

## Etude expérimentale du Soil Mixing comme outil de stabilisation des talus

**Auteur :** Golaire, Adrien

**Promoteur(s) :** Collin, Frederic

**Faculté :** Faculté des Sciences appliquées

**Diplôme :** Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"

**Année académique :** 2020-2021

**URI/URL :** <http://hdl.handle.net/2268.2/11527>

---

### Avertissement à l'attention des usagers :

*Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.*

*Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.*

---



**LIÈGE université**  
**Sciences Appliquées**

ATFE0010-1 TRAVAIL DE FIN D'ÉTUDES

---

## Étude expérimentale du "Soil Mixing" comme outil de stabilisation des talus

---

Travail réalisé par  
Adrien GOLAIRE

Promoteur :

F. COLLIN

JURY :

R. CHARLIER

L. COURARD

N. DENIES

2<sup>ème</sup> année du Master Ingénieur Civil des Constructions

Année académique 2020-2021



## Remerciements

Ces mots sont peut-être, chers lecteurs, les premiers que vous lirez de mon travail, mais ils sont néanmoins les derniers que j'écris. Il est l'heure pour moi de remercier les personnes qui m'ont accompagné tout au long de ce travail.

En premier bien sûr, mon promoteur Frédéric Collin pour ce sujet extrêmement intéressant et son accompagnement permanent. Ses conseils et son suivi m'ont permis de rendre un travail dont je suis fier.

Je remercie également les membres de mon jury pour leur lecture et l'intérêt porté à mon travail ainsi que pour le temps investi.

Pour mes premiers pas au laboratoire, j'ai eu la chance d'être accompagné par Pierre Illing, qui a toujours été présent pour m'aider dans mes débuts compliqués sur certaines machines. Je remercie plus généralement l'ensemble du personnel du laboratoire pour leur aide tout au long de ce quadrimestre.

Je remercie également ma famille pour leur soutien et leurs petites touches notamment grammaticales au moment de la relecture.

Enfin ces remerciements ne seraient pas complets si j'omettais de dédier ce travail à Gilles Brogniet, camarade et ami qui nous a malheureusement quittés beaucoup trop tôt au cours de cette année. Je pense fort à lui et j'espère que là où il est il a gardé son éternelle joie de vivre et sa bonne humeur.



## Abstract

Soil mixing is a technique of ground improvement consisting in mixing soil with either cement grout or another binder to enhance its properties. It is an important research subject nowadays, because of the exponential population growth. Which leads to an ever less good quality soil to build on and also because of the global interest into reducing ecological footprint and carbon dioxide which leads to focus on the possibility to reduce our concrete consumption.

In this Master Thesis we will study the possibility to stabilize unstable slopes by using soil mix panels parallel to the direction of greatest slope. The main focus is thus to study the shear resistance of this material which is a field where the informations are scarce since soil mixing is almost exclusively used for structures in compression and there is a lack of data about the behaviour in shear. The shear resistance will be studied depending on various parameters. Here we will study the cement/soil proportion and the E/C report (and thus indirectly the soil porosity if we suppose the soil to be saturated).

This work will be divided into three parts :

- The first part will be a review of the litterature and a state of the art of the different soil enhancement techniques. This is meant to give us a better understanding of the place of soil mix and everything it is capable of.
- The second part which is the main one will be to study the parameters realizing sample varying the two studied parameters and collecting the results to understand the parametric behaviour. At first a test methodology will have to be established and different receipes will be tested through uniaxial compression test. Then they will probably be adapted to be as representative as possible of the soil mix that is usually put in place in practice. When receipe are fixed an experimental campaign for various parameter changes and different maturity is conducted to extract the parametric behaviour of the material in shear.
- The last part will be to simulate numerically the behaviour of an idealized version of a practical case in Flanders where they used soil mix panels in shear to stabilize a riverbed. We will thus apply our new knowledge of soil mix in shear to verify the relevance of this solution and the possible improvements in the composition or design as well as the possibility to predict shear resistance wth compression test. Sensitivity to errors in cement preparation (cement/soil ratio) and soil properties (porosity) can also be studied.

The conclusion of this work should help us getting more confidence about the precision obtained on the characteristics of in-situ soil mixing structures in shear as well as develop design technique for one of its main usage in slope stabilization.

## Résumé

Le soil mixing est une technique d'amélioration des sols qui consiste à mélanger le sol en place avec un coulis de ciment ou n'importe quel autre liant hydraulique (chaux, laitier, pouzzolane) afin d'en augmenter les propriétés mécaniques. C'est un important sujet de recherche actuellement, car on assiste à une très grande croissance démographique qui nous amène à devoir considérer des constructions sur des sols de moins en moins favorables. Un avantage est aussi constaté du point de vue de l'empreinte écologique, car moins de ciment est utilisé pour une même résistance globale et une réduction des émissions de  $CO_2$  liés à la production de ciment est possible.

Dans ce travail de fin d'études, la possibilité de stabiliser les pentes instables à l'aide de panneaux soil mix disposés parallèlement à la direction de plus grande pente sera un des principaux sujets. Dans ce but, la résistance au cisaillement sera particulièrement étudiée, car c'est un domaine où les informations manquent puisque le soil mix est principalement utilisé à l'heure actuelle pour des structures de fondations en compression. Cette résistance au cisaillement sera étudiée en fonction de deux paramètres. Le premier sera le rapport ciment/sol et le second sera le rapport E/C du coulis qui est un paramètre indirect de la porosité du sol (plus de porosité dans un sol saturé donne plus d'eau dans le mélange).

Ce travail sera divisé en trois parties :

- La première partie sera un état de l'art des différentes techniques d'amélioration des sols qu'elles soient avec ou sans adjonction. Ensuite, un point particulier sera consacré aux méthodes de soil mixing, leur historique, mise en place et études sur le sujet.
- La seconde, qui sera la principale partie de ce travail, se concentrera sur l'étude expérimentale de la résistance du soil mix en regard des deux paramètres évoqués plus haut. D'abord une méthodologie d'essai sera mise en place et nous choisirons différentes compositions de mélanges. La pertinence de ces compositions sera jugée par rapport aux résultats d'essais de compressions simples qui permettront de voir que nous sommes bien dans les valeurs habituelles attendues du soil mix. Ces compositions seront ou non adaptées en amont de la deuxième phase d'essais qui sera elle consacrée à l'étude en elle-même des propriétés en cisaillement des différentes compositions et à la variabilité des résultats à l'intérieur même d'une composition.
- La troisième partie sera d'appliquer les résultats obtenus à une version idéalisée d'un cas pratique étudié en Flandre où des panneaux de soil mix parallèles à la pente ont été utilisés pour stabiliser un lit de rivière. Nous appliquerons nos nouvelles connaissances en résistance en cisaillement ainsi qu'une approche simplifiée pouvant servir de pré-étude en lieu et place de simulations par éléments finis.

La conclusion de ce travail devrait nous aider à avoir plus confiance dans les propriétés du soil mix en cisaillement et nous aider à développer des méthodes d'analyse pour un type de stabilisation de pente à l'aide de panneaux soil mix.

# Table des matières

<b>1</b>	<b>État de l'art des différentes techniques d'amélioration de sol</b>	<b>2</b>
1.1	Définition et classification des différentes techniques d'amélioration des sols .	2
1.1.1	Amélioration sans adjonctions dans les sols non cohésif . . . . .	4
1.1.2	Amélioration des sols cohésifs sans adjonction . . . . .	13
1.1.3	Amélioration des sols avec adjonctions ou inclusions . . . . .	18
1.1.4	Amélioration par adjonction de type coulis . . . . .	22
1.1.5	Renforcement des sols . . . . .	30
1.2	Soil mixing . . . . .	33
1.2.1	Description du matériau . . . . .	33
1.2.2	Géométries de mise en place . . . . .	35
1.2.3	Méthodes de mise en place sèche ou humide . . . . .	41
1.2.4	Le soil mix en cisaillement . . . . .	43
1.3	Études précédentes . . . . .	43
1.3.1	Étude de Fabien Szymkiewicz . . . . .	43
1.4	Conclusion . . . . .	46
<b>2</b>	<b>Étude expérimentale : Matériel et méthodes</b>	<b>47</b>
2.1	Objectifs . . . . .	47
2.2	Matériaux utilisés . . . . .	47
2.2.1	Sol . . . . .	47
2.2.2	Liant . . . . .	49
2.3	Mode opératoire de préparation . . . . .	49
2.3.1	Préparation des échantillons . . . . .	49
2.3.2	Méthode de moulage . . . . .	50
2.3.3	Méthode de conservation . . . . .	51
2.4	Plan expérimental . . . . .	54
2.5	Tests effectués et méthodologie de ceux-ci . . . . .	54
2.5.1	Compression simple . . . . .	55
2.5.2	Essai de cisaillement direct . . . . .	58
2.6	Conclusion . . . . .	60
<b>3</b>	<b>Résultats et analyses</b>	<b>61</b>
3.1	Comparaison des méthodes de moulage . . . . .	61
3.2	Essais de compression simple . . . . .	62
3.2.1	Résistance . . . . .	63
3.2.2	Module de Young . . . . .	67
3.2.3	Allongement à la rupture . . . . .	69
3.2.4	Conclusion . . . . .	69
3.3	Essais de cisaillement direct . . . . .	70
3.3.1	Estimation de la résistance en cisaillement . . . . .	70
3.3.2	Cohésion et angles de frottement . . . . .	72
3.3.3	Comparaison des valeurs expérimentales avec l'approche actuelle . .	76
3.3.4	Optimisation de la méthode de prédiction . . . . .	81
3.3.5	Comparaison des valeurs caractéristiques avec l'EC 7 . . . . .	81
3.3.6	Conclusion sur les essais de cisaillement . . . . .	83
3.4	Frottement entre le sable et le matériau soil mix . . . . .	83
3.5	Conclusion sur la campagne d'essais . . . . .	84

<b>4</b>	<b>Analyses de stabilisation de pentes par panneaux de soil mix</b>	<b>85</b>
4.1	Projets de stabilisation existant et modèle d'étude . . . . .	85
4.2	Méthode approchée par la moyenne des propriétés . . . . .	86
4.2.1	Conclusion sur le moyennage des propriétés . . . . .	87
4.3	Vérification de la stabilité entre deux panneaux par équilibre global . . . . .	88
4.3.1	Intégration numérique paramétrique : . . . . .	92
4.3.2	Variation selon la distance inter panneaux . . . . .	93
4.3.3	Variation selon la longueur des panneaux . . . . .	94
4.3.4	Calcul de la configuration pour un coefficient de sécurité visé . . . . .	95
4.3.5	Discussion des hypothèses . . . . .	96
4.4	Vérification de la résistance à l'effet voûte . . . . .	97
4.5	Conclusion . . . . .	99
<b>5</b>	<b>Conclusion et développements possibles</b>	<b>100</b>

## Table des figures

1	Évolution de la capacité portante pendant le processus de compaction . . . .	5
2	Compaction dynamique de haute énergie (4000Tm) pendant les travaux d'ex- tension de l'aéroport de Nice . . . . .	6
3	Principe visuel de la vibro compaction . . . . .	7
4	Granulométries parfaites (noir) et partiellement acceptables pour la vibro compaction [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009] . . . . .	8
5	Relation entre l'essai CPT et le coefficient de frottement pour avoir un com- pactage efficace . . . . .	9
6	Machine pour la réalisation de MRC . . . . .	9
7	Schéma d'une installation de compaction dynamique [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009] . . . . .	10
8	Profondeur d'influence fonction de l'amplitude et de la fréquence de la com- paction [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009] . . . . .	11
9	Machine de compaction par impact à rouleau [ <a href="https://leica-geosystems.com/fr-be/products/total-stations/software/leica-captivate/expert-insight-compaction">https://leica-geosystems.com/fr- be/products/total-stations/software/leica-captivate/expert-insight-compaction</a> ] 12	12
10	Machine de compaction par impact rapide de grande amplitude . . . . .	12
11	Déroulement de la méthode de remplacement à l'explosif . . . . .	13
12	Courbe de chargement d'un sol . . . . .	14
13	Préchargement à l'aide d'un remblai . . . . .	15
14	Préchargement au vide . . . . .	15
15	Principe de fonctionnement de la technique de congélation des sols . . . . .	17
16	Étapes du vibro remplacement par la méthode du dry bottom feed . . . . .	18
17	Colonnes bi-modules . . . . .	19
18	Étapes du procédé de remplacement dynamique . . . . .	20
19	Étapes de mise en place d'une colonne de sable confiné . . . . .	21
20	Limites pratiques en granulométrie pour les différents types de grouting . . .	23
21	Espacement des points de la grille de forage en fonction de la perméabilité du sol . . . . .	23
22	Tube à manchettes DURVINIL de la marque Sireg . . . . .	24
23	Variation de diamètre typique pour des colonnes en jet grouting . . . . .	26
24	Étapes de mise en place du jet grouting . . . . .	26
25	Différentes méthodes d'injection par jet grouting . . . . .	27
26	Compensation des tassements dus au creusement d'un tunnel . . . . .	29
27	Compensation des tassements dus à une surestimation des propriétés [ <a href="https://www.keller.co.uk/expertise/techniques/compensationfracture-grouting">https://www.keller.co.uk/expertise/techniques/compensationfracture-grouting</a> ] 30	30
28	Différentes solutions de retenue en face avant . . . . .	31
29	Utilisations variées des techniques d'ancrage . . . . .	32
30	Évolution de l'utilisation du soil mix entre 1985 et 2007 . . . . .	33
31	Étapes de la création d'une colonne de soil mix . . . . .	35
32	Piège à polluant en colonnes de soil mix . . . . .	36
33	Application du soil mix pour l'érection d'une éolienne en Pologne . . . . .	36
34	Machine permettant de réaliser des panneaux soil mix . . . . .	37
35	Comparaison de la logistique entre les méthode simple et double phase . . .	38
36	Têtes de mélange pour des systèmes suspendus à câbles . . . . .	39
37	Utilisation du cutter soil mixing pour soutenir un bâtiment classé en Australie 39	39
38	Machine utilisée et procédure du soil mixing en tranchée . . . . .	40
39	Outil de stabilisation de masse . . . . .	41

40	Tête pour colonne de soil mix par voie humide . . . . .	42
41	Tête pour colonne de soil mix par voie sèche . . . . .	42
42	Évolution de la résistance d'un soil mix à base de sable de Fontainebleau pour différentes concentrations en ciment . . . . .	44
43	Évolution de la résistance en fonction du temps avec $w=60\%$ (a), $w=70\%$ (b) et $w=80\%$ (c) . . . . .	45
44	Détermination de la masse volumique des grains au pycnomètre à gaz . . . . .	48
45	Résultats de l'étude sur les méthodes de moulage . . . . .	51
46	Chambre humide du laboratoire de préparation des bétons . . . . .	52
47	Zone de fragilisation plus poreuse et moins résistante en partie inférieure . . . . .	53
48	Extracteur manuel et presse hydraulique utilisés pour démouler les échantillons . . . . .	53
49	Machine de compression simple pour matériaux rocheux . . . . .	55
50	Courbe de comportement brute obtenue via les données de la presse . . . . .	56
51	Courbe brute accompagnée d'un prolongement linéaire jusqu'à contrainte nulle . . . . .	57
52	Schéma de fonctionnement d'une boîte de cisaillement . . . . .	58
53	Trois résistances au cisaillement distinctes pour trois contraintes normales différentes . . . . .	59
54	Évolution des résistances moyennes à la compression simple en fonction du temps et de la teneur en ciment avec leur écart-type . . . . .	63
55	Évolution des résistances moyennes à la compression simple en fonction du temps et du rapport $E/C$ . . . . .	64
56	Boîtes à moustaches des différents types de mélanges à 7 jours . . . . .	65
57	Boîtes à moustaches des différents types de mélanges à 28 jours . . . . .	65
58	Boîtes à moustaches des différents types de mélanges à 60 jours . . . . .	66
59	Évolution du module de Young en fonction du temps et de la concentration en ciment . . . . .	68
60	Évolution du module de Young en fonction du temps et du rapport $E/C$ . . . . .	68
61	Allongements à la rupture pour les 5 mélanges au cours du temps . . . . .	69
62	Procédure de calcul de la cohésion en estimant l'angle de frottement . . . . .	70
63	Tableau de prévisions des essais de cisaillement direct . . . . .	71
64	Évolution de la cohésion en fonction du temps pour les différentes concentrations de ciment étudiées . . . . .	72
65	Évolution de la cohésion en fonction du temps pour les différents rapports $E/C$ étudiés. . . . .	73
66	Évolution de l'angle de frottement . . . . .	74
67	Comparaison des coefficients de corrélation pour les régressions linéaires . . . . .	75
68	Meilleur coefficient de régression linéaire . . . . .	75
69	Moins bon coefficient de régression linéaire . . . . .	76
70	Comparaison entre les prévisions et les essais pour le mélange 300/1 . . . . .	77
71	Comparaison entre les prévisions et les essais pour le mélange 400/1 . . . . .	78
72	Évolution des deux types de prévision avec l'angle de frottement . . . . .	79
73	Évolution des deux types de prévision avec la résistance en compression . . . . .	79
74	Situation étudiée par le CSTC en Flandres . . . . .	85
75	Configuration de pente étudiée . . . . .	86
76	Lignes de rupture d'essai . . . . .	87
77	Visualisation 3D de l'effet des panneaux de soil mix . . . . .	88
78	Configurations de rupture libre étudiées . . . . .	89
79	Évolution du couple calculé numériquement . . . . .	91
80	Évolution du temps de calcul . . . . .	92

81	Évolution du coefficient de sécurité pour les différentes valeurs des paramètres pour le "Cercle 1" . . . . .	93
82	Évolution du coefficient de sécurité pour un glissement selon la ligne de rupture "Cercle 1" entre deux panneaux selon l'espacement entre les panneaux .	93
83	Évolution du coefficient de sécurité pour un glissement selon le cercle 1 entre deux panneaux selon la longueur des panneaux . . . . .	94
84	Intersection de la surface avec le coefficient de sécurité recherché de 1.3 . . .	95
85	Relation entre la longueur des panneaux et leur espacement pour un coefficient de sécurité fixé . . . . .	95
86	Autre proposition d'évaluation des bras de levier . . . . .	96
87	Erreur relative commise par la surestimation des bras de levier . . . . .	97
88	Schématisation de l'effet voûte entre deux de nos panneaux de soil mix . . .	97
89	Résistance en compression simple pour la série 300/1 en fonction du temps .	105
90	Résistance en compression simple pour la série 400/1 en fonction du temps .	105
91	Résistance en compression simple pour la série 500/1 en fonction du temps .	106
92	Résistance en compression simple pour la série 500/1.2 en fonction du temps	106
93	Résistance en compression simple pour la série 500/0.8 en fonction du temps	107
94	Ensemble des angles de frottement internes pris avec les 2 stocks différents de sable . . . . .	107
95	Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 300/1 . . . .	108
96	Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 400/1 . . . .	108
97	Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 500/1 . . . .	109
98	Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 500/1.2 . . .	109
99	Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 500/0.8 . . .	110

---

## Introduction

À cause de la hausse nette du chiffre d'affaire du secteur de la construction inévitablement liée à la croissance exponentielle de la population, les ingénieurs sont de plus en plus forcés d'exploiter des zones composées de sols de piètre qualité pour construire les routes ou immeubles. La seule solution pour pouvoir construire sur ces terrains a longtemps été de concevoir des systèmes de fondation complexes et coûteux et c'est la raison pour laquelle certains ingénieurs ont anticipé ce problème et lancé de plus en plus de recherches sur les techniques d'amélioration de sol. Parmi elles, le soil mixing, est une solution consistant à mélanger le sol en place à un liant hydraulique (principalement du ciment) et donc de créer des colonnes de sol renforcé.

Cette technique a été implémentée pour la première fois conjointement au Japon et en Scandinavie au début des années 70 pour renforcer les sols hautement déformables ou peu résistants. Puisque les avantages sont nombreux (économique, plus faible impact environnemental, pas besoin d'évacuer des terres en place), l'utilisation du soil mix est petit à petit passée d'ouvrages temporaires aux ouvrages définitifs. Avec l'augmentation de la consommation de soil mix et le passage des ouvrages provisoires aux ouvrages définitifs, le besoin de standardisation et de contrôle qualité se fait de plus en plus important.

Puisque l'intérêt principal du soil mixing à l'heure actuelle est de réaliser des colonnes de sol renforcé afin de reprendre des efforts verticaux, seules les propriétés de compression uniaxiale étaient étudiées. Les ingénieurs ont néanmoins continué à innover et récemment certains sont venus avec l'idée d'utiliser le soil mix pour stabiliser les pentes. Cela veut dire que la principale sollicitation devient le cisaillement et donc cela implique de connaître les composantes internes du matériau comme sa cohésion et son angle de frottement. C'est ce sujet que ce travail abordera pour approfondir les bases du cisaillement des mélanges sol/ciment.

Nous travaillerons sur trois parties différentes. Tout d'abord nous ferons un état de l'art des différentes méthodes de renforcement de sol et en particulier les méthodes de soil mixing. Cette partie couvrira également les connaissances actuelles en termes de propriétés et particulièrement les propriétés au cisaillement. Après cela les études déjà réalisées sur le soil mix seront passées en revue notamment sur la façon de préparer les mélanges pour obtenir la meilleure uniformité dans les échantillons.

Dans la seconde partie, l'accent sera mis sur la compréhension de comment le rapport E/C (indice de la porosité du sol en place et quantité d'eau) ainsi que la quantité de ciment influencent les résistances en cisaillement.

Finalement les apprentissages de la campagne expérimentale seront mis à profit dans l'étude d'un cas concret où des ingénieurs ont stabilisé une pente à l'aide de panneaux de soil mix parallèles au sens de la pente. Nous pourrons donc voir dans quelle mesure il est possible de stabiliser ces pentes ainsi que la résistance à mobiliser.



## 1 État de l'art des différentes techniques d'amélioration de sol

Dans ce premier chapitre, un inventaire des différentes techniques en matière d'amélioration des sols et leurs divers champs d'application seront exposés. Celui-ci sera principalement basé sur le rapport de l'État de l'Art de la 17<sup>e</sup> Conférence Internationale sur l'Ingénierie de la Mécanique des Sols<sup>1</sup> de 2009. Ce rapport sera un excellent point de départ pour notre inventaire, car la plupart des techniques subissent peu ou plus d'améliorations depuis 2009. Néanmoins pour les techniques plus novatrices d'autres sources plus récentes seront utilisées afin de garder un État de l'Art le plus à jour possible.

### 1.1 Définition et classification des différentes techniques d'amélioration des sols

Il y a deux moyens de construire une fondation ou n'importe quelle structure posée sur le sol. La fondation peut être dimensionnée de manière à arriver à la résistance du sol en place ou les propriétés du sol en place peuvent être améliorées jusqu'à arriver à un niveau de taille de fondation satisfaisant (et donc une dépense économique plus faible). Les techniques d'amélioration de sol sont donc là pour nous aider à mettre en oeuvre la deuxième solution et sont un domaine de recherche toujours en progrès.

Ces différentes techniques peuvent être classées selon quatre grandes catégories<sup>2</sup> :

- Les techniques d'amélioration des sols sans adjonction peuvent être séparées en deux sous-catégories suivant le sol en place :
  1. Amélioration des sols non cohésifs sans adjonction ( vibro compaction, compaction à l'explosif, etc.)
  2. Amélioration des sols cohésifs sans adjonction (stabilisation thermique, préchargement, etc.)
- Amélioration des sols avec adjonction ou additif (colonnes de sable ballastées, remplacement dynamique)
- Amélioration des sols par adjonction de type liant hydraulique (soil mix, jet grouting, etc.)
- Renforcement des terres (géotextiles, ancres, etc.)

---

1. 17<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics Geotechnical Engineering

2. Classement proposé par le TC17 (groupe d'experts internationaux s'occupant de recenser les avancées dans le domaine de l'amélioration des sols) et unifié en Europe.

