeurs de R_t avec un dosage de 0.4% de fibres et quelle que soit la longueur des fibres, apparaissent les plus élevées. On note que les valeurs de R_t avec un dosage de 0.8% de fibres tendent vers une valeur unique faible. Mais l'important est de remarquer, quelle que soit la longueur, et pratiquement les dosages, les valeurs de R_{t28} évoluent très peu. Ceci signifie que l'effet attendu au niveau du renforcement avec ce type de fibres n'est pas constaté. Notons qu'un dosage à 0.4% de fibres améliorerait les valeurs des R_{t28} , elles passeraient du simple au double, approximativement de 0.2% à 0.4%MPa. Elles diminuent jusqu'à 0.2MPa, voir Figure 5.40A.

Pour les fibres de lin, les valeurs de R_t quelle que soit la longueur considérée, les tendances à croître avec le dosage en fibres souples de lin est visible sur la Figure 5.40B. On peut observer notamment que les valeurs de R_t avec un dosage à 0.8% de fibres sont les plus élevées. L'amélioration due au renforcement par fibres de lin est bien constatée. Les dosages en fibres correspondants sont de 0.4% ou 0.8%. Le meilleur développement est observé pour des longueurs allant de $D/2$ à D , soit les fibres les plus longues.

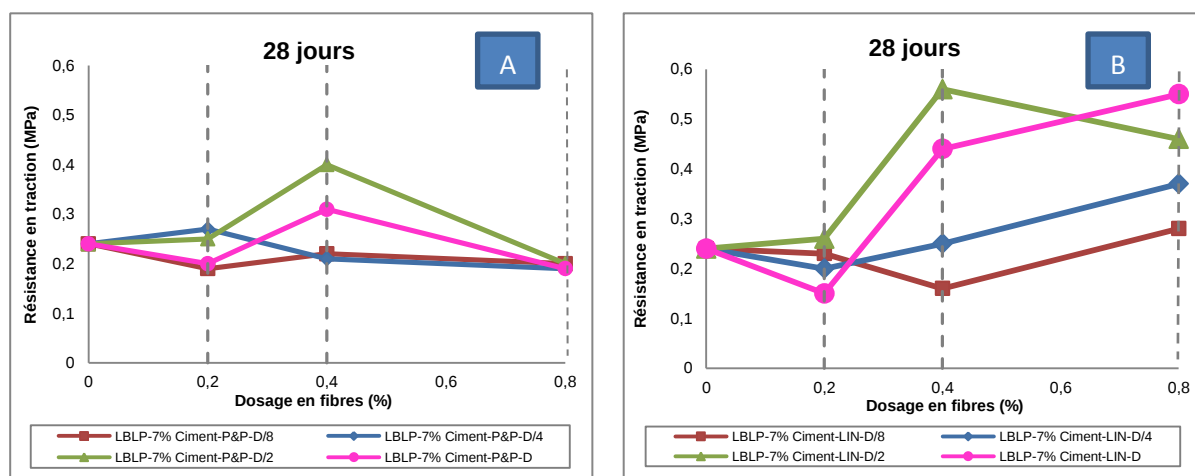


Figure 5.40 Evolution de R_t à 28 jours des sédiments LBLP en fonction du dosage en fibres

De ces deux longueurs retenons celle de D/2. La Figure 5.41 montre les valeurs de R_t à 28 jours des sédiments LBLP traités avec 7% de ciment et 0.4% de fibres de longueur 17mm (D/2) de longueur. La tendance des courbes R_t – dosage en fibres sont identiques quel que soit le type de fibres. Mais elles sont similaires aux évolutions de R_c . Globalement, les valeurs de R_t obtenues avec les fibres de lin sont plus élevées que celles des fibres de polypropylène. Notons que la valeur de R_t avec un dosage de 0.8% de fibres de polypropylène de longueur 17mm est de 0.2MPa, plus faible que celle obtenue dans un mélange sans fibres qui est de 0.24MPa. En revanche, la valeur de R_t avec 0.8% de fibres de lin, toujours avec la même longueur est de 0.46MPa, et reste la plus élevée de tous les mélanges.

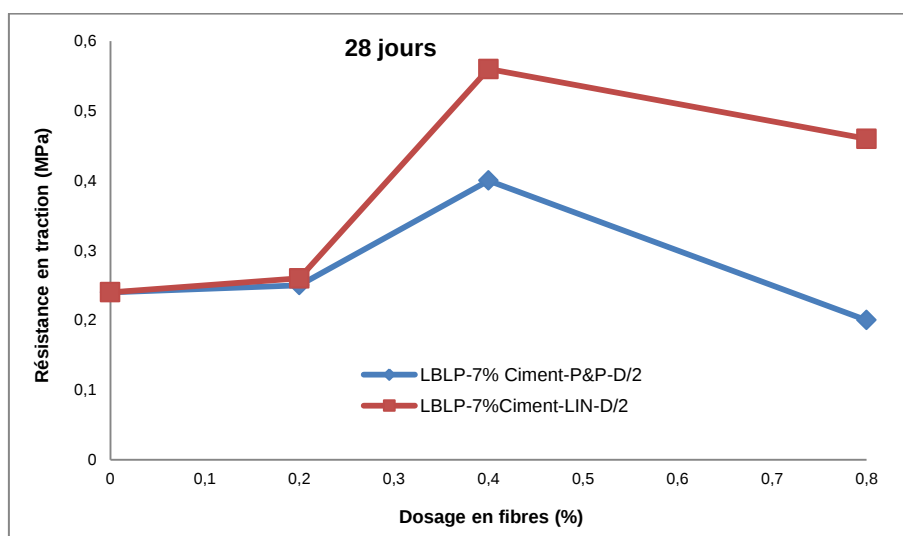


Figure 5.41 Relation R_{t28} -dosage en fibres de 17mm (D/2) de longueur pour les sédiments LBLP

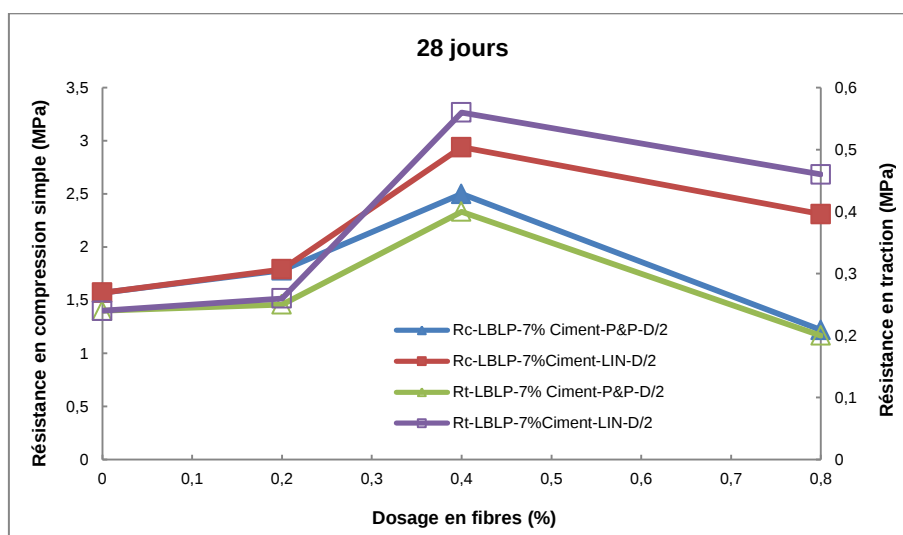


Figure 5.42 Relation R_{c28}/R_{t28} -dosage en fibres de 17mm (D/2) de longueur pour les sédiments LBLP

5.4.3.2.2 Analyse des valeurs R_{t28} en fonction de la longueur de fibres

Si le dosage joue un rôle dans le renforcement mécanique, la longueur de fibres intervient aussi. Ainsi, l'analyse des R_t à 28 jours en fonction de LA longueur de fibres

est menée. Les courbes résultantes sont données aux Figures 5.43A et 5.44B. Les valeurs de R_t avec un dosage de 0.8% en fibres de polypropylène, quelles que soient les longueurs retenues sont les plus faibles par rapport à celles obtenues avec des dosages inférieurs à 0.2% et 0.4%, ou sans fibres. Dans le cas de fibres de lin, les valeurs de R_t sont plus élevées pour les dosages de 0.4 et 0.8%. Pour ces deux mêmes dosages, elles augmentent avec la longueur de fibres, voir Figure 5.43B.

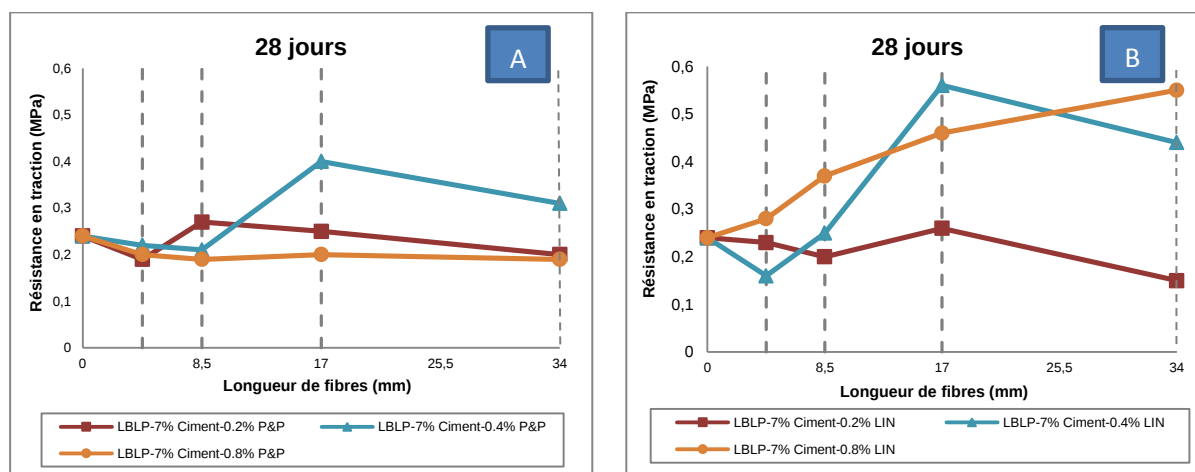


Figure 5.43 Evolution de R_t à 28 jours des sédiments LBLP en fonction de la longueur de fibres

A titre comparatif sur la Figure 5.45, les valeurs de R_t à 28 jours avec 0.4% de fibres sont reportées pour les deux types de fibres en fonction des longueurs. Pour les plus courtes à savoir 4.25mm (D/8) et 8.5mm (D/4). Ces valeurs n'évoluent pas, elles sont proches de la valeur de R_t sans fibre à 28 jours. On peut observer que les valeurs de R_t avec les longueurs de fibres de polypropylène ou de lin et d'autant plus vite que la longueur est supérieure à D/4. Les valeurs de R_t obtenues avec un dosage de 0.4% de fibres de longueur D/2 sont les plus élevées à 28 jours.

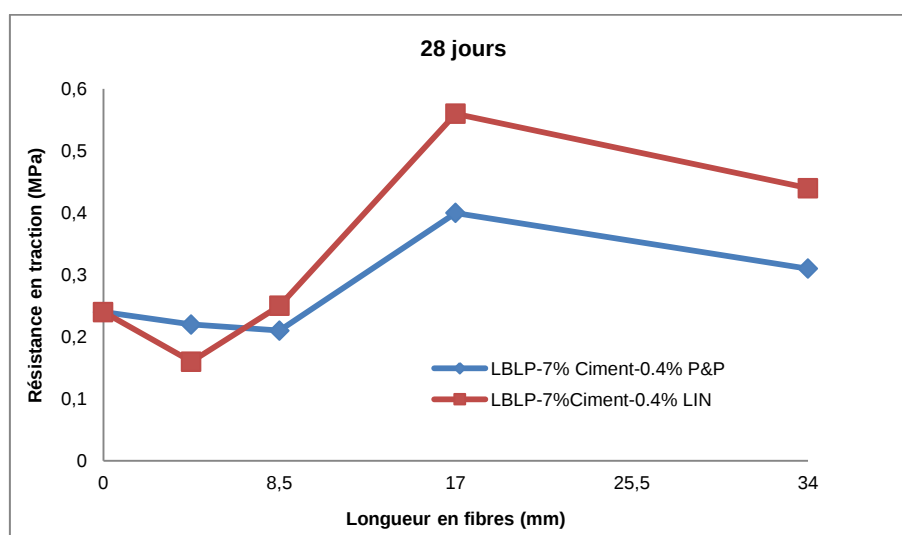


Figure 5.44 Relation R_{t28} -longueur de fibres pour les sédiments LBLP pour un dosage de 0.4% de fibres et 7% de ciment

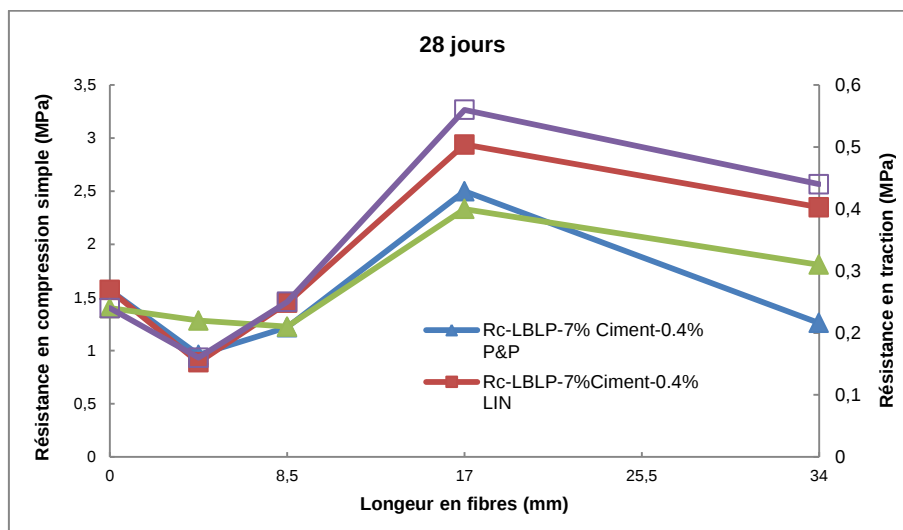


Figure 5.45 Relation R_{c28}/R_{t28} -longueur de fibres pour les sédiments LBLP pour un dosage de 0.4% de fibres et 7% de ciment

5.4.3.3 Effet de l'apport des fibres sur le comportement mécanique des mélanges

Les relations en contrainte – déformation permettent d'analyser le type de comportement mécanique des mélanges étudiés et le comportement à la rupture. Cette analyse, en cas de renforcement par fibres, montrera aussi l'évolution de caractère fragile ou ductile du matériau que l'on peut appeler sédifibres®. Ainsi deux couples de courbes Rc et Rt en fonction des déformations, à 28 jours sont données pour les deux types de fibres naturelle (lin) et artificielle (polypropylène).

Ces courbes sont rassemblées pour la longueur qui paraît être optimale soit D/2 et pour tous les dosages, voir Figures 3.46 et 3.47 respectivement pour les résistances en compression et à la traction.

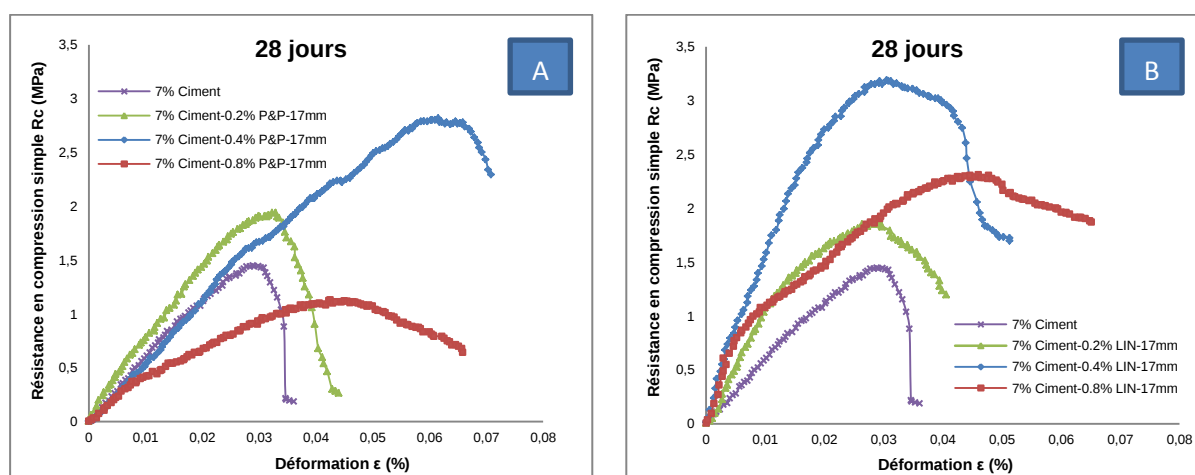


Figure 5.46 Comportement à la compression à 28 jours en contrainte-déformation des sédiments LBLP non fibrés et renforcés

Les relations contrainte-déformation obtenues à partir des essais de compression simple réalisés sur le sédiment stabilisé à 7% de ciment, non fibré (0% de fibres) et avec l'ajout des 2 types de fibres de même longueur de optimale de 17mm (D/2) et

pour des dosages de 0.2, 0.4 et 0.8%, sont montrées à la Figure 5.44. Si l'on observe sur cette figure, l'évolution des ruptures, il y a une rupture immédiate de type matériau fragile sur l'échantillon non fibré. Les courbes deviennent plus aplaties pour des dosages en fibres de polypropylène ou de lin. Un apport de 0.8% de fibres de polypropylène ou de lin, confère un comportement ductile au sédiment stabilisé. La Figure 5.46A fait apparaître une diminution des valeurs de R_c pour un dosage de 0.8% de fibres. Ces valeurs sont plus faibles que celles obtenues pour le sédiment non fibré, dans le cas de fibres de propylène.

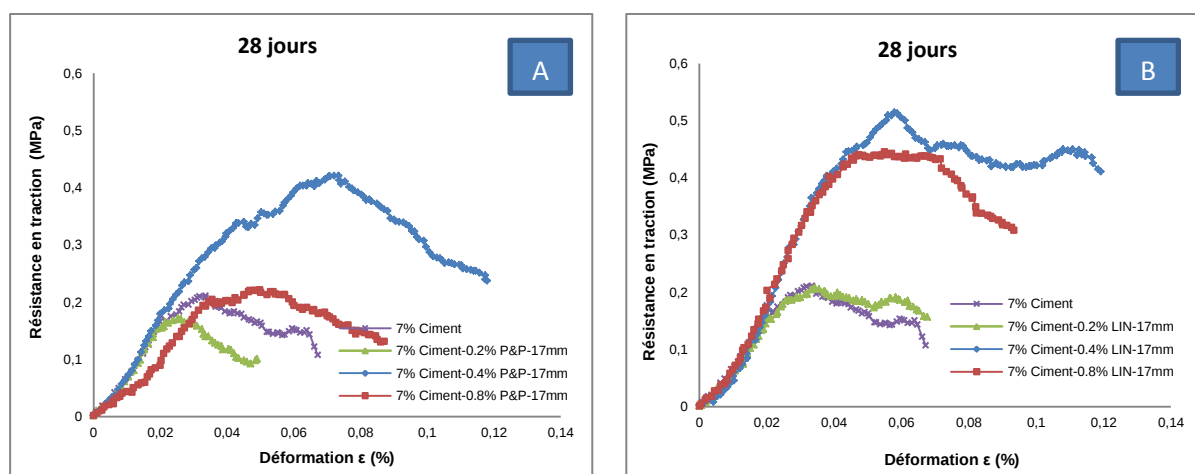


Figure 5.47 Comportement à la traction indirecte à 28 jours en contrainte-déformation des sédiments LBLP non fibrés et renforcés

Les relations contrainte-déformation obtenues à partir des essais en traction indirecte réalisés sur le sédiment stabilisé à 7% de ciment, non fibré et un ajout des 2 fibres de même longueur optimale et dosées à 0.2%, 0.4%, et 0.8%, sont données pour 28 jours à la Figure 5.47. Les valeurs de R_t ont tendance à croître avec le dosage en fibres souple de lin (Figure 5.47B). La tendance s'inverse légèrement pour le sédiment stabilisé avec des fibres polypropylène au-delà d'un dosage à 0.4%.

5.4.4 Analyse des valeurs de R_{c28} et de R_{t28} résultant des essais de mouillage-séchage

Selon le protocole d'essai de mouillage-séchage, une série d'échantillons âgés de 8 jours ont subi 10 cycles de mouillage-séchage, la fin des cycles correspond à 28 jours. Une autre série d'échantillons témoins ont été conservés à la température ambiante pendant 28 jours. Des essais de résistance à la compression à 28 jours ont été effectués pour les deux séries. Ainsi une étude comparative a été réalisée

Pour apprécier la durabilité des échantillons solidifiés avec 3 liants hydrauliques (ciment, chaux et CV) sans fibres avec 7% de ciment et renforcés avec des fibres dosées à 0.4% (dosage optimal) et de longueur égale à 17 mm (longueur optimale) ont été soumis à des cycles de mouillage-séchage.

Pour les formulations à base de 3 liants hydrauliques (7% de ciment, 7% de ciment + 2% de chaux et 4% de ciment + 5% de CV) sans fibres, les échantillons âgés de 8 jours et au bout de 10 cycles de mouillage-séchage sont détruits dans l'eau au 2^{ème} cycle, voir Figure 5.48. Donc, les valeurs des R_c pour ces échantillons avec les liants hydrauliques ne sont pas disponibles.



Figure 5.48 Exemples d'endommagement d'échantillons traités à base de ciment, de chaux et de CV sans fibres soumis à l'essai de mouillage-séchage

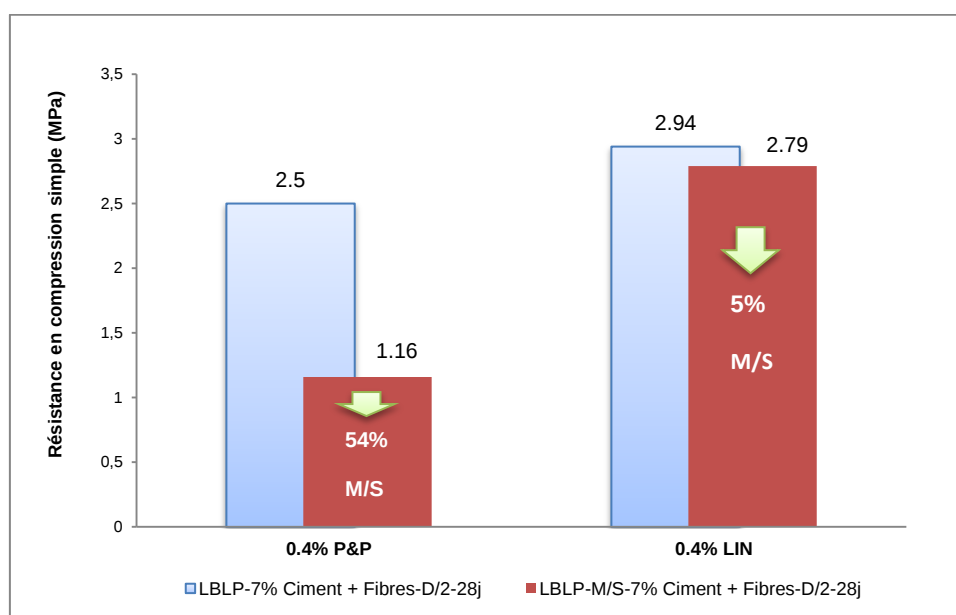


Figure 5.49 Evolution des résistances R_c à 28 jours des sédiments LBLP traités et fibrés soumis à des cycles de mouillage-séchage

Comme tous les échantillons traités aux liants hydrauliques (ciment avec ajout de chaux ou cendres volantes) ont été endommagés, seuls les résultats relatifs avec valeurs des R_c échantillons fibrés ont exploités.

Ainsi les échantillons fibrés âgés de 8 jours et soumis aux 10 cycles de mouillage-séchage ont résisté. Les valeurs des R_c des échantillons ayant subi les cycles de mouillage – séchage, composés à partir de mélanges sédiment LBLP avec les 2 types de fibres de polypropylène ou de lin ont pu être comparées avec celles obtenues des échantillons conservés à la température ambiante à 28 jours. La Figure 5.49 sous forme d'histogramme montre clairement les effets du mouillage – séchage sur les valeurs de R_c . Les valeurs des R_c ont plus ou moins diminué après 10 cycles de mouillage-séchage. La valeur de R_c obtenues des échantillons contenant les fibres de polypropylène après l'essai M/S a diminué de 54% pendant que celle des échantillons avec les fibres de lin ne décroît que de 5%. La capacité de résistance au mouillage – séchage des sédiments LBLP avec les fibres de lin est plus importante que celle des sédiments avec les fibres de polypropylène.