Nous pouvons retrouver ces catégories et les détails des techniques d'amélioration des sols les plus répandues dans le tableau suivant :

Catégorie	Méthode	Principe
A. Amélioration des sols non-cohésifs ou des remblais sans adjonctions	A1. Compaction dynamique	Densification par lâcher d'une masse depuis une grande hauteur
	A2. Vibro compaction	Densification par sonde vibratoire enfoncée dans le sol
	A3. Compaction à l'explosif	Soulevé de terre par explosif pour une retombée dans un état plus dense
	A4. Compaction par pulsation électrique	Compaction et densification dont l'apport en énergie se fait par des ondes de choc
	A5. Compaction de surface	Compaction depuis la surface sur des profondeurs contenues utilisant une grande variété de sous-méthodes différentes
B. Amélioration des sols cohésifs sans adjonctions	B1. Remplacement	Remplacement du sol de mauvaise qualité par excavation ou déplacement
	B2. Préchargement utilisant des terres	Préchargement pour augmenter la contrainte de préconsolidation et donc réduire les tassement en édifant un talus comme charge
	B3. Préchargement au vide	Préchargement pour augmenter la contrainte de pré consolidation et donc réduire les tassement en utilisant la pression de l'air pour charger le sol
	B4. Consolidation dynamique	Similaire à la compaction dynamique, mais avec l'ajout de drains permettant de diminuer les pressions d'eau et donc d'augmenter les contraintes granulaires
	B5. Électro-osmose	Courant continu forçant l'eau à se déplacer dans le sol de façon contrôlée
	B6. Stabilisation thermique	Changer les propriétés du sol de façon permanente (amélioration des propriétés) ou temporaire (amener dans un état plus dense)
	B7. Compaction par hydro-blasting	Compaction par l'effet combiné de la présence d'eau et d'explosions
C. Amélioration des sols avec inclusions solides ou liquides	C1. Vibro remplacement ou colonnes ballastées	Placement d'un matériau granulaire dans un trou de forage compacté par la suite par vibration
	C2. Remplacement dynamique	Pose de matériau granulaire couche par couche avec compactage entre les couches
	C3. Colonnes de sable compactées	Sable déposé dans un trou de forage puis compacté de manière quelconque
	C4. Colonnes confinées par géotextile	Colonne de sable entourée par un géotextile augmentant la capacité portante grâce à l'effet de confinement
	C5. Inclusions rigides	Utilisation de piles rigides, mais ne portant pas la totalité des charges
	C6. Méthodes microbiologiques	Utilisation de matériaux microbiotiques pour modifier le sol
	C7. Autres méthodes	Autres méthodes incluant la combinaison des précitées

D. Amélioration des sols par adjonctions de type coulis	D1. Grouting particulière	Grouting local injecté par un trou de forage
	D2. Grouting chimique	Grout n'étant plus constitué de particules , mais une solution lui permettant de s'injecter plus efficacement dans les sols peu poreux
	D3. Méthodes de mélange (soil mix)	Traitement du sol en place par mélange uniforme avec du coulis de ciment
	D4. Jet grouting	Jets à haute vitesse érodant et remplaçant le sol en place par du coulis
	D5. Coulis compacté	Coulis très raide et visqueux servant à faire pression sur le sol de manière radiale. Double effet de colonne de coulis et de sol compacté
	D6. Grouting de compensation	Injection de coulis pour faire pression sur un sol et diminuer des tassements
E. Renforcement des sols	E1. Géosynthétiques et sol stabilisé mécaniquement	Utilisation des résistances en traction des géotextiles ou d'acier pour stabiliser tous type d'ouvrage (route, pente, fondations)
	E2. Ancrages ou clous de sol	Utilisations d'ancrages en acier pour stabiliser des pentes ou murs de retenue
	E3. Méthodes biologiques (végétation)	Utilisation des racines comme résistance en traction

TABLE 1 – Classification des méthodes d'amélioration des sols proposées dans le rapport de l'état de l'art de la 17e Conférence Internationale sur l'Ingénierie de la Mécanique des Sols

Ce tableau recense les techniques d'amélioration des sols les plus utilisées ainsi que leurs domaines d'application préférentiels. Par exemple les méthodes de mixing sont présentées dans ce rapport principalement de par leur qualité et propriété en compression. Cela montre bien que ce rapport contient les fondamentaux de toutes les techniques, mais qu'il est important de le compléter, notamment pour les méthodes de mixing qui sont notre principal intérêt ici, par d'autres sources plus récentes.

### 1.1.1 Amélioration sans adjonctions dans les sols non cohésif

Les techniques qui suivent ont principalement pour but d'amener le sol dans un état plus dense à la fois plus résistant et moins déformable. Ces techniques nécessitent donc une évacuation de l'eau interstitielle puisque celle-ci aura désormais moins d'espace. Cela n'est pas un problème au vu de la perméabilité relativement grande de ce type de sol, l'amélioration sera donc rapide.

### Compaction dynamique

Cette technique consiste à laisser tomber une masse donnée d'une hauteur donnée en chute libre. Lors de l'impact avec le sol, cette masse délivre une énergie mesurée en  $T \times m$  qui va tasser et densifier le sol de manière instantanée, mais aussi éventuellement le liquéfier<sup>3</sup>. Suite à cette liquéfaction, le sol reprendra son emplacement originel avec une baisse de porosité et donc de meilleures propriétés mécaniques grâce à une propriété des sols granulaires saturés qui sera expliquée ci-après.

3. Seulement dans les sols saturés, car cet effet est propre à la présence d'eau dans le sol.

Puisque la compaction dynamique est un traitement de surface, l'efficacité de cette méthode varie avec la profondeur :

$$f(z) = \frac{f_2 - f_1}{D^2}(z - NGL)^2 + f_1 \quad (1)$$

Où NGL est le niveau normal du sol,  $f_1$  est le taux d'amélioration mesuré en surface, D la profondeur maximale d'influence et  $f_2$  le taux d'amélioration à la profondeur D. Cette profondeur D peut être déterminée par une formule expérimentale proposée par Ménard (1975) et Mitchel (1981) qui relie la profondeur d'influence à l'énergie mise en jeu grâce à un facteur correctif et d'un coefficient dépendant du type de lâcher de la masse :

$$D = 0.9 \times C \times \sqrt{W \times H} \quad (2)$$

où C est un facteur réducteur entre 0.5 et 1 dépendant du type de lâcher qui vise à quantifier l'effet de ralentissement que peuvent par exemple avoir des câbles de grues glissant sur des roulements, etc.

Concrètement, l'impact de la masse produit deux effets différents. Tout d'abord un tassement instantané en surface qui crée une chute de l'indice des vides. Ensuite le sol sous l'effet de la brusque augmentation de pression d'eau entre les grains se liquéfie pendant un court moment ce qui lui permet de réarranger ses grains pour diminuer son indice des vides et devenir plus dense. Ces phénomènes peuvent être observés sur le graphe suivant :

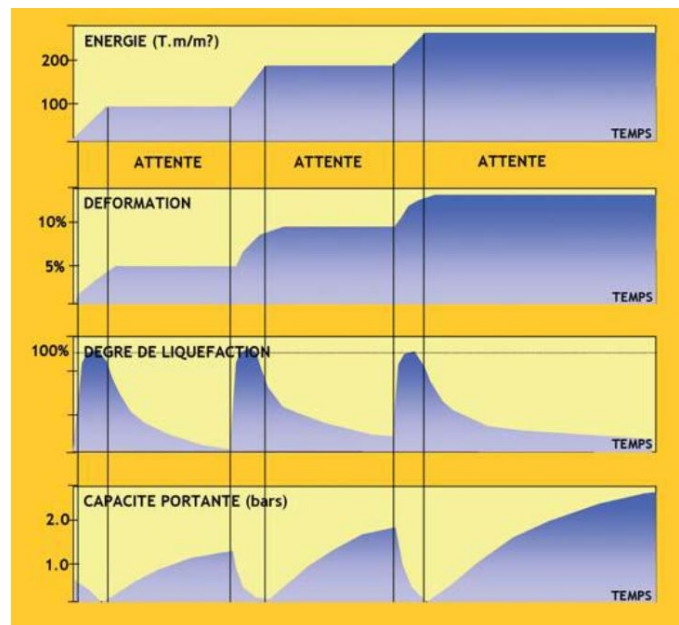


FIGURE 1 – Évolution de la capacité portante pendant le processus de compaction  
[[http ://sinanrdm.free.fr/Document/Compactage%20Dynamique.pdf](http://sinanrdm.free.fr/Document/Compactage%20Dynamique.pdf)]

Il peut être malaisé de comprendre en quoi un impact permet au sol de se liquéfier. Cet état "liquide" peut être compris grâce à la formule de Terzaghi ( $\sigma = \sigma' + u$ ) qui nous dit que la contrainte totale appliquée sur le sol est égale à la pression d'eau plus la contrainte entre les grains (contrainte effective). Puisque la compaction est un phénomène dynamique, la contrainte totale n'augmente pas. En revanche, des ondes de surpression se propagent dans l'eau interstitielle. Pour que l'égalité de Terzaghi reste correcte, le seul choix est donc de diminuer la contrainte effective entre les grains parfois jusqu'à zéro ce qui a pour effet de liquéfier le sol.

Cette technique est plutôt basique et donc ses possibilités d'améliorations se limitent à une optimisation de la forme de la masse (la forme conique semble la meilleure pour transférer l'énergie de façon optimale) et à l'amélioration des grues pour lever plus haut et plus lourd. Avec les outils actuels, l'énergie maximale libérée peut atteindre 4000T.m, mais les valeurs usuelles se situent aux alentours des 1000T.m. À titre d'exemple, l'utilisation du compactage dynamique lors de l'extension de l'aéroport "Nice-Côte d'Azur" pour renforcer les sols naturellement plus faibles que l'on trouve en bordure de littoral afin qu'ils soient capables de supporter les charges auxquelles les nouvelles pistes seront soumises :



FIGURE 2 – Compaction dynamique de haute énergie (4000Tm) pendant les travaux d'extension de l'aéroport de Nice [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé,2009]

### Vibro compaction

La vibro compaction est une méthode inventée par Johann Keller en 1936 qui suit directement la mise au point du vibreur de profondeur. Cette technique consiste à faire descendre le vibreur dans le sol sous l'effet de son propre poids parfois aidé par des jets d'eau pressurisée situés en tête de vibreur. Quand la profondeur souhaitée est atteinte, les jets se réorientent pour projeter de l'eau radialement et des surpressions d'eau sont propagées autour du vibreur ce qui liquéfie le sol. Cet effet est combiné à l'action du vibreur qui force en quelque sorte le sol à se réarranger dans un état plus dense.

On remonte ensuite le vibreur couche par couche jusqu'à atteindre la surface. Puisqu'on densifie ici le matériau presque uniformément au contraire de la compaction dynamique, les tassements observés en surface sont plus importants et le trou créé doit être remblayé à l'aide de matériau de meilleure qualité.

Les technologies initiales ont été grandement améliorées avec le temps en termes de taille et de puissance. Aujourd'hui, les sondes peuvent avoir des longueurs de 5m avec un diamètre de 0.5m et elles peuvent créer des forces radiales jusqu'à 150 kN pour des valeurs classiques et même 700kN pour les vibrateurs exceptionnels. Cela implique des accélérations radiales jusqu'à 50g à la pointe.

On distingue deux étapes principales :

- Le forage où le vibrateur est enfoncé dans le sol. Il est suspendu à une grue et descend par l'effet de son propre poids. Le vibrateur est en fonctionnement, ce qui permet de liquéfier légèrement le sol aux alentours. Cela augmente l'effet du poids propre du vibrateur comparé aux forces qui contrent l'avancement. Il est aussi possible d'utiliser les jets d'eau pour aider à la descente.
- Relevage : Quand la profondeur choisie est atteinte, les jets d'eau se positionnent radialement vers l'extérieur. Ces jets liquéfient le sol et donc les grains qui étaient originellement dans un état solide se retrouvent à des contraintes intergrains quasiment nulles. Sous l'effet ensuite de l'énergie apportée par le vibrateur, les grains se réarrangent dans un état plus dense et donc avec de meilleures propriétés. Le timing pour relever le vibrateur vers l'échelon supérieur est donné soit par un critère de temps soit par un critère de consommation électrique suivant lequel est atteint en premier. Le critère temporel est une limite plutôt pratique au cas où le critère de puissance est inatteignable alors que le critère de puissance est relié à la difficulté de vibrer le sol autour de la machine et donc plus la puissance doit augmenter, plus le sol alentour est dense et amélioré. Quand un de ces critères est atteint, le vibrateur est remonté d'une hauteur entre 0.5 et 1m suivant le nombre de paliers qu'on souhaite effectuer avant d'atteindre la surface.

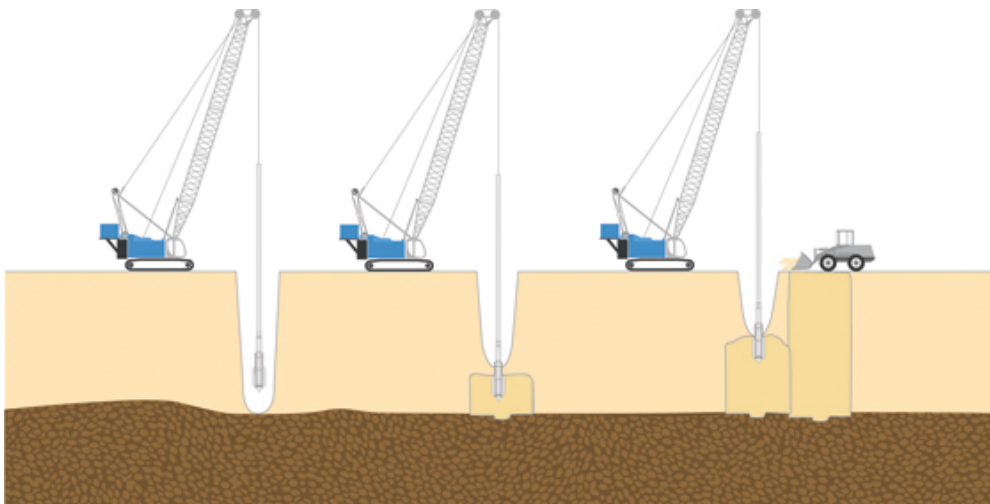


FIGURE 3 – Principe visuel de la vibro compaction

[<https://www.sta-milano.com/en/vibroflotation/vibroflotation-stone-column>]

Puisque le sol devient de plus en plus dense, un tassement important est constaté en surface qui est constamment remblayé habituellement à l'aide de sable. Le volume à remblayer peut être calculé en amont et dépend de l'indice des vides initial, l'indice des vides cibles, la profondeur maximale et le rayon d'action du vibreur, mais se trouve généralement entre 5 et 15% du volume de sol traité.

Cette technique s'applique en théorie à tous les sols grossiers (contenu de fines  $<75\mu\text{m}$  inférieur à 10-15%), mais des difficultés pratiques l'empêchent pour les sols dont la granulométrie devient centimétrique, car les grains peinent à se réarranger. Pour des granulométries encore plus grandes, il y a des difficultés à enfoncer le vibreur.

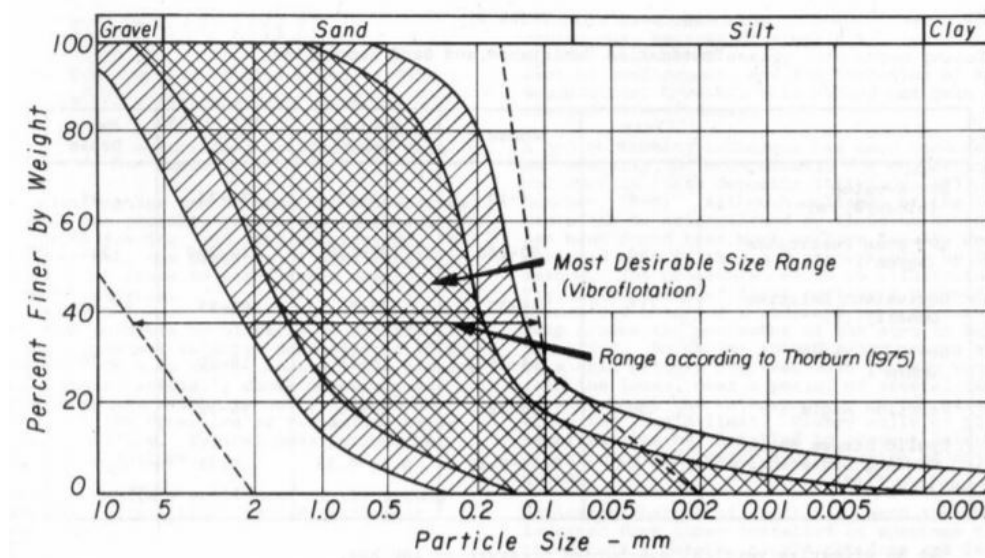


FIGURE 4 – Granulométries parfaites (noir) et partiellement acceptables pour la vibro compaction [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009]

En termes de granulométrie il existe 5 zones distinctes visibles sur ce graphe :

- Zone blanche de droite : ces sols ont des granulométries très élevées parfois même plus que centimétriques ce qui rend difficile l'enfoncement de l'aiguille vibrante dans le sol bien que ceux-ci soient en principe parfaitement vibro compactables.
- Zone hachurée de droite : comme les granulométries plus grandes, ces sols sont en théorie vibro compactables et ne posent plus ici le problème d'enfoncement de l'aiguille. En revanche leur granulométrie les rend toujours difficiles à compacter. Ils sont donc marginalement compactables.
- Zone centrale : granulométrie idéale pour la vibro compaction
- Zone hachurée de gauche : ces sols toujours adaptés à la vibro compaction néanmoins leur teneur en fine les rend peu compactables ou en tout cas pas en un temps acceptable, car leur grande teneur en fine les rends peu perméables.
- Zone blanche gauche : ces sols ne sont pas recevables, car ils ne sont plus à ce stade des sols granulaires.

Un autre critère de limitation est la compactabilité du sol en place. Ce critère est défini comme une gamme de couples (Résistance CPT ; friction ratio).

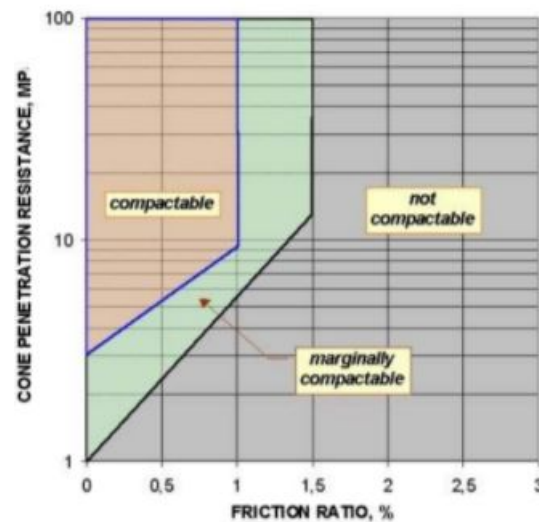


FIGURE 5 – Relation entre l'essai CPT et le friction ratio pour avoir un compactage efficace [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009]

À l'heure actuelle, la profondeur maximale qui peut être atteinte est de l'ordre de 65m et les diamètres d'action sont souvent autour du mètre. Le but est donc de créer une grille de colonnes de sol renforcé sur une surface donnée. Les bénéfices par rapport au compactage dynamique sont un pourcentage d'amélioration relativement constant sur toute la profondeur et la profondeur atteinte est plus grande.

Depuis le début des années 1990, une nouvelle version de la technique de vibro compactation s'est développée. Son nom est Muller Resonant Compaction (MRC) et le concept est ici d'utiliser un vibreur plus souple et à fréquence variable permettant de trouver une fréquence de "résonance" du sol.

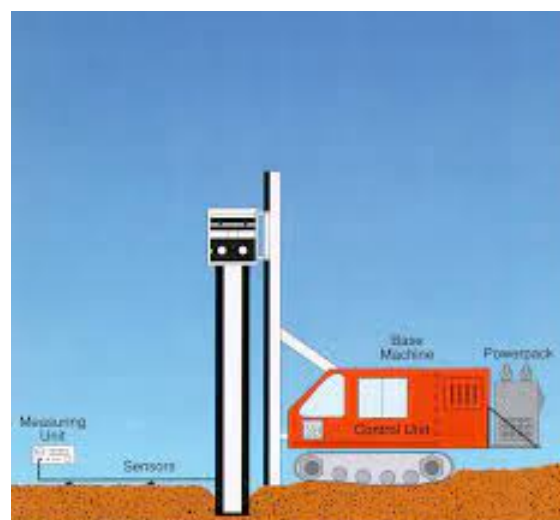


FIGURE 6 – Machine pour la réalisation de MRC

[<http://www.geoforum.com/knowledge/texts/compaction/viewpage.asp?ID=29>]



Pour ce qui est du principe, la sonde est enfoncée avec une fréquence de vibration très élevée de manière à avoir un coefficient de frottement sonde-sol en mode dynamique et donc moins élevé. Une fois arrivée à la profondeur voulue, la fréquence de vibration est redescendue petit à petit jusqu'à ce que le capteur de vibration détecte des déplacements de plus en plus grands, indiquant une résonance du sol. Cette fréquence est alors appliquée pendant un laps de temps donné de la même manière que pour un vibro compactage classique.

La fréquence de la vibration n'influence pas vraiment la qualité du compactage c'est pour cela qu'il n'en est pas fait mention ci-dessus. Néanmoins ce phénomène de résonance permet de propager les vibrations bien plus loin et donc nécessite théoriquement un maillage moins serré.

### Compaction à l'explosif

Cette méthode consiste comme son nom l'indique, à enterrer des charges explosives aux profondeurs souhaitées (pas de limitation de profondeur théorique pour cette méthode) et de les faire exploser, créant une surpression entre les grains et liquéfiant le sol comme dans les méthodes précédentes. Quand les grains retombent, ils sont plus denses et ont de meilleures propriétés que dans leur état initial.

Cette méthode a l'avantage d'être très peu chère, mais est en contrepartie toujours énormément basée sur l'expérience. Le contrôle des propriétés améliorées localement (c.-à-d. en fonction de la hauteur) est plus difficile à observer et définir. En ces deux points, le compactage à l'explosif, qui était un bon moyen entre les années 30 et 60 surtout en Union soviétique où les moyens étaient moindres, a été supplanté par le vibro compactage.

### Compaction par pulsation électrique

La compaction par pulsation électrique est une méthode développée originellement en Russie à la fin des années 60. Le but est de forer un petit trou sur toute la profondeur qu'on souhaite renforcer et ensuite de le remplir de ciment ou de liant hydraulique. Cette méthode est donc similaire à une méthode de grouting si ce n'est qu'ici le liant n'a pas le temps de faire sa prise. À la place, une sonde est enfoncée dans le liant qui va délivrer des pulsations électriques de 20kJ à une fréquence approximative d'une toutes les six secondes. Grâce à ces chocs, les bords du trou de forage sont compactés. Cette opération est répétée par palier de 0.5 à 1m.

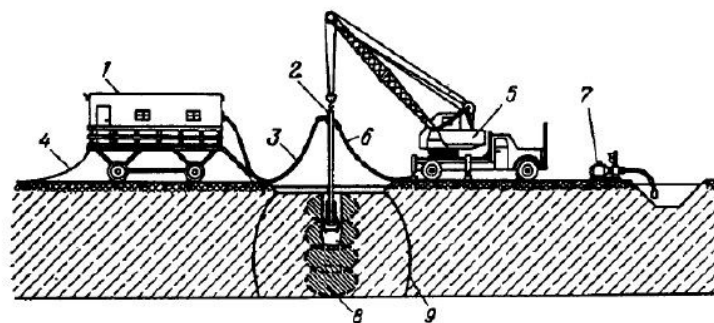


FIGURE 7 – Schéma d'une installation de compaction dynamique [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009]

Cette technique n'a pas été utilisée fréquemment pour de l'amélioration de sol en grande surface, mais plusieurs études ont été menées pour démontrer un effet positif dans la stabilisation des forages, mais les résultats n'ont pas été concluants.

Les grands désavantages de cette technique sont la grande consommation d'énergie pas forcément disponible sur site et la grande influence des propriétés du sol en place sur les possibles résultats.