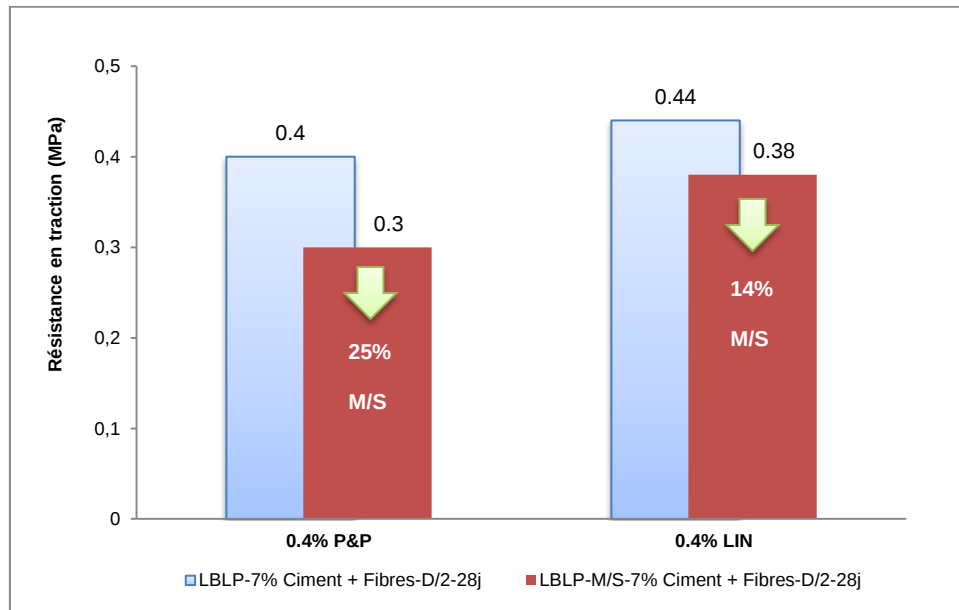


Figure 5.50 Evolution des résistances R_t à 28 jours des sédiments LBLP traités et fibrés soumis à des cycles de mouillage-séchage

Pour ces deux séries d'échantillons fibrés, on a aussi mené pour les mêmes conditions des essais de traction indirecte. Les résultats comparatifs sont donnés sous forme d'histogramme à la Figure 5.50.

Les valeurs obtenues des R_t après les 10 cycles de mouillage-séchage sont toujours plus faibles que celles des sédiments conservés à la température ambiante après 28 jours. Aussi la valeur de R_t des échantillons contenant les fibres de polypropylène après l'essai de mouillage-séchage diminue de 25%. Quant à la valeur de R_t des échantillons avec les fibres de lin, elle ne diminue que de 14%.

5.4.5 Détermination des performances des sédiments traités pour une application en couche routière

Pour une utilisation en sous couche routière, il est nécessaire selon le GTR (2000) de classer les mélanges selon le diagramme de la Figure 5.51. Ce classement permet de définir l'aptitude des mélanges étudiés pour un type de sous couche routière

Ainsi les performances mécaniques des sédiments LBLP traités avec des liants hydrauliques (ciment, chaux, CV) et renforcés avec 2 types de fibres (polypropylène, lin) sont présentées et récapitulées dans la Figure 5.51 relative à la classification mécanique des sols utilisés en couche routière selon la norme NF EN 14227-3, (2004).

Pour positionner les performances obtenues donc chaque mélange, on a près la procédure suivante.

On détermine la résistance à la traction directe (R_{td}) à partir de la résistance maximale à la traction indirecte (R_{ti}) qui a été mesurée. Elle est donnée par la relation 5.1 suivante selon la norme NF EN 13286-42, (2003):

$$R_{td} = 0.8 \times R_{ti} \quad 5.2$$

Puis après avoir estimé la résistance à la traction directe, le module d'Young à 360 jours est déduit à partir des relations suivantes.

$$R_{td28}/R_{td360} = 0.60 \quad 5.3$$

$$E_{28}/E_{360} = 0.65 \quad 5.4$$

A partir du diagramme de la Figure 5.49, on peut classer l'ensemble des mélanges réalisé. Les sédiments LBLP fibrés avec ou sans cycles de mouillage-séchage se classent en S1. Les sédiments LBLP sans fibre, avec 4% de ciment et 5% de CV appartiennent aussi à la classe S1. Par contre, les sédiments LBLP avec 7% de ciment et 2% de chaux font partie des classes S1 ou S2. Les sédiments LBLP traités avec 7% de ciment se retrouvent en S3 ou S4. Il est important de noter que les valeurs des résistances R_{td} des sédiments fibrés sont plus élevées, alors que les modules d'Young sont plus faibles.

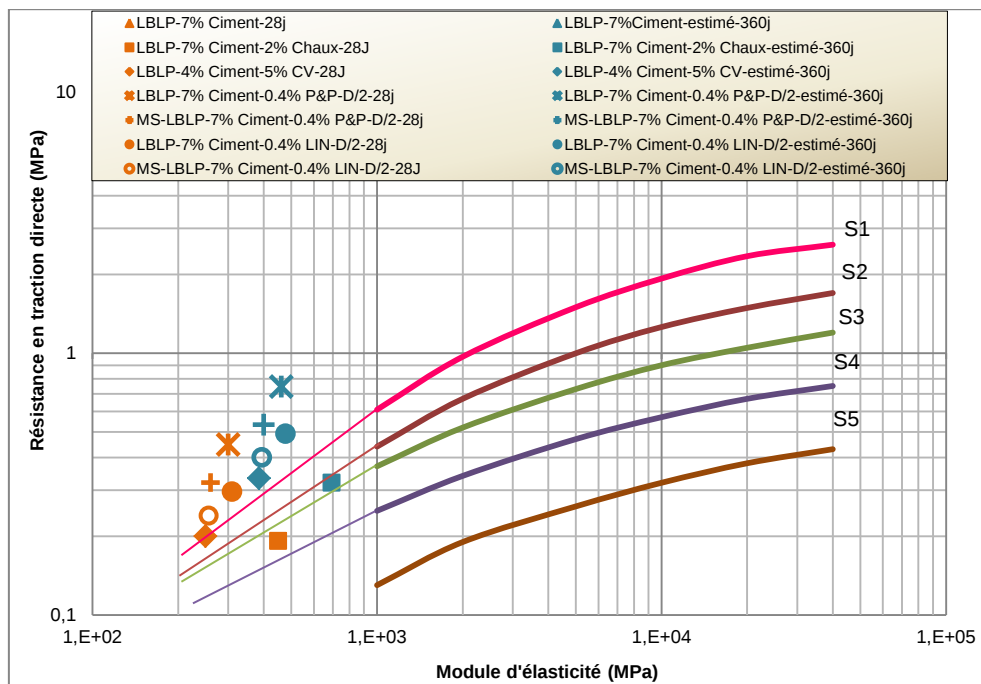


Figure 5.51 Evolution de comportement mécanique sur la base de résultats mesurés à 28 jours et estimés à 360 jours pour les 5 formulations relatives aux sédiments LBLP traités

5.5 Traitement des fines de carrière à Bayeux

5.5.1 Introduction

Jusqu'ici, les traitements de stabilisation et solidification ont été appliqués à des sédiments marins qui sont des sols fins. Il y a des sols fins équivalents comme les fines ou fillers de carrière, considérés comme des déchets par les carrières. Ils peuvent prétendre à être valorisés de la même manière que les sédiments marins ou fluviaux. Dans la continuité de nos applications de traitement peut des sédiments marins, une fine de carrière de Bayeux. Il fait l'objet d'une étude de valorisation à part entière similaire à celle des sédiments précédemment testés. Les fines de carrière sont en général indemnes de toute contamination. Mais les particules des déchets de carrière, fines ou fillers, sont plus fines que celles des sédiments marins. Concernant les fines de Bayeux, 96.5% de particules sont inférieures à 63µm. Les teneurs en matière organique et carbonate sont de 0.3% et 3.6% respectivement pour cette fine de carrière.

L'étude de valorisation des fines de carrière s'est faite sur la base de différentes formulations déjà réalisées sur les sédiments marins. Les travaux relatés ici portant sur :

- L'étude du développement des résistances R_c en fonction de différents dosages en liants hydrauliques : ciment, chaux.
- L'étude du développement des résistances R_c en fonction d'un ajout de ciment seul et d'un correcteur granulaire : un sable. L'apport granulaire a été effectué pour différents dosage et poudreux classes granulaires de sables : 0/2mm et 0/5mm.
- L'étude du développement des résistances R_c et R_t en fonction d'un ajout de ciment seul et différentes additions de fibres en fonction de différentes dosages et longueurs de fibres (polypropylène, lin et polyacrylonitrile). Les dosages et longueurs sont des paramètres d'étude.

La discussion et l'analyse des résultats obtenus pour les différents sédiments ont justifié de tenter d'élaborer des formations similaires dans la valorisation des fines de carrière. Ainsi des additions de fibres-déchets dans une matrice cimentaire à fiable dosage ont été proposées, trois types de fibres ont été retenus. De par la finesse des particules, une étude relative à un apport granulaire a aussi été menée pour étudier avec l'effet d'un correcteur granulaire sur le comportement en résistance mécanique.

5.5.2 Développement des résistances R_c pour les mélanges à base de ciment et chaux

Les valeurs des résistances R_c obtenues pour les fines de carrière dans le cas d'un traitement avec du ciment et de la chaux sont présentées sur la Figure 5.52 et récapitulées dans le Tableau 5.4. Sur la Figure 5.52, on constate, à la différence du comportement en résistance à la compression des sédiments traités, une tendance globale à une décroissance des valeurs de R_c à porter de 7 ou 14 jours, jusqu'à 90 jours. On observe une tendance à la stabilisation vers 60 ou 90 jours pour les mélanges dosés à 5% de ciment. On peut supposer qu'à long terme, il y a aussi une stabilisation pour les autres mélanges. Les résistances R_c développées sont supérieures à 1MPa sauf celles obtenues pour les fines de carrière traitées avec 5% de ciment et 5% de ciment additionnés de 2% de chaux. Pour les derniers mélanges faiblement dosés en ciment (5%), les résistances chèrent des 7 jours très rapidement de 7 à 14 jours. Ce phénomène s'atteint de 14 à 60 jours pour finalement se stabiliser, voire de légèrement augmentes à porter de 60 jours. En effet, les valeurs des R_c de 60 à 90 jours augmentent de +5% et +28%, respectivement pour les mélanges à base de ciment seul et de ciment et chaux mais elles restent inférieures à 1MPa. Si l'on augmente le dosage en ciment de 5 à 10%, il est clair que les résistances R_c développées croissent en fonction du dosage. Ceci peut être mieux observe sur la Figure 5.53 qui met en relation les R_{c7} , R_{c14} et R_{c28} en fonction du dosage en ciment. Cette figure montre aussi qu'augmenter le dosage en ciment tendrait vers une valeur optimale. Par ailleurs l'effet d'une addition de chaux est plus marqué sur le dosage en ciment le plus faible. Cet effet tend à s'estomper avec un dosage à 7% de ciment.

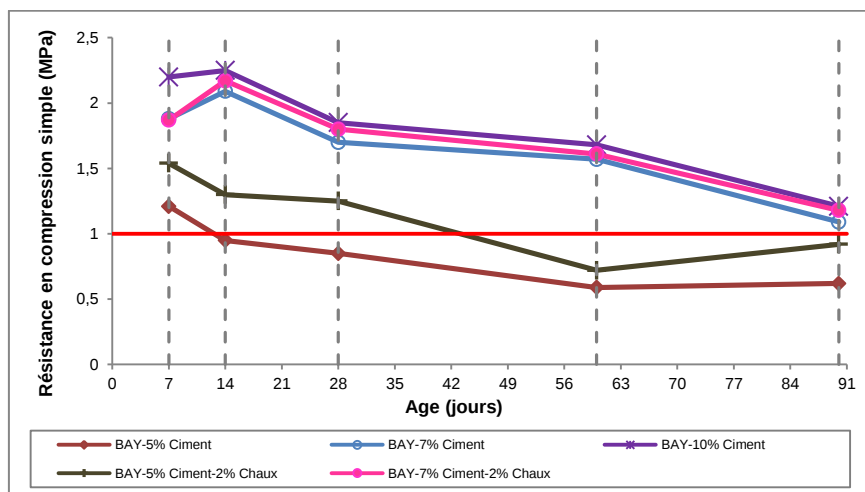


Figure 5.52 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations à base de ciment et de ciment-chaux pour les fines de carrière

Tableau 5.4 Résistances à la compression simple pour les fines de carrière traitées à base de ciment et/ou chaux

Formulations \ Rc(MPa)	Jours				
	7	14	28	60	90
BAY-5% Ciment	1.21	0.95	0.85	0.59	0.62
Variation relative (%)	-22	-11	-31	5	
BAY-7% Ciment	1.88	2.09	1.7	1.57	1.09
Variation relative (%)	11	-1.9	-7.6	-31	
BAY-10% Ciment	2.2	2.25	1.85	1.68	1.21
Variation relative (%)	-2.2	-18	-9.2	-28	
BAY-5% Ciment-2% Chaux	1.54	1.3	1.25	0.72	0.92
Variation relative (%)	-16	-3.8	-42	28	
BAY-7% Ciment-2% Chaux	1.87	2.17	1.8	1.61	1.18
Variation relative (%)	16	-17	-11	-27	

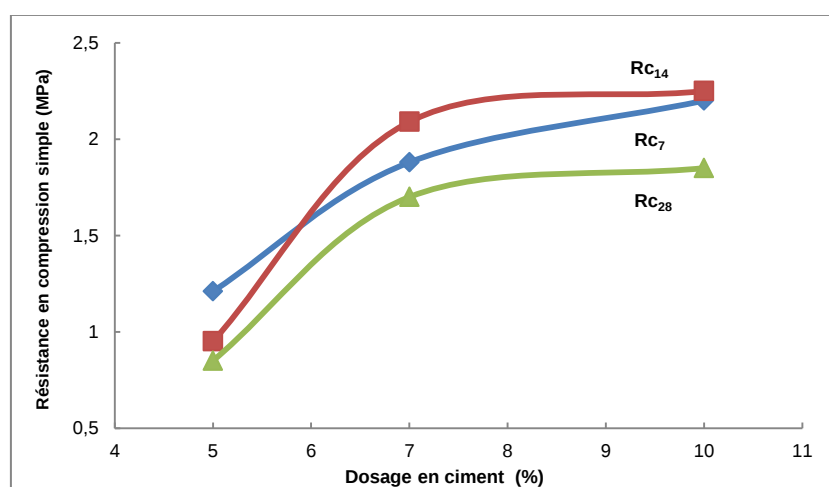


Figure 5.53 Evolution des résistances à la compression R_{c7} , R_{c14} et R_{c28} en fonction du dosage en ciment

Pour les 3 formulations (7% de ciment, 10% de ciment et 7% de ciment-2% de chaux), les valeurs des Rc diminuent de 14 à 90 jours, régulièrement et de façon très similaire. En effet si on calcule les diminutions relatives observées sur trois périodes 14-28, 28-60 et 60-90 jours, elles sont très voisines, voir le Tableau 5.5. Ces valeurs se retrouvent dans le Tableau 5.5 qui rassemblent l'ensemble des valeurs moyennes Rc obtenues ainsi que les variations relatives de Rc sur les périodes entre les dates d'essai conventionnelles. Si l'on considère ces trois formulations, on peut dire que les valeurs des Rc obtenues pour le traitement des fines de carrière sont sensiblement les mêmes.

Tableau 5.5 Diminutions relatives des résistances à la compression Rc sur 3 périodes

Période (Jours)	Variation relative des Rc (%)		
	7% Ciment	10% Ciment	7% Ciment-2% Chaux
14-28	-19	-18	-17
28-60	-7.6	-9.2	-11
60-90	-31	-28	-27

Ces valeurs très voisines constituent des valeurs des Rc limites ou optimales. Le dosage à 7% de ciment seul de point de vue économique serait à retenir. Toutefois, la tendance des courbes d'évolution des Rc pour ces trois types de mélanges montre une décroissance dans le temps et les valeurs observées aussi se rapprocher de la valeur de seuil de Rc égale à 1MPa. Il est clairement démontré que la fraction très fine des fillers de carrière à valoriser a une influence sur le procédé de solidification et stabilisation, à base de liants hydrauliques. Augmenter les dosages en liants n'apporter pas de complément de résistance. Il manque un squelette granulaire suffisant aux mélanges. Apporter un correcteur granulaire par ce biais des sables de 0/2mm et 0/5mm mélangés avec du ciment et les fines de carrière peut constituer une solution ou une d'améliorer ce résistance Rc et de la stabilisation dans le temps. Une correction granulaire a été effectuée dans le cas de traitement des sédiments fins d'Arcachon.

5.5.3 Développement des résistances Rc pour les mélanges à base de ciment et des sables correcteurs

Une addition de 10% et 20% de sables correcteurs a été faite sur les fines de carrière à traiter. La modification granulométrique initiale des fines de carrière (référence BAY) est montrée à la Figure 5.54. Rappelons que les sables correcteurs viennent de Seine et ont été fournis par le CETE Normandie-Centre (CETE-NC). La partie grossière augmente légèrement, de quelques pourcents à partir de 50 μ m (+2.7%) ce qui confère aux mélanges fine-sables toujours un caractère de matériau fin à très fin. Deux types de mélanges avec correction granulaire ont été testés avec 7% de ciment. Les dosages retenus pour les sables ont été volontairement faibles, pour deux considérations : le point de vue économique et le point de vue environnemental de ne pas trop consommer de granulats nobles. Ainsi, 10% et 20% de sables 0/2mm et 0/5mm ont été mélangés avec 7% de ciment avec les fines de carrière. Des essais de résistance en compression simple ont été effectués et les courbes des valeurs des Rc obtenues sont données sur la Figure 5.55. A titre de comparaison, les résultats de mélanges liants-fines de carrière ont été reportées sur la même figure. On observe que les valeurs des Rc des mélanges seul ciment et sables correcteurs sont plus

élevées que celles obtenues pour les fines avec 5% de ciment seul et 5% de ciment et 2% de chaux. Notons que ces valeurs de R_c pour les fines corrigées avec des sables sont égales ou supérieures à 1MPa. Ces valeurs se situent en deçà des valeurs obtenues pour les mélanges de fines avec 7% et 10% de ciment et additionnées ou non de 2% de chaux de 7 à 90 jours. Ces valeurs obtenues sont plus stables de 60 à 90 jours.

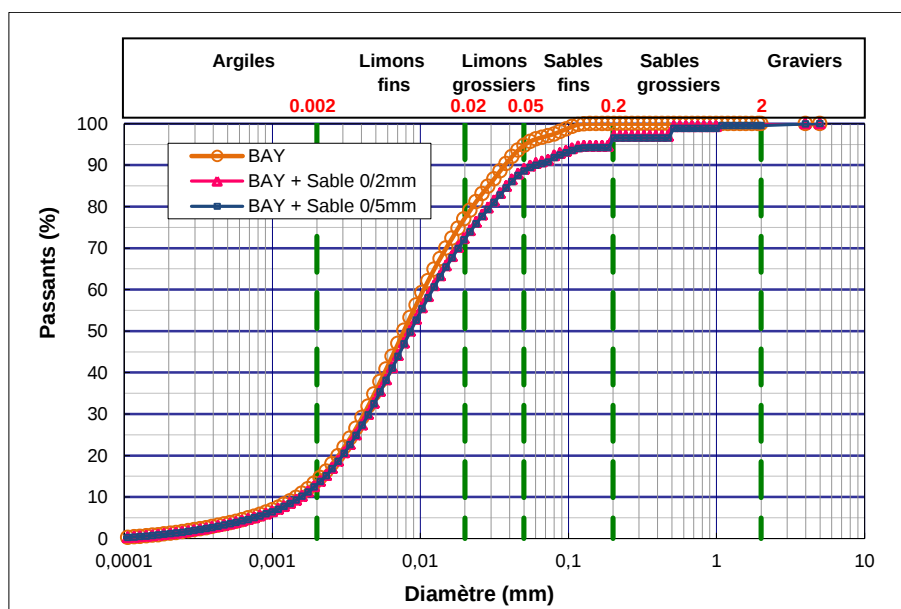


Figure 5.54 Courbes granulométriques des fines de carrière et des fines corrigées avec un sable

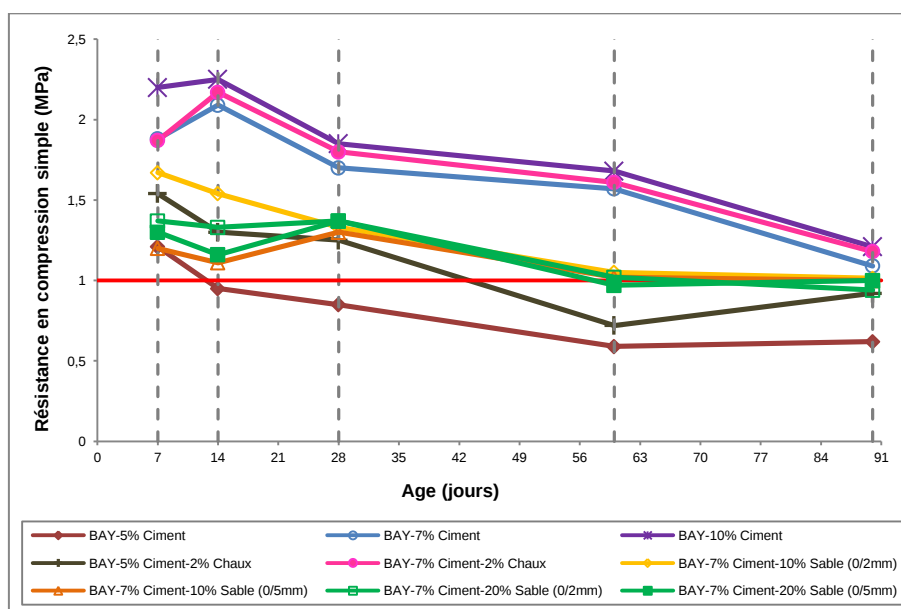


Figure 5.55 Evolution comparée des résistances à la compression pour les formulations à base de liants hydrauliques et de ciment-sable correcteur pour les fines de carrière

On peut apprécier les taux de diminution ou de croissance pour chaque mélange sur la Figure 5.56 qui donne l'évolution du rapport R_c/R_{c28} en fonction du temps. On peut alors observer que les mélanges de ciment avec un sable correcteur n'apparaissent pas stables même si les valeurs obtenues sont relativement proches du seuil de

1MPa. Si l'apport granulaire a apporté la stabilisation au niveau des mélanges, les dosages de 10 et 20% ne sont pas suffisants pour augmenter les valeurs de R_c .

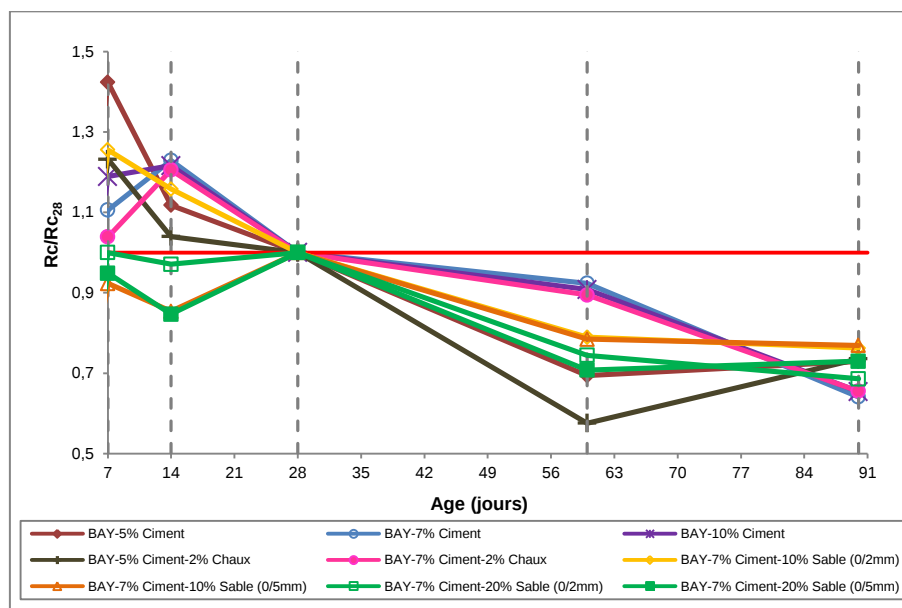


Figure 5.56 Relation R_c/R_{c28} pour les formulations à base de liants hydrauliques et de ciment-sable correcteur pour les fines de carrière

5.5.4 Développement des résistances R_c et R_t pour les mélanges de fibres à base de ciment

Le caractère très fin des particules des fines de carrière rend leur stabilisation/solidification plus difficile que celle des sédiments marins, tout en respectant des dosages en liants hydrauliques et en sables correcteurs économiques. Comme pour les sédiments marins LBLP, un rapport de fibres-déchets naturelles ou synthétiques a été tenté au servi de la matière cimentaire et des fines de carrière. Trois types de fibres ont été ajoutés à des mélanges dosés à 7% de ciment dosées à 0.2%, 0.4% et 0.8% et de longueur de 4.25mm, 8.5mm, 17mm et 34mm des fibres de polypropylène (P&P), lin et de polyacrylonitrile (PAN) ont été incorporées dans les mélanges. Ces paramètres de dosage et de longueur sont déjà référés pour le traitement des sédiments LBLP.