### Compaction de surface

La compaction de surface est une technique qui, comme la compaction dynamique, traite le sol à partir de la surface en le soumettant à des pressions et/ou à des impacts. Les profondeurs traitées sont souvent assez faibles avec les outils classiques de compaction, mais des techniques plus récentes et inventives (High Energy Impact Compaction ou encore Rapid Impact Compaction) permettent d'atteindre des profondeurs d'influence jusqu'à 4m. Une vision de l'évolution des profondeurs d'influence en fonction des évolutions de la compaction de surface est visible sur la figure suivante :

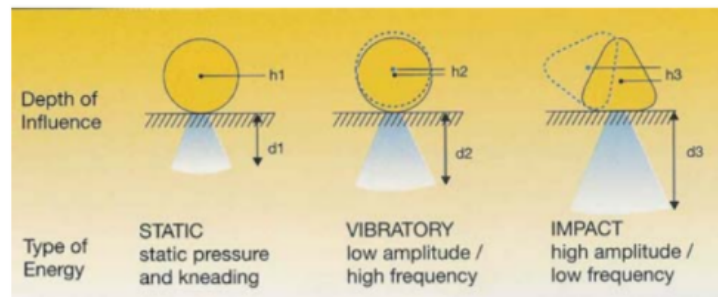


FIGURE 8 – Profondeur d'influence fonction de l'amplitude et de la fréquence de la compaction [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009]

Les machines actuelles de compaction de surface par impact ont des "rollers" d'une masse entre 8 et 16 tonnes pour une hauteur de "chute" de 0.15 à 0.23m. Ceci donne donc une énergie théorique maximale de  $0.23 \times 16 = 3.68$  T.m. Néanmoins, puisque la chute dans ce cas n'est pas une chute libre, l'énergie est réduite et des énergies de l'ordre de 2.5 T.m sont constatées qui mènent à des profondeurs d'influence notable de l'ordre de 1.5m pour ces machines à impact de grande amplitude et faible fréquence. Le grand avantage de cette technique est que de grandes surfaces de sol peuvent être traitées en très peu de temps. En cela cette méthode est surtout utile dans le domaine routier ou bien dans des applications de remblayage ou elle peut être utilisée une fois par couche successive de remblai. Un exemple de ces machines est visible à la FIGURE 9 :



FIGURE 9 – Machine de compaction par impact à rouleau  
[<https://leica-geosystems.com/fr-be/products/total-stations/software/leica-captivate/expert-insight-compaction>]

Afin d'atteindre des profondeurs d'influence plus importantes, le système RIC pour Rapid Impact Compaction a été mis au point. Il permet d'augmenter la profondeur d'influence jusqu'à 4m grâce à une fréquence d'impact plus élevée. Le revers de la médaille est que puisqu'il s'agit d'une machine fixe et non plus avançante, le nombre de m<sup>2</sup> traités par unité de temps diminue. Les machines utilisées sont des marteaux-pilons dont la masse varie entre 8 et 12 tonnes et qui sont propulsés légèrement plus vite qu'en chute libre sur une hauteur de 1.2m ce qui produit des énergies d'impact de l'ordre de 10 à 20T.m.



FIGURE 10 – Machine de compaction par impact rapide de grande amplitude  
[<https://www.terratest.com/ingles/products-rapid-impact-compaction.html>]

### 1.1.2 Amélioration des sols cohésifs sans adjonction

Les techniques suivantes contrairement à celles de la section précédente appliquent à des sols cohésifs. Comme exemple de ces sols on peut citer entre autres les limons et les argiles.

#### Remplacement/déplacement

Il s'agit d'une des techniques d'amélioration les plus basiques et les plus anciennes puisqu'il faut tout simplement retirer le sol en place dont les propriétés ne sont pas satisfaisantes et de le remplacer par un sol de meilleure qualité. Cette méthode a l'avantage d'être plutôt rapide comparée aux autres puisque l'amélioration des propriétés des sols consiste souvent en une diminution de la teneur en eau et les sols cohésifs sont souvent peu perméables d'où une durée de traitement plus long. Son désavantage en revanche est son coût surtout pour les chantiers isolés et l'empreinte écologique du transport peut également être pointée du doigt.

Pour mettre en place cette méthode, la solution la plus simple est de terrasser entièrement le sol meuble sur la profondeur voulue pour ensuite le remplacer par un sol de meilleure qualité. Néanmoins, cette solution est très chronophage et nécessite parfois des soutènements temporaires si le sol en place ne peut pas soutenir une excavation de la profondeur voulue. Pour palier à ces deux problèmes a été développé le remplacement à l'explosif :

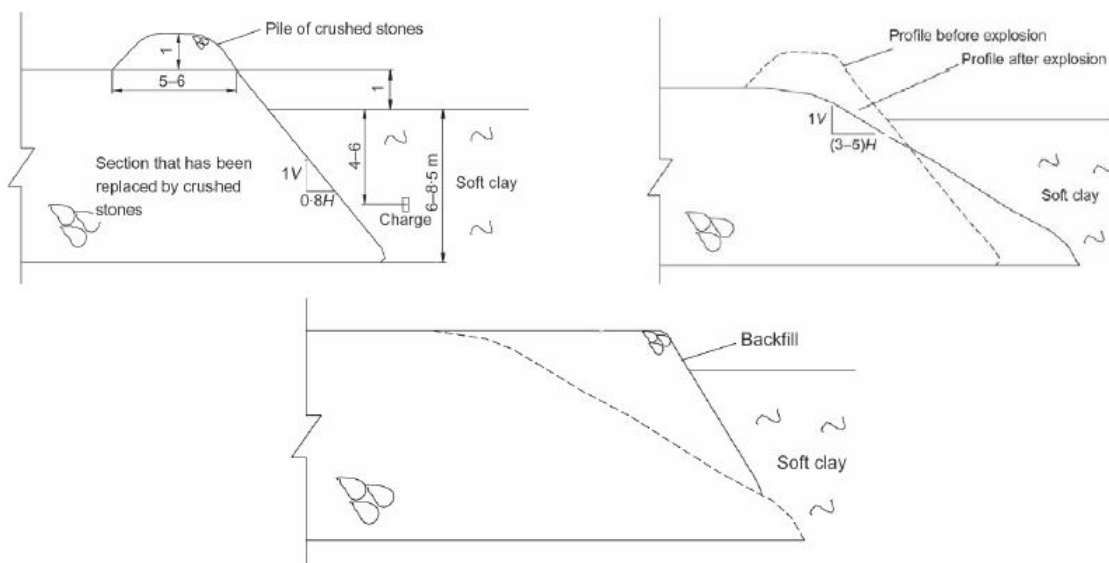


FIGURE 11 – Déroulement de la méthode de remplacement à l'explosif [Varaksin,Chu, Klotz, Mengé, 2009]

Cette technique se déroule comme suit, des charges explosives sont placées dans le sol à remplacer ainsi qu'un tas de sol de bonne qualité au-dessus de celui-ci. Une fois les charges mises à feu, le sol en place est soulevé et la pente du sol de remplacement devient instable ce qui le pousse à prendre la place du sol de mauvaise qualité. Le sol de meilleure qualité remplace donc petit à petit le sol en place.

## Préchargement

Le préchargement est une des méthodes les plus répandues pour améliorer les sols cohésifs. Elle consiste à appliquer sur le sol une charge au moins égale à la charge qu'il devra supporter en service. En supplément, des drains sont quasiment toujours placés dans le terrain afin d'aider à l'évacuation d'eau puisque les terrains en question sont assez peu perméables. Le principe de la technique est le suivant :

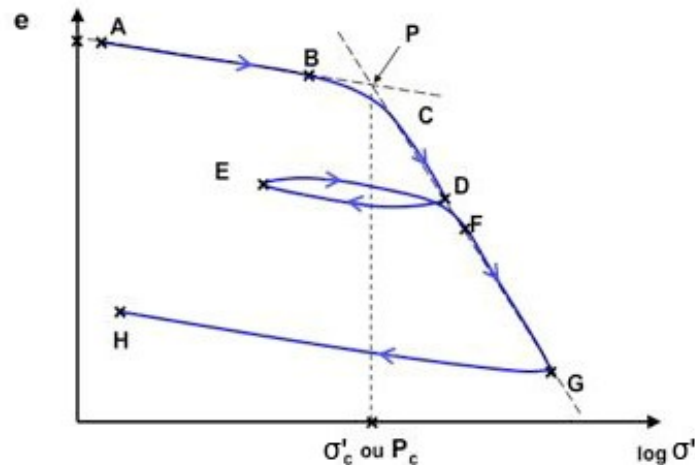


FIGURE 12 – Courbe de chargement d'un sol [http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences\\_techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap8/courbes-oedometrique.html](http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap8/courbes-oedometrique.html)

La courbe de chargement d'un sol qui laisse voir deux types de comportements. Le premier comportement correspond à la droite AB et est un comportement plutôt élastique. En effet, l'indice des vides diminue très peu avec l'augmentation de contraintes ce qui veut dire que le sol est assez peu déformable. Ensuite sur la droite CD l'indice des vides chute très vite avec l'augmentation de contraintes ce qui correspond à beaucoup de déformations et à un comportement plastique. La limite entre les deux est la contrainte de préconsolidation. Cette contrainte est la plus grande à laquelle le sol ait jamais été soumis et tant que cette dernière n'est pas dépassée, le sol se comporte de manière élastique.

Il peut en être déduit que si la contrainte de consolidation est augmentée en préchargeant le sol, celui-ci restera dans sa zone élastique plus longtemps ce qui permettra d'avoir moins de tassements globaux ou différentiels sous les charges de service. Le tassement observé lors du préchargement sera comblé avec un matériel de meilleure qualité.

Le deuxième effet du préchargement est une augmentation de la résistance au cisaillement et de la capacité portante du sol. Cela est dû au principe de Terzaghi qui dit que :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3)$$

Où  $\sigma'$  est la contrainte effective entre les grains,  $\sigma$  la contrainte observée globale et  $u$  la pression d'eau. Puisque le sol est chargé, la contrainte totale augmente et puisque le sol est également drainé, la pression d'eau reste au pire équivalente, au mieux diminue ce qui mène

à une augmentation de la contrainte effective et donc à une augmentation de la résistance au cisaillement en vertu de la loi de Mohr-Coulomb.

Pour précharger un sol, il existe deux méthodes :

- La première consiste simplement à placer sur le terrain à améliorer un remblai dont la hauteur correspond à la charge que l'on souhaite appliquer. Des drains verticaux sont mis en place pour accélérer le processus de consolidation du sol. Le remblai peut également, si cela est plus aisé, être remplacé par un réservoir d'eau.
- La seconde, appelée préchargement sous vide, consiste à créer un vide total ou partiel sous une membrane étanche posée sur le sol. Les pressions d'eau interstitielle diminuent donc à contrainte totale égale. Cette diminution est compensée par une augmentation de la contrainte effective qui provoque un tassement du sol. Cette méthode est utilisée si le terrain ne peut pas accueillir la surcharge en cas par exemple d'inaccessibilité ou de risque d'instabilité.



FIGURE 13 – Préchargement à l'aide d'un remblai

[[http ://www.bourgogne-franche-comte.developpement-durable.gouv.fr/realisation-des-pistes-de-chantier-et-mise-en-a2457.html](http://www.bourgogne-franche-comte.developpement-durable.gouv.fr/realisation-des-pistes-de-chantier-et-mise-en-a2457.html)]

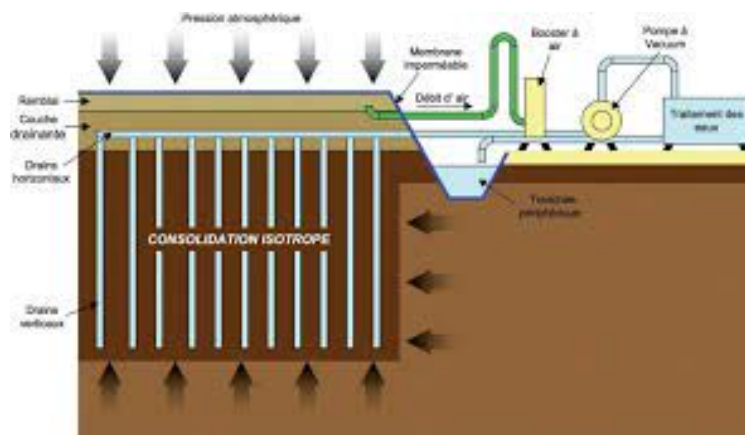


FIGURE 14 – Préchargement au vide [[lycee-cherioux.fr/Mooc/materiau/traitements\\_sols/~gen/traitement.publi/web/co/traitemement\\_31.html](http://lycee-cherioux.fr/Mooc/materiau/traitements_sols/~gen/traitement.publi/web/co/traitemement_31.html)]

### **Compaction dynamique assistée par drains**

Le compactage dynamique est une méthode très bien adaptée au milieu granulaire, car dans ce milieu l'eau se déplace plutôt bien et donc les ondes de pressions sont efficaces. Une fois le sol densifié l'eau peut s'évacuer rapidement. Or, comme mentionné précédemment, les sols cohésifs ont une perméabilité généralement faible ce qui rend la technique assez peu efficace. Des avancées et des évolutions ont néanmoins été développées récemment, permettant d'utiliser un équivalent de la compaction dynamique sur les sols cohésifs de façon pratique.

Ces avancées se basent sur l'utilisation de drains pour dissiper les surpressions et évacuer l'eau excédentaire. Cette technique avait été pensée dans les années 70 par Ménard et Broise, mais n'a pu être mise en pratique que récemment grâce au développement des drains préfabriqués. Pour mettre en oeuvre cette technique, la méthode est la suivante :

- Mise en place du système de drainage. La pratique a montré que les drains préfabriqués en PVC avec une tête en sable étaient le meilleur choix. Ceux-ci sont répartis en maillage dans la zone à améliorer.
- La compaction en elle-même commence tout d'abord avec une faible énergie. Cela permet de ne pas créer des surpressions trop importantes et de créer une fine couche de sol amélioré qui servira à transmettre les énergies plus grandes. Les énergies de compaction sont augmentées graduellement à chaque passe à mesure qu'on veut atteindre une profondeur plus importante. Cela permet, pour donner une idée avec des grandeurs chiffrées, de traiter les 3 premiers mètres dont l'eau à évacuer passera dans les drains, puis ensuite de traiter les 3 mètres suivants dont l'eau passera dans les drains tout en ayant toujours un petit impact sur les 3 premiers mètres, etc.
- La méthode utilisée consiste souvent en trois paliers d'énergie par exemple pour de l'argile siliceuse 50, 80 et pour finir 160T.m. Même si plus il y a de paliers, mieux la technique fonctionne, il y a en revanche un maximum de 3 passes par palier d'énergie.
- Une période de repos de 4 à 7 jours est laissée au sol entre chaque passe pour dissiper les surpressions.

### **Consolidation électro-osmotique**

Cette technique est relativement ancienne puisqu'elle a été développée en 1941 par Casagrande. Le but est d'utiliser le principe physico-chimique selon lequel l'eau, mise en présence d'une anode et d'une cathode, crée un courant dirigé vers la borne négative (cathode).

La méthode tire parti de ce phénomène en installant la cathode dans un drain alors que le drainage est rendu impossible à l'anode. Un pompage d'eau prend place à la cathode ce qui réduit la quantité d'eau dans le sol et crée un vide. Le résultat pour le sol est donc semblable à un préchargement par le vide et plus généralement une consolidation du sol.



## Stabilisation thermique

La température peut avoir des effets bénéfiques sur les propriétés des sols que cela soit l'apport de chaleur ou le froid.

- Le traitement par chauffage consiste, par l'apport de chaleur, à dégrader temporairement les propriétés du sol en causant plus de tassements et donc une densification du sol. Après le retour à température ambiante, les propriétés reviennent à leur qualité normale, mais dans un sol plus dense et donc plus résistant et moins déformable. Cette technique a parfois été utilisée en combinaison avec le préchargement au vide en faisant circuler de l'eau chaude dans le sol.
- Pour ce qui est du froid, une technique de congélation du sol devient de plus en plus populaire. Notons tout d'abord que cette technique n'est utilisée qu'à titre provisoire. La congélation de l'eau interstitielle induit un meilleur comportement mécanique, car l'eau ne résiste plus que par sa pression, mais possède aussi une résistance mécanique propre. La résistance du sol congelé atteint alors des résistances proches de celles du béton et sa perméabilité est très faible ce qui en fait un excellent support pour les excavations souterraines. Des disques de sol congelés se forment autour des tuyaux de congélation transportant un gaz réfrigérant :

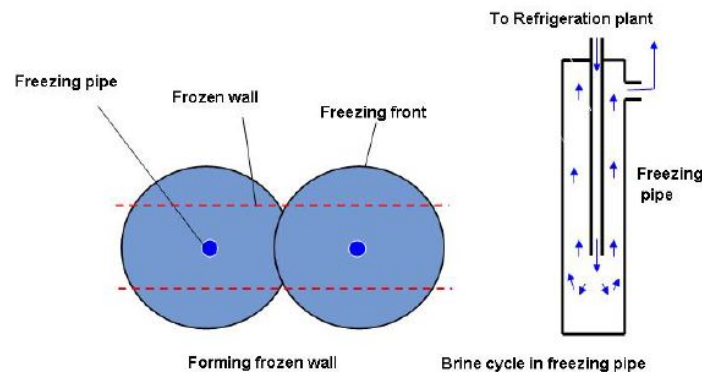


FIGURE 15 – Principe de fonctionnement de la technique de congélation des sols

- Utilisation du permafrost : Cette technique est simplement une extension des méthodes de traitement par le froid où la terre déjà gelée (permafrost) est utilisée pour produire le froid et donc être encore plus économe en énergie sans utiliser de sources externes.



### 1.1.3 Amélioration des sols avec adjonctions ou inclusions

Les méthodes d'amélioration avec adjonction (ici sans coulis) sont de plus en plus utilisées que ce soit pour le traitement de sols cohésifs ou granulaires même si certaines ont une meilleure efficacité dans l'un ou l'autre de ces milieux. Notons que la recherche sur ces techniques bat son plein ces dernières années avec beaucoup d'avancées.

#### Vibro remplacement

Aussi appelée colonnes de pierre, la technique du vibro remplacement est une extension de la technique de vibro compaction. Dans cette méthode, un trou de forage pour l'aiguille vibrante est réalisé dans lequel un matériau granulaire de bonne qualité (gravier) est placé et qui sera vibré à l'aide d'une aiguille similaire à celle utilisée en vibro compaction. En répétant l'opération à intervalle régulier, un maillage de points de plus grande raideur et résistance est créé qui servira de points porteurs. Quand le matériau de remplacement utilisé augmente en granulométrie. Cette technique est aussi appelée la méthode des colonnes ballastées.

Il existe deux façons de remplir le forage avec le matériau granulaire. La première consiste à descendre le matériau à travers l'aiguille vibrante et à le positionner en position basse directement (dry bottom feed). La seconde consiste à l'injecter depuis la surface en se servant d'eau sous pression pour accompagner la descente (wet top feed). La première méthode a peu à peu remplacé la seconde pour des raisons purement pratiques de gêne occasionnée par l'eau dans la zone de travail.

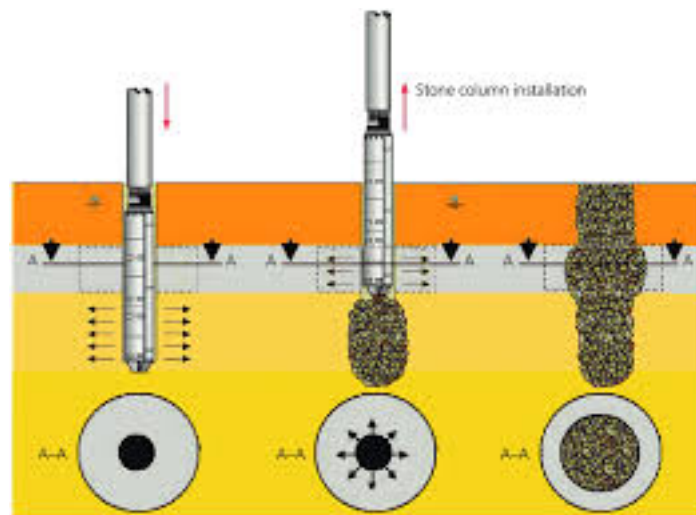


FIGURE 16 – Étapes du vibro remplacement par la méthode du dry bottom feed

[[https://www.researchgate.net/figure/Schematic-of-the-vibro-replacement-installation-of-stone-column-Frikha-et-al-2013\\_fig2\\_270426263](https://www.researchgate.net/figure/Schematic-of-the-vibro-replacement-installation-of-stone-column-Frikha-et-al-2013_fig2_270426263)]

Actuellement les machines utilisées permettent d'atteindre des profondeurs de 10 à 16m et si des profondeurs plus importantes doivent être atteintes, ce qui est souvent le cas, il faut utiliser des aiguilles de taille un peu plus exceptionnelles.

Une alternative pour permettre une emprise plus profonde sur le sol est d'utiliser des colonnes hybrides dites "bi-modules". Cela consiste à mélanger deux techniques d'amélioration pour une seule et même colonne. Le bas de la colonne sera une CMC (controlled modulus column) qui sera décrite dans la section "Inclusions rigides" et, dès qu'on arrive à une profondeur atteignable par vibro remplacement, la colonne devient une colonne ballastée. Cela permet d'avoir une fondation plus souple qu'une CMC entière grâce à la raideur plus faible de la partie de surface et des tassements plus réduits ainsi qu'une profondeur plus grande que celle d'une colonne ballastée simple.

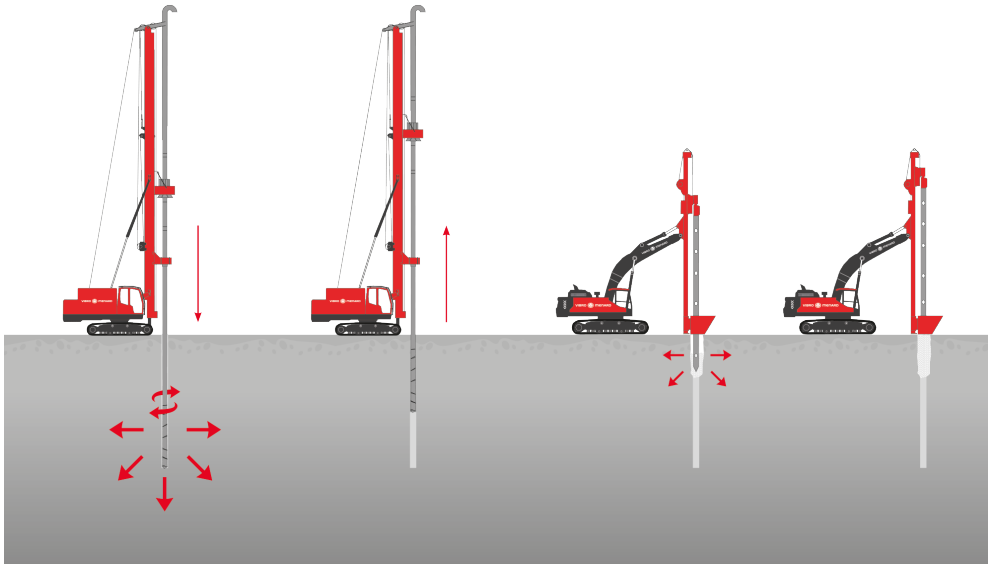


FIGURE 17 – Colonnes bi-modules

[<https://vibromenard.co.uk/technique/bi-modulus-columns/>]

Une seconde variante consiste à utiliser la méthode du "wet top feed", mais cette fois en utilisant un lançage au coulis de ciment.

### Remplacement dynamique

Cette méthode, semblable au compactage dynamique, consiste à creuser une fosse dans le matériau de base et à le remblayer par un matériau granulaire comme du gravier. Ensuite, une machine semblable aux machines de compactage dynamique est mise en place, mais qui soulève des masses plus légères à des hauteurs plus faibles. Cela conduit à des énergies de compactage plus faibles. Cette différence d'énergie est comblée par la profondeur du trou déjà creusé ce qui permet d'aller plus profond. Ensuite, remblai, compactage, etc.

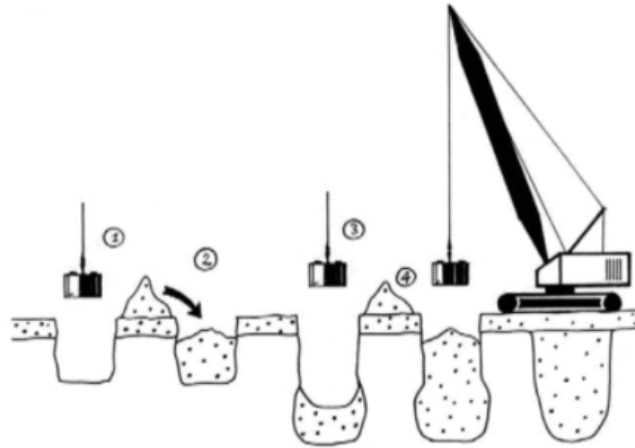


FIGURE 18 – Étapes du procédé de remplacement dynamique [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009]

De cette façon, une colonne de matériau granulaire compacté d'un diamètre jusqu'à 5m et d'une profondeur de 8m est obtenue, elle-même posée sur le sol d'origine en partie compacté. Cette technique est surtout utilisée dans les sols cohésifs et/ou mous voire pour les sols granulaires dans lesquels les plus grandes machines de compactage dynamique ne peuvent pas accéder. La différence d'énergie de compactage est comblée par le remplacement.

### Colonnes de sable compacté

La méthode des colonnes de sable compacté est une méthode dérivée du remplacement dynamique utilisée principalement dans les pays asiatiques, mais qui mérite une classification à part à cause de son processus de mise en place particulier.

Tout d'abord, un trou de forage est creusé jusqu'à la profondeur requise et ensuite il est rempli de sable par passes. Ces différentes couches de sable sont ensuite compactées par vibration, compactage dynamique ou statique de manière à obtenir l'indice des vides souhaité pour avoir une résistance élevée et une déformabilité faible.

La méthode est utilisable aussi bien sur terre que pour des applications off-shore et possède un véritable intérêt dans les terrains argileux.

### Colonnes confinées par géotextile

Pour cette méthode, le but est d'obtenir une colonne de sable confinée par un géotextile. À la manière d'un essai triaxial, le confinement augmente la capacité portante ainsi que la raideur et diminue donc les déplacements.

Pour ce faire, un tube d'acier de 80cm est vibré ou foncé dans le sol jusqu'à la profondeur souhaitée. La colonne est ensuite vidée du sol en place afin de pouvoir y loger un géotextile d'une résistance en traction de 200 à 400kN/m. Si le comportement est approximé à l'aide de la formule des chaudières ( $N \times \frac{2}{D} = P$ ) où N est la force par unité de longueur maximale dans la paroi, D le diamètre du confinement et P la pression de confinement maximale admissible, alors le confinement maximal imposable par ces géotextiles est de l'ordre de 0.5-1 MPa.

Une fois le géotextile en place, celui-ci est rempli de sable et une colonne de sable confiné qui pourra résister à des charges plus importantes et avoir des déplacements plus limités est obtenue. L'enveloppe en métal qui soutenait le trou de forage est par la suite retirée. En théorie rien ne limite cette technique en termes de profondeur et de diamètre. En revanche plus le diamètre est grand, plus les géotextiles devront être résistants pour avoir des propriétés de confinement similaires.

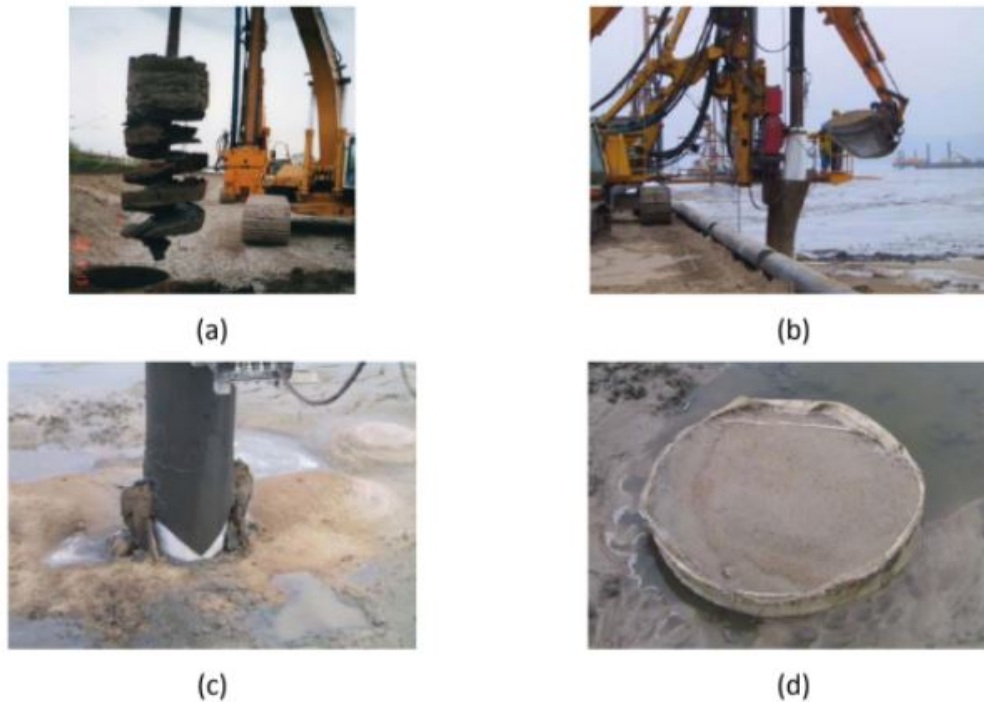


FIGURE 19 – Étapes de mise en place d'une colonne de sable confiné [Di Paola, 2015]

### Inclusions rigides

Les inclusions rigides consistent à intégrer dans le sol meuble des éléments de colonnes ou des colonnes entières à des endroits localisés dans le but d'augmenter la capacité portante globale et de limiter les tassements. En ce sens, les colonnes ballastées en pierre ou les colonnes confinées par géotextile pourraient entrer dans cette catégorie néanmoins elles sont traitées à part, car sans le support latéral du sol ces techniques ne fonctionneraient pas contrairement aux inclusions rigides dans le sens classique du terme.

Le fonctionnement des inclusions rigides se rapproche de celui d'un pieu c'est-à-dire la transmission des charges vers des couches de sol plus résistantes. Néanmoins, elles diffèrent par leur rigidité, résistance et quantité de charges transmises. Puisqu'elles sont moins raides et résistantes, elles ne servent qu'à soulager en partie le sol des contraintes qui s'y appliquent pour diminuer les tassements alors que les pieux reprennent l'entièreté de la charge. En raison de cette proximité, la méthode des inclusions rigides est aussi appelée méthode des fondations composites dans certains pays. Ci-après sont présentées les 5 techniques les plus communes dans l'inclusion rigide :

- Colonne à module contrôlé : méthode développée par le groupe Menard en 1994, la méthode des colonnes à module contrôlé est une technique consistant à créer un trou de forage à l'aide d'une vrille spécialement conçue pour limiter les rejets en surface et donc le matériau est projeté vers l'extérieur ce qui densifie la paroi externe du forage. Un coulis de ciment est ensuite injecté dans la colonne dont la résistance et le module final sont contrôlés en jouant sur le rapport E/C. Il en résulte des colonnes de grande capacité portante, mais d'un diamètre assez faible (250-450mm). Grâce au grand contrôle sur le coulis de ciment, le comportement des colonnes par rapport au sol est connu et le rapport des charges reprises par l'un et par l'autre est connu.
- Colonne de pierres et coulis : pour cette technique, un trou de forage est creusé, stabilisé par un coffrage en acier. Ce forage est ensuite rempli de gravier plus ou moins grossier et, lors de la remontée du tube en acier, du coulis de ciment est coulé pour combler les vides du gravier.
- Une troisième technique consiste à laisser descendre dans le sol une aiguille vibrante à la manière des techniques de vibro compaction. À la remontée cette aiguille est capable d'injecter par son centre du coulis de ciment dans le sol densifié.
- Une autre technique assez récente consiste à créer un forage d'un diamètre entre 1 et 1.5m et d'y couler un anneau de 100 à 150mm d'épaisseur de béton. Cette méthode offre un avantage économique par rapport aux autres méthodes présentées ici et un meilleur contrôle qualité rendu possible par le fait que la colonne soit creuse.
- La dernière technique qui sera développée ici s'appelle colonne coulée en place en X ou en Y. Ces formes sont utilisées afin d'augmenter la surface de frottement pour une même quantité de béton. Ce sont donc des pieux qui transmettent moins de forces au sol par la base et plus en frottement. Ce frottement étant un mode de transmission moins raide, les pieux ont donc une raideur plus faible que leurs homologues classiques ce qui permet aux pieux de ne pas reprendre l'entièreté de la charge, mais simplement de soulager le sol localement pour limiter les tassements.

#### 1.1.4 Amélioration par adjonction de type coulis

Les techniques d'amélioration par injection de coulis consistent comme la plupart des techniques sans inclusions rigides à minimiser la porosité des sols. Néanmoins, ici elle est minimisée en injectant entre les grains du coulis de ciment ou tout autre liant hydraulique. En plus d'augmenter la capacité portante et la raideur, il y a une augmentation de cohésion significative ce qui permet d'utiliser les sols dans d'autres applications en mobilisant des résistances en traction, flexion et cisaillement. La principale limitation de ces techniques est la taille des particules de ciment en suspension qui pouvaient devenir un problème pour l'infiltration dans des sols très fins. Dans les dernières années cependant, le développement de ciment ultra-fin a étendu les capacités d'action des techniques d'injection de coulis. Il y a donc très peu de limites théoriques, mais des limites de mise en place dans des sols déjà très cohésifs ou difficilement malléables :

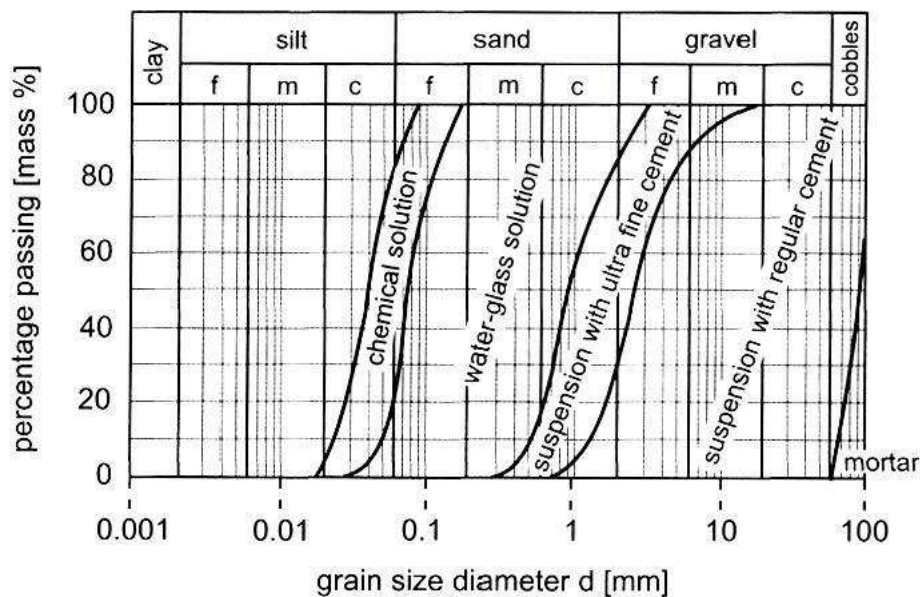


FIGURE 20 – Limites pratiques en granulométrie pour les différents types de grouting [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009]

### Grouting particulière

Le grouting particulière consiste à forer à intervalle régulier une grille de point d'amélioration. Dans ces forages on glissera dans la plupart des cas un TAM (tube à manchette) qui permettra de faire pénétrer le coulis dans le sol en s'écartant du point de forage. Il est important de noter qu'ici aucun travail n'est effectué avec le sol. Le coulis pénètre celui-ci grâce à l'injection sous pression du coulis de ciment. Il est alors aisé de comprendre que le diamètre d'influence autour d'un puits de forage dépend de la perméabilité du sol et de la pression d'injection maximale :

Conditions de sol	Perméabilité [m/s]	Espacement des points d'injection [m]
Cavité	-	4 - 10
Roche fracturée, ouverture > 10 mm	100	3 - 7
Roche fracturée, 10 mm > ouverture > 1 mm	10-100	2 - 5
Roche fracturée, 1 mm > ouverture > 0,5 mm	1-10	1,5 - 2
Roche endommagée	-	2 - 2,5
Gravier	$10^{-2}$	2,5 - 3,5
Sable et gravier	$10^{-2} - 10^{-3}$	1,5 - 1,7
Sable	$10^{-3} - 10^{-4}$	1,2 - 1,5
Sable fin	$10^{-4} - 10^{-5}$	1 - 1,2
Sable limoneux	$<10^{-5}$	0,8 - 1

FIGURE 21 – Espacement des points de la grille de forage en fonction de la perméabilité du sol [Di Paola, 2015]



L'injection dans un puits de forage s'arrête lorsqu'un critère de pression d'arrêt est atteint. Il n'y a donc pas de certitude sur la surface d'impact réelle autour du puits de forage en fonction de la profondeur contrairement aux différentes méthodes qui seront citées ci-après. Il s'agit d'une amélioration du terrain dans son ensemble avec des propriétés moyennes obtenues. Au vu du manque de certitudes sur les résultats, un groupe de forages d'amélioration test sera effectué avec différentes mesures sur l'amélioration du sol, à quel taux et dans quel voisinage du forage.

En supplément de l'amélioration d'un sol par infiltration, la méthode du grouting particulière peut aussi être utilisée pour remplir les fissures d'une roche trop fracturée par exemple. Comme cela peut être vu dans le tableau de la FIGURE 21. La perméabilité de ce genre de roche étant assez élevée, une grande partie du terrain peut être traitée à partir d'une grille beaucoup plus espacée. Puisque l'amélioration dépend grandement du type de sol en place il est important en amont de définir une stratégie d'utilisation de la technique en fonction des moyens disponibles et de la perméabilité du sol en place.

Du point de vue de la mise en place la méthode la plus utilisée reste, comme précisé préalablement, le tube à manchettes dont voici une illustration :

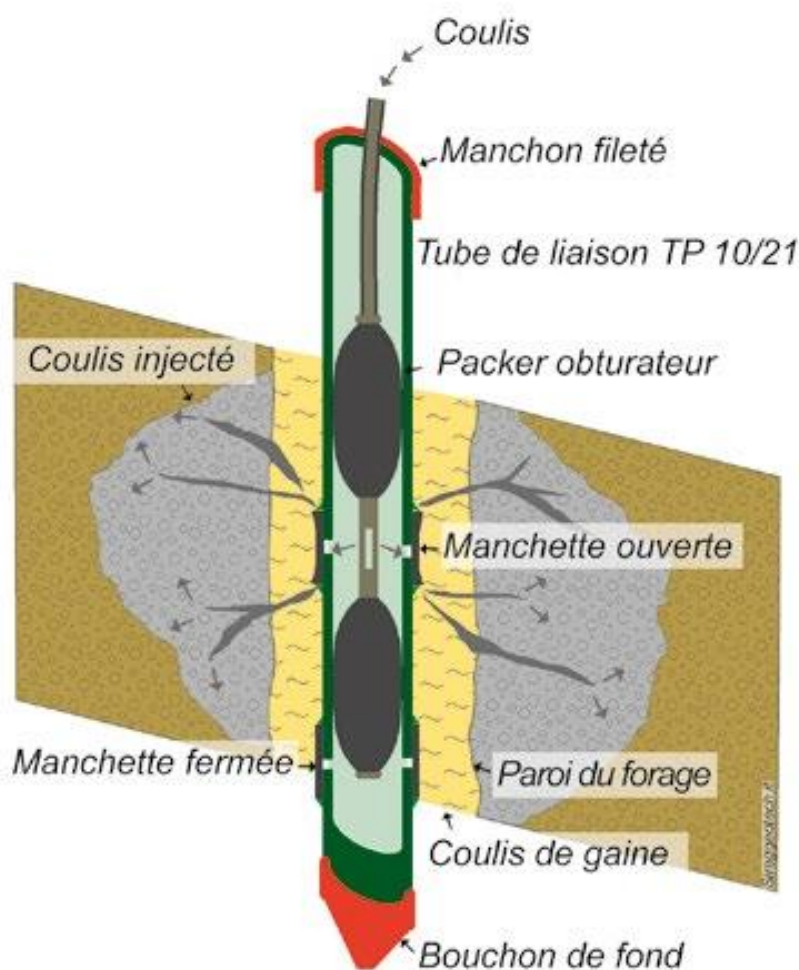


FIGURE 22 – Tube à manchettes DURVINIL de la marque Sireg [<https://docplayer.fr/136374124-Tubes-d-injection-a-manchettes-durvinil-systemes-d-injection-sireg-pour-la-html>]

Le TAM se présente donc comme un tube métallique avec un tube d'arrivée de coulis supérieur d'un diamètre entre 27 et 50 mm pour ce fournisseur en particulier. Des réserves de coulis sont situées dans le manchon entre deux trous qu'on appelle manchettes. Ces manchettes sont recouvertes d'une membrane quelconque qui permet au coulis de sortir, mais pas de faire marche arrière dans le tube. En surface, une pompe classique permet de mettre le coulis sous pression.

### **Grouting chimique**

Le grouting chimique s'utilise et se comporte globalement comme un grouting particulaire classique. La différence se situe dans la nature du grouting qui dans le cas du grouting chimique est une solution et ne comporte donc aucune particule en suspension. Cela permet alors de l'injecter dans des sols à granulométrie plus faible. Ceux-ci ne pouvant en effet pas être atteints avec un coulis de ciment classique, car les trop grosses particules de ciment empêchent le passage. Néanmoins en pratique, si la technique est utilisée dans des sols où la pénétration n'est pas un problème, des additifs générant des particules peuvent être utilisés.

### **Soil mixing**

Ici seule une brève introduction sur le soil mixing sera faite, car celui-ci bénéficie d'une section complète par après, étant le sujet principal de ce travail.

La technique consiste à mélanger activement le sol en place avec des machines prévues à cet effet. Le sol est entièrement "déstructuré", car seules les propriétés de résistance à la compression des grains sont utilisées pour jouer en quelque sorte le rôle du gravier dans le béton. Le coulis sert uniquement de liant entre les grains pour exploiter leurs propriétés intrinsèques au maximum.

On peut insérer le liant dans le mélange soit par voie sèche (en utilisant seulement l'eau contenue dans le sol pour activer la réaction de prise) soit par voie humide en mélange directement un coulis avec le sol en place.

Cette méthode permet, contrairement au grouting particulaire et au jet grouting présenté ci-après, d'avoir un bon contrôle sur la géométrie du produit final en contrôlant la position des outils de mélange.

### **Jet grouting**

Le jet grouting est une technique consistant à projeter sous pression un fluide (généralement de l'eau) pour déstructurer le sol et à y injecter dans le même temps un liant hydraulique (généralement coulis de ciment) dans le sol. Ces injections sont réalisées radialement à un axe de forage préalablement réalisé à l'aide d'une tête pivotante. Un des principaux désavantages de la technique est donc qu'elle sert presque exclusivement à réaliser des colonnes parfois de grands diamètres. Des panneaux peuvent bien sûr être réalisés en alignant plusieurs colonnes de faibles diamètres comme pour les pieux sécants, mais la technique peut alors être concurrencée par le soil mix qui permet plus facilement la réalisation des panneaux. Son avantage en revanche est d'être applicable à tous les types de sols. Puisque son usage



grandit de plus en plus, un meilleur contrôle du processus pendant et après la réalisation est nécessaire, car il peut être difficile de prédire le diamètre exact des colonnes en fonction de la pénétration des jets dans le sol :



FIGURE 23 – Variation de diamètre typique pour des colonnes en jet grouting [Denies, Huybrechts, 2013]

Les étapes de mises en place sont les suivantes :

- Forage d'un trou d'environ 100mm de diamètre
- Insertion de la tête de mise en place et remontée de celle-ci progressivement
- Contrôle du diamètre des colonnes avec des procédés nouveaux permettant la vérification sans excavation

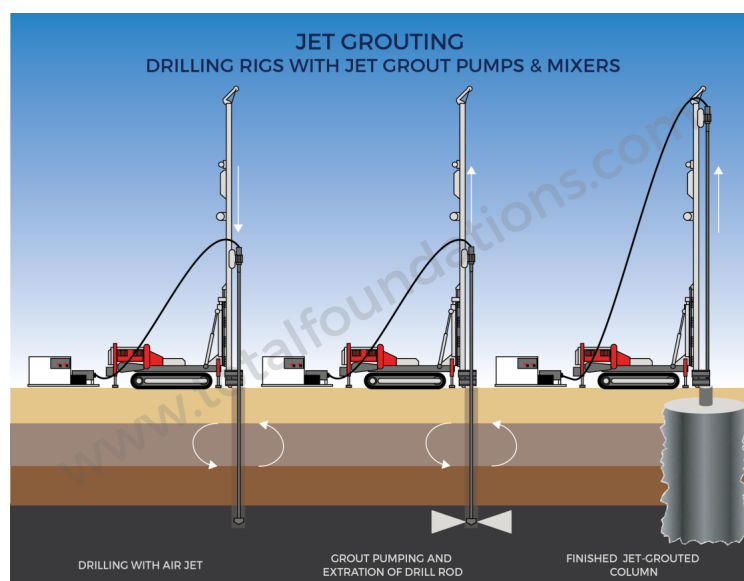


FIGURE 24 – Étapes de mise en place du jet grouting  
[<http://totalfoundations.com/process-equipment/jet-grouting/>]

Pour ce qui est de la mise en place, trois techniques sont actuellement utilisées. On distingue donc les techniques de simple, double et triple jet :

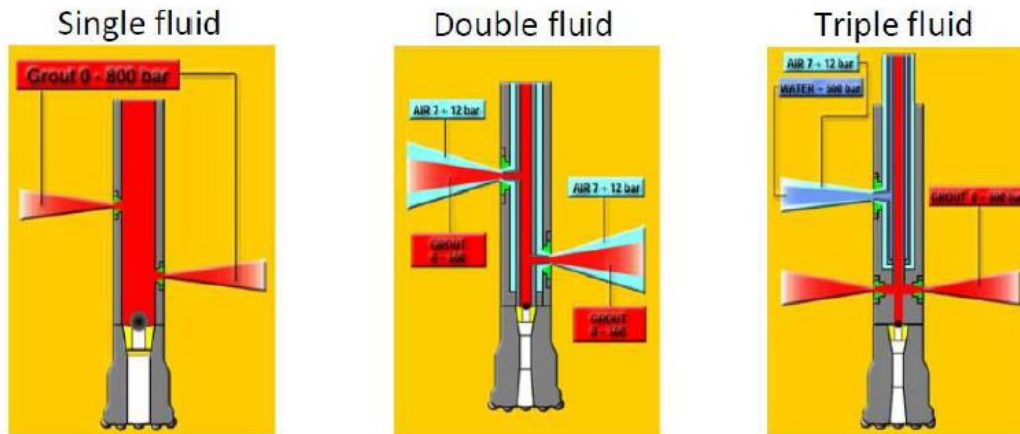


FIGURE 25 – Différentes méthodes d'injection par jet grouting [Denies, Huybrechts, 2013]

Dans la méthode du simple fluide, c'est le grout lui-même qui érode et déstructure le sol en étant projeté à une pression classiquement située entre 300 et 600 bar. Comme on projette directement le grout, les colonnes obtenues sont de plus faibles diamètres (300mm pour des argiles moins perméables jusqu'à 1m pour les graviers). L'avantage reste la plus grande simplicité et donc la fiabilité de la tête d'injection.

Pour l'injection à double fluide, le concept et les pressions sont les mêmes pour le grout mais celui-ci sera injecté entouré d'air sous une pression entre 60 et 100 bar. Le sol est donc pré déstructuré par l'air ce qui permet une meilleure pénétration du grout et donc un diamètre d'influence plus grand.

L'injection triple change de concept avec l'ajout d'un tuyau d'eau sous pression. L'air et l'eau seront injectés ensemble au-dessus du grout pour déstructurer le sol. Le grout est injecté par une buse inférieure de la même façon que dans la technique à simple fluide. Par le mouvement de remontée de la tête de mise en place, le grout remonte jusqu'à la zone déstructurée par le jet du dessus et est donc projeté dans une zone plus meuble.

En ce qui concerne les méthodes de contrôle mentionnées plus haut, sont utilisés des inclinomètres qui permettent de vérifier l'aplomb de la colonne et sa rectitude. La pression d'injection est également mesurée tout au long de la mise en place. Des pressions plus faibles trahissent un sol plus lâche et donc un diamètre de colonne potentiellement plus grand tandis que des surpressions révèlent un sol plus compact et donc une colonne de taille plus faible. Pour des mesures plus précises et moins empiriques, des outils à enfoncez dans les colonnes fraîches permettent de mesurer le diamètre sont en cours de développement.



Dispositif dit "parapluie" permettant de mesurer le diamètre des colonnes. L'engin est introduit bras rétractés dans la colonne fraîche et les bras sont déployés à diverses profondeurs. Le diamètre est déduit comme une fonction de la quantité d'huile nécessaire au déploiement. [Denies, Huybrechts, 2013]

### Compaction grouting

Le grouting de compaction est une technique où un coulis de ciment très raide et visqueux (type mortier) est mis en place à des profondeurs discrétisées dans le sol à améliorer. De par sa viscosité, le grout repousse le sol autour de lui plutôt que de s'y infiltrer ce qui compacte le sol aux alentours

Les méthodes de compaction grouting se classent en deux catégories d'injection. Les injections "upstage" ou "downstage", suivant si le tube d'injection est enfoncé jusqu'à la profondeur de traitement puis remonté en injectant (upstage) ou s'il est enfoncé jusqu'à une profondeur moindre et le coulis injecté lors de sa descente (downstage).

Le résultat de cette technique est donc une colonne de coulis entourée d'un anneau de sol compacté. Il y a alors un double effet bénéfique sur les propriétés ce qui en fait une bonne méthode. Néanmoins le coulis doit être parfaitement contrôlé pour éviter qu'il se répande dans les porosités du sol. Cette propagation entraînant une fuite de coulis diminue la quantité de coulis dans la colonne et le compactage du sol alentour.

### Grouting de compensation

Ici il n'y a pas de méthode d'injection particulière ni de liant particulier. La méthode désigne la fonction finale du coulis qui a pour vocation non plus de travailler principalement en compression, mais plutôt en flexion. En effet cette technique est utilisée à proximité de zones d'excavation souterraine pour diminuer les effets de tassements et de déplacements plus généralement créés par les excavations.