5.5.4.1 Etude du comportement mécanique en compression des mélanges à base de fibres de polypropylène

L'ensemble des résultats de résistance en compression simple réalisés sur les mélanges ciment-fines de carrière avec un rapport de fibres de polypropylène (P&P) a donné leur aux courbes de résistance R_c en fonction du temps présentées à la Figure 5.57. Cette figure se compose de trois figures notées de A, B et C respectivement selon le dosage étudié de 0.2, 0.4 et 0.8%.

On observe que dans l'ensemble, les valeurs moyennes des R_c sont égales ou supérieures à 1MPa. On note que les valeurs des R_c sont plus faibles pour les mélanges de fines avec 0.8% de fibres P&P alors que celles des mélanges avec 0.4% de fibres P&P sont les plus élevées.

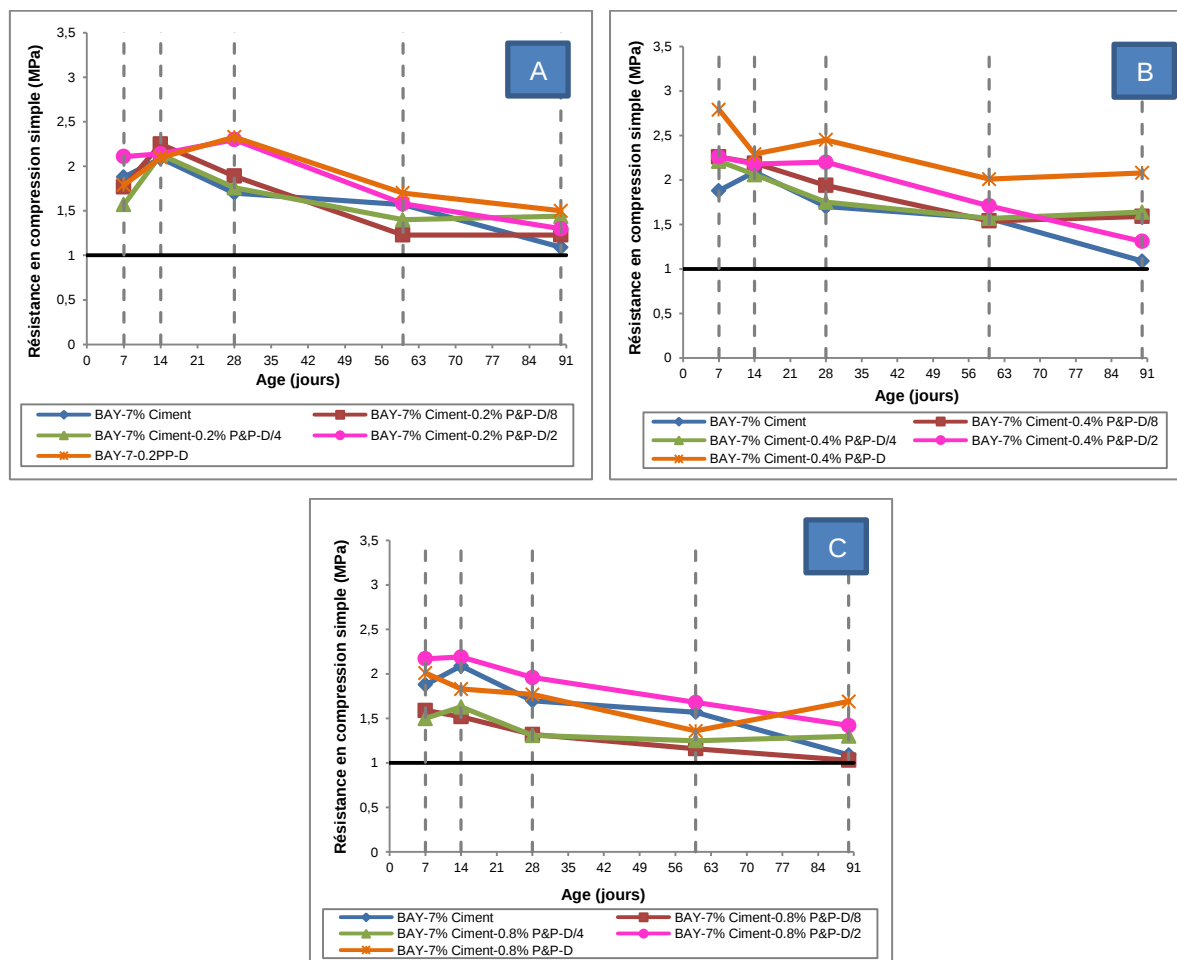


Figure 5.57 Effet des fibres de polypropylène sur la résistance en compression R_c des mélanges ciment-fines de carrière

Si l'on considère les valeurs moyennes des R_c obtenues pour les mélanges de fines avec 7% de ciment sans fibre (1.09MPa), les valeurs des R_c résultant des mélanges fibrés à 90 jours sont plus élevées. Bien que les valeurs des R_c des mélanges fibrés aient aussi une tendance décroissante de 7 à 90 jours comme celle des fines traitées sans fibre, les valeurs de R_c quels que soient les dosages et longueur de fibres sont plus stables de 60 à 90 jours, voir les valeurs du Tableau 5.6.

Tableau 5.6 Résistance à la compression simple R_c (MPa) pour les mélanges de fines de carrière avec 7% de ciment et des fibres de polypropylène

Rc (MPa) Longeur L (mm)	7 jours			14 jours			28 jours			60 jours			90 jours		
	Dosage (%)			Dosage (%)			Dosage (%)			Dosage (%)			Dosage (%)		
	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8
0	1.88			2.09			1.70			1.54			1.09		
D/8	1.77	2.26	1.59	2.25	2.19	1.52	1.89	1.94	1.32	1.23	1.54	1.16	1.23	1.59	1.03
D/4	1.57	2.21	1.50	2.13	2.06	1.63	1.76	1.75	1.31	1.40	1.57	1.25	1.44	1.64	1.30
D/2	2.11	2.26	2.17	2.14	2.18	2.19	2.30	2.20	1.96	1.58	1.71	1.68	1.30	1.31	1.42
D	1.79	2.79	2.01	2.10	2.29	1.83	2.33	2.45	1.77	1.70	2.01	1.36	1.50	2.08	1.69

Si l'on considère le critère de stabilisation des valeurs de R_c , on peut raisonnablement établir les courbes d'évolution de R_c à 60 jours en fonction des paramètres d'étude : dosage et longueur de fibres.

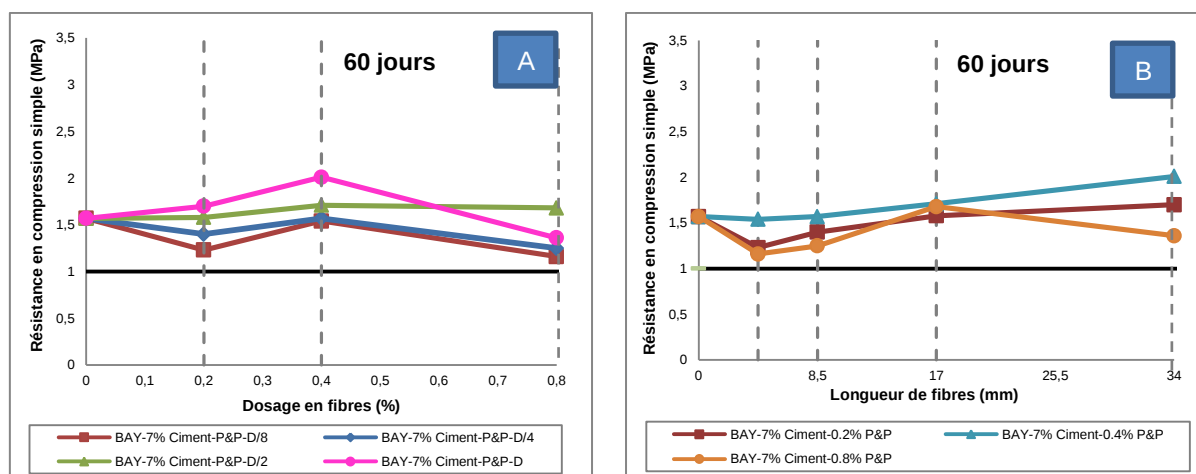


Figure 5.58 Evolution de R_c à 60 jours des mélanges de fines de carrière en fonction des dosages ou des longueurs des fibres de polypropylène

Ainsi sur la Figure 5.58A, on constate que les valeurs des R_c pour les mélanges de fines avec 0.4% de fibres P&P sont plus élevées. Les valeurs de R_c vont la Figure 5.58B, elle montre que les valeurs des R_c pour les mélanges de fines et de fibres de longueur 34mm (D) sont les meilleures. Mais les valeurs de R_c des échantillons dosés avec 0.4% de fibre P&P sont les plus élevées. On peut dire que la meilleure formulation serait obtenue avec 0.4% de fibres P&P de longueur 34mm.

Que devient cette conclusion si l'on considère la résistance en compression conventionnelle à 28 jours. D'après le tableau 5.6, la valeur R_{c28} optimale est obtenue avec un dosage de 0.4% en fibres, la longueur optimale des fibres serait en de D (34mm). Ces conclusions restent valables pour R_{c14} .

5.5.4.2 Effet du comportement mécanique en compression des mélanges à base de fibres de lin

Pour les mêmes paramètres d'étude (dosage et longueur des fibres) on construit les courbes d'évolution de R_c en fonction du temps, Figure 5.59 et selon les dosages utilisés, cette figure se décline en Figure 5.59A, B et C respectivement pour 0.2, 0.4 et 0.8%.

La première analyse se parle sur les courbes. On observe que les valeurs moyennes obtenues ont tendance à plus ou moins décroître au-delà de 7 jours. Cette tendance est plus ou moins marquée, mais elle apparaît régulière pour le dosage de 0.4% (Figure 5.59B) et conduit aux valeurs de R_c , les plus faibles à 90 jours. Pour tous les dosages et une longueur de fibres égale à D/2 (17mm), on remarque une variabilité de R_c sur la période de 7 à 90 jours. De même on note que les valeurs de des mélanges dosé à 0.2%, 0.4% et 0.8% fibres de 17mm (D/2) de longueur sont plus variables de 7 à 90 jours que celles pour les autres formulations de fibres de lin. Les valeurs des R_c de la fine avec 0.2% et 0.8% de fibres de lin de longueur égale à 34mm (D) sont plus stables et plus élevées de 60 à 90 jours, les valeurs de R_c sont comprise entre 2.34 et 2.61MPa, voir Tableau 5.6.

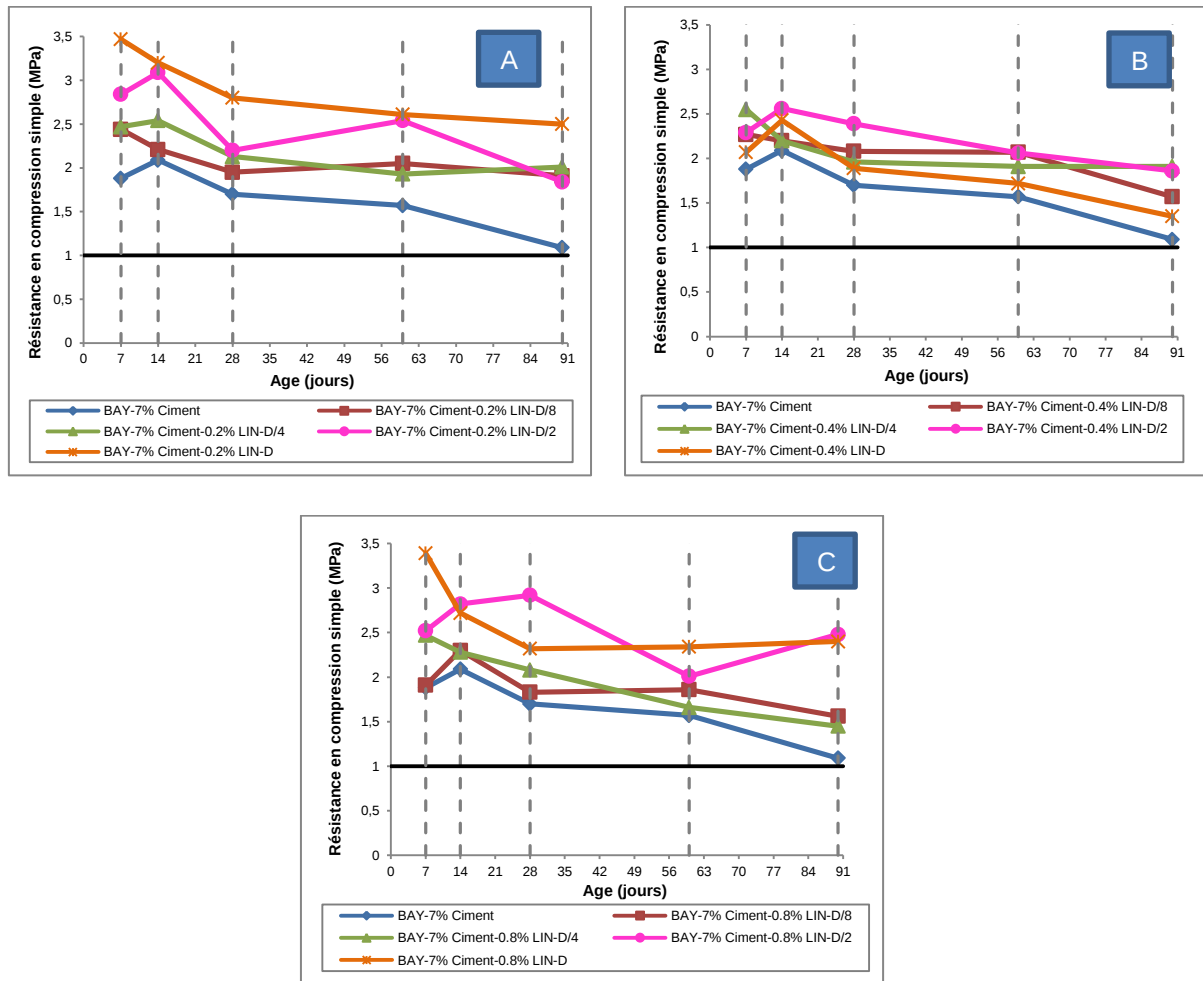


Figure 5.59 Effet des fibres de lin sur la résistance en compression R_c des mélanges ciment-fines de carrière

Tableau 5.7 Résistance à la compression simple R_c (MPa) pour les mélanges de fines de carrière avec 7% de ciment et des fibres de lin

R_c (MPa) Longueur (mm)	7 jours			14 jours			28 jours			60 jours			90 jours		
	Dosages (%)			Dosages (%)			Dosages (%)			Dosages (%)			Dosages (%)		
	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8
0	1.88			2.09			1.70			1.54			1.09		
D/8	2.44	2.27	1.91	2.21	2.20	2.30	1.95	2.08	1.83	2.05	2.07	1.86	1.91	1.57	1.56
D/4	2.47	2.55	2.47	2.54	2.20	2.28	2.13	1.96	2.08	1.93	1.91	1.66	2.01	1.91	1.45
D/2	2.84	2.29	2.52	3.09	2.56	2.82	2.20	2.39	2.92	2.54	2.06	2.01	1.84	1.86	2.48
D	3.47	2.07	3.39	3.20	2.43	2.72	2.80	1.89	2.32	2.61	1.72	2.34	2.50	1.35	2.40

Si l'on considère les paramètres d'étude (dosage et longueur), on observe que les valeurs des R_c pour les mélanges des fines dosés à 0.2% de fibres de lin de 17mm (D/2) et de 34mm (D) sont les plus élevées à 60 jours, voir Figure 5.59A. Cependant, on peut dire que les valeurs optimales des R_c sont obtenues pour les mélanges de

fines dosés à 0.2% de fibres de lin de longueur de 34 mm (D). Si l'on se réfère à la valeur de R_c conventionnelle à 28 jours, d'après le Tableau 5.7 et les Figures 5.60A et B à 60 jours, on trouve que pour ce dosage de 0.2% et une longueur de fibres de 34 mm (D), R_c est bien la plus élevée.

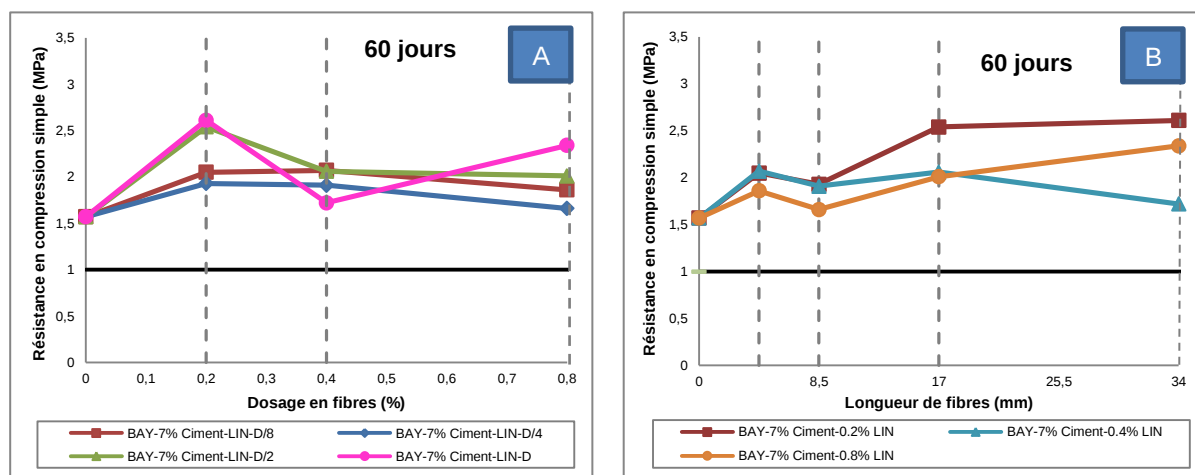


Figure 5.60 Evolution de R_c à 60 jours de la fine de carrière en fonction des dosages ou des longueurs des fibres de lin

Si l'on compare les valeurs de R_c pour les mélanges de fines et de fibres de lin ou de fibres de propylène, les valeurs des R_c obtenues avec les fibres de lin sont plus élevées et plus stables. La majorité des valeurs de R_c sont supérieures à 2MPa sur la période de 7 à 14 jours.

5.5.4.3 Effet du comportement mécanique en compression des mélanges à base de fibres de polyacrylonitrile

Le dernier type de fibres incorporées concerne les fibres de polyacrylonitrile référencées PAN. Ces fibres de polyacrylonitrile ont mélangées avec fines de carrière traitées avec de 7% de ciment. Les évolutions des valeurs moyennes des R_c obtenues pour ces mélanges de fines sont données à la Figure 5.61 en fonction des dosages et des longueurs retenues. Toutes les valeurs des R_c sont supérieures à 1MPa. Une seule valeur de R_c à 90 jours se situe au-delà du seuil, il s'agit du mélange obtenu pour la fine avec 0.4% de fibres PAN de 8.5mm (D/4) de longueur. Et on analyse d'abord et on compare après. Les valeurs des R_c pour les différents mélanges de fines quels que soient les dosages en fibres et les longueurs, ne sont pas plus élevées que celles obtenues dans les mélanges sans fibres. Elles ne sont pas très variables dans le temps et relativement stables de 28 à 90 jours, voir les Figure 5.61A, B et C. D'ailleurs, les valeurs des R_c pour les mélanges de fines dosés à 0.2% et 0.8% de fibres PAN, sont très peu variables quelle que soit la longueur de fibres. Pour le dosage à 0.4%, on note une tendance à la diminution des résistances R_c en fonction du temps. Si l'on compare les résultats relatifs à cette fibre aux valeurs des R_c pour les mélanges de fines avec les 2 fibres de polypropylène et de lin, les valeurs des R_c obtenues avec les fibres PAN sont plus faibles.

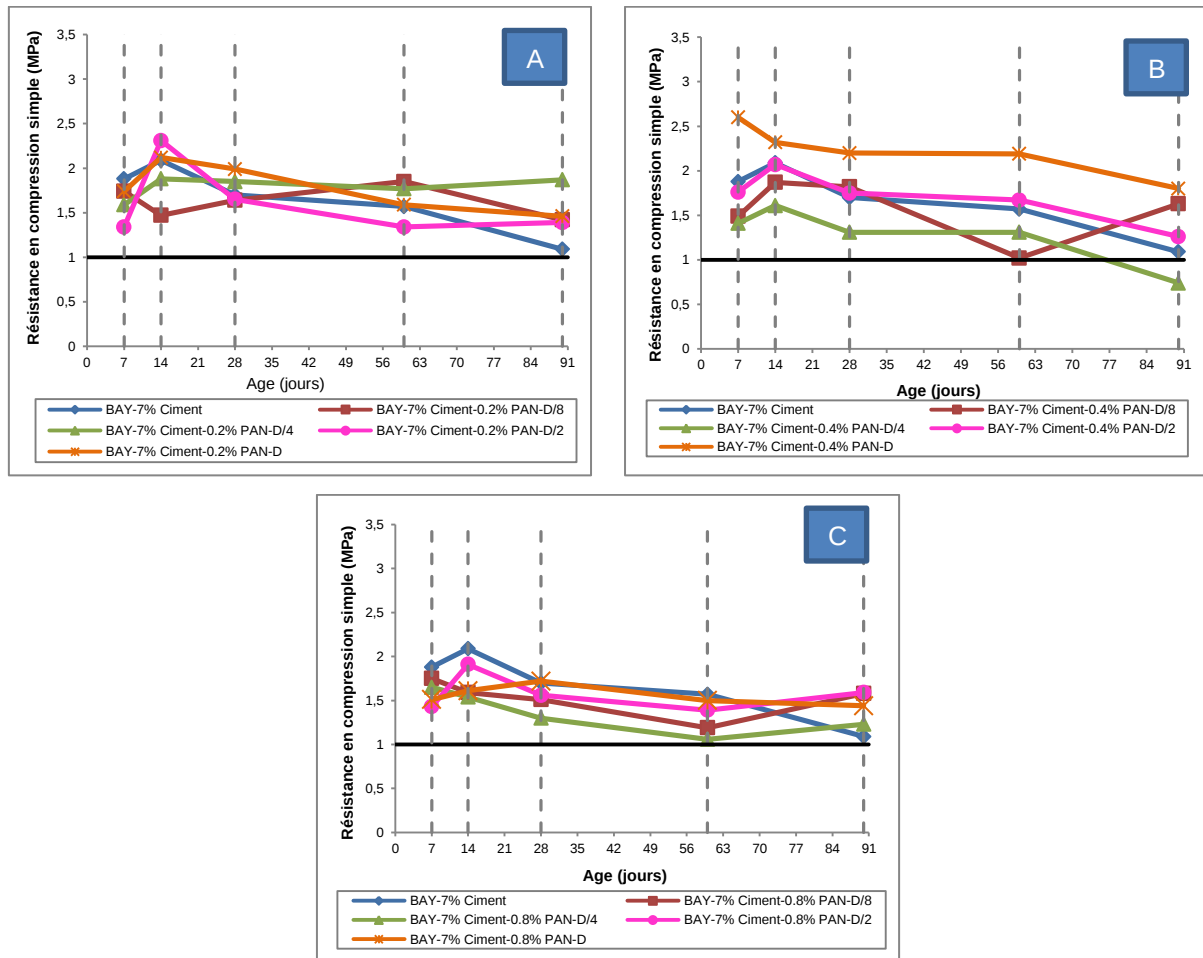


Figure 5.61 Effet des fibres de polyacrylonitrile sur la résistance en compression R_c des mélanges ciment- fines de carrière

Pour une analyse plus détaillée, l'ensemble des résultats est consigné dans le Tableau 5.8. On observe que les valeurs de R_c sont plus élevées pour les mélanges de fines dosés à 0.2% de fibres PAN de longueur de 8.5mm (D/4) et des mélanges dosés à 0.4% de fibres PAN de 34mm (D) de longueur de 7 à 90 jours. Les valeurs de R_c relatives à ces derniers mélanges sont les plus élevées et supérieures à 2 MPa de 7 à 90 jours, la valeur maximale de R_c est de 2.5 MPa à 7 jours et la valeur moyenne sur la période de temps est de 2.29 MPa. Si l'on se réfère aux Figures 5.61A et B établissant les relations entre R_c et les paramètres d'étude (dosage et longueur), le dosage optimal apparaît être de 0.4% pour des longueurs de D.

Ce constat se vérifie pour les R_c conventionnelles à 28 jours où la valeur de R_c est de 2.08 MPa (Tableau 5.8) et maximale pour une longueur de fibre égale à D.

Tableau 5.8 Résistance à la compression simple R_c (MPa) pour les mélanges de fines de carrière avec 7% de ciment et des fibres de polyacrylonitrile

R_c (MPa) Longueur (mm)	7 jours			14 jours			28 jours			60 jours			90 jours		
	Dosages (%)			Dosages (%)			Dosages (%)			Dosages (%)			Dosages (%)		
	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8	0.2	0.4	0.8
0	1.88			2.09			1.70			1.54			1.09		
D/8	1.74	1.49	1.75	1.49	1.87	1.59	1.64	1.82	1.51	1.85	1.02	1.19	1.42	1.63	1.58
D/4	1.59	1.41	1.65	1.41	1.61	1.54	1.85	1.31	1.30	1.77	1.31	1.06	1.87	0.74	1.23
D/2	1.34	1.76	1.43	1.76	2.07	1.91	1.77	1.75	1.56	1.34	1.67	1.39	1.39	1.26	1.59
D	1.74	2.60	1.51	2.60	2.32	1.61	1.82	2.2	1.72	1.59	2.19	1.50	1.46	1.8	1.44

Si l'on établit les courbes d'évolution de R_c à 60 jours en fonction des paramètres d'étude : dosage et longueur de fibres de PAN dans le cas des fines de carrière, on observe sur les Figures 5.62A et B que la formulation optimale serait obtenue avec 0.4% de fibres PAN de longueur 34mm.

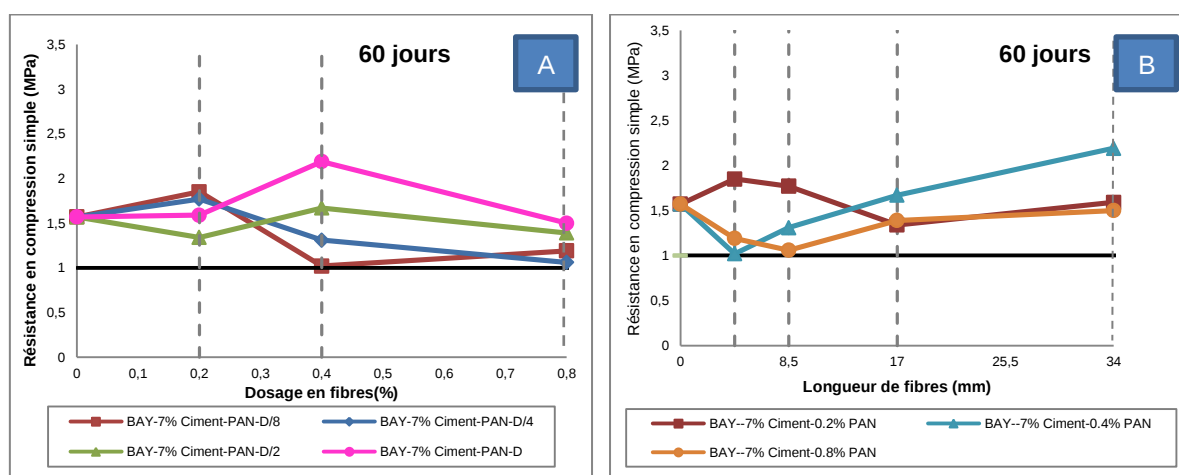


Figure 5.62 Evolution de R_c à 60 jours des mélanges de fines de carrière en fonction des dosages ou des longueurs des fibres de polyacrylonitrile

5.5.4.4 Effet du comportement mécanique des mélanges en traction à base de fibres

L'analyse des résultats des essais de compression ont abouti à définir des dosages et longueurs préférentiels ou optimaux. Des essais de traction indirecte à 28 jours ont été entrepris sur les mêmes échantillons fibrés. Les valeurs de R_{t28} servent à établir les performances mécaniques des mélanges en vue l'application routière. Des courbes effort - déformation sont données à titre d'exemple.

Les courbes de R_c ou R_t à 28 jours en fonction de la déformation pour les mélanges de dosés à 0.4% de fibres P&P ou PAN et à 0.2% de fibres de lin à base de 7% de ciment à 28 jours sont présentées au Tableau 5.9.

Le constat a déjà fait sur les courbes de Rc/Rt-déformation pour les sédiments de Fécamp et de La Baule - Le Pouliguen. Les valeurs des résistances Rc et Rt à 28 jours pour les mélanges de fines avec des fibres sont plus élevées que celles obtenues pour les mélanges sans fibres. Sur la Figure 5.63A, la courbe contrainte/Rc - déformation pour les mélanges de fines avec 0.2% de fibres de lin présente un module de déformation apparent plus élevé que ceux obtenus avec les mélanges de fines avec 0.4% des fibres de polypropylène ou de polyacrylonitrile qui sont plus raides.

Tableau 5.9 Formulations optimales des fibres pour les mélanges des fines de carrière

Type de la fibre	Dosage optimal (%)	Longueur optimale (mm)
Fibre de polypropylène	0.4	D
Fibre de lin	0.2	D
Fibre de polyacrylonitrile	0.4	D

Les valeurs de Rc pic permettent d'ordonner les performances des mélanges à la compression. Les mélanges fibrés apportent en compression de résistance et un comportement plus ductile. Les déformations à la rupture des mélanges fibrés s'accroît. Les courbes contrainte – déformation en traction indirecte (Figure 5.63B) montrent ces mêmes phénomènes de comportement. Cependant elles présentent sensiblement un même module de déformation apparent pour tous les mélanges.

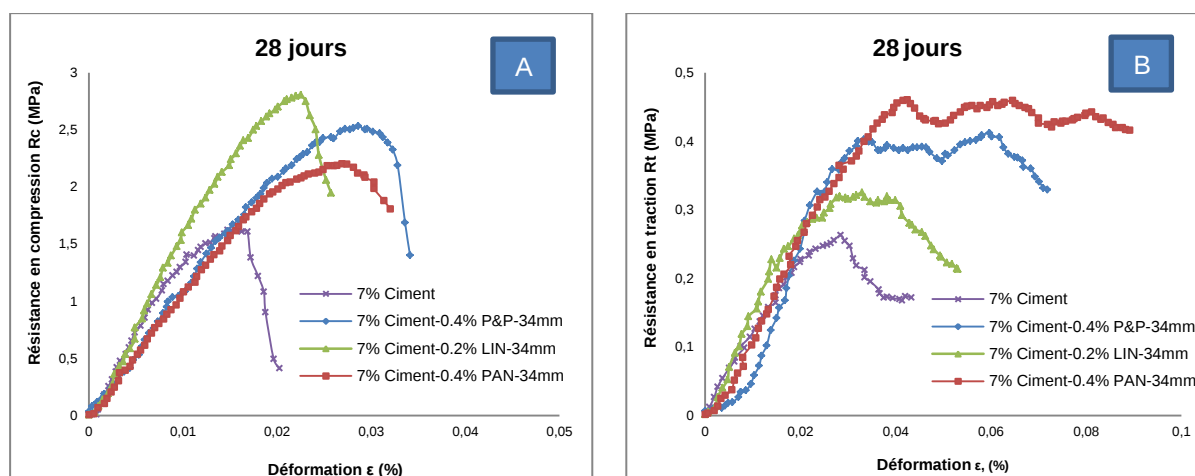


Figure 5.63 Courbes contrainte-déformation pour les mélanges de fines de carrière de Bayeux à base de ciment avec ou sans fibres à 28 jours

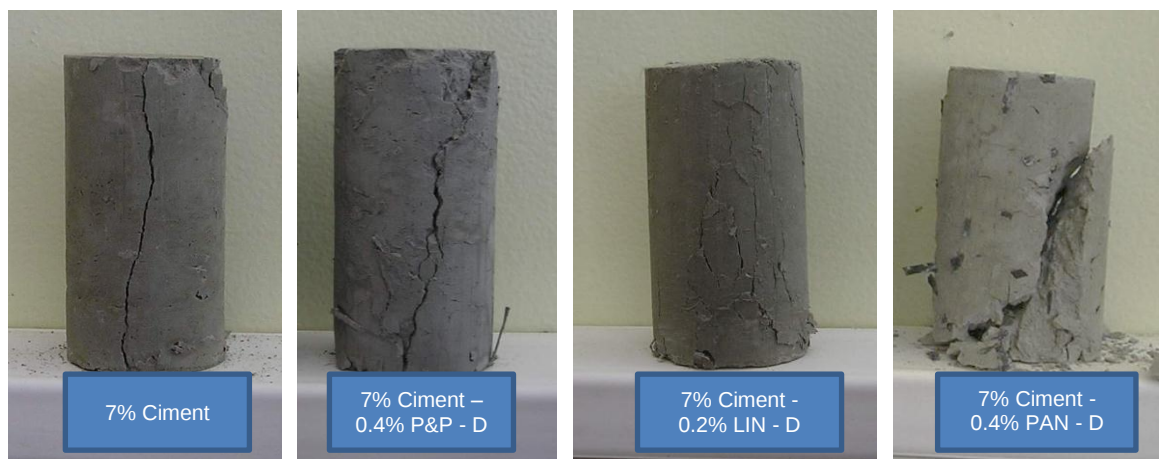


Figure 5.64 Exemples des ruptures des R_{c28} pour les mélanges de fines de carrière de Bayeux à base de ciment avec ou sans fibres

5.5.4.5 Influence des essais de mouillage-séchage sur les résistances R_{c28} et R_{t28}

Des essais de mouillage-séchage ont été menés pour observer le comportement en résistance des éprouvettes fibrées relatives aux fines de carrière. Comme pour les sédiments de La Baule - Le Pouliguen, 10 cycles de mouillage - séchage (M/S) ont été effectués sur les fines de carrière de Bayeux traitées avec 7% de ciment et 0.4% de fibres de polypropylène ou de polyacrylonitrile ou 0.2% de fibres de lin. La longueur des fibres retenue pour tous les mélanges est D ou 34mm. Les cycles ont été opérés sur des éprouvettes après 7 jours de conservation à l'air libre en laboratoire.

Les Figures 5.65 et 5.66 sont des histogrammes relatifs avec résistance R_c et R_t mesurées à 28 jours sur des éprouvettes ayant mouillage-séchage et sur des éprouvettes témoins à 28 jours. Elles montrent une nette augmentation des valeurs de R_c et R_t obtenues après les cycles subis des essais de mouillage - séchage. Les valeurs des R_c et R_t après 10 cycles de mouillage - séchage sont plus élevées que celles obtenues à 28 jours de conservation à l'air. Ces résultats ne suivent pas la même tendance que celle observée pour les résistances R_c et R_t à 28 jours des sédiments traités de La Baule - Le Pouliguen. Des essais de mouillage-séchage ont été menés pour observer le comportement en résistance des éprouvettes fibrées relatives aux fines de carrière.

Les augmentations de R_c sont de l'ordre ou supérieures à 40%. Une valeur maximale de R_c pour ces mélanges de fines de carrière de Bayeux augmente de 65% par rapport à la valeur de R_c mesurée à 28 jours pour la conservation à l'air (Figure 5.65).

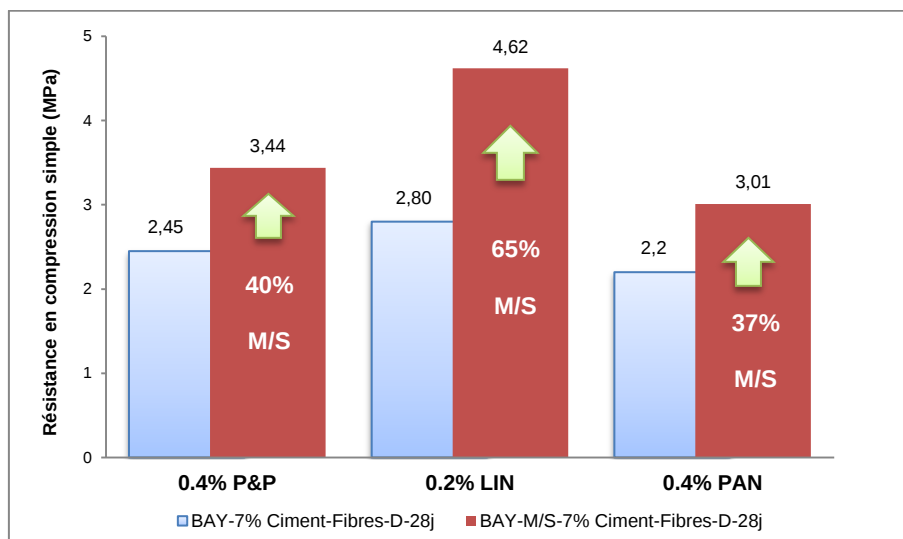


Figure 5.65 Evolution de R_c à 28 jours des mélanges de fines de carrière de Bayeux soumis à des cycles de mouillage-séchage

Pour les valeurs de résistance R_t à 28 jours pour les mélanges de fines de carrière, on constate que elles augmentent respectivement de 36%, 47% et 50% selon les fibres incorporées, voir la Figure 5.66. Cette augmentation est calculée par rapport aux valeurs de R_t à 28 jours obtenues sur les éprouvettes témoins conservées à l'air. Notons que les valeurs de R_t à 28 jours pour les mélanges de fines avec 0.2% de fibres de lin sans ou après 10 cycles de mouillage - séchage sont les plus faibles, alors que c'est l'inverse pour les résistances à la compression.

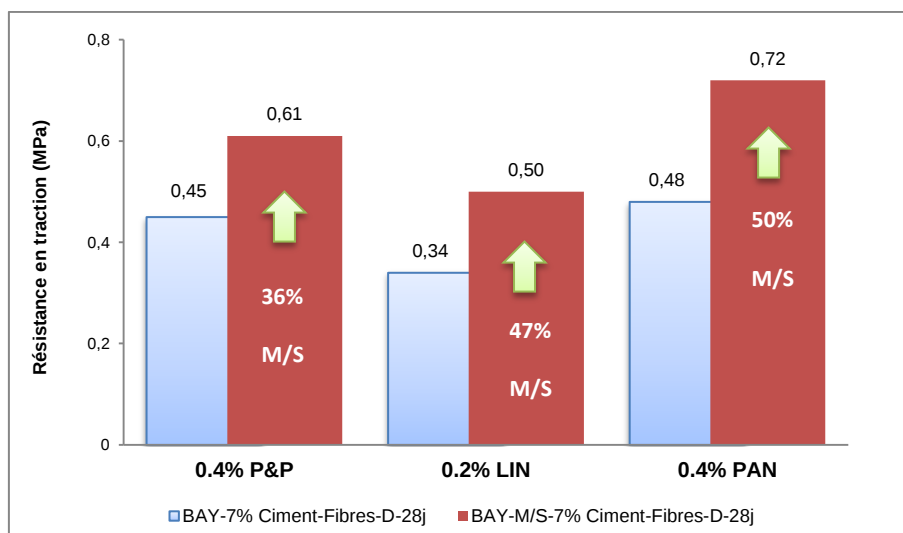


Figure 5.66 Evolution de R_t à 28 jours des mélanges de fines de carrière de Bayeux soumis à des cycles de mouillage-séchage

5.5.5 Détermination des performances des fines traitées traités pour une application en sous couche routière

La détermination du module d'élasticité apparent et de la résistance en traction directe permet d'établir un diagramme de classification et positionner chaque formation étudiée en relation avec la classe Si qui correspond à un type de sous couche routière selon le GTR, GTS (2000) ou le guide SETRA (2007).

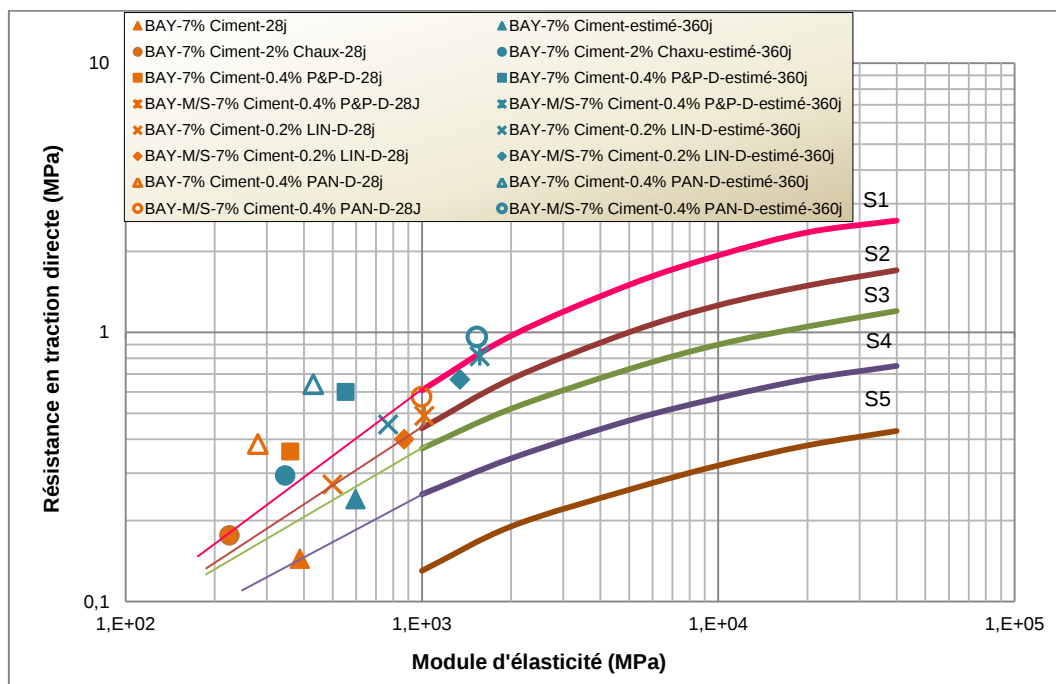


Figure 5.67 Etude de la performance mécanique sur la base de résultats mesurés à 28 jours et estimés à 360 jours pour les 5 formulations des mélanges de fines de carrière de Bayeux

Sur la Figure 5.67 et conformément au Tableau 5.10, on peut dire que les mélanges de fines avec 0.2% de fibres de lin de longueur 34mm traités avec 7% de ciment, après ou sans les cycles de mouillage – séchage, appartiennent à la classe S2 ou S3. Les fines avec un ajout de 0.4% de fibres de polypropylène ou polyacrylonitrile de 34mm de longueur après les cycles de mouillage - séchage se retrouvent dans la même classe S1 ou S2. Par contre, les mélanges de fines avec 0.4% de fibres de polypropylène ou polyacrylonitrile de 34mm de longueur sans les cycles M/S sont dans la classe S5. Sous apport de fibres, les mélanges fines-ciment dont la faible valeur de résistance en traction directe (R_{td}) et du module d'Young (E), se classe en S4 ou S5. Un ajout de chaux permettrait de passer les mélanges ciment-chaux dans la classe S3-S2.

Par rapport les performances mécaniques à 28 jours et estimé à 360 jours de sédiment de La Baule - Le Poulguen, les valeurs des modules d'Young pour la fine de carrière à Bayeux sont plus élevées que celles obtenues pour le sédiment LBLP. Les valeurs des résistances en traction directe sont similaires que celles obtenues pour le sédiment LBLP sans cycles de mouillage - séchage sur la Figure 5.67.

Tableau 5.10 Guide d'application pour matériaux aux liants hydraulique et pouzzolanique pour une couche routière (SETRA, 2007)

Couche bitumineuse	-
Couche de base	S3-S4
Couche de fondation	S3-S4
Couche de forme	S4-S5

6. Bilan général des travaux de recherche

6.1 Conclusions générales

1. Un ensemble de sédiments marins du littoral français a fait l'objet d'une caractérisation géotechnique de base (propriétés physico-chimiques, teneur en eau, en argiles, en matière organique). Ce panel est assez représentatif des sédiments issus de dragages d'entretien (Ports méditerranéens, Port de La Baule-Le Pouliguen), de dragages curatifs (Arcachon) et de dragages résultant de l'exploitation des granulats en mer (Port de Fécamp).

Un sol fin équivalent de par sa distribution granulométrique, a été considéré avec les sédiments étudiés. Il s'agissait d'une fine de carrière ou filler de Vaubadon près de Bayeux.

2. La caractérisation a porté essentiellement sur la nature granulométrique (dimensions et nature des grains), sur les teneurs en eau initiales (W_i), sur les teneurs de certains constituants (matières organiques MO, carbonates CaCO_3 , argiles A). Ce sont bien ces teneurs qui différencient les sédiments et qui sont à l'origine de toutes les difficultés pour les valoriser. Cette caractérisation géotechnique de base fournit les paramètres déterminants à l'entrée des filières de valorisation «matériau». Ainsi elle est suffisante. Selon le pourcentage de ces teneurs (W_i , MO, A), elles peuvent constituer des freins à la filière de valorisation «matériau» et ce, de façon ordonnée : $W_i > \text{MO} > A$. Une première nécessité est donc de déshydrater les sédiments à une teneur en eau adéquate pour la filière matériau. Mais un taux élevé de matière organique empêchera ou gênera fortement toute prise de liants hydrauliques. Puis une teneur élevée en matière argileuse posera problème au niveau du comportement mécanique (défaut de squelette granulaire) et de durabilité (gonflement). Cette filière matériau ne sera pas à envisager, s'il y a trop d'eau ($W_i < 80-100\%$), s'il y a trop de matière organiques ($\text{MO} > 10-25\%$), s'il y a trop d'argiles (pourcentage à définir pour $A < 2\mu\text{m}$). Ces paramètres déterminants (teneurs) permettent d'orienter le choix des filières potentielles de valorisation et des traitements associés.

3. Dans la filière matériau, a été retenue la voie de valorisation en sous couches routières (matériaux routiers) avec comme paramètres déterminants, les indicateurs de résistance (R_c en compression, R_t en traction indirecte). Les traitements entrepris sur les matériaux fins ont d'abord concerné des traitements aux liants hydrauliques avec addition de cendres volantes ou de fumées de silice *i.e.* sous-produits industriels et ajout de produit chimique réactif et/ou d'un sable correcteur.

De nombreux mélanges ont été confectionnés à partir de formulations proposées tenant compte :

- des travaux antérieurs menés au laboratoire : Marot (1997), Boutouil (1998), Rey (1999), Colin (2003), Lemée (2006), Behmanesh J. (2008) et Silitonga (2010) : Un véritable savoir-faire,
- des contraintes économiques (dosage économique),
- des teneurs en matières organiques et en éléments fins.

Ces formulations ont été souhaitées robustes et simples pour envisager des applications pratiques, les ajustements en dosage (réduction ou augmentation) et les incorporations en sous-produits industriels (cendres volantes, fumées de silice) ont

été opérées en fonction des évolutions des teneurs en matières organiques et des éléments fins (paramètres déterminants).