Le concept est assez simple : une excavation ou l'érection d'un bâtiment produit des tassements donnés dans une direction donnée. Du coulis est alors injecté à proximité de ces tassements dans le but de provoquer par leur injection un mouvement de terrain qui crée des tassements inverses à ceux causés par la modification des contraintes due aux travaux.

Ici après deux exemples concrets :

- Pour des raisons d'égouttage ou autres raisons quelconques, un tunnel doit être réalisé sous une zone classée qui doit être la moins altérée possible. Plutôt que de renforcer toute la zone, ce qui serait plus cher et très difficile puisqu'il faudrait engager des machines dans une zone classée, les ingénieurs creusent le tunnel dans le sol de mauvaise qualité. Ils constatent ou calculent par avance les tassements générés par celui-ci et injectent une quantité de coulis qui permettra d'équilibrer parfaitement ces tassements.

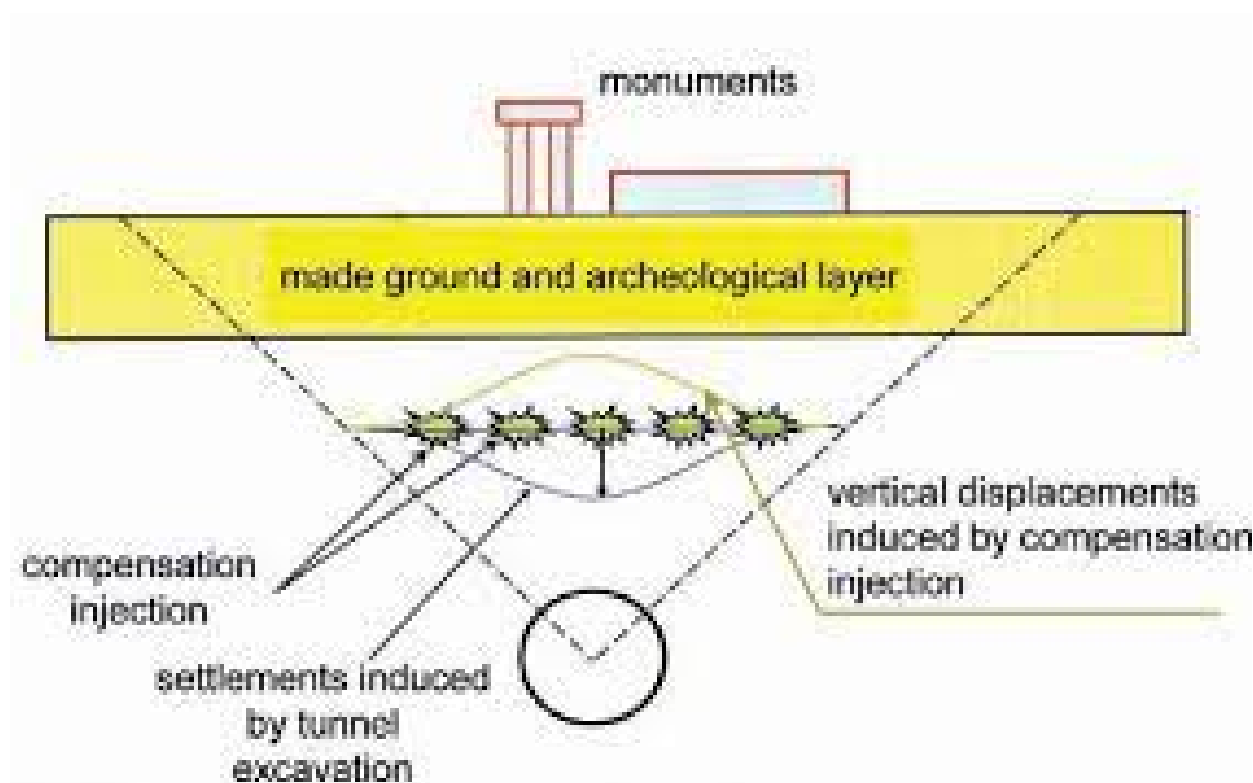


FIGURE 26 – Compensation des tassements dus au creusement d'un tunnel

[<https://www.researchgate.net/figure/>

Schematic-illustration-of-the-compensation-grouting-technique\_fig44\_300511204]

- Autre exemple, lors de la phase de tests géotechniques, le bureau d'étude conclut sur des propriétés du sol, mais ils ont réalisé des forages "chanceux" et ont surestimé les propriétés du sol. Ceci mène à des tassements trop élevés des fondations du bâtiment qui sont inacceptables pour le client. Dans ce cas la technique du compensation grouting peut être mise en oeuvre sous les fondations afin de compenser les tassements anormalement élevés.

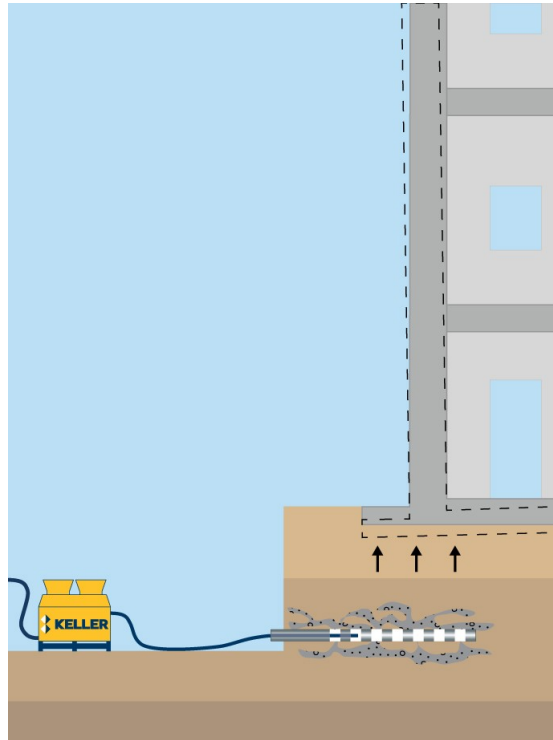


FIGURE 27 – Compensation des tassements dus à une surestimation des propriétés [<https://www.keller.co.uk/expertise/techniques/compensationfracture-grouting>]

### 1.1.5 Renforcement des sols

Les techniques par renforcement des sols sont des techniques où un matériau externe assure une grande partie de la résistance. Bien souvent le manque de résistance des sols est dû à un manque de cohésion et donc de résistance à la traction. Pour pallier à ce problème, des géotextiles ou de l'acier sont utilisés. Ils serviront à apporter cette résistance en traction.

Ces techniques sont en constante évolution, car elles représentent une méthode simple, économique et esthétique principalement dans les stabilisations de talus.

#### Géosynthétiques et sol stabilisé mécaniquement (SSM)

Les techniques de sols stabilisés mécaniquement à l'aide de géosynthétiques servent en quelque sorte d'armatures comme pour le béton armé. La technique consiste donc à introduire dans une pente de sol des éléments horizontaux aptes à reprendre la traction.

Ces efforts de traction à gauche seront transmis graduellement au sol par frottements de sorte que l'extrémité des géosynthétiques ne doit pas être ancrée à son extrémité. Le sol, en position instable puisque sa pente est supérieure à son angle de frottement, pousse donc sur le géotextile qui lui est maintenu en place par le poids des terres au-dessus de lui générant de grandes forces de frottements l'empêchant de se déplacer.

Il est donc possible, en théorie, d'obtenir des pentes proches de  $90^\circ$  bien au-dessus des pentes naturelles et donc de dégager de l'espace en pieds ou en tête de talus pour des infrastructures routières par exemple. Il est également possible, pour des hauteurs ou des verticalités plus importantes d'utiliser de l'acier en face avant avec des parements en béton préfabriqué voir même directement une interface de retenue en face avant directement en béton préfabriqué.

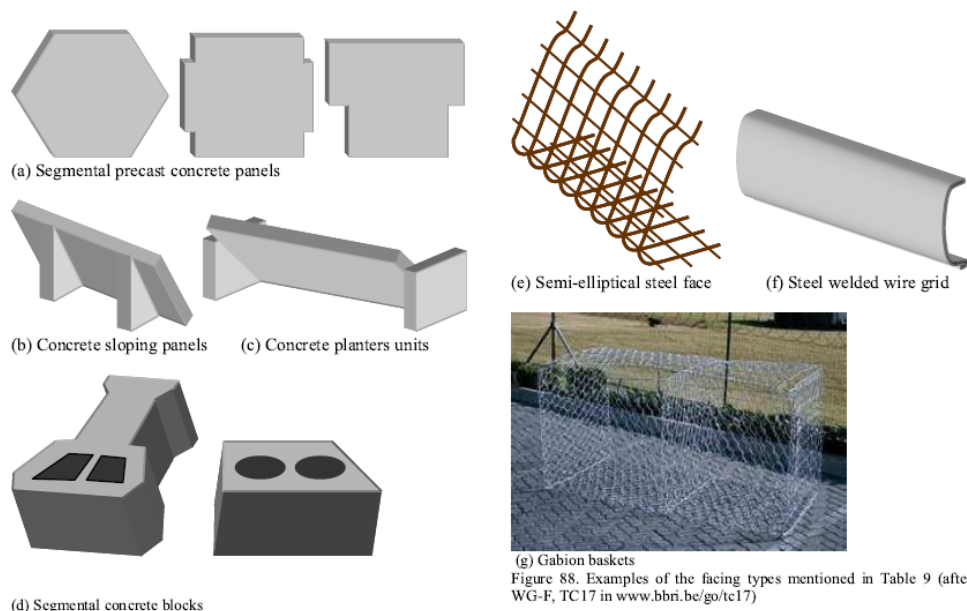


FIGURE 28 – Différentes solutions de retenue en face avant [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009]

Grâce à ces éléments, peut être érigé, comme ça a par exemple été le cas aux États-Unis, un mur vertical de 43m séparé en quatre paliers légèrement décaissés l'un de l'autre.

### Ancrages ou clous de sol

Ces techniques consistent à introduire dans les sols des tiges d'acier ancrées dans ceux-ci par des massifs d'ancrages bien souvent en béton. Les efforts sont repris d'une façon semblable aux géotextiles présentés ci-dessus, mais de façon discrète alors que les géotextiles sont présents sur toute la longueur. Il faut distinguer dans cette catégorie les ancres et les clous, principalement par leur taille, les clous étant moins longs que les ancres.

Leur utilisation la plus naturelle est le maintien de parois, mais ils peuvent également servir d'ancrage de fondations dans le cas de pylônes électriques dont la capacité portante serait trop faible pour reprendre des moments de flexion et dont la conception requiert de mobiliser une composante en traction :

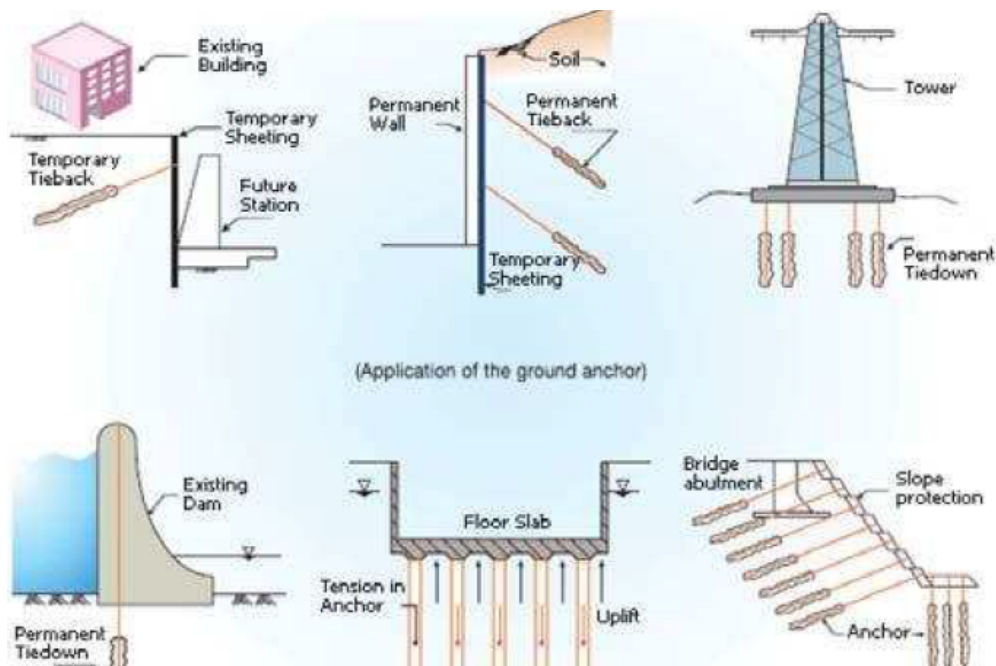


FIGURE 29 – Utilisations variées des techniques d'ancrages [Varaksin, Chu, Klotz, Mengé, 2009]

### Méthodes biologiques (végétation)

Avec les grands objectifs écologiques fixés entre eux par tous les pays du monde, il peut être intéressant d'envisager une stabilisation naturelle des pentes. Pour ce faire et depuis les années 80, il y a des tentatives d'utiliser les racines de la végétation pour apporter de la résistance en traction aux sols. Celles-ci augmentent en plus les obstacles dans les directions de glissement ce qui réduit encore les risques d'instabilité. Notons aussi leur effet bénéfique dans le puisage d'eau dans les sols.



## 1.2 Soil mixing

Ce chapitre sera consacré à la technique du soil mixing, sujet principal de ce travail. Y seront repris successivement une description du matériau dans sa généralité ainsi que ces domaines d'utilisation, les géométries et méthodes de mises en place pour finir par une synthèse des différentes études menées à ce jour sur les propriétés du soil mix.

### 1.2.1 Description du matériau

Comme déjà expliqué précédemment, le soil mix est une technique d'amélioration des sols développée initialement dans les années 70 parallèlement par des équipes japonaises et scandinaves. Elle a ensuite pris un grand essor dans le milieu des années 90 comme le montre ce graphe de l'utilisation du soil mix au Japon :

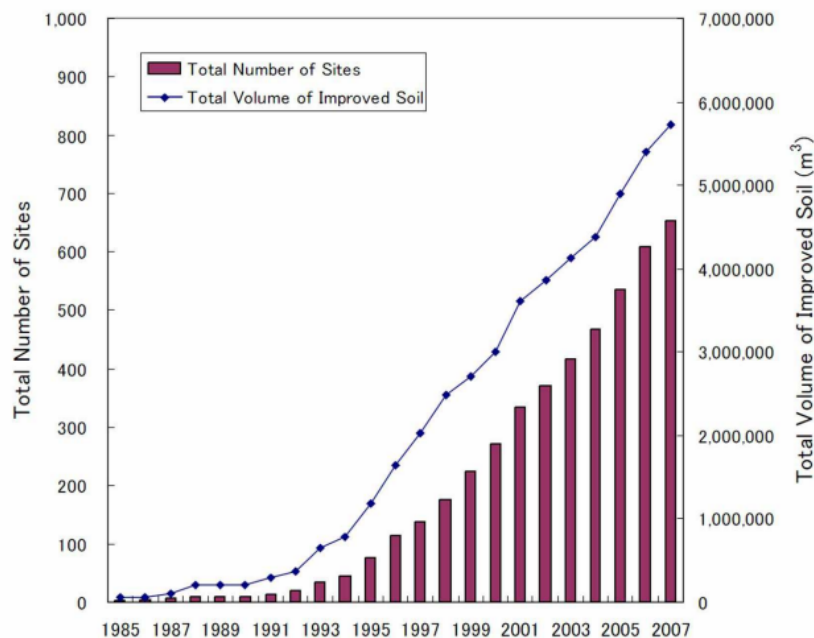


FIGURE 30 – Évolution de l'utilisation du soil mix entre 1985 et 2007 [Kamimura et al. 2009]

La technique consiste à mélanger le sol en place avec un liant hydraulique quelconque. Généralement, du coulis de ciment est utilisé et plus rarement des mélanges ciment/chaux voir de la chaux seule et ce soit en les mélangeant avec de l'eau au préalable ou en injectant directement le liant sec. Depuis sa mise au point, cette technique a connu de nombreuses améliorations, car comme la plupart des techniques d'amélioration avec adjonction de coulis, elle demande beaucoup de précision pour fonctionner parfaitement. Ces améliorations ont principalement porté sur le dosage et la composition du matériau d'apport afin d'obtenir des caractéristiques de résistance, raideur ou perméabilité précises. Il faut donc procéder à de nombreux essais en laboratoire, sur de nombreux types de sols, avec de nombreuses formulations de liants différents afin de pouvoir prédire à l'avance les propriétés du soil mix en fonction de sa préparation ce qui permet d'avoir des designs plus efficaces.



En plus des améliorations sur l'élaboration du mélange, des améliorations sur le matériel utilisé ont été développées. Si le matériau en place a, localement, des caractéristiques bien définies, mais très hétérogènes dans son ensemble, les résultats de design peuvent être très différents des résultats obtenus dans la réalité. Des engins mieux adaptés ont été développés et des limitations pratiques imposées pour avoir toujours un produit fini de bonne qualité ce qui lui permet de concurrencer les fondations classiques en termes de qualité en plus de la concurrence économique et écologique.

De cette définition de critère pratique est née la subdivision entre soil mixing profond et superficiel. Le soil mixing superficiel comme son nom l'indique ne peut pas être réalisé à une profondeur arbitraire. Il ne peut être pratiqué qu'au-dessus de 9m de profondeur dans les sols mous et il est encore restreint dans les sols plus résistants, mais permet en revanche de traiter 10m<sup>2</sup> au sol à la fois. Quand il faut descendre plus profond, le soil mixing profond (Deep Soil Mixing) est alors utilisé avec lequel seule une surface équivalente de 1m<sup>2</sup> peut être traitée ce qui permet d'utiliser des machines plus fines et donc avec un couple moindre. Cela permet de s'assurer que le sol est toujours mélangé de façon homogène quelle que soit la profondeur de travail et améliore donc la qualité de l'ouvrage<sup>4</sup>.

En restant dans les différents sous-types de soil mix, il y a une différence entre les injections par voie sèche ou par voie humide. Les deux diffèrent dans le produit injecté. La voie sèche injecte seulement le liant sous forme de poudre et c'est l'eau présente naturellement dans le sol qui va déclencher la réaction d'hydratation. Pour la voie humide, le liant est ajouté directement sous forme liquide et l'eau dans le sol sera une addition à ce coulis. Ces deux procédés seront détaillés dans la section consacrée aux méthodes de mises en place.

Comme pour les bétons, suivant l'application demandant une résistance ou des besoins spécifiques, des adjuvants peuvent être rajoutés au coulis (cela n'est donc généralement possible que dans les procédés par voie humide). Ces adjuvants ont souvent pour but de rendre le soil mix plus étanche (bentonite) ou plus résistant s'il doit être exposé à l'air par la suite (entraîneurs d'air pour la résistance au gel/dégel). Il est également commun de voir des inclusions rigides à base de métal dans le soil mix si la bentonite n'est pas envisageable. Des palplanches peuvent par exemple être battues dans la paroi avant sa prise pour la rendre étanche. Pour les applications structurelles, il est également possible de foncer des profilés métalliques dans des pieux sécants ou des panneaux en soil mix.

Puisque le matériau soil mix est un matériau dont la composition est moins bien contrôlée qu'une paroi de pieux sécants en béton par exemple, il est important de procéder après la pose à des essais permettant de démontrer que les propriétés prévues ont bien été atteintes. Faute de quoi les éléments pourraient ne pas remplir leur rôle structurel que ce soit dans l'immédiat ou à long terme après avoir subi des expositions quelconques.

Pour ce faire des échantillons peuvent être réalisés en laboratoire à l'aide de sol prélevé sur place ou, encore mieux, un panneau ou une colonne d'essai peut être exécuté dans lequel une carotte sera prélevée pour procéder à des tests dans un matériau réalisé sur site. Il est par la suite important de documenter tous les paramètres de mises en place pour chaque nouveau panneau (obstacle éventuel rencontré, temps de malaxage par unité de profondeur,

---

4. [Brian & Jasperse]

E/C du coulis ...) afin de pouvoir identifier la zone problématique si un défaut venait à survenir.

### 1.2.2 Géométries de mise en place

Dans cette section les différentes géométries de mises en place seront décrites ainsi que leurs divers avantages et inconvénients. Seront développés ici les colonnes, les panneaux, les tranchées et la stabilisation de masse.

#### Colonnes

Dans le domaine des fondations, les colonnes ont toujours été une géométrie des plus utilisées. En soil mix, elles peuvent servir isolées en maillage à de l'amélioration "globale" du sol pour servir d'appuis à un radier, dans un maillage plus serré pour des sols plus faibles ou pour se passer de radier elles peuvent former un bloc ou encore côte à côte de façon sécante pour former des parois étanches ou non.

Les colonnes sont formées à l'aide de machines qui font tourner une vis sans fin dans le sol. Lors de la phase de descente, la vis tourne de manière à ne pas s'enfoncer "optimalement" dans le sol (comme une vis par exemple), mais plutôt de manière à bousculer le sol pour le déstructurer. Ensuite, la vis est remontée de la même façon avec en plus une injection soit de coulis soit de liant sous forme de poudre.

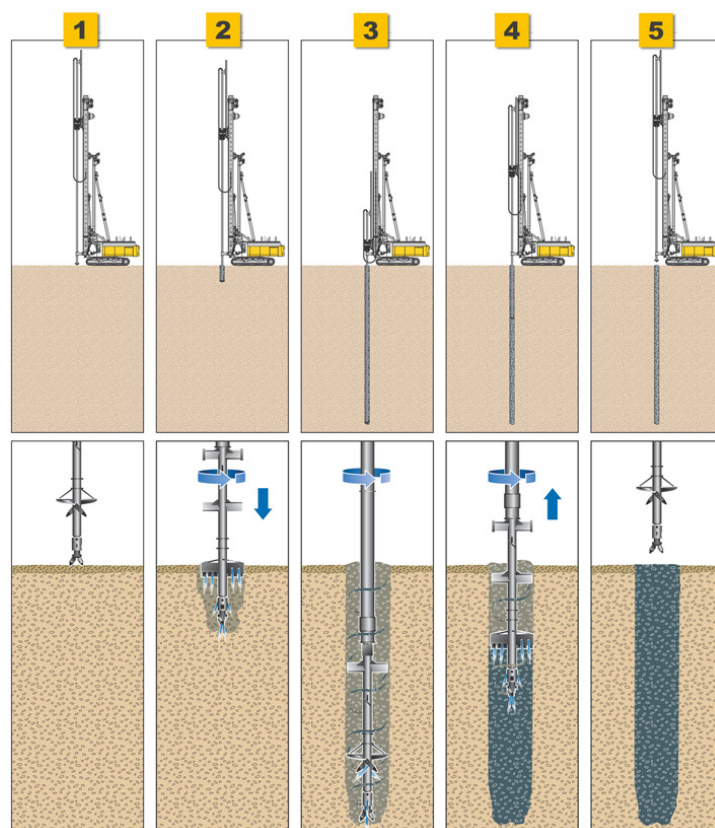


FIGURE 31 – Étapes de la création d'une colonne de soil mix  
[\[https://www.liebherr.com/en/can/products/construction-machines/deep-foundation/methods/soil-improvement/ground-improvement.html\]](https://www.liebherr.com/en/can/products/construction-machines/deep-foundation/methods/soil-improvement/ground-improvement.html)

De manière plus exceptionnelle comme mentionné par [Denies, 2013] des colonnes en soil mix peuvent être utilisées pour créer des caissons afin de piéger un polluant :

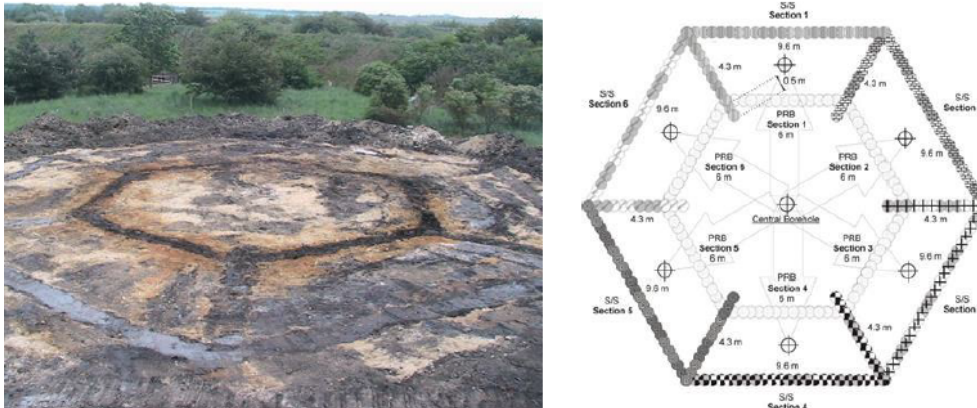


FIGURE 32 – Piège à polluant en colonnes de soil mix [Denies, Huybrechts 2013]

Les colonnes en soil mix possèdent l'avantage de pouvoir être réalisées par voie sèche ce qui est plus économique même si ce n'est pas applicable à tous les terrains. Le principal problème des colonnes en soil mix est la profondeur maximale atteignable qui est de l'ordre de 20m. Cela s'explique par le fait que les moteurs ne se situent pas dans la tête de mélange, mais bien en surface. Il faut donc transmettre le couple sur toute la longueur de forage ce qui peut demander des arbres de transmission très volumineux.