Les points forts résultant de ces formulations sont les suivantes :

1. Les cendres volantes ajoutées peuvent accélérer le procédé de S/S mais R_c diminue à long terme.
 2. 10% de fumées de silice mélangées ou 4% de Silicate et 0.4% de Rhodiasolv ajoutés peuvent obtenir les mêmes résultats pour les R_c .
 3. Les fumées de silice et les produits chimiques peuvent influencer R_c et tendre à la faire diminuer à long terme.
4. En complément aux traitements à base de liants hydrauliques et pouzzolaniques, le concept de co-valorisation a été introduit. Co-valoriser les sédiments dans la filière matériau consiste à valoriser en commun sédiment et un déchet solide. Ce concept est innovant. Le choix du déchet s'est fait dans l'idée de renforcer la matrice sédiments-liant. Un choix de fibres a été fait : des fibres géosynthétiques (polypropylène et polyacrylonitrile) et une fibre naturelle : du lin. Ces fibres ont été ajoutées à des mélanges sédiments-liants (Fécamp, La Baule-Le Pouliguen et fines de carrière de Bayeux) en fonction des paramètres de longueur et du dosage en fibres. Cette démarche innovante a permis de faire les constats majeurs suivants :
1. Un ajout de fibres dans un sédiment stabilisé au ciment à un taux faible peut modifier la performance mécanique du matériau résultant.
 2. Les valeurs maximales de R_c et R_t sont obtenues pour un dosage de 0.4% de fibres de lin et/ou de fibres géosynthétiques (polypropylène) de longueur égale à la moitié du diamètre de l'éprouvette pour les sédiments marins (Fécamp, La Baule-Le Pouliguen).
 3. Quant aux formulations ciments-fibres appliquées aux fines de carrière, elles révèlent qu'un dosage de 0.2% de fibres de lin d'une longueur égale au diamètre de l'éprouvette, et 7% de ciment, peuvent améliorer le comportement mécanique pour les fines de carrière ainsi traitées.
5. La filière «matériau routier» étudiée dans le cadre de cette valorisation de sédiments et sols fins équivalents n'est aboutie que si l'on peut attribuer une classe. Si à chaque mélange sédiment-liants et/ou fibres. Pour les mélanges dont on dispose les indicateurs nécessaires conformément aux classifications du guide GTR (2000), on a pu situer leurs performances mécaniques et les classer selon les Figures 5.49 et 5.65. On peut aussi établir le constat sous une autre forme comme le montre le Tableau 6.1.

Tableau 6.1 Classification des mélanges étudiés

Classe mécanique de matériau de couche de forme		S1	S2	S3	S4	S5
LBLP	7% de ciment				✓	
	7% de ciment-2% de chaux	✓	✓			
	4% de ciment-5% de cendre volante	✓				
	7% de ciment-0.4% de PP-2/D	✓				
	7% de ciment-0.4% de PP-2/D-M/S	✓				
	7% de ciment-0.4% de LIN-2/D	✓				
	7% de ciment-0.4% de LIN-2/D-M/S	✓				
BAY	7% de ciment				✓	✓
	7% de ciment-2% de chaux		✓			
	7% de ciment-0.4% de PP-D	✓				
	7% de ciment-0.4% de PP-D-M/S		✓			
	7% de ciment-0.2% de LIN-D		✓			
	7% de ciment-0.2% de LIN-D -M/S		✓	✓		
	7% de ciment-0.4% de PAN-D	✓				
	7% de ciment-0.4% de PAN-D -M/S	✓	✓			

Il apparaît d'après le Tableau 6.1 que les sédiments traités peuvent prétendre à une valorisation en sous couches routières avec des dosages en ajouts économiques et avec la notion de valorisation de sous-produits industriels (cendres volantes) et de fibres déchets.

L'énoncé des points importants ou les constats établis constituent sans nul doute une base de données importante à la mise en pratique de ces mélanges. Pour la caractérisation sédiments-déchets, l'addition de fibres s'est révélée intéressante pour une filière de valorisation matériau. Les résultats obtenus sont la base de départ d'un programme de recherche et développement appelé Sédifibres®.

6.2 Perspectives et voies de développement

6.2.1 Sur les mélanges sédiments-liants hydrauliques et/ou pouzzolaniques

Il a été bien observé et quantifié que les paramètres déterminants pour valoriser les sédiments de dragage en tant que matériau à base de liants, sont les teneurs en eau, en matières organiques, en argiles et en contaminants. Une teneur en eau élevée interdit toute orientation vers cette filière de valorisation. Il faut donc éliminer ce frein à la majorité des filières potentielles de valorisation en déshydratant les sédiments. Etant donné les volumes à déshydrater, une déshydratation mécanisée est recommandée, c'est l'objet de la thèse de Mancioffi (Mancioffi *et al*, 2012). Les autres freins à lever, en considérant les aspects socio-économiques et environnementaux contraignants sont :

- l'abaissement ou la destruction des matières organiques,
- la décontamination, l'élimination ou l'encapsulage des contaminants,
- le développement de liants ou d'additifs spécifiques pour contrer les effets des matières organiques et des contaminants.

Pour augmenter la compacité et/ou les résistances mécaniques, il convient de renforcer le squelette granulaire dans le cas de sédiments très fins. Mais l'objectif reste de rechercher des correcteurs granulaires autres que les sables de carrière (matériaux nobles). Il s'agit là de rechercher des « grains correcteurs » déchets dans une classe granulaire adaptée.

6.2.2 Sur les mélanges sédiments-liants à base de fibres

Il est important de consolider les premiers résultats par des compléments d'essais de covalorisation au niveau des fibres déchets elles-mêmes, d'essais de comportement mécanique des mélanges afin d'étudier l'influence des paramètres (longueur, dosages) et des essais de durabilité. Il convient d'étudier les comportements aux jeunes âges, et le phénomène du séchage des mélanges (gonflement-retrait des fibres, création de pores). Des possibilités d'imbibition des fibres existent par l'eau contenue dans les mélanges, des techniques d'imprégnation à l'aide de liants «hydrophobes» pourraient être utilisées.

Le passage de l'échelle du laboratoire à la grandeur nature impose une réflexion au niveau des échelles. Mais un inventaire des fibres déchets est à faire avec une classification spécifique pour une covalorisation avec des sédiments (souplesse, rigidité, rapports de taille).

6.2.3 Vers les applications industrielles

Quels que soient les mélanges sédiments-liants-fibres formulés, une validation *in situ* est impérative. Cette validation peut amener à la proposition de guides méthodologiques. Des expérimentations à échelle réduite (planche d'essais routière) peuvent être réalisées avant des applications grandeur nature sur envisage réel.

6.2.4 Vers un outil de décision sédiment/filière

Les filières potentielles de valorisation des sédiments sont nombreuses (voir introduction générale et chapitre 2) mais toute la difficulté réside dans le choix de celles-ci en fonction d'un sédiment donné à valoriser. Il est crucial pour les gestionnaires d'avoir un outil de décision qui à partir d'une caractérisation minimale d'un sédiment (paramètres déterminants) leur permettra de connaître les orientations possibles de valorisation. C'est l'objet de la thèse d'Anger (2012a et b).

Références bibliographiques

Abdo J. (2009) *Guide : T50. Voiries et aménagements urbains en béton (Tome 1) Conception et dimensionnement*, CIM Béton (Centre d'information sur le ciment et ses applications), 118p.

ACC (Association Canadienne du Ciment) (2006) *Traitement des déchets dangereux et réhabilitation des lieux contaminés*, 27 janvier 2006. <http://www.cement.ca>.

Agostini F. (2006) *Inertage et valorisation des sédiments dragages marins*, Thèse de l'Université des Sciences et Techniques de Lille, 212p.

Akbulut S., Arasan S., Kalkan E. (2007) *Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers*, Applied Clay Science 38. pp. 23–32.

Alix S. (2006) Coupe transversale de lin, Source : Université de Rouen

Alzieu C. (1999) *Dragages et environnement marin*, Ifremer, Brest et Nantes, Ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement, Paris, ISBN 2-84433-014-2, 233p.

Anger B. (2010) *Etude sur la sédimentation dans les ports de plaisance : Détermination des moyens à mettre en œuvre dans un port spécifique en vue de réduire les coûts de dragage et les nuisances liées à ces travaux*, Rapport de Master 1 Ingénierie et Géosciences du Littoral, Université de Caen. 46p.

Anger B., Thery F., Levacher D. (2012a) *Implementation of minimum basic characterization of fine sediments in construction material for practical purposes*, Geo Environment Engineering, GEE 2012 Caen, France, May 30th-31st, 8p. *in press*.

Anger B., Thery F., Levacher D. (2012b) *Pour une caractérisation minimale des sédiments fins : application d'une démarche pour leur valorisation en matériaux routiers*, JNGCGC 2012, Cherbourg, France, 12-14 Juin 2012, <http://www.paralia.fr>, 12p. *in press*.

Aqua J.-L., Boissery P., Alzieu C. (2009) *Un programme opérationnel d'identification des modes de gestion durable des sédiments marins : le projet SEDIMARD* 83. Revue Paralia, n°2, pp s1.1-1.12. doi:10.5150/revue-paralia.2009.s01

Arrêté (2006) *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 canaux* relevant respectivement des rubriques 2.2.3.0, 4.1.3.0 et 3.2.1.0 de la nomenclature annexée au décret n° 93-743 du 29 mars 1993

Asavapisit S., Nanthamontry W., Polprasert C., (2001) *Influence of condensed silica fume on the properties of cement-based solidified wastes*, Cement and Concrete Research 31: pp. 1147–1152.

ASTM D559. (2003) *Standard test methods for wetting and drying compacted soil–cement mixtures*, ASTM International.

ASTM D560. (2003) *Standard test methods for freezing and thawing compacted soil–cement mixtures*, ASTM International.

Behmanesh J. (2008) *Etude de la durabilité d'un sédiment traité au ciment et additifs*, Thèse de Doctorat, Université de Caen, 215p.

Ben Allal L., Ammari M., Frar I., Azmani A., Belmokhtar N. (2011) *Caractérisation et valorisation des sédiments de dragage des ports de Tanger et Larache (Maroc)*, Revue Paralia, Volume 4 (2011) pp. 5.1-5.13.

Bertrand M. (2011) *Etudes de traitements et de valorisation des sédiments de Concarneau*, Rapport de Master 2 Professionnel Ingénierie du Littoral, Université de Caen, 57p.

Bin-Shafique S., Rahman K., Yaykirana M., Azfar I., (2010) *The long-term performance of two fly ash stabilized fine-grained soil subbases*, Conservation and Recycling (2010) 54: pp. 666–672.

Boutin R. (1999) *Amélioration des connaissances sur le comportement des rejets en mer des produits de dragage type vase : phénomènes court terme champ proche*, Thèse de l'Institut national des sciences appliquées de Lyon, 527p.

Boutouil M. (1998) *Traitement des vases de dragages par solidification et stabilisation à base de ciment et additifs*, Thèse de Doctorat, Université du Havre, Nov. 1998, 279p. Publiée en livre. Edit. PARALIA ISBN 2-9505787-4-8 370p.

Cai Y. Shi B. Charles W.W., Tang C. (2006) *Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil*, Engineering Geology 87, pp. 230-240.

Capo R. (2000) *Etude TERRA dragage des ports du bassin*, Direction Mer et Ports, Conseil Général de la Gironde, Janvier 2000, pp. 1-33.

CFTR (2007). *Dimensionnement des renforcements des chaussées*, Comité français pour les techniques routières.

Chen H. Wang Q. (2006) *The behaviour of organic matter in the process of soft soil stabilization using cement*, Bull Eng Geol Env (2006) 65: pp. 445-448.

CIM Béton (Centre d'information sur le ciment et ses applications) (2004) Document technique : *Le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques pour l'exécution des remblais et des couches de forme*, Routes n°89. Septembre 2004.

Colin D. (2000) *Etude de la durabilité d'une vase de dragage traitée aux ciment et additifs*, Rapport de DEA, Université de Caen. 34p.

Colin D., (2003) *Valorisation de sédiments fins de dragage en technique routière*, Thèse de doctorat, Université de Caen, 2003, 181p.

Çokça E. (2001) *Use of Class C Fly Ashes for the Stabilization of an Expansive Soil*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 7, July (2001); pp. 568-573.

Consoli N.C., Montardo J.P., Prietto P.D.M., Pasa G.S. (2002) *Engineering behaviour of a sand reinforced with plastic waste*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, volume 128, n°6, pp. 462-472.

Croisé R. (1964) *Traitement des sols aux liants hydrauliques*, Ecole nationale du génie rural, des eaux et des forêts, Nancy , pp. 427-438.

Deschamps T., Benzaazoua M., Bussière B., Belem T., Mbonimpa M., (2006) *Mécanismes de rétention des métaux lourds en phase solide: Cas de la stabilisation des sols contaminés et des déchets industriels*, VertigO-la revue en sciences de l'environnement, Vol7 n°2, septembre 2006, 7p.

DREAL (2011) Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement Nord-Pas-de-Calais : *Sédiments Trois modes de gestion*, Guide réglementaire, Mai 2011.

Duan Z. (2008) *Carractérisation, stabilisation et solidification de sédiments fins marins*, Université de Caen, 2008, 145p.

Dubois V., Abriak N.E., Zentar R., Ballivy G. (2009) *The use of marine sediments as a pavement base material*, Waste Management 29, pp. 774–782.

Dupain R., Lanchon R., Saint-Arroman J.-C. (2000) *Granulats, Sol, Ciments et Bétons*, ISBN : 2-7135-2064-9 (2000) 236p.

FAOSTAT (2007). *La statistique de la FAO (Food and Agriculture Organization of the United Nations)*, <http://faostat.fao.org/default.aspx>.

George J. Z., X., Daniel F. W., et Peter, P. H.(1995) *Effectiveness of mineral admixtures in reducing ASR expansion*, Cement and Concrete Research, Vol. 125, pp. 1225-1236.

Ghavami K., Toledo Filho R. D., Barbosa N. P. (1999) *Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres*, Cement and Concrete Composites 21 (1999) 39-48, pp. 46-47.

Gram H.E. (1983) *Durability of natural fibres in concrete*, CBI Research No. 1-83, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1983, 255p.

GTR (1992) *Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme*, fascicule I, principes généraux, 100 p.

GTR (2000) *Guide des Terrassements Routiers, réalisation de remblais et des couches de formes*, fascicules I et II, GTR SETRA-LCPC 2ème édition Juillet 2000, 211p.

GTS (2000) *Traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques-Guide technique*, LCPC-SETRA , 240p.

IFEN (Institut Français de l'ENvironnement) (2006) *Les impacts du réseau routier sur l'environnement*, N°114. Octobre 2006. 4p.

Jones-Lee A., Lee G.F. (2005) *Water Quality Aspects of Dredged Sediment Management*, Water Encyclopedia: Water Quality and Resource Development, Wiley, Hoboken, NJ pp. 122-127.

Jourdan M. (2008) *SEDIMARD 83 – Rendu ARSENAL 2008*, Conseil Général du Var, Direction des ports Division Travaux Neufs, Toulon.

Kalkan E. (2009) *Influence of silica fume on the desiccation cracks of compacted clayey soils*, Applied Clay Science 43 pp. 296–302.

Kamali S., Bernard F., Abriak N.E., Degrugilliers P. (2008) *Marine dredged sediments as new materials resource for road construction*, Waste Management 28 (2008) pp. 919-928.

Kaushik, S.K., Islam, S. (1995) *Suitability of sea water for mixing structural concrete exposed to marine environment*, Cement and Concrete Composites 17, pp. 177-185.

Kumar Mehta P., Malhotra V.M. (1996) *Pozzolanic and Cementitious Materials*, Advances in Concrete Technology, ISSN1024-5308. Vol.1 1996, 199p.

Lafhaj Z., Saliceto A., Cohen S. L., Coudray Y., Huynh T. T., Le Guen B., Anguoni F. (2007) *The use of the Novosol process for the treatment of polluted marine sediment*, Journal of Hazardous Materials 148. pp. 606–612.

Lemée F. (2006) *Traitement par alcali-activation de sédiments fins marins, non contaminés et à faible teneur en eau. Mise au point d'un procédé de stabilisation*, Thèse de doctorat, Université de Caen. 2006, 187p.

Léreau J. (2006) *Cours de Géotechnique 1, Chapitre 1, 3ème année Ingénierie de la construction*, Département de Sciences et Technologies, INSA Toulouse. pp 6-8.

Leroueil, S., Le Bihan, J.P. (1996) *Liquid limits and falling cones*, Can. Geotech. J. 33, pp. 793–798.

Levacher D., Boutouil M. (2000) *Traitement et valorisation des vases de dragages par solidification/stabilisation : état de l'art*. Journées Nationales Génie Civil - Génie Côtier, Caen, France, 17-19 Mai 2000, 371p.

Levacher D., Duan Z., Sanchez M., (2007) *Caractérisation mécanique de sédiments de ports méditerranéens stabilisés*, Rapport final, Réf. N°cfl-07-CG83-02, Centre Français du Littoral, 40p.

Limeira J. (2011) *The beneficial use of dredged marine sand as an alternative material for concrete*, Thèse de doctorat, Civil Engineering School of Barcelona, Technical University of Catalonia, 250p.

Lions J. (2004) *Etude hydrogéochimique de la mobilité de polluants inorganiques dans des sédiments de curage mis en dépôt : expérimentations, études in situ et modélisation*, Thèse de doctorat, École Nationale Supérieure des Mines de Paris. France, 248p.

Liu H. (2010) *Traitement des sédiments et des sols fins*, Rapport de Master 2 IGL, Université de Caen Basse-Normandie, 41p.

Mancioppi L., Dhervilly P., Levacher D., (2012) *Décanteur dynamique NEMEAU® 450 et valorisation de matériaux fins*, JNGCGC 2012, Cherbourg, France, 12-14 Juin 2012, <http://www.paralia.fr>, 6p. in press.

Marot F. (1997) *Carractérisation et traitement de sédiments de dragage contenant des polluants métalliques*, Thèse de doctorat, Université du Havre, 184p.

Minoux M. A. (1994) *Cendres volantes et microcendres: Procédés d'obtention, conséquences physiques et chimiques sur le système microcendres–ciments–eau*, Thèse de Génie civil, INSA, Toulouse. N°271, 225p.

Nilsson LH. (1975) *Reinforcement of concrete with sisal and other vegetable fibres*, Swedish Council for Building Research, Document DIY, Stockholm, Sweden, 1975, 68p.

Papai E. (1995) *Environmental enhancement using dredging material*, Terra et Aqua. 59, 7-59.

Papai E. (2003) *Beneficial uses of dredged material : Yesterday, today and tomorrow*, Terra et Aqua, n° 92, pp. 3-12.

Philipponnat G., Hubert B., (2000) *Fondations et ouvrages en terre*, Deuxième tirage 2000, 576p.

Pouteau B. (2004) *Durabilité mécanique du collage blanc sur noir dans les chaussées*, Thèse de l'Université de Nantes, 232p.

Rajasekaran G. (2005) *Sulphate attack and ettringite formation in the lime and cement stabilized marine clays*, Ocean Engineering 32, pp. 1133-1159.

Rekik B. (2008) *Compressibilité d'un sédiment de dragage traité au ciment à forts rapports E/C*, Xèmes Journées Nationales Génie Côtier – Génie Civil, 14-16 octobre 2008, Sophia Antipolis, pp. 795-804.

Rey F. (1999) *Etude physico-mécanique et environnementale du composite vase-chaux et additifs*, Thèse de l'Université de Caen, 272p.

Sannier L. (2008) *Limites et performances des caractéristiques mécaniques et environnementales de sédiments marins contaminés traités par liant hydraulique - application au pilote SEDI.MAR.D. 83*, Rapport Master 2 Génie Côtier, Université de Caen-Basse-Normandie, 106 p.

Sannier L., Levacher D., Jourdan M. (2009) *Approche économique et validation de méthodes de traitements aux liants hydrauliques de sédiments marins contaminés*, Revue Paralia, n°2, pp s2.1-2.15. doi:10.5150/revue-paralia. 2009.s02

Savastano H., Warden Jr. P.G., Coutts R.S.P. (2005) *Microstructure and mechanical properties of waste fibre–cement composites*, Cement & Concrete Composites, pp. 583–592.

SEDE (2007) *Le journal de SEDE Environnement*, N°16, 2 septembre 2007. 15p.

SETRA (2007) Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, *Methodological guide Road safety stake analysis - Interurban environment*, March 2007.

SETRA (2011) Service d'Etudes sur les Transports; les Routes et leurs Aménagements, *Acceptability of Alternative Materials in Road Construction*, Environmental Assessment, March 2011.

Shang C., Tiessen H., Soil organic C. (2003) *Sequestration and stabilization in karstic soils of Yucatan*, Biogeochemistry 62: 177-196, (2003), 196p.

SHOM (2009) *Carte N°7395, du Croisic à Noirmoutier - Estuaire de la Loire*, Edition n° 2 – 2009.

Silitonga E. (2010) *Valorisation des sédiments marins contaminés par solidification/stabilisation à base de liants hydrauliques et fume de silice*, Thèse de Doctorat, Université de Caen, 227p.

Stevenson F.G. (1994) *Humus chemistry: Genesis, composition, reactions*, Edition John Wiley and Sons, 2nd Edition, 496p.

Tran N.T. (2009) *Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière*, Thèse, Ecole des Mines de Douai, 187p.

Tremblay H., Leroueil S. and Locat J. (2002) *Influence of the nature of organic matter on the soil stabilization with cement*, Canadian Geotechnical Journal., vol.39: pp. 535-546.

Troalen J. P., Duron C., Hagnere C. (1996) *Traitement de vases de l'estuaire de la Seine*, 4ème Journées Nationales Génie Civil Génie Côtier. Dinard, France, pp. 369-376.

Tseng D. H., (1988) *Solidification/stabilisation of hazardous sludges with Portland Cement*, Journal of Chinese Institute of Engineers. Vol.11, N° 3, pp. 219-225.

U.S. Departement of Agriculture (2004). *Soil Survey Staff-USDA*,
<http://www.usda.gov/wps/portal/usda/usdahome>.

Valls S., Vázquez E. (2000) *Stabilisation and solidification of sewage sludges with Portland cement*, Cement and Concrete Research, Volume 30, 2000, pp. 1671-1678.

Wild S., Kinuthia, J.M., Robinson R.B., Humphreys I. (1996) *Effects of ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength and swelling properties of lime stabilised kaolinite in the presence of sulphates*, Clay Miner. 31, pp423–433.

Wild S., Kinuthia, J.M., Jones G.I., Higgins D.D. (1998) *Effects of partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength properties of lime-stabilized sulphate-bearing clay soils*, Eng. Geol. 51, pp. 37–53.

Normes utilisées

NF EN 12390-3 (2003) *Essai pour béton durci. Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes* (indice de classement : P18-455), Février 2003.

NF EN 13286-42 (2003) *Méthode d'essai pour la détermination de la résistance à la traction indirecte des mélange traités aux liants hydrauliques* (indice de classement : P18-846-42), Septembre 2003.

NF EN 14227-3 (2004) *Mélanges traités aux liants hydrauliques - Spécifications – Partie 3 : Mélanges granulaires traités à la cendre volante / Hydraulically bound mixtures - Specifications - Part 3: Fly ash bound mixtures*

NF EN 197-1 (2001) *Ciment - Partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants*, Février 2001.

NF P11 300 (1992) *Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières - Exécution des terrassements*.

NF P15 301 (1994) *Liants hydrauliques - Ciments courants - Composition, spécifications et critères de conformité* Juin 1994.

NF P94 056 (1996) *Analyse granulométrique. Méthode par tamisage à sec après lavage*, Homologuée mars 1996.

NF P94 093 (1999) *Détermination des références de compactage d'un matériau*, Octobre 1999. 19p.

NF P98 113 (1994) *Road foundations - sand with hydraulic and pozzolanic binders - definition - composition – classification*, Association Française de Normalisation, November 1994.

NF P98 230-2 (1993) *Essais relatifs aux chaussées - Préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités - Partie 2 : fabrication des éprouvettes de sables ou de sols fins par compression statique*, Août 1993.

NF P98 232-1 (1991) *Tests relating to pavements - determination of the mechanical characteristics on material bound with hydraulic binders - Part 1: unconfined compression test*, Association Française de Normalisation, November 1991.

NF P98-232-3 (2001) *Tests relating to pavements - determination of the mechanical characteristics material bound with hydraulic binders - Part 3: diametral compression test on hydraulic and pozzolanic binder bound materials*, Association Française de Normalisation, September 2001.

NF P98-234-1 (1992) *Essais relatifs aux chaussées. Comportement au gel des matériaux traités aux liants hydrauliques. Partie 1 : essai de résistance au gel-dégel des graves et sables traités*, Avril 1992.

Norme ISO 6784 (1982) Béton. *Détermination du module d'élasticité statique en compression*, Afnor.

XP P 94-047(1998) *Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un matériau, Méthode par calcination*, décembre 1998, 11p.

XP P 94-048 (1996) *Détermination de la teneur pondérale en carbonate méthode du calcimètre*, 2^{ème} tirage janvier 2003, 11p.

Liste des figures et tableaux

1-Liste des figures

FIGURE 2.1 REPRESENTATION DE LA COMPOSITION TEXTURALE DES SOLS FINS (D'APRES U.S. DEPARTEMENT OF AGRICULTURE, 2004)	8
FIGURE 2.2 EXEMPLES DE COURBES GRANULOMETRIQUES (PHILIPPONNAT ET HUBERT, 2000)	9
FIGURE 2.3 EXEMPLES DE COURBES GRANULOMETRIQUES : $C_u < 2$ ET $C_u > 2$, (LERAU, 2006)	10
FIGURE 2.4 EXEMPLES DE COURBES GRANULOMETRIQUES : $1 < C_c < 3$ ET $C_c < 1$ OU $C_c > 3$, (LERAU, 2006)	11
FIGURE 2.5 LES ETATS POSSIBLES D'UN SOL, (LERAU, 2006)	12
FIGURE 2.6 CLASSIFICATION DES SOLS FINS SUR LE DIAGRAMME DE CASAGRANDE	12
FIGURE 2.7 SEDIMENTS DE DRAGAGE EN ATTENTE DE TRAITEMENT	13
FIGURE 2.8 SCHEMA DE TROIS SCENARIOS DE GESTION DES SEDIMENTS	14
FIGURE 2.9 SYNOPTIQUE DU TRAITEMENT NOVOSOL®	18
FIGURE 2.10 SCHEMA DE FONCTIONNEMENT D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE SOUS L'APPLICATION D'UNE CHARGE ROULANTE, D'APRES ABDO (2009)	19
FIGURE 2.11 LES DIFFERENTES COUCHES D'UNE CHAUSSEE (POUTEAU, 2004)	20
FIGURE 2.12 CLASSIFICATION DES MATERIAUX TRAITES AUX LIANTS HYDRAULIQUES A 360 JOURS (NF EN 14227-3, 2004)	22
FIGURE 2.13 MODIFICATION IMMEDIATE DU COMPORTEMENT D'UN SOL ARGILEUX HUMIDE RELATIVE A L'INTRODUCTION DE CHAUX VIVE, D'APRES LE GTS (2000)	27
FIGURE 2.14 OBSERVATION MEB D'ECHANTILLONS D'UN SOL DE TYPE ARGILEUX DE NANJING (CHINE) : (A) SOLS NON TRAITES (B) 8% DE CHAUX AJOUTES (GROSSISSEMENT 500 FOIS), (CAI ET AL., 2006)	27
FIGURE 2.15 DIAGRAMME TERNAIRE DE KEIL-RANKIN, D'APRES MINOUX (1994)	28
FIGURE 2.16 MECANISME DE REACTION IMPLIQUEE DANS LE DEVELOPPEMENT DES GRAINS DE C3S- POUZZOLANE, D'APRES RAJASEKARAN (2005)	29
FIGURE 2.17 MECANISME DE REACTION IMPLIQUEE DANS LE DEVELOPPEMENT DES GRAINS DE C3A- POUZZOLANE, D'APRES RAJASEKARAN (2005)	30
FIGURE 2.18 EFFET DU MOUILLAGE-SECHAGE SUR L'INDICE DE PLASTICITE (I_p) DE SOLS FINS GONFLANTS TRAITES AVEC DES CENDRES VOLANTES, (BIN-SHAFIQUE ET AL., 2010)	31
FIGURE 2.19 EFFET DU MOUILLAGE-SECHAGE ET DU GEL-DEGEL SUR LES VALEURS DE R_c DE SOLS FINS GONFLANTS TRAITES AVEC DES CENDRES VOLANTES, (BIN-SHAFIQUE ET AL., 2010) ...	31
FIGURE 2.20 EVOLUTION DES R_c DE BOUES DE CLAPAGE : MELANGE DE CIMENT ET DE FUMEES DE SILICE (CSF), D'APRES ASAVAPISIT ET AL., (2001)	32
FIGURE 2.21 EVOLUTION DE R_c DE BOUES DE CLAPAGE SELON DIFFERENTS DOSAGES EN FUMEES DE SILICE : 0%, 5%, 10%, 20%	33
FIGURE 2.22 VARIATION DU GONFLEMENT SELON DIFFERENTS DOSAGES EN FUMEE DE SILICE AJOUTEE (A: 0%, B: 10%, C: 20%, D: 30%, AND E: 50%), KALKAN (2009)	33
FIGURE 2.23 RUPTURES D'ECRASEMENT DES EPROUVETTES AVEC 8% DE CHAUX ET DIFFERENTS DOSAGES EN FIBRES : (A) 0%, (B) 0.05%, (C) 0.15%, (D) 0.25%, APRES 7 JOURS, (CAI ET AL., 2006)	35
FIGURE 2.24 EFFET DE FIBRES DE CAOUTCHOUC, DE POLYETHYLENE ET DE POLYPROPYLENE SUR LES VALEURS DE R_c DES EPROUVETTES RENFORCEES, (AKBULUT ET AL., 2007)	36
FIGURE 2.25 EFFET DES LONGUEURS, DE 2% DE FIBRES EN CAOUTCHOUC, DE 0.2% DE FIBRES EN POLYETHYLENE ET DE 0.2% DE FIBRES EN POLYPROPYLENE SUR LES VALEURS DE R_c DES EPROUVETTES RENFORCEES, (AKBULUT ET AL., 2007)	37
FIGURE 2.26 INTERACTION DANS UN MELANGE DE FIBRES VEGETALES ET DE SOL D'APRES GHAVAMI ET AL., (1999)	37
FIGURE 2.27 COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION D'EPROUVETTES NON FIBREES ET RENFORCEES PAR DES FIBRES, (GHAVAMI ET AL., 1999)	39
FIGURE 2.28 EVOLUTION DES R_c D'UN MELANGE DE TYPE MORTIER SEDIMENT-CIMENT (RAPPORT CIMENT/SEDIMENT=1/3) A 3, 7, 14 ET 28 JOURS, D'APRES KAUSHIK ET ISLAM, (1995)	41
FIGURE 2.29 EVOLUTION DES R_c D'UN MELANGE DE TYPE MORTIER SEDIMENT-CIMENT (RAPPORT	

CIMENT/SEDIMENT=1/3) SELON DIFFERENTS DOSAGES EN EAU SALEE : 3.5% (DOSAGE DE L'EAU DE MER N), 17.5% (5N), 35% (10N) A 3, 7, 14 ET 28 JOURS, D'APRES KAUSHIK ET ISLAM, (1995)	41
FIGURE 3.1 REPARTITION GEOGRAPHIQUE DES SITES DE PRELEVEMENT.....	46
FIGURE 3.2 LOCALISATION GEOGRAPHIQUE DES 6 PORTS INTERESSES AYANT PARTICIPE AU PILOTE SEDIMARD 83.....	49
FIGURE 3.3 ESQUISSE DU SITE PILOTE SEDIMARD 83, (SANNIER, 2008)	49
FIGURE 3.4 MACHINES DE PRE-TRAITEMENT : DESSABLEUR (A) FILTRE PRESSE (B), (SANNIER, 2008)	50
FIGURE 3.5 VUE DU PORT DE FECAMP	50
FIGURE 3.6 BAIE DE LA BAULE - EXTRAIT DE LA CARTE MARINE "DE LA TURBALLE A PORNICHET", (SHOM, 2009).....	51
FIGURE 3.7 PLAN DU PORT AVEC SES BASSINS ET LEURS COTES DE DRAGAGE, (CM=COTE MARINE)	51
FIGURE 3.8 PLAN DU BASSIN D'ARCACHON	52
FIGURE 3.9 PLAN DU PORT D'ARCACHON.....	53
FIGURE 3.10 LA CARRIERE A BAYEUX EN COURS D'EXPLOITATION POUR LE BTP	53
FIGURE 3.11 VUE AERIENNE DU STOCKAGE DES FINES DE CARRIERE DE VAUBADON.....	54
FIGURE 3.12 LE GRANULOMETRE COULTER LS 230	55
FIGURE 3.13 SCHEMA DE PRINCIPE DE MESURE	55
FIGURE 3.14 COLONNE DE TAMIS	56
FIGURE 3.15 TAMIS A MAILLES CARREES	56
FIGURE 3.16 DIFFERENTES ETAPES DE PREPARATION POUR LE TAMISAGE.....	57
FIGURE 3.17 COURBES GRANULOMETRIQUES DU SEDIMENT DE LA ZONE MANCHE ET DE LA FINE DE CARRIERE DE BAYEUX	57
FIGURE 3.18 COURBES GRANULOMETRIQUES DES SEDIMENTS DE LA ZONE ATLANTIQUE	58
FIGURE 3.19 COURBES GRANULOMETRIQUES DES SEDIMENTS DE LA ZONE MEDITERRANEEENNE ..	58
FIGURE 3.20 SYNTHESE DES COURBES GRANULOMETRIQUES OBTENUES	59
FIGURE 3.21 CLASSIFICATION TRIANGULAIRE DES SOLS FINS	61
FIGURE 3.22 COUPELLE DE CASAGRANDE.....	62
FIGURE 3.23 ROULEAU DE SOL FIN.....	59
FIGURE 3.24 CLASSIFICATION DES SEDIMENTS MARINS ET FINES DE CARRIERE SUR LE DIAGRAMME DE CASAGRANDE.....	63
FIGURE 3.25 CLASSIFICATION DES SEDIMENTS MARINS ET FINES DE CARRIERE A USAGE ROUTIER (NF P 11-300, 1992)	64
FIGURE 3.26 APPAREIL DE CALCIMETRIE	66
FIGURE 3.27 APERÇU DU CIMENT (A) ET DE LA CHAUX (B)	68
FIGURE 3.28 POUDRE DE SODELINE®	69
FIGURE 3.29 SODELINE® AU MICROSCOPE A BALAYAGE ELECTRONIQUE (×2000)	66
FIGURE 3.30 FUMEE DE SILICE.....	70
FIGURE 3.31 FUMEE DE SILICE AU MICROSCOPE A BALAYAGE ELECTRONIQUE (×100)	67
FIGURE 3.32 DISTRIBUTION GRANULAIRE DES 4 LIANTS ET AJOUTS UTILISES.....	71
FIGURE 3.33 SABLES UTILISES.....	72
FIGURE 3.34 DISTRIBUTION GRANULAIRE DES SABLES CETE-NC	72
FIGURE 3.35 PRODUITS CHIMIQUES REACTIFS (PCR)	73
FIGURE 3.36 COUPE TRANSVERSALE DE LIN, D'APRES ALIX, (2006)	74
FIGURE 3.37 FIBRES DE LIN UTILISEES	71
FIGURE 3.38 ABSORPTION D'EAU DES FIBRES VEGETALES DE LIN	74
FIGURE 3.39 ASPECT DES FIBRES CHRYSO® FIBRE S50.....	75
FIGURE 3.40 FIBRES DE POLYACRYLONITRILE	76
FIGURE 4.1 MOULES DE CONFECTION EN PVC.....	80
FIGURE 4.2 DIFFERENTS ETATS DES SEDIMENTS AVANT MELANGE.....	81
FIGURE 4.3 FINES DE CARRIERE A L'ETAT INITIAL.....	81
FIGURE 4.4 FORMULATIONS DES MELANGES DE LIANTS ET D'AJOUTS UTILISES POUR LES	

SEDIMENTS LBLP.....	86
FIGURE 4.5 FORMULATIONS DES MELANGES DE LIANTS ET D'AJOUTS UTILISES POUR LES FINES DE CARRIERE DE BAYEUX	86
FIGURE 4.6 OPERATIONS DE MALAXAGE EN FONCTION DU TEMPS POUR LES AJOUTS SOLIDES.....	87
FIGURE 4.7 OPERATIONS DE MALAXAGE EN FONCTION DU TEMPS POUR LES AJOUTS LIQUIDES....	88
FIGURE 4.8 CONFECTION DES EPROUVETTES PAR CAROTTEUSE	89
FIGURE 4.9 COMPACTAGE ET CONFECTION DES EPROUVETTES A LA DAME PROCTOR.....	89
FIGURE 4.10 COMPACTAGE ET CONFECTION DES EPROUVETTES PAR PIQUETAGE	90
FIGURE 4.11 CONSERVATION DES EPROUVETTES SUR PAILLASSE.....	91
FIGURE 4.12 DISPOSITIF ET MOYEN DE MESURES D'UN ESSAI DE COMPRESSION	91
FIGURE 4.13 CORRECTION DE L'ORIGINE DES MESURES LORS D'UN ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE	92
FIGURE 4.14 PRINCIPE D'UN ESSAI DE TRACTION INDIRECTE	93
FIGURE 4.15 SCHEMA SYNOPTIQUE DES ESSAIS DE DURABILITE.....	94
FIGURE 5.1 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS DE CIMENT-CHAUX ET DE CIMENT-CHAUX-CV DU SEDIMENT MEDITERRANEEN ARS.....	98
FIGURE 5.2 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS DE CIMENT-CHAUX ET DE CIMENT-CHAUX-CV DU SEDIMENT MEDITERRANEEN BAN.....	98
FIGURE 5.3 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS DE CIMENT-CHAUX ET DE CIMENT-CHAUX-CV DU SEDIMENT MEDITERRANEEN CAN.....	99
FIGURE 5.4 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS DE CIMENT-CHAUX ET DE CIMENT-CHAUX-CV DU SEDIMENT MEDITERRANEEN SAN.....	100
FIGURE 5.5 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS DE CIMENT-CHAUX ET DE CIMENT-CHAUX-CV DU SEDIMENT MEDITERRANEEN STM.....	101
FIGURE 5.6 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS DE CIMENT-CHAUX ET DE CIMENT-CHAUX-CV DU SEDIMENT MEDITERRANEEN VPM	101
FIGURE 5.7 RELATION DE R_{C28} -MO POUR LES SEDIMENTS BRUTS MEDITERRANEENS	102
FIGURE 5.8 RELATION DE R_{C28} -MO POUR LES SEDIMENTS DESHYDRATES/DESSABLES MEDITERRANEENS	102
FIGURE 5.9 RELATION DE R_{C28} -CARBONATES POUR LES SEDIMENTS BRUTS MEDITERRANEENS	103
FIGURE 5.10 RELATION DE R_{C28} -CARBONATES POUR LES SEDIMENTS BRUTS MEDITERRANEENS	103
FIGURE 5.11 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS DE CIMENT-CHAUX ET DE CIMENT-CHAUX-CV DES SEDIMENTS BRUTS MEDITERRANEENS	104
FIGURE 5.12 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS DE CIMENT-CHAUX ET DE CIMENT-CHAUX-CV DES SEDIMENTS DESSABLES/DESHYDRATES MEDITERRANEENS.....	104
FIGURE 5.13 EVOLUTION DE R_c/R_{C28} POUR LES FORMULATIONS CIMENT-CHAUX ET CIMENT-CHAUX-CV DES SEDIMENTS BRUTS MEDITERRANEENS	105
FIGURE 5.14 EVOLUTION DE R_c/R_{C28} POUR LES FORMULATIONS CIMENT-CHAUX ET CIMENT-CHAUX-CV DES SEDIMENTS DESSABLES/DESHYDRATES MEDITERRANEENS	105
FIGURE 5.15 EVOLUTION DU MODULE D'YOUNG DES SEDIMENTS BRUTS MEDITERRANEENS EN FONCTION DE L'AGE	107
FIGURE 5.16 EVOLUTION DU MODULE D'YOUNG DES SEDIMENTS DESSABLES/DESHYDRATES MEDITERRANEENS EN FONCTION DE L'AGE	107
FIGURE 5.17 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS A BASE DE PRODUITS CHIMIQUES REACTIFS AVEC OU SANS FUMEE DE SILICE,	

DU SEDIMENT MEDITERRANEEN CAN/DD	108
FIGURE 5.18 HISTOGRAMME D'EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS A BASE DE PRODUITS CHIMIQUES REACTIFS AVEC OU SANS FUMEE DE SILICE, DU SEDIMENT MEDITERRANEEN CAN/DD	109
FIGURE 5.19 HISTOGRAMME DES VALEURS DES MODULES D'YOUNG POUR LE SEDIMENT MEDITERRANEEN CAN/DD EN FONCTION DE L'AGE	110
FIGURE 5.20 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS DE CIMENT-CHAUX ET DE CIMENT-SABLE DES SEDIMENTS D'ARCACHON....	111
FIGURE 5.21 RELATION DE RC_{28} -CHAUX POUR LES SEDIMENTS D'ARCACHON 1 ET 2	113
FIGURE 5.22 RELATION RC/RC_{28} POUR LES FORMULATIONS DES SEDIMENTS D'ARCACHON.....	113
FIGURE 5.23 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION DES SEDIMENTS TRAITES DE FECAMP	115
FIGURE 5.24 RC/RC_{28} POUR LES FORMULATIONS DES SEDIMENTS DE FECAMP.....	115
FIGURE 5.25 COMPORTEMENT A LA COMPRESSION EN CONTRAINTE-DEFORMATION DES EPROUVETTES DE SEDIMENTS DE FECAMP, A 7 JOURS ET 14 JOURS	116
FIGURE 5.26 COMPORTEMENT A LA COMPRESSION EN CONTRAINTE-DEFORMATION DES EPROUVETTES DE SEDIMENTS DE FECAMP, A 28 JOURS ET 60 JOURS	117
FIGURE 5.27 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA TRACTION DES SEDIMENTS DE FECAMP.....	117
FIGURE 5.28 COMPORTEMENT A LA TRACTION EN CONTRAINTE-DEFORMATION DES EPROUVETTES DE SEDIMENTS DE FECAMP, A 7 JOURS ET 14 JOURS.....	118
FIGURE 5.29 COMPORTEMENT A LA TRACTION EN CONTRAINTE-DEFORMATION DES EPROUVETTES DE SEDIMENTS DE FECAMP, A 28 JOURS ET 60 JOURS.....	118
FIGURE 5.30 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION DES SEDIMENTS TRAITES LBLP.....	120
FIGURE 5.31 RELATION RC/RC_{28} POUR LES FORMULATIONS DES SEDIMENTS TRAITES LBLP.....	121
FIGURE 5.32 COMPORTEMENT A 28 JOURS A LA COMPRESSION SIMPLE ET A LA TRACTION INDIRECTE EN CONTRAINTE-DEFORMATION DES SEDIMENTS LBLP TRAITES SELON 5 FORMULATIONS	121
FIGURE 5.33 EFFET DE L'APPORT DE 0.2% DE FIBRES DE POLYPROPYLENE OU DE LIN SUR LES VALEURS DE RC OBTENUES POUR LES SEDIMENTS DE LA BAULE - LE POULIGUEN.....	122
FIGURE 5.34 EFFET DE L'APPORT DE 0.4% DE FIBRES DE POLYPROPYLENE OU DE LIN SUR LES VALEURS DE RC OBTENUES POUR LES SEDIMENTS DE LA BAULE - LE POULIGUEN.....	122
FIGURE 5.35 EFFET DE 0.8% DE FIBRES DE POLYPROPYLENE OU DE LIN SUR LES VALEURS DE RC OBTENUES POUR LES SEDIMENTS DE LA BAULE - LE POULIGUEN	123
FIGURE 5.36 EVOLUTION DE RC A 28 JOURS DES SEDIMENTS LBLP EN FONCTION DU DOSAGE EN FIBRES.....	124
FIGURE 5.37 RELATION RC_{28} -DOSAGE EN FIBRES DE 17MM (D/2) DE LONGUEUR POUR LES SEDIMENTS LBLP.....	124
FIGURE 5.38 EVOLUTION DE RC A 28 JOURS DES SEDIMENTS LBLP EN FONCTION DE LA LONGUEUR DE FIBRES.....	125
FIGURE 5.39 RELATION RC_{28} - LONGUEUR DE FIBRES POUR LES SEDIMENTS LBLP POUR UN DOSAGE A 0.4% DE FIBRES ET 7% DE CIMENT	125
FIGURE 5.40 EVOLUTION DE RT A 28 JOURS DES SEDIMENTS LBLP EN FONCTION DU DOSAGE EN FIBRES.....	126
FIGURE 5.41 RELATION RT_{28} -DOSAGE EN FIBRES DE 17MM (D/2) DE LONGUEUR POUR LES SEDIMENTS LBLP.....	127
FIGURE 5.42 RELATION RC_{28}/RT_{28} -DOSAGE EN FIBRES DE 17MM (D/2) DE LONGUEUR POUR LES SEDIMENTS LBLP.....	127
FIGURE 5.43 EVOLUTION DE RT A 28 JOURS DES SEDIMENTS LBLP EN FONCTION DE LA LONGUEUR DE FIBRES.....	128
FIGURE 5.44 RELATION RT_{28} -LONGUEUR DE FIBRES POUR LES SEDIMENTS LBLP POUR UN DOSAGE DE 0.4% DE FIBRES ET 7% DE CIMENT	128
FIGURE 5.45 RELATION RC_{28}/RT_{28} -LONGUEUR DE FIBRES POUR LES SEDIMENTS LBLP POUR UN	

DOSAGE DE 0.4% DE FIBRES ET 7% DE CIMENT	129
FIGURE 5.46 COMPORTEMENT A LA COMPRESSION A 28 JOURS EN CONTRAINTE-DEFORMATION DES SEDIMENTS LBLP NON FIBRES ET RENFORCES	129
FIGURE 5.47 COMPORTEMENT A LA TRACTION INDIRECTE A 28 JOURS EN CONTRAINTE-DEFORMATION DES SEDIMENTS LBLP NON FIBRES ET RENFORCES	130
FIGURE 5.48 EXEMPLES D'ENDOMMAGEMENT D'ECHANTILLONS TRAITES A BASE DE CIMENT, DE CHAUX ET DE CV SANS FIBRES SOUMIS A L'ESSAI DE MOUILLAGE-SECHAGE	131
FIGURE 5.49 EVOLUTION DES RESISTANCES R_c A 28 JOURS DES SEDIMENTS LBLP TRAITES ET FIBRES SOUMIS A DES CYCLES DE MOUILLAGE-SECHAGE	131
FIGURE 5.50 EVOLUTION DES RESISTANCES R_t A 28 JOURS DES SEDIMENTS LBLP TRAITES ET FIBRES SOUMIS A DES CYCLES DE MOUILLAGE-SECHAGE	132
FIGURE 5.51 EVOLUTION DU COMPORTEMENT MECANIQUE SUR LA BASE DE RESULTATS MESURES A 28 JOURS ET ESTIMES A 360 JOURS POUR LES 5 FORMULATIONS RELATIVES AUX SEDIMENTS LBLP TRAITES	133
FIGURE 5.52 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS A BASE DE CIMENT ET DE CIMENT-CHAUX POUR LES FINES DE CARRIERE...	135
FIGURE 5.53 EVOLUTION DES RESISTANCES A LA COMPRESSION R_{c7} , R_{c14} ET R_{c28} EN FONCTION DU DOSAGE EN CIMENT	135
FIGURE 5.54 COURBES GRANULOMETRIQUES DES FINES DE CARRIERE ET DES FINES CORRIGES AVEC UN SABLE	137
FIGURE 5.55 EVOLUTION COMPAREE DES RESISTANCES A LA COMPRESSION POUR LES FORMULATIONS A BASE DE LIANTS HYDRAULIQUES ET DE CIMENT-SABLE CORRECTEUR POUR LES FINES DE CARRIERE	137
FIGURE 5.56 RELATION R_c/R_{c28} POUR LES FORMULATIONS A BASE DE LIANTS HYDRAULIQUES ET DE CIMENT-SABLE CORRECTEUR POUR LES FINES DE CARRIERE	138
FIGURE 5.57 EFFET DES FIBRES DE POLYPROPYLENE SUR LA RESISTANCE EN COMPRESSION R_c DES MELANGES CIMENT-FINES DE CARRIERE	139
FIGURE 5.58 EVOLUTION DE R_c A 60 JOURS DES MELANGES DE FINES DE CARRIERE EN FONCTION DES DOSAGES OU DES LONGUEURS DES FIBRES DE POLYPROPYLENE	140
FIGURE 5.59 EFFET DES FIBRES DE LIN SUR LA RESISTANCE EN COMPRESSION R_c DES MELANGES CIMENT- FINES DE CARRIERE	141
FIGURE 5.60 EVOLUTION DE R_c A 60 JOURS DE LA FINE DE CARRIERE EN FONCTION DES DOSAGES OU DES LONGUEURS DES FIBRES DE LIN	142
FIGURE 5.61 EFFET DES FIBRES DE POLYACRYLONITRILE SUR LA RESISTANCE EN COMPRESSION R_c DES MELANGES CIMENT- FINES DE CARRIERE	143
FIGURE 5.62 EVOLUTION DE R_c A 60 JOURS DES MELANGES DE FINES DE CARRIERE EN FONCTION DES DOSAGES OU DES LONGUEURS DES FIBRES DE POLYACRYLONITRILE	144
FIGURE 5.63 COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION POUR LES MELANGES DE FINES DE CARRIERE DE BAYEUX A BASE DE CIMENT AVEC OU SANS FIBRES A 28 JOURS.....	145
FIGURE 5.64 EXEMPLES DES RUPTURES DES R_{c28} POUR LES MELANGES DE FINES DE CARRIERE DE BAYEUX A BASE DE CIMENT AVEC OU SANS FIBRES	146
FIGURE 5.65 EVOLUTION DE R_c A 28 JOURS DES MELANGES DE FINES DE CARRIERE DE BAYEUX SOUMIS A DES CYCLES DE MOUILLAGE-SECHAGE	147
FIGURE 5.66 EVOLUTION DE R_t A 28 JOURS DES MELANGES DE FINES DE CARRIERE DE BAYEUX SOUMIS A DES CYCLES DE MOUILLAGE-SECHAGE	147
FIGURE 5.67 ETUDE DE LA PERFORMANCE MECANIQUE SUR LA BASE DE RESULTATS MESURES A 28 JOURS ET ESTIMES A 360 JOURS POUR LES 5 FORMULATIONS DES MELANGES DE FINES DE CARRIERE DE BAYEUX	148
FIGURE 6.1 COURBE DE LA TENEUR PONDERALE EN MATIERE ORGANIQUE D'UN ECHANTILLON ..	181