Les colonnes sont habituellement de diamètre pouvant atteindre jusqu'à 2.4m (uniquement par voie humide la voie sèche se limitant à 0.8m) pour des résistances jusqu'à 8MPa (de nouveau uniquement par voie sèche). Ici un exemple d'utilisation "classique" du matériau soil mix. Pour une éolienne, les pourtours de fondations ont été renforcés en soil mix même si le sol était suffisant pour reprendre les efforts de compression créés par la structure. En revanche les moments dus au vent étaient trop importants et donc le soil mix a été employé sur les parties extérieures pour obtenir de grandes résistances avec de grands bras de levier :

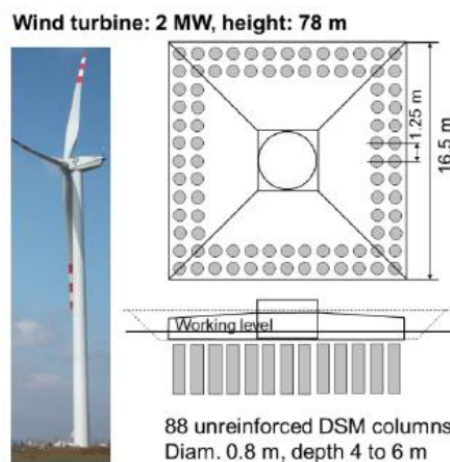


FIGURE 33 – Application du soil mix pour l'érection d'une éolienne en Pologne [Denies, Huybrechts 2013]

## Panneaux

Les panneaux en soil mix sont utilisés de la même façon que les colonnes. Ils peuvent être utilisés en maillage discret ou bien linéairement les uns à la suite des autres pour former une paroi. Puisque leur section ne varie pas, ils seront plutôt utilisés comme paroi de soutènement alors que les colonnes sécantes seront utilisées comme rideau d'étanchéité, mais l'inverse est parfaitement possible.

Si le panneau doit remplir une fonction d'étanchéité, une dose de bentonite sera ajoutée au coulis mis en place pour réduire la perméabilité jusqu'à un ordre de grandeur de  $10^{-8}$  m/s. Le recouvrement des panneaux sera également surveillé afin de ne pas créer des faiblesses de perméabilité entre eux.

Pour ce qui est de la mise en place, les étapes sont sensiblement les mêmes que pour les colonnes à la différence près qu'il est possible d'injecter du coulis à la descente. Deux méthodes différentes se distinguent suivant la profondeur à atteindre puisque, contrairement aux colonnes, des profondeurs de plus de 20 mètres peuvent être atteintes.

- Panneaux d'une profondeur de moins de 20 mètres : pour une profondeur de moins de 20m, une technique assez classique que l'on nomme "simple phase" est utilisée. En préparation, une tranchée est creusée qui servira à recueillir les rejets générés par la préparation. L'engin de mélange est alors introduit dans le sol pour le déstructurer à l'aide de ses roues dentées ainsi que des jets d'air sous pression.



FIGURE 34 – Machine permettant de réaliser des panneaux soil mix  
[<https://www.bodembouw.com/en/cutter-soil-mixing>]

Lors de cette phase de descente, environ 70% du coulis est injecté dans le sol. Une fois que l'engin de mélange a atteint la profondeur requise, il remonte toujours en actionnant ses pales, mais cette fois dans un objectif de mélange plus que de déstructuration tout en injectant le reste de coulis. Cette méthode est limitée à 20m, car lors de la descente, le sol est déstructuré et le coulis ajouté ce qui réduit la résistance du sol. Il y a donc des risques d'instabilités des parois pour des panneaux plus profonds.

- Panneaux d'une profondeur de plus de 20 mètres. Pour atteindre des profondeurs plus élevées quand cela le nécessitait, la méthode dite "double phase" a été mise au point. Au lieu d'injecter lors de la phase de descente une partie du coulis, c'est de la bentonite qui est injectée afin de stabiliser le panneau de sol déstructuré. Une fois la profondeur de design atteinte, la totalité du coulis est injectée lors de la phase de remontée qui est alors plus lente pour s'assurer de l'homogénéité du mélange. Pendant l'injection du coulis, plus lourd, la bentonite et une partie du sol sont expulsés du panneau ce qui crée beaucoup plus de rejets que la méthode simple phase. La profondeur atteinte est plus grande au prix de plus de temps (plus de liquides à injecter), plus de rejets et une nécessité d'avoir sur site une station de traitement pour le mélange sol bentonite.

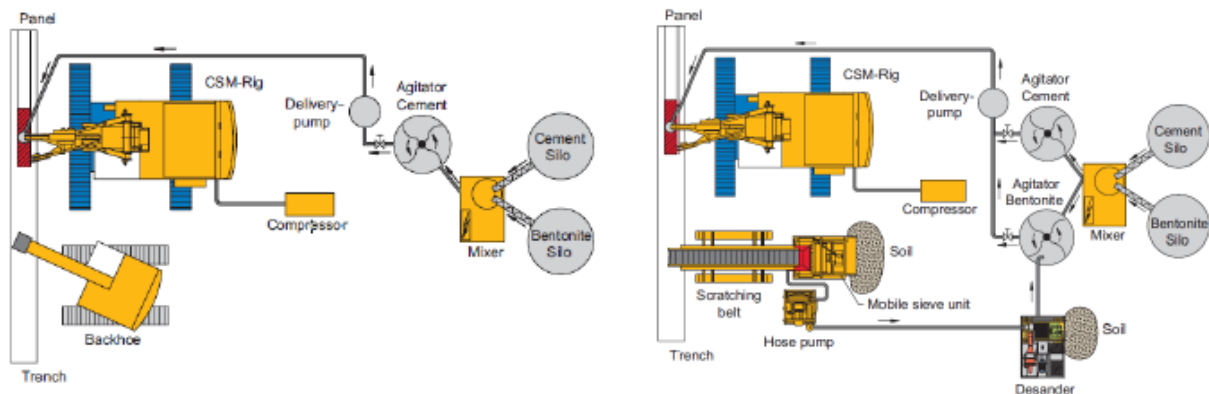


FIGURE 35 – Comparaison de la logistique entre la méthode simple phase (à gauche) et la méthode double phase (à droite) [Bauer, 2014]

Pour transmettre les couples de rotations aux dents, il existe plusieurs systèmes. Les barres Kelly qu'elles soient rectangulaires ou circulaires qui sont des attaches rigides à la surface et les suspensions à câbles.

Les barres Kelly sont des barres qui s'enfilent les unes sur les autres pour relier la tête de forage à la surface. Elles doivent donc encaisser le couple total de la machine ce qui limite leur longueur à leur résistance mécanique. Avec des barres circulaires, des profondeurs jusqu'à 23m peuvent être atteintes et avec des barres rectangulaires jusqu'à 32.5m [Bauer, 2014]. L'avantage est que par leur rigidité elles permettent un guidage sûr de l'outil, raison pour laquelle elles sont préférées tant que les profondeurs ne sont pas trop importantes. Les câbles sont utilisés pour les profondeurs plus importantes et nécessitent que la tête de forage produise elle-même son mouvement de rotation, ce qui signifie qu'il faut placer un moteur dans le panneau en préparation. Ce système a l'avantage de la profondeur puisqu'il permet d'atteindre des profondeurs de 60m, mais est plus complexe et donc plus sujet aux pannes diverses. Pour les systèmes à câbles, il existe des têtes à deux ou quatre roues dentées.

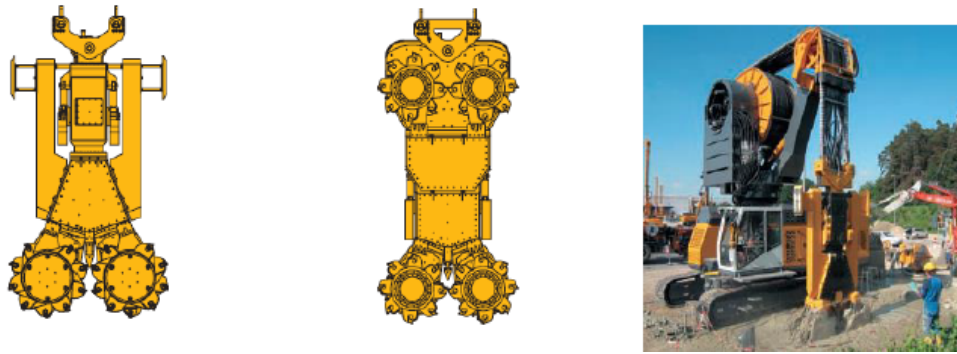


FIGURE 36 – Têtes de mélange pour des systèmes suspendus à câbles [Bauer, 2014]

Un exemple intéressant d'utilisation de panneau de soil mix est présenté ci-après. Pour stabiliser un bâtiment historique autour duquel des travaux devaient être menés, les ingénieurs ont utilisé des panneaux de soil mix soutenant une dalle afin d'avoir une technique de soutènement la moins invasive possible pour le bâtiment à protéger ce qui donne des images spectaculaires de soutènement dans le vide.



FIGURE 37 – Utilisation du cutter soil mixing pour soutenir un bâtiment classé en Australie [Bauer, 2014]

## Tranchées

Les tranchées en soil mix sont semblables aux panneaux à la différence que celles-ci sont continues et sont donc plus indiquées pour toutes les applications nécessitant des propriétés d'étanchéité très élevées. Leur capacité portante peut néanmoins rester semblable à celle d'un panneau suivant la composition utilisée.



Pour réaliser des tranchées continues, il faut utiliser un outil différent de ceux présentés précédemment. Celui-ci est composé d'un guide rigide qui contient les conduites d'amenée de liant et supporte une chaîne rotative qui comporte des dents servant à déstructurer le sol et le mélanger avec le liant. La machine avance de façon continue le long de la tranchée à réaliser à un rythme défini pour garantir le temps minimal de mélange pour l'homogénéité souhaitée.

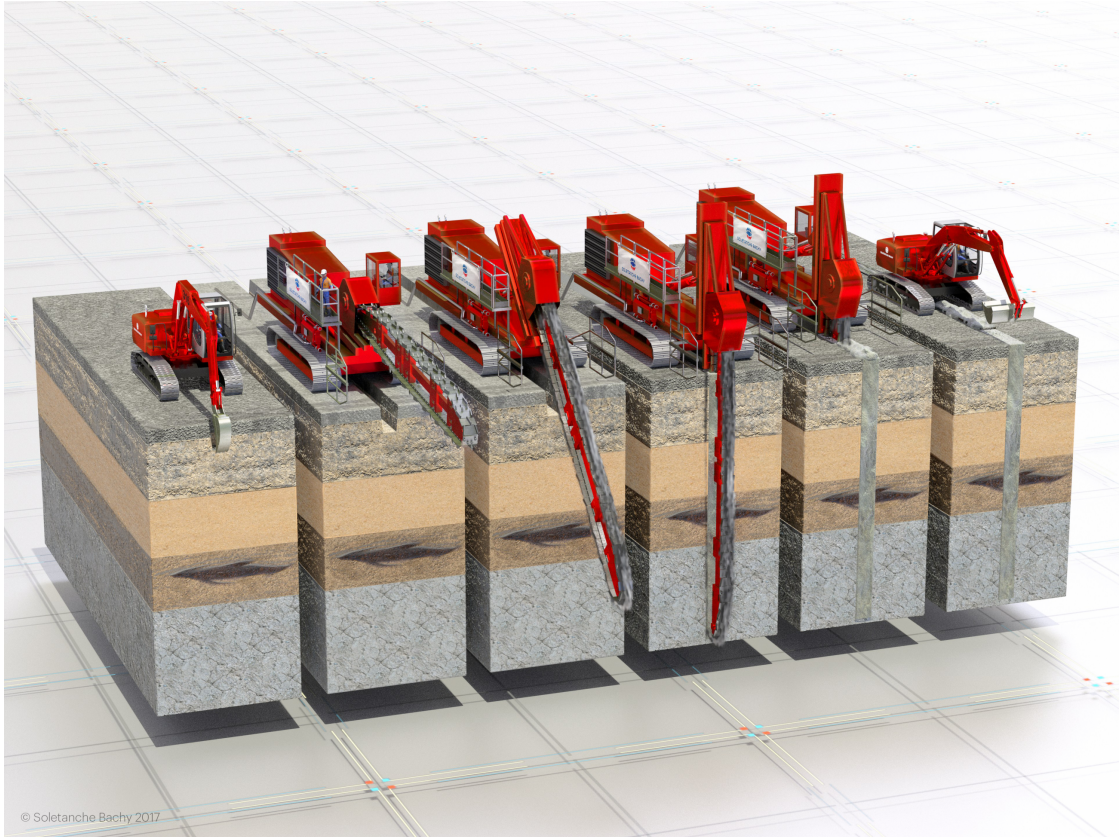


FIGURE 38 – Machine utilisée et procédure du soil mixing en tranchée  
[<https://www.bacsol.co.uk/solution/cut-off-walls/>]

Pour procéder à la création d'une tranchée soil mix, il faut tout d'abord creuser une tranchée de guidage que l'opérateur de la machine suivra pour respecter la géométrie prescrite. La machine est positionnée avec sa lame horizontale au début de la tranchée. La lame est descendue en faisant tourner la chaîne pour déstructurer le sol. Lorsque le guide est vertical, on peut commencer à injecter le coulis et faire avancer la machine. L'excès de mélange est enfin arasé pour obtenir un aspect fini propre.

Cette technique est assez peu limitée puisqu'elle peut être utilisée aussi bien par voie sèche que par voie humide et qu'avec un bon opérateur il est techniquement possible de réaliser des formes non droites même si cela est peu utilisé et que le rayon de courbure est limité. En revanche contrairement aux panneaux qui peuvent descendre très bas grâce à des systèmes à câbles, la profondeur de traitement est ici limitée à la longueur de la tête de mélange soit entre 10 et 15 mètres pour les plus volumineuses

## Stabilisation de masse

La stabilisation de masse est un procédé d'application visant à stabiliser "rapidement" de grands volumes de soil mix. Cette technique est réalisée uniquement par voie sèche et est particulièrement adaptée au traitement d'une grande surface de sols particulièrement lâches ou contaminés qui doivent donc être traités dans leur entièreté. La mise en place est réalisée à l'aide d'un outil spécial généralement monté sur une pelle mécanique.



FIGURE 39 – Outil de stabilisation de masse [Denies, Huybrechts, 2013]

On balade alors l'outil en trois dimensions dans la zone à améliorer selon un pattern prédéfini pour obtenir une amélioration homogène. La stabilisation est réalisée par zones (8 à 10m<sup>3</sup>) dans le cas de grandes surfaces à traiter.

### 1.2.3 Méthodes de mise en place sèche ou humide

La distinction voie sèche ou voie humide se fait principalement sur les machines de coulages de colonnes en soil mix<sup>5</sup>, les panneaux (principale autre utilisation du soil mix) étant exclusivement réservés à la voie humide, car seule la rotation sur toute la surface de la colonne permet une bonne homogénéité par voie sèche.

Pour la voie humide, une conduite amène le liant de la surface vers la tête de mélange et le coulis est injecté sur toute la hauteur de la tête de mélange. Les couteaux transversaux présents sur la tête de mélange homogénéisent le mélange obtenu.

---

5. Même si nous l'avons vu il est également possible d'utiliser la voie sèche pour les tranchées soil mix





FIGURE 40 – Tête pour colonne de soil mix par voie humide [Denies, N. 2013]

Grâce à ce procédé, des colonnes beaucoup plus grandes et d'une résistance plus élevée que par voie sèche sont obtenues. Des engins existent par ailleurs pour réaliser plusieurs colonnes à la fois.

Pour ce qui est du procédé par voie sèche, un système plus simple est utilisé. Il se compose d'un tube servant à amener le liant jusqu'à la tête et d'un malaxeur. Le liant est toujours injecté à la remontée de l'outil et la quantité de liant dépend de la vitesse de rotation. Pour cette méthode aucun outil permettant la mise en place de plusieurs colonnes en même temps n'a à ce jour été développé.

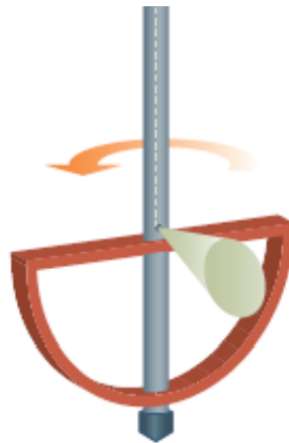


FIGURE 41 – Tête pour colonne de soil mix par voie sèche [Denies, N. 2013]

Cette méthode produit des colonnes plus fines et moins résistantes, mais possède l'avantage de générer beaucoup moins de rejets.

### 1.2.4 Le soil mix en cisaillement

Dans l'état actuel des connaissances et avancées ([Denies ,Huybrechts, 2018]), le soil mix est très peu utilisé pour sa résistance au cisaillement si ce n'est pour un calcul de résistance au cisaillement des parois de fouilles soumises à moment de flexion. Néanmoins pour ce genre d'application, le cisaillement n'est pas dimensionnant par rapport au moment de flexion et donc des valeurs de la résistance au cisaillement approximées par le bas sont suffisantes.

Actuellement la valeur de contrainte de cisaillement max  $\tau_{Rsm,d}$  est approximée par la valeur de résistance à la traction simple  $f_{sm,td}$ . Elle-même étant calculée par une fraction de la résistance à la compression :

$$f_{sm,tk} = 0.7 \times f_{sm,tm} = 0.7 \times 0.3 \times f_{sm,m}^{2/3} \quad (4)$$

$$f_{sm,td} = \alpha \times \frac{f_{sm,tk}}{\gamma_{SM} \cdot k_f} \times \beta \quad (5)$$

Où on utilise  $\alpha = 1.0$ ,  $\gamma_{SM} = 1.50$ ,  $k_f = 1.0$

Ces calculs mènent généralement à des valeurs de contrainte de cisaillement maximales de l'ordre de 10-15% de la résistance à la compression. Une partie de notre travail d'expérimentation va être de comparer les valeurs obtenues avec ces valeurs d'approximations pour savoir si, dans un cas où le design au cisaillement devient prédominant, ces valeurs sont bien sécuritaires et si oui ne le sont-elles pas trop<sup>6</sup>.

## 1.3 Études précédentes

Aucune étude sur les propriétés du soil mix en cisaillement telle que nous nous apprêtons à la faire n'a pu être trouvée pour ce travail. Comme mentionné plus tôt, il s'agit à ce jour de données dont les besoin étaient faibles et pour lesquelles de grandes approximations étaient acceptables. Dans ce résumé d'études, nous nous attacherons alors à légitimer notre méthode de moulage et conservation en comparant nos résultats en compression simple à ceux de l'étude de Fabien Szymkiewicz. Une fois notre méthode de préparation légitimée par nos résultats en compression simple, les résultats en cisaillement en seront plus fiables.

### 1.3.1 Étude de Fabien Szymkiewicz

Pour sa thèse de doctorat, [Szymkiewicz, 2011] a réalisé des tests de compression simple sur différents mélanges (types de sol, quantité de ciment, teneur en eau ...). Parmi les différents types de sols, [Szymkiewicz, 2011] utilise 3 sables différents et ce sont donc aux résultats de ces 3 sables auxquels nous allons nous intéresser.

---

6. Pour la comparaison nous utiliserons les valeurs moyennes et pas les valeurs caractéristiques ou de design, car, le passage aux valeurs caractéristiques sera également un sujet d'étude.

### Concentration de ciment

Pour ce qui est de la concentration en ciment, une augmentation graduelle de la résistance est constatée avec l'augmentation de la concentration de ciment. Nous constatons également que contrairement aux essais pour un béton, le palier à 60 jours n'est pas significatif et l'augmentation en résistance se poursuit encore dans le temps. Ici pour exemple les diverses courbes pour du sable de Fontainebleau :

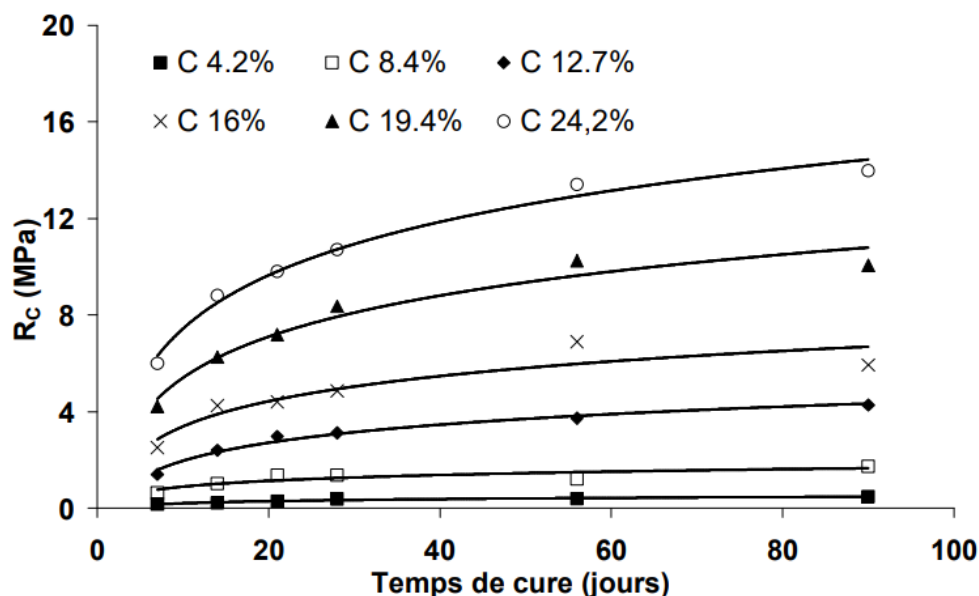


FIGURE 42 – Évolution de la résistance d'un soil mix à base de sable de Fontainebleau pour différentes concentrations en ciment [Szymkiewicz, 2011]

### Quantité d'eau

Pour ce qui est de l'influence de la quantité d'eau, il n'y avait pas d'étude sur les sables dans le cadre de la thèse de [Szymkiewicz, 2011]. Néanmoins cette étude avait été réalisée sur des argiles et nous permettra d'avoir une idée du comportement attendu.

Si on prends pour point de comparaison le mélange avec  $C=17.5\%$ , peu de différences sont constatées au niveau des résistances à 90 jours pour les teneur en eau de 60 et 70%. Néanmoins, quand la teneur en eau arrive à 80%, les résistances chutent grandement. Cela veut dire que le "maximum" de résistance en fonction de la teneur en eau a été atteint et que le ciment est entièrement hydraté. Par conséquent, toute eau supplémentaire ne peut que créer de la porosité et donc diminuer la résistance.

Un autre phénomène constaté est que la vitesse de réaction est supérieure pour une teneur en eau de 70% que pour une teneur en eau de 60%. Plus d'eau est disponible et donc le ciment est hydraté plus vite.