2-Liste des tableaux

TABLEAU 2.1 CLASSIFICATION DES GRAINS SOLIDES.....	9
TABLEAU 2.2 VOLUMES DE SEDIMENTS DRAGUES DES PORTS ET CANAUX (JONES-LEE ET AL., 2005)	14
TABLEAU 2.3 NIVEAUX RELATIFS AUX METAUX LOURDS (EN MG/KG DE SEDIMENT SEC ANALYSE SUR LA FRACTION INFÉRIEURE A 2MM)	15
TABLEAU 2.4 NIVEAUX RELATIFS AUX POLYCHLOROBIPHENYLES TRACES (EN MG/KG DE SEDIMENT SEC ANALYSE SUR LA FRACTION INFÉRIEURE A 2MM).....	15
TABLEAU 2.5 FILIERES DE VALORISATION DES SEDIMENTS MARINS (DREAL, 2011).....	17
TABLEAU 2.6 BILAN DES EMISSIONS DE GAZ A EFFET DE SERRE (SEDE® 2007), DANS L'HYPOTHESE DE 25.000 T DE DECHETS ENTRANTS	18
TABLEAU 2.7 LES FONCTIONS DE LA COUCHE DE FORME (GTR, 1992)	21
TABLEAU 2.8 DETERMINATION DE LA CLASSE MECANIQUE DES SABLES ET GRAVES TRAITEES AUX LIANTS HYDRAULIQUES SELON LE MODE DE TRAITEMENT (GTR, 2000).....	22
TABLEAU 2.9 CONDITIONS DE SURCLASSEMENT DE PORTANCE DES PLATES-FORMES AVEC COUCHE DE FORME EN MATERIAUX GRENUS TRAITES AUX LIANTS HYDRAULIQUES (GTR, 2000).....	23
TABLEAU 2.10 DESIGNATION DES DIFFERENTS TYPES DE CIMENT EN FONCTION DE LEUR COMPOSITION DANS LA NORME NF P 15-301, 1994.....	25
TABLEAU 2.11 SPECIFICATION ET VALEURS GARANTIES EN FONCTION DE LA CLASSE	25
TABLEAU 2.12 TAUX DE GONFLEMENT DE SOLS FINS NATURELS ET ADDITIONNES DE FUMEE DE SILICE, (KALKAN, 2009)	34
TABLEAU 2.13 DESCRIPTION ET RESISTANCE DES ECHANTILLONS TRAITES, (CHEN ET WANG, 2006)	34
TABLEAU 2.14 TENEUR EN MATIERE ORGANIQUE DES ECHANTILLONS, (CHEN ET WANG, 2006)...	34
TABLEAU 2.15 VALEURS DES RC ET DU RETRAIT-GONFLEMENT DES ECHANTILLONS TESTES PAR CAI ET AL.,(2006).....	36
TABLEAU 2.16 DIFFERENTES TENEURS EN SELS D'UNE EAU DE MER ARTIFICIELLE (D'APRES KAUSHIK ET ISLAM, 1995)	40
TABLEAU 2.17 COMPORTEMENT DES METAUX LOURDS : AS, CD, CR, CU; HG, PB ET ZN DANS LES MATRICES CIMENTAIRES D'APRES DESCHAMPS ET AL., (2006).....	43
TABLEAU 3.1 REFERENCES DES ECHANTILLONS ETUDIES.....	47
TABLEAU 3.2 COTES DE DRAGAGE DANS LES BASSINS DU PORT	52
TABLEAU 3.3 DONNEES GRANULOMETRIQUES DES SEDIMENTS MARINS ET FINES DE CARRIERE ...	60
TABLEAU 3.4 TENEURS EN EAU INITIALE DES ECHANTILLONS.....	62
TABLEAU 3.5 LIMITES D'ATTERBERG DES SEDIMENTS MARINS ET FINES DE CARRIERE.....	63
TABLEAU 3.6 TENEURS EN MATIERE ORGANIQUE DES SEDIMENTS MARINS ET FINES DE CARRIERE	65
TABLEAU 3.7 TENEURS EN CARBONATES DES SEDIMENTS MARINS ET FINES DE CARRIERE	66
TABLEAU 3.8 COMPOSITION CHIMIQUE ET CARACTERISTIQUES THEORIQUES DU CIMENT UTILISE..	68
TABLEAU 3.9 COMPOSITION CHIMIQUE DE LA SODELINE®	69
TABLEAU 3.10 COMPOSITION CHIMIQUE DE LA FUMEE DE SILICE.....	70
TABLEAU 3.11 DONNEES GRANULOMETRIQUES DES LIANTS ET AJOUTS UTILISES.....	70
TABLEAU 3.12 CARACTERISTIQUES DES SABLES CETE-NC.....	72
TABLEAU 3.13 CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES FIBRES DE LIN	74
TABLEAU 3.14 CARACTERISTIQUES DES FIBRES CHRYSO® FIBRE S50	75
TABLEAU 3.15 CARACTERISTIQUES DES FIBRES PAN	76
TABLEAU 4.1 COMPOSITION DES MELANGES SANS CV POUR LES 12 SEDIMENTS MEDITERRANEENS	83
TABLEAU 4.2 COMPOSITION DES MELANGES AVEC CV POUR LES 12 SEDIMENTS MEDITERRANEENS	83
TABLEAU 4.3 COMPOSITION DES MELANGES POUR LE SEDIMENT DE CANNES.....	84

<i>TABLEAU 4.4 COMPOSITION DES MELANGES POUR LES SEDIMENTS D'ARCACHON.....</i>	<i>84</i>
<i>TABLEAU 4.5 COMPOSITION DES MELANGES POUR LES SEDIMENTS DE FECAMP</i>	<i>85</i>
<i>TABLEAU 5.1 RESISTANCES EN COMPRESSION A 28 JOURS POUR TOUS LES SEDIMENTS MEDITERRANEENS</i>	<i>104</i>
<i>TABLEAU 5.2 MODULES D'YOUNG A 28 JOURS POUR TOUS LES SEDIMENTS MEDITERRANEENS..</i>	<i>107</i>
<i>TABLEAU 5.3 RESISTANCE EN COMPRESSION DES SEDIMENTS LBLP AVEC LES 5 FORMULATIONS</i>	<i>120</i>
<i>TABLEAU 5.4 RESISTANCES A LA COMPRESSION SIMPLE POUR LES FINES DE CARRIERE TRAITEES A BASE DE CIMENT ET/OU CHAUX</i>	<i>135</i>
<i>TABLEAU 5.5 DIMINUTIONS RELATIVES DES RESISTANCES A LA COMPRESSION Rc SUR 3 PERIODES</i>	<i>136</i>
<i>TABLEAU 5.6 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE Rc (MPa) POUR LES MELANGES DE FINES DE CARRIERE AVEC 7% DE CIMENT ET DES FIBRES DE POLYPROPYLENE.....</i>	<i>139</i>
<i>TABLEAU 5.7 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE Rc (MPa) POUR LES MELANGES DE FINES DE CARRIERE AVEC 7% DE CIMENT ET DES FIBRES DE LIN.....</i>	<i>141</i>
<i>TABLEAU 5.8 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE Rc (MPa) POUR LES MELANGES DE FINES DE CARRIERE AVEC 7% DE CIMENT ET DES FIBRES DE POLYACRYLONITRILE</i>	<i>144</i>
<i>TABLEAU 5.9 FORMULATIONS OPTIMALES DES FIBRES POUR LES MELANGES DE FINES DE CARRIERE</i>	<i>145</i>
<i>TABLEAU 5.10 GUIDE D'APPLICATION POUR MATERIAUX AUX LIANTS HYDRAULIQUE ET POUZZOLANIQUE POUR UNE COUCHE ROUTIERE (SETRA, 2007).....</i>	<i>148</i>
<i>TABLEAU 6.1 CLASSIFICATION DES MELANGES ETUDIES.....</i>	<i>152</i>

Liste des symboles et abréviations

Liste des symboles

C : concentration en matières sèches
C_c : indice de compression
C_{MO} : teneur en matière organique
C_u : cohésion non drainée
d₁₀ : diamètre des grains à 10 % de passants
d₅₀ : diamètre des grains à 50 % de passants
d₉₀ : diamètre des grains à 90 % de passants
H_f : humidité naturelle des fibres
I_P : indice de plasticité
P_d : poids des fibres séchées à l'air
P_h : poids des fibres immergées dans l'eau
P_o : poids des fibres séchées à l'étuve
R_c : résistance à la compression simple (contrainte à la rupture)
R_t : résistance à la traction (essai brésilien)
R_{td} : résistance en traction directe
V_f : volume des fibres
W : teneur en eau
W_L : limite de liquidité
W_P : limite de plasticité
ε : déformation
σ : contrainte
γ_f : poids spécifique

Liste des abréviations

AFNOR - Association Française de Normalisation
CETE-NC - Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement Normandie-Centre de Rouen
GEODE - Groupe d'Études et d'Observation sur le Dragage et l'Environnement
HAP-hydrocarbures aromatiques polycycliques
ICPE - Installations Classées pour la Protection de l'Environnement
P&P- Polypropylène et polyéthylène
PAN- Polyacrylonitrile
PCB- Polychlorobiphényles
TBT- Tributylétain
TPT- Triphénylétain

Annexes

**Annexe A : Arrêté du 28 octobre 2010 relatif aux
installations de stockage de déchets inertes
(annexe II)**

Critères à respecter pour l'admission de déchets inertes soumis à la procédure d'acceptation préalable prévue à l'article 9.

Tableau A1 Paramètres à analyser lors du test de lixiviation et valeurs limites

PARAMÈTRE	VALEUR LIMITE À RESPECTER (*) exprimée en mg/kg de matière sèche
As	0,5
Ba	20
Cd	0,04
Cr total	0,5
Cu	2
Hg	0,01
Mo	0,5
Ni	0,4
Pb	0,5
Sb	0,06
Se	0,1
Zn	4
Chlorure (****)	800
Fluorure	10
Sulfate (****)	1 000 (**)
Indice phénols	1
COT (carbone organique total) sur éluat (***)	500
FS (fraction soluble) (****)	4 000
(*) Les valeurs limites à respecter peuvent être adaptées par arrêté préfectoral dans les conditions spécifiées à l'article 10. (**) Si le déchet ne respecte pas cette valeur pour le sulfate, il peut être encore jugé conforme aux critères d'admission si la lixiviation ne dépasse pas les valeurs suivantes : 1 500 mg/l à un ratio L/S=0,1 l/kg et 6 000 mg/kg de matière sèche à un ratio L/S=10 l/kg. Il est nécessaire d'utiliser l'essai de percolation NF CEN/TS 14405 pour déterminer la valeur lorsque L/S=0,1 l/kg dans les conditions d'équilibre initial ; la valeur correspondant à L/S=10 l/kg peut être déterminée par un essai de lixiviation NF EN 12457-2 ou par un essai de percolation NF CEN/TS 14405 dans des conditions approchant l'équilibre local. (***) Si le déchet ne satisfait pas à la valeur limite indiquée pour le carbone organique total sur éluat à sa propre valeur de pH, il peut aussi faire l'objet d'un essai de lixiviation NF EN 12457-2 avec un pH compris entre 7,5 et 8,0. Le déchet peut être jugé conforme aux critères d'admission pour le carbone organique total sur éluat si le résultat de cette détermination ne dépasse pas 500 mg/kg de matière sèche. (****) Si le déchet ne respecte pas au moins une des valeurs fixées pour le chlorure, le sulfate ou la fraction soluble, le déchet peut être encore jugé conforme aux critères d'admission s'il respecte soit les valeurs associées au chlorure et au sulfate, soit celle associée à la fraction soluble.	

Tableau A2 Paramètres à analyser en contenu total et valeurs limites

PARAMÈTRE	VALEUR LIMITE À RESPECTER (*) exprimée en mg/kg de déchet sec
COT (carbone organique total)	30 000 (**)
BTEX (benzène, toluène, éthylbenzène et xylènes)	6
PCB (polychlorobiphényles 7 congénères)	1
Hydrocarbures (C10 à C40)	500
HAP (hydrocarbures aromatiques polycycliques)	50
(*) Les valeurs limites à respecter peuvent être adaptées par arrêté préfectoral dans les conditions spécifiées à l'article 10. (**) Pour les sols, une valeur limite plus élevée peut être admise, à condition que la valeur limite de 500 mg/kg de matière sèche soit respectée pour le carbone organique total sur éluat, soit au pH du sol, soit pour un pH situé entre 7,5 et 8,0.	

Annexe B : Conversion dimensionnelle des distributions granulaires

Tous les résultats relatifs aux essais de tamisage et au granulolaser ont été exprimés sous forme d'une courbe appelée courbe granulométrique, qui donne le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieure à chaque diamètre.

Les résultats des pourcentages sont exprimés en volume pour le granulolaser, mais les résultats de l'essai de tamisage le sont en masse. Pour obtenir une courbe granulométrique complète, il faut unifier les 2 unités.

Il est, en principe, possible de convertir par des formules mathématiques les mesures obtenues par une méthode dans les dimensions de celles obtenues dans une autre. Après cette conversion, les deux granularités deviennent comparables, et l'écart qui subsiste entre elles provient de facteurs physiques ou morphologiques seuls.

Le but de cette mise au point est d'embrasser d'un seul regard cette variété de cas particuliers et de rassembler sur un même document les formules utiles. On utilise normalement ces concepts :

- Dimensionnalité d'une distribution.
- Poudre uniforme équivalente et dimensionnalité d'une moyenne.
- Invariants de la loi gaussio-logarithmique.

Pour un essai, il faut faire l'hypothèse d'une masse volumique K qui est constante liée aux deux unités. Il faut convertir le pourcentage en masse de tamisage en pourcentage en volume du granulolaser. Il faut trouver la différence de volume et de masse correspondant à la différence du logarithme des 2 mêmes diamètres. Et puis on peut obtenir une équation pour le volume et la masse pour K constante.

Alors, on obtient l'équation suivante:

$$\frac{\Delta \% \text{ en volume}}{\log D_1 - \log D_2} \times K = \frac{\Delta \% \text{ en masse}}{\log D_1 - \log D_2}$$

D est le diamètre de la particule ; K est constante.

Selon la valeur de K , on peut convertir les % en masse de tamisage en % en volume du granulolaser. Par conséquent, on obtient la courbe granulométrique complète sur une échelle de diamètre : de $0.04\mu\text{m}$ à 5000mm . Une application est donnée à la Figure 3.19 pour l'ensemble des sédiments marins

Annexe C : Essai de perte au feu

➤ Détermination de la teneur pondérale en matière organique.

Il s'agit du sédiment déshydraté/dessablé d'Arsenal de Toulon. On détermine la teneur pondérale en matière organique d'un échantillon de sédiment de la manière pratique suivante.

On considère la masse du creuset de 79.02g et la masse initiale de l'échantillon étudié qui était de 25.76g. Puis on pèse à des temps réguliers la masse de l'échantillon soumis à une température de 550°C. Les relèves des masses sont donnés dans le Tableau C1.

Tableau C1 Evolution de la masse de l'échantillon étudié

Temps (heure)	Masse du creuset et De l'échantillon (g)	Masse de l'échantillon (g)
0	104.78	25.76
1	100.20	21.18
2	99.28	20.26
3	99.23	20.21
4	98.77	19.75
5	98.77	19.75
6	98.67	19.65
7	98.67	19.65
8	98.55	19.53
9	98.47	19.45

Pour montrer l'évolution de la perte de masse, on peut tracer la masse en fonction du temps, voir la Figure C1.

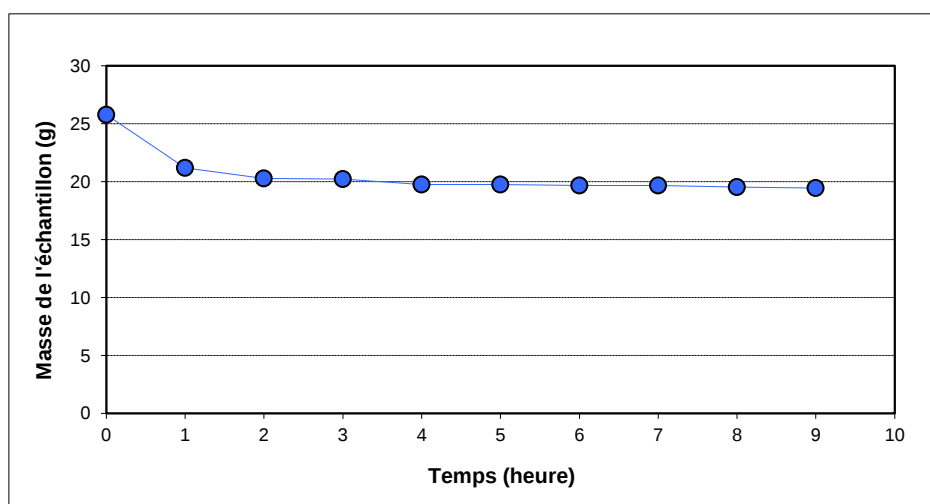


Figure C1 Variation de masse de l'échantillon étudié

On observe sur la Figure C1 qu'après 4 heures, la perte de masse ou la perte au feu est très faible.

➤ **Commentaire sur la durée de l'essai**

Si l'on considère que la masse de 19.45g après 9 heures de séchage à 550°C est la valeur vraie et la masse de 19.75g après 4 heures comme la valeur mesurée, l'erreur relative est de 1.5%.

Une erreur relative de 1.5% peut être considérée comme négligeable. Aussi par souci d'économies de temps et d'énergie, nous avons décidé que l'échantillon serait maintenu pendant au moins 4h dans le four dont la température est de 550°C. C'est la procédure adoptée pour les essais.

➤ **Rappel de la classification des sols selon les teneurs en matières organiques et carbonatées**

1. Dénomination des sols en fonction des matières organiques

Le tableau C2 donne la définition des sols en fonction des matières organiques contenues dans un sol.

Tableau C2 Type de sol en fonction du pourcentage en matière organique

Teneur en MO (%)	Type de sol
$MO \leq 3$	Argile ou limon
$3 < MO < 10$	Sols faiblement organiques
$10 < MO < 30$	Sols moyennement organiques
$MO \geq 30$	Sols très organiques

2. Dénomination des sols en fonction des carbonates

Le tableau C3 associe les types de sol en relation avec la teneur en carbonates.

Tableau C3 Type de sol en fonction du pourcentage en $CaCO_3$

Teneur en carbonatec (%)	Type de sol
0-10	Non marneux
10-30	Faiblement marneux
30-70	Marneux
70-90	Calco - marneux
90-100	Calcaireux – crayeux

Annexe D : Classification des sols selon NF P 11-300

Classe A

SOLS FINS

Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux
Dmax ≤ 50mm et tamisat à 80µm > 35 %	A sols fins	VBS ≤ 2,5 ou I _p ≤ 12	A ₁ Limons peu plastiques, loess, silt alluvionnaires, sables fins peu pollus, arènes peu plastiques...	Ces sols changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur w _n est proche de w _{lim} . Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement court, mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Dans le cas de ces sols fins peu plastiques, il est souvent préférable de les identifier par la valeur de bleu de méthylène VBS, compte tenu de l'imprécision attachée à la mesure de l'Ip.
				A _{1h}
				A _{1h}
				A _{1m}
				A _{1s}
				A _{1js}
				A _{2h}
				A _{2h}
				A _{2m}
				A _{2s}
				A _{2js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}
				A _{3h}
				A _{3m}
				A _{3s}
				A _{3js}
				A _{3h}

Classe B

SOLS SABLEUX ET GRAVELEUX AVEC FINES

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN REMBLAI →

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN COUCHE DE FORME →

Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous-classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	Sous-classe
B Sols sableux et graveleux avec fines $D_{max} \leq 50 \text{ mm}$ et tamisé à $80 \mu\text{m} \leq 35\%$	- tamisé à $80 \mu\text{m} \leq 12\%$ - tamisé à $2 \text{ mm} > 70\%$ ou - $VBS \leq 0,2$ ou - $ES > 35$	B_1 Sables siliceux...	Matériaux sableux généralement insensibles à l'eau. Mais, dans certains cas (extraction dans la nappe...), cette insensibilité devra être confirmée (étude complémentaire, planche d'essais,...). Leur emploi en couche de forme nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (friabilité des sables FS).	FS ≤ 60	B_{11}	
	- tamisé à $80 \mu\text{m} \leq 12\%$ - tamisé à $2 \text{ mm} > 70\%$ ou - $VBS > 0,2$ ou - $ES \leq 35$	B_2 Sables argileux (peu argileux)...	La plasticité de leurs fines rend ces sols sensibles à l'eau. Leur temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est court, tout en pouvant varier assez largement (fonction de perméabilité). Lorsqu'ils sont extraits dans la nappe et mis en dépôt provisoire, ils conservent un état hydrique "humide" à "très humide"; il est assez peu probable, en climat océanique, que leur état hydrique puisse s'améliorer jusqu'à devenir "moyen". Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (friabilité des sables FS).	FS ≤ 60	$B_{21} \text{ th}$	$B_{21} \text{ th}$
				FS > 60	$B_{22} \text{ th}$	$B_{22} \text{ th}$
				FS ≤ 60	$B_{21} \text{ h}$	$B_{21} \text{ h}$
				FS > 60	$B_{22} \text{ h}$	$B_{22} \text{ h}$
				FS ≤ 60	$B_{21} \text{ m}$	$B_{21} \text{ m}$
				FS > 60	$B_{22} \text{ m}$	$B_{22} \text{ m}$
				FS ≤ 60	$B_{21} \text{ s}$	$B_{21} \text{ s}$
				FS > 60	$B_{22} \text{ s}$	$B_{22} \text{ s}$
				FS ≤ 60	$B_{21} \text{ ts}$	$B_{21} \text{ ts}$
				FS > 60	$B_{22} \text{ ts}$	$B_{22} \text{ ts}$
	- tamisé à $80 \mu\text{m} \leq 12\%$ - tamisé à $2 \text{ mm} > 70\%$ ou - $VBS \leq 0,2$ ou - $ES > 25$	B_3 Graves siliceuses...	Matériaux graveleux généralement insensibles à l'eau. Mais, dans certains cas (extraction dans la nappe...), cette insensibilité devra être confirmée (étude complémentaire, planche d'essai,...). Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et Micro Deval en présence d'eau, MDE).	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B_{31}	B_{31}
				LA > 45 ou MDE > 45	B_{32}	B_{32}

Les paramètres inscrits en **caractères gras** sont ceux dont le choix est à privilégier.