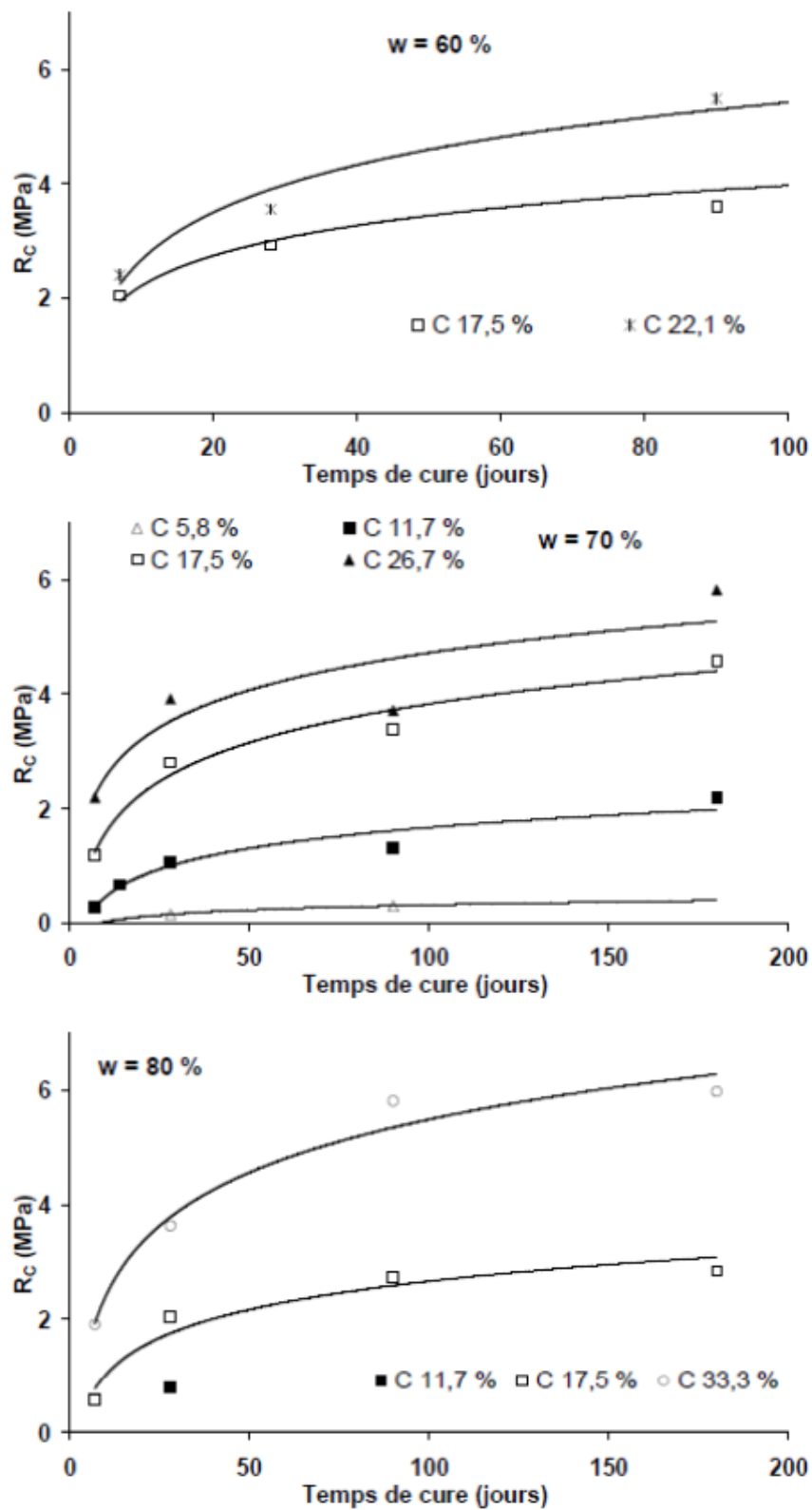


FIGURE 43 – Évolution de la résistance en fonction du temps avec  $w=60\%$ (a),  $w=70\%$ (b) et  $w=80\%$ (c) [Szymkiewicz, 2011]

## 1.4 Conclusion

Dans ce chapitre ont été exposées les différentes méthodes d'amélioration des sols. Cela avait pour but de placer le cadre de ce travail ainsi que de souligner la place du soil mixing dans les différentes méthodes.

Ensuite, les différentes méthodes d'exécution et de mise en place du soil mix ont été décrites ainsi que les différents avantages et inconvénients de ces méthodes. Nous nous sommes également attardés sur les connaissances actuelles sur ce matériau particulièrement en terme de cisaillement puisqu'il s'agit là du sujet principal de notre étude. Cela nous a permis de voir que les connaissances étaient suffisantes dans leur état actuelles mais nécessitaient une recherche plus approfondie afin d'ouvrir de nouvelles possibilités de développement.

Dans les recherches qui seront menées dans ce travail, nous pouvons notamment citer une recherche sur le passage des valeurs moyennes aux valeurs caractéristiques pour lequel un facteur multiplicateur de 0.7 est actuellement utilisé et qui sera vérifié. Un autre point d'étude sera la prévision de la valeur de la cohésion en fonction de la valeur de résistance en compression simple qui est actuellement une prévision grossière basée sur la résistance à la traction.

Enfin nous avons passé en revue certains résultats du travail de [Szymkiewicz, 2011] pour nous permettre de comparer certains de nos résultats avec lui afin de juger de leur pertinence et de la validité de nos résultats futurs. Nous ne mentionnons évidemment pas de valeurs chiffrées car les sols et les paramètres d'études seront différents mais ce sont les tendances qui seront comparées.

## 2 Étude expérimentale : Matériel et méthodes

Dans cette section, nous nous pencherons sur la description du matériel, des matériaux ainsi que les protocoles de notre étude expérimentale. Cela permettra une reproductibilité dans le futur et assurera de la justesse de nos démarches.

### 2.1 Objectifs

Les objectifs de cette étude expérimentale sont d'obtenir une meilleure compréhension des propriétés du matériau soil mix au cisaillement (changement éventuel de l'angle de frottement interne par rapport au matériau de base, augmentation de la cohésion) principalement par rapport à la variation de la teneur en ciment et au rapport E/C du coulis injecté. Ce rapport E/C n'est pas réellement celui du ciment que l'on injecterait en pratique. Il est plus élevé, car nous allons couler notre soil mix dans des sols qui sont éventuellement saturés. En fonction de la porosité du sol, il y aura plus d'eau dans les régions saturées et nous aurons donc un mélange total avec un rapport E/C plus élevé. La variation du rapport E/C du coulis est donc un indicateur indirect de l'effet de la porosité du sol en place.

Le but est de voir quelles peuvent être les variabilités et donc les incertitudes au sein d'un même mélange afin de pouvoir plus tard appliquer ces incertitudes sur des modèles de stabilisation de pentes et de voir quels pourraient être les impacts sur la stabilité des structures.

### 2.2 Matériaux utilisés

#### 2.2.1 Sol

En guise de sol, pour des raisons de disponibilités au laboratoire et de représentativité par rapport au cas d'étude, nous utiliserons du sable de Mont Saint-Guibert. Le sable permet d'étudier purement la réaction d'hydratation, car lui-même n'est pas réactif et ne risque donc pas d'induire des phénomènes perturbateurs pour nos analyses.

Voici un résumé de l'analyse granulométrique réalisée sur un échantillon de 530g qui va nous permettre de classer ce sable :

Tamis	Refus (g)	Refus (%)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Passants (%)
2.38	0.00	0.00	0.0	0.0	100.00
1.18	0.30	0.06	0.3	0.06	99.94
0.6	35.90	6.77	36.2	6.83	93.17
0.3	181.10	34.17	217.3	41.0	59.00
0.15	236.10	44.55	453.4	85.55	14.453
0.075	73.20	13.811	526.6	99.36	0.642
0.04	3.40	0.642	530.0	100.0	0.00


TABLE 2 – Tableau des passants de l'analyse granulométrique menée.

Ce tableau nous permet de déduire la courbe granulométrique se trouvant à l'ANNEXE 1 ainsi que les paramètres de granulométrie suivants :

$D_{10}$	$D_{30}$	$D_{60}$	$C_u$	$C_d$
0.12	0.191	0.306	2.6	1

TABLE 3 – Paramètres de granulométrie


On peut donc conclure que notre sable possède une granulométrie serrée ( $C_u < 20$ ) et une bonne composition granulométrique ( $1 < C_d < 3$ ). Cette granulométrie permet également de voir qu'il s'agit d'un sable 0-1 ce qui, si ce sable est fait de quartz (masse volumique du quartz de  $2650 \text{ kg/m}^3$ ), nous amène à considérer comme estimation une masse volumique sèche apparente de  $1600 \text{ kg/m}^3$ .



Université de Liège

Université de Liège - Laboratoire de Géotechnologies

**Essai au pycnomètre à gaz**



Dossier :

Opérateur : IP

---

**Calibration Vcell et Vexp**

Vcell : 37.081609

Vexp : 21.378465

Pres. Cal (PSI): 14.35

Tare : 8.363

Tare+tech : 42.09

**Calcul échantillon:**

Nom échantillon : sable

Masse (gr) : 33.727

Date de mesure : 03-03-21

Opérateur : Adrien

Vsample = Vcell - Vexp / ((P1/P2) - 1)

Long. Plug (cm): 0

diam. plug (cm): 0

Vtot plug (cm³): 0.000

porosite % = INT((Vtot - Vs(i)) / Vtot) \* 100

	P1	P2	cm³ Vs	gr/cm³ densité	cm³ Volume por	% porosité
1	14.482	7.7505	12.46692	2.70532		
2	14.444	7.731	12.46118	2.70656		
3	14.378	7.695	12.46582	2.70556		
4	14.395	7.704	12.46650	2.70541		
5	14.456	7.737	12.46408	2.70594		
6						
7						
8						
9						

nb. mesure: 5

Moyenne : 12.4649 2.7058 -

FIGURE 44 – Détermination de la masse volumique des grains au pycnomètre à gaz

C'est donc bien d'un sable de quartz dont nous disposons, au vu de la masse volumique des grains de  $2700 \text{ kg/m}^3$ . Une masse volumique apparente de  $1600 \text{ kg/m}^3$ , sera alors considérée dans le cadre de ce travail. C'est une approximation grossière dont nous avons vérifié la véracité par une pesée un laboratoire.

Grâce au projet Ecoliser actuellement en cours au laboratoire, beaucoup d'essais sont disponibles notamment en cisaillement, ce qui est intéressant pour cette campagne. Ceux-ci nous permettent de dire que ce sable à un angle de frottement qui varie entre 30 et 31 degrés et une cohésion entre 0 et 1 kPa. Ce sont des valeurs typiques pour un sable et nous choisirons pour le reste de ce TFE de le considérer comme un sol non cohésif avec un angle de frottement de  $30^\circ$ .

Pour cette campagne d'essai, le sable sera préparé comme suit. Tout d'abord, le sable sera placé dans un séchoir à 45°C pendant un minimum de 48h<sup>7</sup>. Après ce laps de temps, il ne sera pas considéré comme sec. Après le séchage, une éprouvette de sable sera placée à l'étuve à 100°C afin de déterminer quelle est la quantité d'eau restante dans le sable une fois celui-ci stabilisé au séchoir. Cette quantité d'eau sera déduite de la quantité d'eau totale du mélange afin d'obtenir un rapport E/C réel.

### 2.2.2 Liant

Le liant qui sera utilisé est le DORODUR H50. C'est un liant développé spécifiquement pour les travaux d'injections, il est donc parfaitement représentatif du soil mix qu'on pourrait utiliser dans un cas pratique. Il est fabriqué par la firme Holcim à partir de clinker, laitiers de hauts fourneaux et d'autres constituants qui ne nous sont pas fournis. La fiche technique nous indique seulement qu'il s'agit d'un liant constitué en grande partie de laitier de hauts fourneaux, et dont la résistance en compression suivant la norme NBN EN 196-1 vaut 37MPa à 7 jours et 56MPa à 28 jours. Ces valeurs sont donc des maximas de ce que nous pourrions atteindre avec notre soil mix puisque nous n'aurons pas 100% de coulis de ciment.

## 2.3 Mode opératoire de préparation

Cette partie du travail développe les étapes de préparation et de traitement des échantillons ainsi que les raisons des divers choix de méthodes effectués.

### 2.3.1 Préparation des échantillons

1. Calculer les proportions : en fonction des paramètres de compositions que nous décrivons plus tard, les masses des différents constituants sont calculées. Pour ce faire, un choix a été posé de prendre comme volume de sable le volume total des échantillons à remplir.

Ce choix s'explique par le fait que dans la pratique, l'opérateur connaîtra les dimensions de la structure soil mix qu'il doit préparer et se basera sur ces dimensions pour calculer la masse de sol présente dans son mélange. Raison pour laquelle nous opérons de la même façon. Pour passer du volume à la masse, nous utilisons la masse volumique apparente du sol en place soit pour le sable 1600kg/m<sup>3</sup>. Ensuite du volume de sable grâce aux paramètres de composition, la masse de liant et d'eau est déduite.

Exemple pour une composition à 500kg de ciment par m<sup>3</sup> et E/C = 1 :

- Volume d'un échantillon =  $V$
- Masse de sable =  $1600 \times V$
- Masse de ciment =  $500 \times V$
- Masse d'eau = Masse de ciment  $\times$  E/C
- Masse d'eau ajoutée = Masse d'eau temporaire - Pourcentage massique d'eau dans le sable<sup>8</sup>  $\times$  Masse de sable

---

7. Le sable étant déjà au laboratoire depuis un long moment, il est presque sec, raison pour laquelle 48h suffisent. Plus tard, nous aurons besoin d'une nouvelle livraison de sable et il sera alors laissé au séchoir une semaine avec un mélange grossier chaque jour afin d'éviter qu'il ne coagule.

8. Ce pourcentage est le pourcentage d'eau dans un sable stabilisé à 45°C obtenu par passage à l'étuve d'un échantillon de sable sorti du four.



2. Mélanger le liant avec l'eau pour préparer le coulis d'injection (2x30s de mélange avec pause pour décoller le liant collé aux bords).
3. Ajouter petit à petit le sable.<sup>9</sup>
4. Mélanger pendant 10 minutes (recommandation de JGS 0821)
5. Placer dans un moule en respectant les méthodes de mélange prescrites ci-après
6. Protéger les échantillons avec un film plastique et les placer en chambre humide afin de les rapprocher le plus possible du milieu d'un sol saturé pour leur maturation.



Comme dans les autres études soil mix réalisées à l'ULiège, nous utiliserons un mixer planétaire HO-BART d'une puissance de 300 W pouvant réaliser 47 rotations de bras et 115 rotations de la pale terminale par minute.

Le mélange sera moulé dans des moules en PVC de hauteur et de diamètre différents pour les essais de compression simple et de cisaillement (100mm/ $\phi$ 50 pour la compression et 90mm/ $\phi$ 95 pour le cisaillement direct). Ce matériau peu adhésif nous permettra de démouler de manière plus simple.

Après cela les échantillons seront disposés sur une platine et mis en chambre humide.

### 2.3.2 Méthode de moulage

Puisque nous ne pouvons pas réaliser le soil mix de la même façon que sur site, il est important que notre méthode de moulage soit la meilleure possible de manière à ce que la représentativité entre nos différents échantillons soit optimale.

Pour ce faire, nous nous basons sur un article publié par le *Department of Civil and Environmental Engineering (DICEA), "Sapienza" University of Rome*<sup>10</sup> qui compare différentes méthodes de moulage que sont :

- Pas de compaction (NC) : placer le mélange à la cuillère ou truelle dans le moule.
- Tapping (TA) : méthode consistant à placer le mélange en trois couches de taille égale et taper 50 fois le moule sur le sol à chaque couche

---

9. Dans la technique du soil mix, du coulis de ciment est ajouté au sol qui est déjà malaxé pour être déstructuré. Puisque le sable est déjà un matériau déstructuré, nous faisons l'inverse sans impact sur le matériau final. Ceci est fait pour des raisons de simplicité d'expérience.

10. M. Grisolia, E. Leder, I.P. Marzano. (2013) *Standardization of the molding procedures for stabilized soil specimens as used for QC/QA in Deep Mixing application*. Rome

- Rodding (RO) : mélange placé en trois couches égales, mais cette fois-ci, on enfonce 30 fois une barre en acier de 8mm de diamètre et la barre est remontée en décrochant le coulis qui y serait accroché.
- Compaction statique (SC) : chaque couche est compressée avec un disque d'acier d'un diamètre légèrement inférieur à celui du moule et une pression de 25 ou 50 kPa est appliquée.
- Compaction dynamique (DC) : chaque couche est compactée par 5 chutes de 10cm d'un poids de 1.5kg.

Pour savoir laquelle de ces méthodes donne la meilleure homogénéité des résultats, l'étude teste différents sols, différents teneurs en ciment et en eau. Ces différentes compositions donnent des paramètres de facilité de mélange (exprimé en fonction du couple nécessaire pour le mélanger) et l'étude nous fournit un graphique d'applicabilité des différentes méthodes en fonction du couple de malaxage :

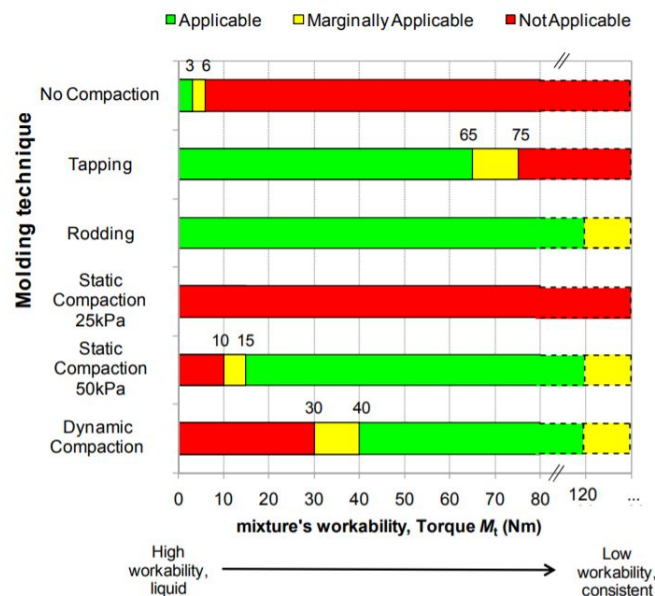


FIGURE 45 – Résultats de l'étude sur les méthodes de moulage

Après consultation de l'étude et confirmation par des expérimentations avec nos paramètres dont les résultats sont visibles dans la SECTION 3.1, nous choisissons pour les compressions simples d'utiliser la méthode du rodding qui est également celle proposée par l'étude italienne. Cette méthode ne donnant pas de résultats assez satisfaisants lors des phases de compression simple, nous nous tournerons vers la méthode du tapping, également recommandée par l'étude italienne, pour les échantillons de cisaillement direct.

### 2.3.3 Méthode de conservation

Pour que les conditions de conservation soient les plus proches possibles des conditions en pratique, les échantillons sont conservés en chambre humide, protégés par un film plastique, jusqu'au jour de l'essai. La chambre humide est réglée sur une température de 21° et une humidité relative de 100%.

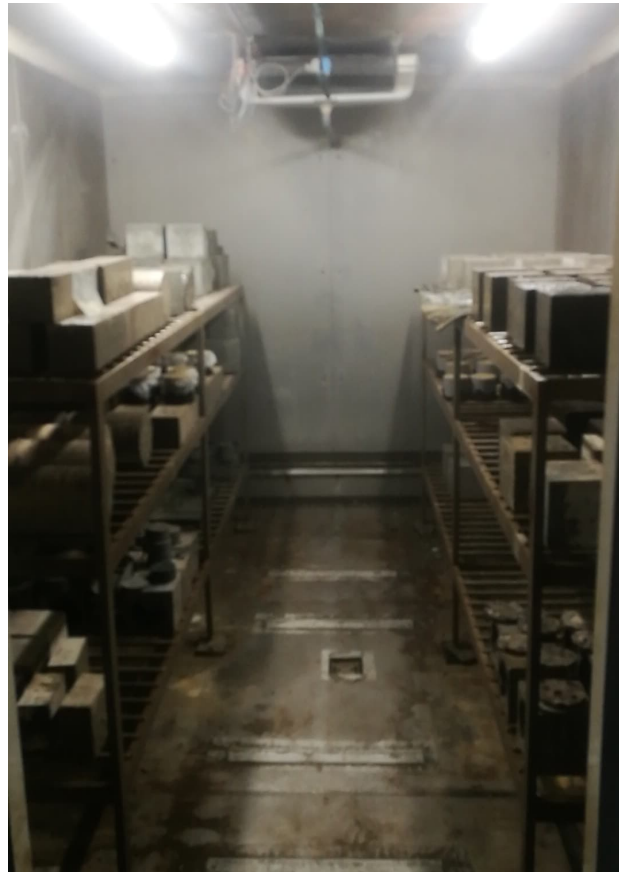


FIGURE 46 – Chambre humide du laboratoire de préparation des bétons

Lors des premières séries d'essais, nous avons pu observer que le bas de certains échantillons présentait plus de porosité que le dessus. Cela est probablement dû à une raideur insuffisante du support des échantillons qui devait, sous le poids du mélange, former des creux. Ces creux se remplissaient en partie de mélange et on avait donc une même quantité de matériau pour un volume augmenté formant une zone plus poreuse. Cela ne devrait pas porter préjudice dans un essai de cisaillement, néanmoins nous serons attentifs à fournir un meilleur support lors de la réalisation de cette série d'essais qui est la plus importante de la campagne.



FIGURE 47 – Zone de fragilisation plus poreuse et moins résistante en partie inférieure

Lorsqu'on sort les échantillons de la chambre pour l'essai, ils sont démoulés à l'aide d'une presse hydraulique ou d'un extracteur manuel ainsi que d'un plat permettant de redistribuer la charge sur toute la surface de l'échantillon afin d'éviter de le fragiliser. À gauche l'extracteur manuel (échantillons de cisaillement) et à droite la presse hydraulique 2T (échantillons de compression simple).

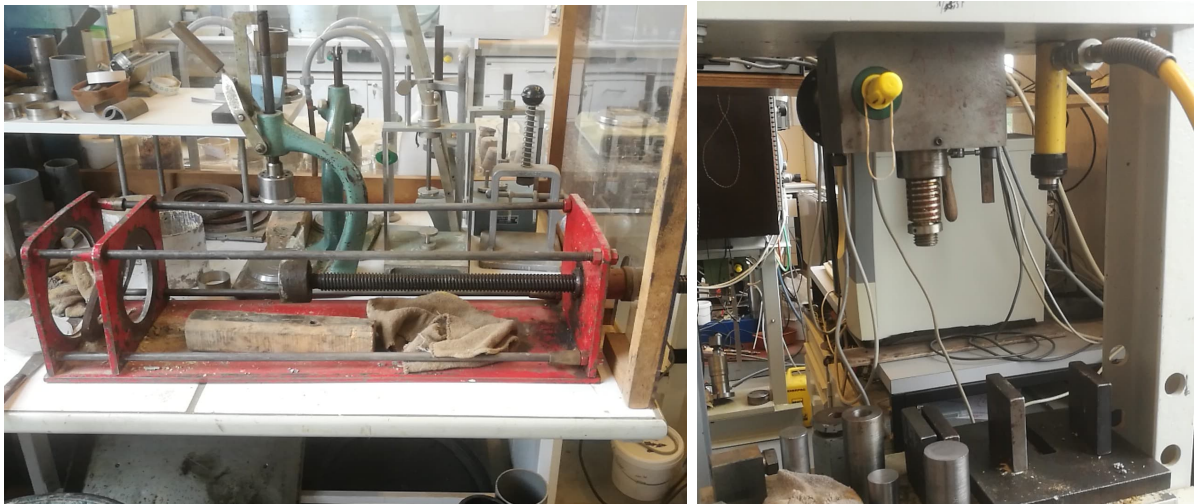


FIGURE 48 – Extracteur manuel et presse hydraulique utilisés pour démouler les échantillons

## 2.4 Plan expérimental

Dans cette section, les paramètres de l'étude en laboratoire sont ré exposés afin de bien saisir leurs implications et pourquoi ceux-ci ont été choisis au vu des possibilités d'essais et de préparation en laboratoire. En effet, les sols utilisés ne pouvaient pas énormément varier à cause des disponibilités de sols et des limites pratiques de la fabrication de soil mix en laboratoire.

Le premier paramètre étudié sera la teneur en liant. Cette teneur variera par palier de 100kg/m<sup>3</sup> entre 300 et 500kg/m<sup>3</sup>. Nous voulons voir ici comment les incertitudes sur les propriétés évoluent en fonction de l'augmentation de la concentration en liant ainsi que l'évolution des propriétés elles-mêmes.

Ensuite, le second paramètre sera la teneur en eau du coulis de ciment (rapport E/C en masse). Celle-ci est représentative du coulis de ciment injecté et de la précision de la préparation de celui-ci. Ensuite, cette valeur, une fois le coulis injecté dans le sol, peut varier avec la quantité d'eau présente dans les porosités du sol. Plus le sol est poreux, plus il y a d'eau dans celui-ci sous le niveau de la nappe (le soil mix sera souvent appliqué assez profondément et donc souvent, au moins en partie, sous le niveau de la nappe) et donc plus le mélange global présente un "déséquilibre" par rapport au rapport E/C de 1 que nous considérons comme le rapport le plus classique. Nous allons donc étudier encore une fois les variations de propriétés et d'incertitudes sur celles-ci en les reliant à un changement de valeur de porosité ou du rapport E/C du mélange injecté. Nous ferons varier ce rapport entre 0.8 et 1.2 en passant par le rapport central de 1.

Cinq compositions différentes ont donc été réalisées :

Composition	Teneur en ciment [kg/m <sup>3</sup> ]	Rapport E/C
1	300	1
2	400	1
3	500	1
4	500	1.2
5	500	0.8

Grâce à la comparaison des compositions par groupe (1,2,3 pour la concentration en liant et 3,4,5 pour le teneur en eau générale du mélange), nous allons pouvoir détacher l'analyse des deux paramètres l'un de l'autre pour obtenir des résultats avec le moins d'interférences possible. Le mélange "pivot" (500kg/m<sup>3</sup> et E/C=1) a été choisi par rapport aux compositions généralement utilisées dans le soil mix.