Classe B (suite)

**SOLS SABLEUX ET GRAVELEUX
AVEC FINES (suite)**

←

NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN REMBLAI

←

NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN COUCHE DE FORME

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique			Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	
B Sols sableux et graveleux avec fines D _{max} ≤ 50 mm et tamisat à 80 µm ≤ 35%	- tamisat à 80 µm ≤ 12% - tamisat à 2 mm ≤ 70% - VBS > 0,2 ou ES ≤ 25	B ₄ Graves argileuses (peu argileuses)...	La plasticité de leurs fines rend ces sols sensibles à l'eau. Ils sont plus graveleux que les sols B ₅ et leur fraction sableuse est plus faible. Pour cette raison, ils sont en général perméables. Ils réagissent assez rapidement aux variations de l'environnement hydrique et climatique (humidification - séchage). Lorsqu'ils sont extraits dans la nappe, il est assez peu probable, en climat océanique, que leur état hydrique puisse s'améliorer jusqu'à devenir "moyen". Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et/ou Micro Deval en présence d'eau, MDE).	$IPI \leq 7$ ou $w_n \geq 1,25 w_{OPN}$ $7 < IPI \leq 15$ ou $1,10 w_{OPN} \leq w_n < 1,25 w_{OPN}$ $0,9 w_{OPN} \leq w_n < 1,10 w_{OPN}$ $0,6 w_{OPN} \leq w_n < 0,9 w_{OPN}$ $w_n < 0,6 w_{OPN}$	B ₄ th B ₄ h B ₄ m B ₄ s B ₄ ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45	B ₄ th B ₄ h B ₄ m B ₄ s B ₄ ts	B ₄ th B ₄ h B ₄ m B ₄ s B ₄ ts
		B ₅ Sables et graves très silleux...	La proportion de fines et la faible plasticité de ces dernières, rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols A ₁ . Pour la même raison qu'indiquée à propos des sols A ₁ , il y a lieu de préférer le critère VBS au critère Ip, pour l'identification des sols B ₅ . Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite de connaître leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et/ou Micro Deval en présence d'eau, MDE).	$IPI \leq 5$ ou $w_n \geq 1,25 w_{OPN}$ $5 < IPI \leq 12$ ou $1,10 w_{OPN} \leq w_n < 1,25 w_{OPN}$ $12 < IPI \leq 30$ ou $0,9 w_{OPN} \leq w_n < 1,10 w_{OPN}$ $0,6 w_{OPN} \leq w_n < 0,9 w_{OPN}$ $w_n < 0,6 w_{OPN}$	B ₅ th B ₅ h B ₅ m B ₅ s B ₅ ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45	B ₅ th B ₅ h B ₅ m B ₅ s B ₅ ts	B ₅ th B ₅ h B ₅ m B ₅ s B ₅ ts
		B ₆ Sables et graves, argileux à très argileux	L'influence des fines est prépondérante : le comportement du sol se rapproche de celui du sol fin avant même plasticité que les fines du sol avec toutefois une plus grande sensibilité à l'eau due à la présence de la fraction sableuse en plus grande quantité.	$IPI \leq 4$ ou $w_n \geq 1,3 w_{OPN}$ ou $lc \leq 0,8$ $4 < IPI \leq 10$ ou $0,8 < lc \leq 1$ ou $1,1 w_{OPN} \leq w_n < 1,3 w_{OPN}$ $10 < IPI \leq 25$ ou $1 < lc \leq 1,2$ ou $0,9 w_{OPN} \leq w_n < 1,1 w_{OPN}$ $0,7 w_{OPN} \leq w_n < 0,9 w_{OPN}$ ou $1,2 < lc \leq 1,3$ $w_n < 0,7 w_{OPN}$ ou $lc > 1,3$	B ₆ th B ₆ h B ₆ m B ₆ s B ₆ ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45	B ₆ th B ₆ h B ₆ m B ₆ s B ₆ ts	B ₆ th B ₆ h B ₆ m B ₆ s B ₆ ts

Les paramètres inscrits en **caractères gras** sont ceux dont le choix est à privilégier.

Classe C

SOLS COMPORTANT DES FINES ET DES GROS ELEMENTS

Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique et le comportement
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous-classe fonction de la nature	Caractères principaux	
C Sols comportant des fines et des gros éléments D _{max} > 50mm et tamisé à 80 µm > 12% ou si le tamis à 80 µm ≤ 12% la VBS est > 0,1		Matériaux anguleux dont la proportion de la fraction 0/50 mm dépasse 60 à 80% et Matériaux roulés La fraction 0/50 mm est un sol de la classe A	C ₁ A ₁ Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...	Le comportement des sols de cette classe peut être assez justement apprécié par celui de leur fraction 0/50 mm. L'évaluation de la proportion de la fraction 0/50 mm est cependant nécessaire dans le cas des sols constitués d'éléments anguleux. Celle-ci peut se faire visuellement par un géotechnicien expérimenté dès que le D _{max} du sol dépasse 200 mm. L'identification des sols de cette classe doit être précisée à l'aide d'un double symbole de type C ₁ (A ₁) ou C ₁ (B ₁). A ₁ ou B ₁ étant respectivement la classe de la fraction 0/50 mm du matériau considéré. On peut encore très utilement compléter cette identification en indiquant la valeur du D _{max} présent dans le sol. Ainsi, par exemple, un sol classé : C ₁ 400 (A ₁) correspond à un sol roulé ou anguleux ayant plus de 60 à 80% d'éléments < 50 mm, dont les plus gros éléments ont une dimension de 400 mm et dont la fraction 0/50 mm est de type A ₁ .	
		Matériaux anguleux dont la proportion de la fraction 0/50 mm dépasse 60 à 80% et Matériaux roulés La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B	C ₁ B ₁ Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...	On peut encore très utilement compléter cette identification en indiquant la valeur du D _{max} présent dans le sol. Ainsi, par exemple, un sol classé : C ₁ 400 (A ₁) correspond à un sol roulé ou anguleux ayant plus de 60 à 80% d'éléments < 50 mm, dont les plus gros éléments ont une dimension de 400 mm et dont la fraction 0/50 mm est de type A ₁ .	
		Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80%. La fraction 0/50 mm est un sol de la classe A.	C ₂ A ₁ Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...	Le comportement des sols de cette classe dépend aussi de la fraction 50/D présente et ne peut plus être assimilé à celui de la seule fraction 0/50 mm. L'importance de cette influence est toujours difficile à évaluer (fonction de la continuité granulométrique et de l'angularité des éléments grenus) en raison des difficultés pratiques qu'il y a à réaliser des essais de laboratoire sur ces matériaux. Il est néanmoins utile, comme pour les C ₁ , de préciser l'identification des sols de cette classe à l'aide d'un double symbole de type C ₂ (A ₁) ou C ₂ (B ₁). A ₁ ou B ₁ étant respectivement la classe de la fraction 0/50 mm du matériau considéré. De même cette identification pourra être très utilement complétée par l'indication du D _{max} présent dans le sol (Cf. classe C ₁). Des essais en semi ou vraie grandeur seront souvent nécessaires pour caler l'interprétation des mesures réalisées sur la fraction 0/50 mm.	
		Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80%. La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B.	C ₂ B ₁ Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...		

Classe D

SOLS INSENSIBLES A L'EAU

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN REMBLAI →

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN COUCHE DE FORME →

Classement selon nature				Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous-classe fonction de la nature	Caractères principaux	Valeurs seuils retenues	Sous-classe
D Sols insensibles à l'eau	VBS ≤ 0,1 et Tamisé à 80 µm ≤ 12%	D _{max} ≤ 50 mm et tamisé à 2 mm > 70%	D ₁ Sables alluvionnaires propres, sables de dune... Ces sols sont sans cohésion et perméables. Leur granulométrie, souvent mal graduée et de petit calibre, les rend très érodables et d'une "traficabilité" difficile.	FS ≤ 60	D ₁₁
				FS > 60	D ₁₂
		D _{max} ≤ 50 mm et tamisé à 2 mm ≤ 70%	D ₂ Graves alluvionnaires propres, sables... Ces sols sont sans cohésion et perméables. Après compactage ils sont d'autant moins érodables et d'autant plus aptes à supporter le trafic qu'ils sont bien gradués.	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₂₁
				LA > 45 ou MDE > 45	D ₂₂
	D _{max} > 50 mm		D ₃ Graves alluvionnaires propres... Matériaux sans cohésion et perméables, inadaptés au malaxage en vue d'un traitement répondant à une qualité "couche de forme". En partie supérieure des terrassements ils peuvent poser des problèmes de réglage, de traficabilité et d'exécution de tranchées diverses.	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₃₁
				LA > 45 ou MDE > 45	D ₃₂

Leur emploi en couche de forme sans traitement aux L.H. nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et/ou micro Deval en présence d'eau, MDE) ou friabilité des sables (FS).

MATERIAUX ROCHEUX (évolutifs et non évolutifs)

Classement selon la nature		Classement selon l'état hydrique et le comportement	
Nature pétrographique de la roche	Caractères principaux	Paramètres et valeurs seuils retenus	Sous-classe
Roches sédimentaires	Roches carbonatées	R_1 Craie La craie est un empilement de particules de calcite dont les dimensions sont de l'ordre de 1 à 10µm. Cet empilement constitue une structure d'autant plus fragile que la porosité est grande (ou inversement que la densité sèche est faible). Les mesures et constatations de chantier ont montré qu'au cours des opérations de terrassement, il y a formation d'une quantité de fines en relation directe avec la fragilité de l'empilement. Lorsque la craie se trouve dans un état saturé ou proche de la saturation, l'eau contenue dans les pores se communique aux fines produites, leur conférant le comportement d'une pâte, qui s'étend rapidement à l'ensemble du matériau, empêchant la circulation des engins et générant des pressions interstitielles dans les ouvrages. Inversement, lorsque la teneur en eau est faible, la craie devient un matériau rigide, très portant mais difficile à compacter. Enfin, certaines craies peu denses et très humides, peuvent continuer à se fragmenter, après mise en œuvre, sous l'effet des contraintes mécaniques et du gel, principalement.	craie dense R_{11}
			R_{12}^h
			R_{12}^m
			R_{12}^s
			R_{12}^{ts}
			R_{13}^{th}
			R_{13}^h
			R_{13}^m
			R_{13}^s
			R_{13}^{ts}
		MDE ≤ 45	calcaire dur R_{21}
			calcaire de densité moyenne R_{22}
			calcaire fragmentable R_{23}

Classe R (suite)

MATERIAUX ROCHEUX (suite)

(évolutifs et non évolutifs)

Classement selon la nature		Classement selon l'état hydrique et le comportement	
Nature pétrographique de la roche	Caractères principaux	Paramètres et valeurs seuils retenus	Sous-classe
Roches argileuses	R ₃ Marnes sédimentaires Argillites Pelites	FR ≤ 7 et DG > 20	Roche argileuse : peu fragmentable, très dégradée
		FR ≤ 7 et 5 < DG ≤ 20	Roche argileuse peu fragmentable, moyen 'dégradable'
		FR ≤ 7 et DG ≤ 5	Roche argileuse : peu fragmentable, peu dégradée
		FR > 7 et $\left\{ \begin{array}{l} w_n \geq 1,3 w_{OPN} \\ \text{ou } IPI < 2 \end{array} \right.$	Roche argileuse fragmentable
		FR > 7 et $\left\{ \begin{array}{l} 1,1 w_{OPN} \leq w_n < 1,3 w_{OPN} \\ \text{ou } 2 \leq IPI < 5 \end{array} \right.$	
		FR > 7 et 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,1 w _{OPN}	R ₃₄ th
Roches siliceuses	R ₄ Grès Poudingues Brèches	FR > 7 et 0,7 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	R ₃₄ h
		FR > 7 et w _n < 0,7 w _{OPN}	R ₃₄ m
			R ₃₄ s
			R ₃₄ ts
		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	R ₄₁
Roches salines	R ₅ Gypse Sel gemme Anhydrite	LA > 45 ou MDE > 45 et FR ≤ 7	R ₄₂
		FR > 7	R ₄₃
		teneur en sel soluble $\left\{ \begin{array}{l} > 5 \text{ à } 10\% \text{ dans le cas du sel gemme}^* \\ < 30 \text{ à } 50\% \text{ dans le cas du gypse}^* \end{array} \right.$	R ₅₁
Roches sédimentaires		teneur en sel soluble $\left\{ \begin{array}{l} > 5 \text{ à } 10\% \text{ dans le cas du sel gemme}^* \\ > 30 \text{ à } 50\% \text{ dans le cas du gypse}^* \end{array} \right.$	R ₅₂
		* suivant que la fragmentabilité est plus ou moins grande	

Les paramètres inscrits en **caractères gras** sont ceux dont le choix est à privilégier.

Classe R (suite)

MATERIAUX ROCHEUX (suite)
(évolutifs et non évolutifs)

Classement selon la nature		Classement selon le comportement	
Nature pétrographique de la roche		Paramètres et valeurs seuils retenus	Sous-classe
Roches magmatiques et métamorphiques	R ₆ Granite, basalte, trachyte, andésite... Gneiss, schistes métamorphiques, schistes ardôisières...	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	R ₆₁ Roches magmatiques et métamorphiques dures
		LA > 45 ou MDE > 45 et FR ≤ 7	R ₆₂ Roches magmatiques et métamorphiques de dureté moyenne
		FR > 7	R ₆₃ Roches magmatiques et métamorphiques fragmentables ou altérées

Classe F

SOLS ORGANIQUES SOUS-PRODUITS INDUSTRIELS

Famille de Matériaux	Caractères principaux	Classement du matériau		
		Paramètres retenus	Valeurs seuils	Sous-classe
F ₁ Matériaux naturels renfermant des matières organiques. Ex : terres végétales, humus forestier, vases, tourbes...	La présence de ces matériaux est relativement localisée dans des lieux faciles à identifier ; les plus organiques d'entre eux sont facilement reconnaissables à leur couleur noirâtre et à leur odeur caractéristique. Leurs possibilités d'emploi dans les ouvrages de génie civil dépend de leur teneur en matières organiques.	Le paramètre caractéristique de ces matériaux est leur teneur en matières organiques (% MO). Ensuite, il y a lieu de prendre en compte leur comportement géotechnique, au travers des paramètres retenus pour classer les sols en A, B ou C.	$3 \leq MO \leq 10$	F ₁₁ matériaux faiblement organiques : terres végétales, vases...
			% MO > 10	F ₁₂ matériaux fortement organiques : humus forestier, tourbes...
F ₂ Cendres volantes silico-alumineuses de centrales thermiques	Ces matériaux constituent le résidu de la combustion du charbon dans des centrales thermiques. Ce sont des matériaux constitués d'éléments fins (60% < 80µm), relativement homogènes, sphériques, poreux, mais ne présentant aucune plasticité. De ce fait, ils sont sensiblement moins denses que les sols, relativement drainants, et présentent une portance satisfaisante jusqu'à des teneurs en eau dépassant largement la w _{opt} . Toutefois, au-delà d'une teneur en eau limite, leur portance chute de manière extrêmement brutale.	Le paramètre caractéristique de ces matériaux est le rapport entre leur teneur en eau naturelle et leur teneur en eau optimum Proctor normal.	$IPI \leq 4$ ou $w_n \geq 1,3 w_{opt}$	F _{21h} Cendres volantes très humides
			$4 < IPI \leq 10$ $1,2 w_{opt} \leq w_n < 1,3 w_{opt}$	F _{21h} Cendres volantes humides
			$0,85 w_{opt} \leq w_n < 1,2 w_{opt}$	F _{2m} Cendres volantes à teneur en eau moyenne
			$0,75 w_{opt} \leq w_n < 0,85 w_{opt}$	F _{2s} Cendres volantes sèches
			$w_n < 0,75 w_{opt}$	F _{2ts} Cendres volantes très sèches
F ₃ Schistes houillers	Ces matériaux proviennent des résidus de l'extraction du charbon ; ils sont stockés depuis plusieurs décennies, voire plus d'un siècle dans des terrils à proximité des mines de charbon. Certains d'entre eux ont subi une auto-combustion provoquée par la pyrolyse du charbon résiduel, sous l'action combinée de la pression des terres, de la réaction exothermique de l'eau sur les pyrites et d'un événement extérieur (foudre en général) provoquant l'incendiation. Les schistes brûlés ont des propriétés géotechniques qui s'apparentent à celles des sols et des matériaux rocheux insensibles à l'eau. Les schistes non brûlés s'apparentent assez généralement aux sols sensibles à l'eau.	Le paramètre déterminant pour ces matériaux, est le fait qu'ils aient subi, ou non, une combustion une fois mis en terrils.	Ces schistes sont reconnaissables à leur couleur de rouge à violet	F ₃₁ Schistes houillers totalement brûlés
			Ces schistes sont reconnaissables à leur couleur de noir à orange	F ₃₂ Schistes houillers incomplètement ou non brûlés

Les paramètres inscrits en **caractères gras** sont ceux dont le choix est à privilégier.

Classe F (suite)

SOLS ORGANIQUES SOUS-PRODUITS INDUSTRIELS (suite)

Famille de Matériaux	Caractères principaux	Classement du matériau		
		Paramètres retenus	Valeurs seuils	Sous-classe
F ₄₁ Schistes des mines de potasse	Ces matériaux proviennent des résidus de l'extraction des minerais de potasse. Ils sont stockés à proximité des mines depuis plusieurs décennies. Ils contiennent une proportion variable de chlorure de sodium (de 5% pour les résidus produits actuellement, jusqu'à 20% pour les résidus stockés). Du point de vue géotechnique, leur comportement à la mise en œuvre peut en grande partie se comparer à celui des sols des classes B ₉ et B ₁₀ (éventuellement A ₁ et A ₂). A moyen et long terme, ce comportement présente deux particularités intéressantes : - apparition d'une rigidification du fait d'une prise due à la présence d'anhydrite (dans le cas des schistes de fraîche production) - absence de gonflement au gel, due au NaCl présent.	Le paramètre déterminant pour ces matériaux est leur teneur en chlorure de sodium qui détermine les risques de dissolution et de pollution. Ensuite, il y a lieu de prendre en compte leur comportement au travers des paramètres retenus pour classer les sols.	% NaCl ≤ 10	F ₄₁ Schistes des mines de potasse à faible teneur en NaCl
			% NaCl > 10	F ₄₂ Schistes des mines de potasse à forte teneur en NaCl
F ₅₀ Phosphogypse	Il s'agit d'un gypse artificiel, sous-produit de la fabrication des engrais phosphatés, stockés par voie hydraulique à proximité des unités de fabrication. Du point de vue géotechnique, on peut approximativement comparer son comportement à celui d'un sable fin, anguleux, très propre mais très friable. Du point de vue chimique, il s'agit d'un matériau légèrement soluble dans l'eau (2 g/l) qui renferme certains composés plus ou moins toxiques, mais dont la toxicité peut être quasi annulée par un traitement de neutralisation chimique à la chaux. L'utilisation à proximité d'ouvrages en béton, en arase terrassement et dans les parties de remblai situées en zones inondables, est en général à proscrire (risques de formation d'ettringite ou de dissolution).	Les paramètres déterminants pour ce matériau sont : - le fait qu'il soit ou non neutralisé chimiquement par de la chaux, - la granulométrie définie par le D ₅₀ , - la teneur en eau.	D ₅₀ > 80µm w _n ≥ 1,20 w _{OPN}	F _{50,1} Phosphogypse grossier neutralisé à la chaux, à teneur en eau élevée
			D ₅₀ > 80µm w _n < 1,20 w _{OPN}	F _{50,1} m et s Phosphogypse grossier neutralisé à la chaux, à teneur en eau faible ou moyenne
			D ₅₀ ≤ 80µm	F ₅₀ Phosphogypse fin et phosphogypse grossier non neutralisé
F ₆₀ Mâchefers d'incinération des ordures ménagères	Ces matériaux peuvent avoir des compositions assez variables dans le temps et suivant la technologie des usines de fabrication. En particulier, leur teneur en matières putrescibles peut varier de 2 à 25 % suivant le degré d'incinération, et leur teneur en éléments métalliques de 5 à 25 % suivant que le matériau a subi ou non, un traitement de démétaillisation (triage magnétique, le plus souvent). Il convient également de reconnaître leurs teneurs en éléments toxiques solubles. Les cendres volantes, provenant du traitement des fumées de combustion, ne doivent en aucun cas être mélangées aux mâchefers, sous peine de supprimer toute possibilité de les réutiliser en technique routière (risques élevés de pollution). Après stockage de plusieurs mois, il se développe une prise qui leur confère un comportement de matériau rocheux tendre (R ₁₀). D'une manière générale, il convient d'éviter l'utilisation de ces matériaux au contact des ouvrages d'art et dans les zones inondables.	Les paramètres déterminants pour ces matériaux sont : - le degré d'incinération mesuré par la perte au feu à 500°C (PF) - le fait qu'ils aient subi ou non une élaboration (déferrailage, criblage, homogénéisation) et un stockage de plusieurs mois, - leurs teneurs en éléments toxiques solubles.	PF ≥ 5% Teneurs en éléments toxiques solubles inférieures aux valeurs maximales autorisées par la réglementation en vigueur.	F ₆₁ Mâchefers bien incinérés criblés, déferrailés, peu chargés en éléments toxiques solubles et stockés durant plusieurs mois
			Idem F ₆₀ , mais de fraîche production	F ₆₂ Idem F ₆₀ , mais de fraîche production
			PF > 5% Teneurs en éléments toxiques solubles supérieures aux valeurs maximales autorisées par la réglementation en vigueur.	F ₆₃ Mâchefers mal incinérés n'ayant subi aucune élaboration ou fortement chargés en éléments toxiques solubles

Classe F (suite)

**SOLS ORGANIQUES
SOUS-PRODUITS INDUSTRIELS (suite)**

Famille de Matériaux	Caractères principaux	Classement du matériau		
		Paramètres retenus	Valeurs seuils	Sous-classe
F ₇₁ Matériaux de démolition	Ces matériaux ont des compositions extrêmement variables du fait de la disparité de leurs origines et du type de collecte (sélective ou non) appliquée pour les rassembler. Leur identification doit résulter à la fois de l'observation visuelle des stocks (avec exécution de tranchée de reconnaissance, si nécessaire) et d'une enquête sur les origines de la constitution de ces stocks. Leur emploi induit toujours certains risques de gonflement du fait de la présence d'éléments indésirables comme en particulier du plâtre.	Les paramètres déterminants pour ces matériaux sont : - la présence d'éléments putrescibles et de plâtre, - l'exécution d'une opération d'élaboration (criblage, concassage, homogénéisation,...).	Evaluation visuelle	F ₇₁ Matériaux de démolition, sans plâtre, épurés des éléments putrescibles, concassés, criblés, déferailés, homogénéisés
			Evaluation visuelle	F ₇₂ Idem F ₇₁ , mais pouvant contenir du plâtre
			Evaluation visuelle	F ₇₃ Matériaux de démolition non épurés des éléments putrescibles ou non déferailés et non criblés
F ₈ Laitiers des hauts-fourneaux	Ces matériaux sont des sous-produits de fabrication de la fonte. Leurs caractéristiques géotechniques diffèrent selon le processus de refroidissement utilisé : eau sous pression pour le laitier granulé, eau et air pour le laitier bouleté, air comprimé pour le laitier expansé, refroidissement dans l'air ambiant pour le laitier cristallisé. Le comportement des trois premiers types de laitier s'apparente à celui de sables ou de graves plus ou moins friables, alors que le laitier cristallisé a un comportement de matériau rocheux. Ce sont, à l'origine, des matériaux insensibles à l'eau, mais qui se retrouvent souvent mélangés dans les terrils à d'autres matériaux sensibles à l'eau, tels que des stériles de minerai de fer, par exemple. Ces matériaux peuvent dans certaines circonstances encore mal identifiées générer des gonflements inacceptables.		Ces matériaux sont des sous-produits de fabrication de la fonte. Leurs caractéristiques géotechniques diffèrent selon le processus de refroidissement utilisé : eau sous pression pour le laitier granulé, eau et air pour le laitier bouleté, air comprimé pour le laitier expansé, refroidissement dans l'air ambiant pour le laitier cristallisé. Le comportement des trois premiers types de laitier s'apparente à celui de sables ou de graves plus ou moins friables, alors que le laitier cristallisé a un comportement de matériau rocheux. Ce sont, à l'origine, des matériaux insensibles à l'eau, mais qui se retrouvent souvent mélangés dans les terrils à d'autres matériaux sensibles à l'eau, tels que des stériles de minerai de fer, par exemple. Ces matériaux peuvent dans certaines circonstances encore mal identifiées générer des gonflements inacceptables.	
F ₉ Autres déchets et sous-produits industriels			Il s'agit, par exemple, des laitiers d'aciérie ou d'autre origine sidérurgique, des sables de fonderie, de certains déchets de l'industrie chimique et pétrochimique, etc... La possibilité de réutilisation de ces matériaux particuliers dans des remblais ou des couches de forme, doit, pour chaque cas, faire l'objet d'une étude spécifique, comportant trois aspects : - technique, pour la garantie de stabilité des ouvrages construits, - écologique, pour les risques de diffusion de la pollution, - économique, pour la comparaison avec les matériaux naturels concurrents.	