## 2.5 Tests effectués et méthodologie de ceux-ci

Nous allons effectuer deux types d'essais différents. Le premier type ce seront des compressions uniaxiales. Tout d'abord comme expliqué ci-dessus pour choisir les méthodes de moulage et de mélange des échantillons. Ensuite pour valider nos compositions et estimer les variabilités de résistance en compression simple afin de pouvoir ensuite les comparer aux variations de résistance en cisaillement direct. Nous terminerons par les essais de cisaillement direct en eux mêmes dans la boîte de cisaillement "méca-roche".



### 2.5.1 Compression simple

Le test de compression simple consiste à appliquer à un échantillon une vitesse de déformation donnée et de mesurer à l'aide d'un capteur la force en fonction du temps. On connaît donc les déformations en fonction du temps, grâce à la vitesse de déplacement (un capteur de déformation est néanmoins placé pour plus de précision), la force en fonction du temps, nous pouvons donc exprimer les déformations en fonction de la force et donc de la contrainte.

Cet essai est mené jusqu'à rupture de l'échantillon et la machine s'arrête une fois que la force a diminué jusqu'à atteindre un tiers de la force de rupture.

Pour cet essai, puisque nous estimons que nous allons avoir des forces relativement élevées et en tous cas de plus de 500kg, nous devons utiliser la plus grosse machine de compression simple du laboratoire de mécanique des sols et des roches :



FIGURE 49 – Machine de compression simple pour matériaux rocheux

Cette machine possède différents capteurs de force permettant chacun une force maximale différente. Plus le capteur est petit, plus la précision sera grande. Pour tous les essais, le capteur de 5 tonnes avait été estimé suffisant néanmoins nous avons tout de même dû passer sur le capteur de 10 tonnes pour les essais à 60 jours des compositions à  $500\text{kg/m}^3$  de liant. Ce choix était judicieux, car nous étions assez proches des 5 tonnes sur ces échantillons. La machine recueille des données environ toutes les 3 secondes ce qui est raisonnable du point de vue du nombre de données au vu de la durée des essais qui durent approximativement 10 minutes. Cet échantillonnage est suffisant pour ne pas rater des données autour du pic de résistance ce qui pourrait amener à sous-estimer la résistance d'un échantillon

Les données brutes de la machine sont alors traitées afin d'obtenir la contrainte en divisant la force appliquée par la section :

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (6)$$

Mais aussi la déformation qui est :

$$\epsilon = \frac{l_0 - l}{l_0} \quad (7)$$

Ces données sont ensuite classées dans un fichier Excel et nous pouvons obtenir une courbe contrainte/déformation comme celle-ci :

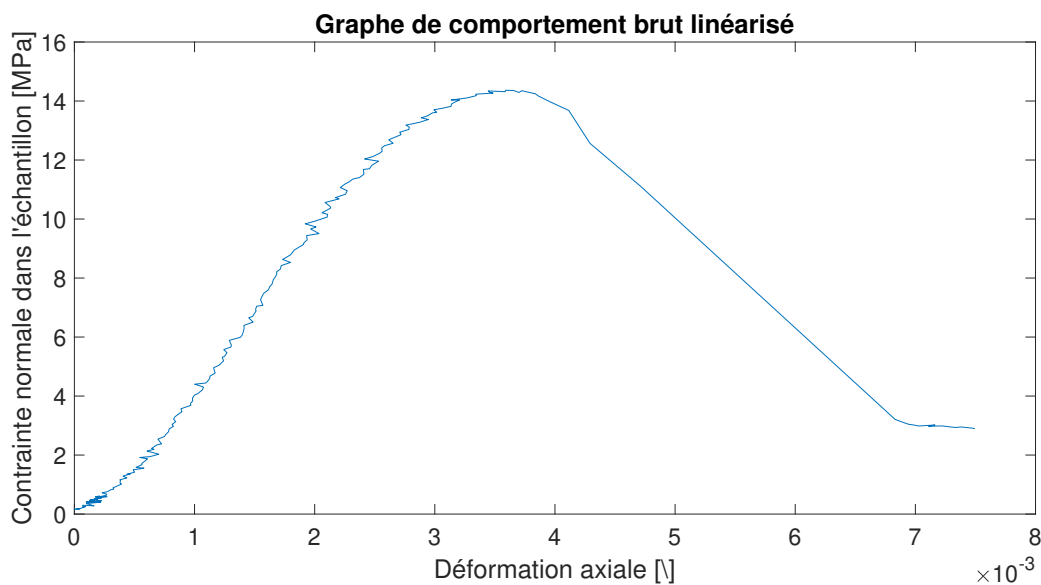


FIGURE 50 – Courbe de comportement brute obtenue via les données de la presse

Sur ce graphique se distinguent 4 phases distinctes qu'il est important de bien comprendre afin de décrire au mieux le comportement de notre matériau :

- La première phase est ce que nous appellerons une phase de mise en contact. En effet, malgré tous les efforts pour obtenir des échantillons les plus plats possibles, il reste évidemment de petites imperfections. Cela amène à une phase transitoire pendant laquelle la platine de la machine et l'échantillon bougent l'un par rapport à l'autre jusqu'à trouver un contact optimal. Pendant cette phase, les déplacements sont importants, mais les efforts restent contenus (pente de tangence plus aplatie).
- La seconde phase est la phase linéaire élastique. Cette phase qui suit la mise en contact est la phase classique des matériaux où la relation contrainte/déformation est caractérisée par le module de Young qui est la pente de la droite. Le module de Young sera ici calculé comme la pente de la droite reliant les points situés à 10% et 60% de la résistance maximale. La première limite nous permettant de nous affranchir de la zone de mise en contact et la seconde d'éviter de prendre en compte un comportement non linéaire du matériau. Pour avoir une courbe théoriquement plus correcte, il faudrait prolonger la partie linéaire élastique vers les zones de contraintes nulles afin d'obtenir la "vraie" origine des axes.

C'est à partir de cette origine que nous pouvons définir les allongements à la rupture sans tenir compte des déplacements de la phase de mise en contact qui n'ont pas de sens du point de vue de la résistance du matériau :

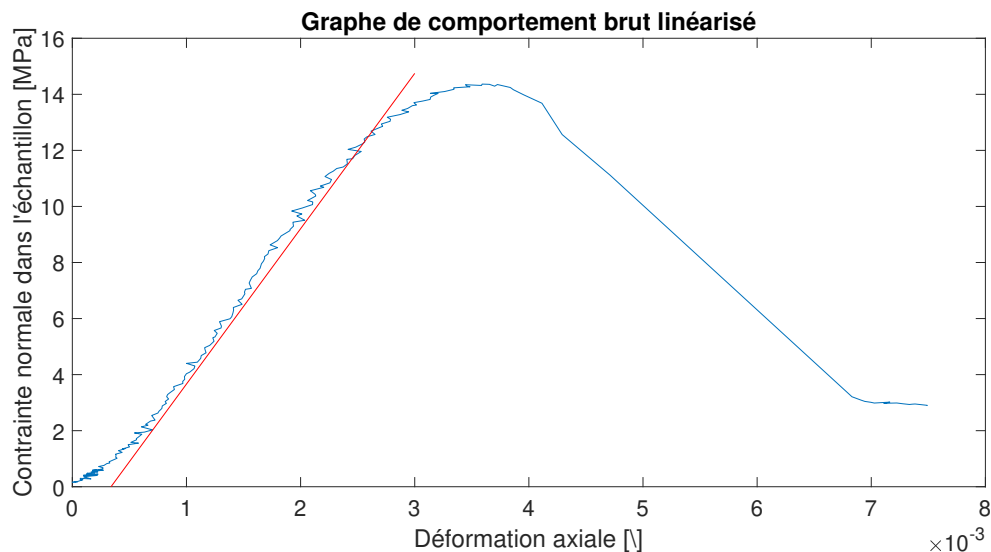


FIGURE 51 – Courbe brute accompagnée d'un prolongement linéaire jusqu'à contrainte nulle

Nous constatons que, la différence entre la déformation à la rupture donnée par la machine et la déformation à la rupture réelle donnée entre le point de rupture et le prolongement du domaine linéaire est finalement assez faible. Nous avons en effet fait une phase de prémise en contact jusqu'à obtenir une force de 0.4kN pour tous les échantillons ce qui nous permet de prendre sans trop d'erreurs la valeur directement sortie par la machine. L'erreur réalisée dans le cas exposé ci-dessus est de 7% ce qui semble raisonnable quand on sait le temps nécessaire pour établir la droite et que l'allongement à la rupture n'est pas le résultat principal attendu de ces essais.

- La troisième phase est la partie non linéaire jusqu'à la rupture. Comme la plupart des matériaux, le sol mix possédera une partie non linéaire de faible durée juste avant la rupture. Les non-linéarités sont soit de natures géométriques, soit originaires du matériau. Dans le cas qui nous intéresse, les non-linéarités géométriques seront très négligeables<sup>11</sup>. Les non-linéarités que nous observons ici sont donc purement matérielles.
- Enfin une phase post-rupture qui pourra nous servir à qualifier le type de rupture (ductile ou fragile du matériau).

11. En utilisant les méthodes de calcul fournies par l'Eurocode, nous avons une perte de résistance par instabilité géométrique qui est de l'ordre de 2%, ce qui est largement supérieur aux incertitudes que nous avons sur le matériau et nous négligeons donc l'effet des instabilités, car nous utilisons un échantillon de 5cm de diamètre sur 9-10cm de haut et donc l'inertie est très grande en comparaison avec la longueur de flambement potentielle



### 2.5.2 Essai de cisaillement direct

Le test de cisaillement direct consiste à placer un échantillon cylindrique dans une boîte à deux étages. La partie inférieure reste fixe alors que la seconde peut être déplacée à l'aide de vérins dont la force peut être mesurée. La partie supérieure de la boîte est ouverte et permet également d'appliquer des efforts normaux de compression à l'échantillon :

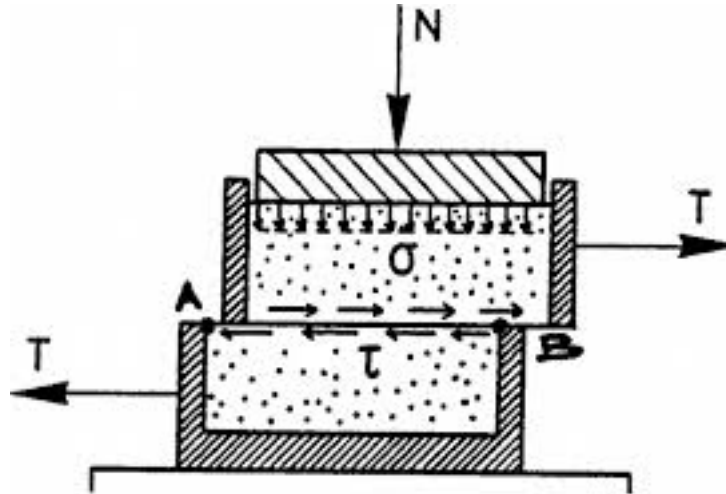


FIGURE 52 – Schéma de fonctionnement d'une boîte de cisaillement

Puisqu'en vertu du critère de Mohr-Coulomb la relation entre les contraintes de ruptures normales et en cisaillement est donnée par :

$$\tau = c + \tan(\phi) \times \sigma \quad (8)$$

On a donc en théorie besoin que de deux points pour déterminer cette droite, les paramètres de cohésion et d'angle de frottement interne du matériau soil mix. Pour des raisons de précision, trois échantillons seront utilisés pour limiter les erreurs et un quatrième échantillon sera là au cas où un des trois échantillons précédents serait endommagé ou donnerait des résultats anormaux statistiquement parlant. Si les trois premiers échantillons sont satisfaisants par rapport aux résultats attendus, le quatrième échantillon sera utilisé au palier de contrainte normale intermédiaire.

Pour obtenir des cercles de Mohr donnant trois points différents le long de la droite du critère, nous devons travailler avec trois contraintes normales différentes :

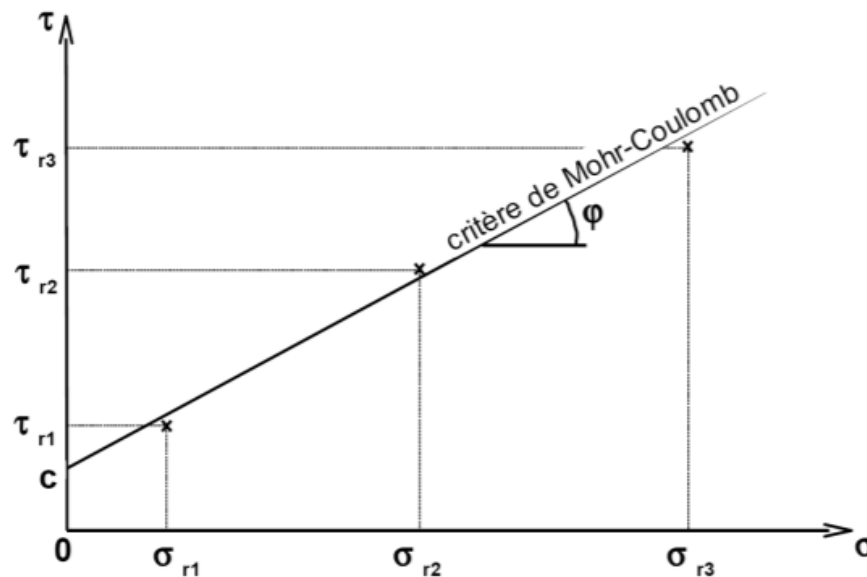


FIGURE 53 – Trois résistances au cisaillement distinctes pour trois contraintes normales différentes

La partie importante de la préparation de l'essai sera de déterminer les trois contraintes normales que nous allons utiliser. Pour ce faire nous avons trois règles :

- La contrainte normale ne doit pas excéder  $\frac{2}{3}$  de la résistance moyenne en compression simple pour le type de mélange et la période considérée. Cela nous permet d'éviter de casser un échantillon plus faible que la moyenne et d'entrer dans la zone non linéaire du comportement en compression.
- Les contraintes normales se suivent par multiples de 2 (0.25/0.5/1 ou 0.2/0.4/0.8)
- Les différences en termes de Tonnes-Forces entre les différents niveaux de compression et les différents niveaux de cisaillement doivent être au moins 10 fois supérieurs à la précision des capteurs (les deux capteurs mesurant 10T ils ont une précision de 10kg et il faut dès lors une différence minimale de 100kg).

Pour respecter ces règles assurément et avoir des résultats clairs, il est donc souvent nécessaire de pouvoir prévoir, en amont, les résultats de l'essai de manière approximative. Lors de cette campagne, cela sera fait sur base d'une analyse de cercle de Mohr d'un essai de compression simple. Les résultats de cette prévision sont disponibles dans la section s'y référant des résultats des essais de cisaillement direct.

## 2.6 Conclusion

Dans ce chapitre consacré au déroulement et aux divers tests de l'étude expérimentale, nous avons tout d'abord caractérisé notre sable par des essais granulométriques et de cisaillement puis ensuite notre liant. Les données concernant ce dernier sont malheureusement assez réduites car il s'agit d'un produit industriel protégé.

Par la suite, nous avons défini clairement notre mode opératoire depuis la composition des mélanges jusqu'à leur préparation pour les tests en passant par les méthodes de mélange et de moulage. Il ne nous reste dès lors plus qu'à les mouler pour pouvoir les soumettre aux essais.

Enfin, nous avons décrit les différents essais que nous allons mener sur nos échantillons, leurs limitations ainsi que les données qui en seront extraites. Une fois ces essais réalisés, nous allons les analyser en séparant l'étude des variations dues à la quantité de ciment et celles dues au rapport E/C. Une fois les résultats obtenus diverses recherches seront menées principalement sur les résultats en cisaillement.

### 3 Résultats et analyses

Après avoir exposé la méthodologie de ces tests de laboratoire et avoir parcouru les différentes études sur le sujet à l'heure actuelle, nous allons exposer les résultats obtenus notamment ceux du mélange que nous utiliserons comme mélange de "référence" à savoir le mélange à  $500\text{kg/m}^3$  de ciment avec un rapport E/C égal à 1, car c'est celui qui est commun aux groupes de comparaison pour la quantité de ciment et le rapport E/C.

#### 3.1 Comparaison des méthodes de moulage

Pour les mélanges de sable, l'étude du *Department of Civil and Environmental Engineering (DICEA), "Sapienza" University of Rome*<sup>12</sup> considère des couples de malaxage jusqu'à 13 Nm pour les mélanges de sable. Nous supposons donc que nous aurons à traiter des mélanges du même type et nous verrons que cela se vérifiera approximativement.

Pour utiliser des méthodes similaires sur tous les échantillons quel que soit leur couple de malaxage, les méthodes du rodding et du tapping qui semblent les deux meilleures pour une grande gamme de couples de mélange seront utilisées. Il y aura deux séries de trois échantillons pour compressions simples à 3 jours afin de confirmer l'étude italienne ainsi qu'une série de compression simple ou nous allons intervertir l'ordre de mélange des composants (d'abord mélange de sable puis incorporation du coulis) afin de constater l'impact de ce changement :

	Série 1	Série 2	Série 3
Méthode de compactage	Tapping	Rodding	Rodding
Méthode de mélange	Sable incorporé au coulis	Sable incorporé au coulis	Coulis incorporé au sable

TABLE 4 – Caractéristiques des séries d'échantillons effectués

Le mélange sable puis coulis étant utilisé pour tester l'intuition qu'un mélange de ce type conduirait à une grande dispersion des résultats. Cette intuition est bien vérifiée par nos expérimentations. En effet, comme constaté lorsqu'on procède de cette façon, le coulis vient se mélanger avec la première couche de sable et une couche de sable non mélangé est observée dans le fond du bac de mélange. Le mélange sera donc plus résistant puisque moins de sable est effectivement mélangé avec la même quantité de ciment sauf pour un échantillon qui sera constitué en grande partie de ce sable non mélangé. Cela est confirmé par les données recueillies :

	Série 2	Série 3
Échantillon 1	9.63	9.86
Échantillon 2	8.61	9.02
Échantillon 3	10.03	5.99
Moyenne	9.43	8.28
Écart-type	0.73	2

TABLE 5 – Résistances en compression simple pour la comparaison des méthodes de mélange

12. M. Grisolia, E. Leder, I.P. Marzano. (2013) *Standardization of the molding procedures for stabilized soil specimens as used for QC/QA in Deep Mixing application*. Rome

On constate une uniformité entre les deux séries avec un léger surplus de résistance dans la série 3 et un des échantillons de la série 3 a étrangement une grande perte de résistance. Puisqu'il s'agissait du dernier échantillon coulé, il y a fort à parier qu'il s'agisse de la résultante de nos observations sur la couche de sable non mélangée. Au vu des résultats observés, cette méthode de mélange ne sera donc pas utilisée dans ce travail.

Pour ce qui est de la méthode de moulage, le tableau suivant montre les résultats des essais de compression simple comparant les deux méthodes :

	Tapping	Rodding
Échantillon 1	8.41	9.63
Échantillon 2	8.92	8.61
Échantillon 3	8.49	10.03
Moyenne	8.61	9.43
Écart-type	0.1385	0.73

TABLE 6 – Résistances en compression simple pour la comparaison des méthodes de moulage

Le tapping semble ici être une meilleure option au vu de l'écart-type beaucoup plus faible constaté. Ce n'est pas un résultat auquel nous nous attendions car l'étude italienne faisait plutôt l'éloge du rodding. Cela peut être du à une incompréhension de notre part dans le mode opératoire. En effet, une des sources mentionnait "Tamping each layer" alors qu'une autre précisait "slowly tamping". Malgré cette potentielle erreur qui pourrait rendre le rodding moins performant, cela ne nous semble cependant pas expliquer toute la différence et nous considérons donc le tapping plus efficace. Puisque l'étude italienne préférait le rodding c'est celui qui avait été utilisé pour les compressions simple mais nous basculerons vers le tapping pour les essais de cisaillement.

NB : Après consultation des résultats de cisaillement direct, il apparaît que le tapping était le meilleur choix au vu des excellents coefficients de régression linéaires obtenus.

### 3.2 Essais de compression simple

Dans cette section nous retrouverons les résultats en termes de résistances à la compression simple, allongement à la rupture et module de Young des différents mélanges. Nous comparerons les compositions entre elles pour voir l'évolution des caractéristiques en fonction des paramètres, mais aussi, au sein d'un même mélange pour comparer les variabilités des propriétés en fonction des paramètres étudiés. Pour rappel, voici les différents mélanges étudiés :

Composition	Teneur en ciment [kg/m <sup>3</sup> ]	Rapport E/C
1	300	1
2	400	1
3	500	1
4	500	1.2
5	500	0.8

### 3.2.1 Résistance

Tout d'abord nous nous intéressons à la variation de résistance en fonction du type de composition utilisée. Premièrement, nous allons nous intéresser à l'effet de la concentration en liant par rapport au volume de sable. Comme précisé précédemment, nous avons des concentrations de ciment qui varient de 300 à 500kg/m<sup>3</sup> par paliers de 100. Ces compositions sont réalisées avec un rapport E/C de 1 et avec les mêmes procédés de fabrication afin de garder le plus d'objectivité possible dans les mesures.

Ici, puisque c'est le changement de propriétés entre les séries qui nous intéresse, il est naturel d'étudier la moyenne, car l'écart-type sera étudié plus tard dans la variabilité à l'intérieur même d'une série. Néanmoins, les barres d'écart-type seront intégrées autour de la moyenne afin de pouvoir observer si une différence minime entre deux compositions est réelle où si elle n'est pas statistiquement représentative.

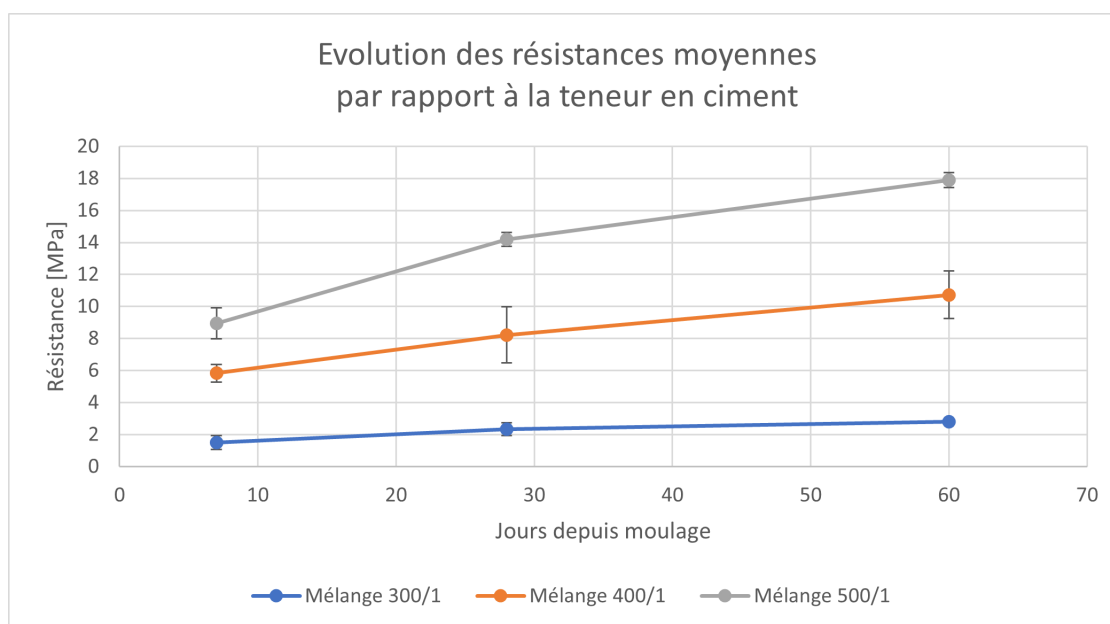


FIGURE 54 – Évolution des résistances moyennes à la compression simple en fonction du temps et de la teneur en ciment avec leur écart-type

Comme cela peut être observé sur le graphe ci-dessus, la tendance est claire. Plus la concentration de ciment est grande et plus la résistance à la compression simple augmente. L'écart entre les compositions semble aussi rester assez stable. En effet, l'écart de résistance entre le mélange à 300kg/m<sup>3</sup> et celui à 400kg/m<sup>3</sup> reste sensiblement le même qu'entre le 400kg/m<sup>3</sup> et le 500kg/m<sup>3</sup>. Il y a donc une évolution plutôt linéaire de la résistance en fonction de la quantité de ciment.

Une différence se marque néanmoins dans les tendances. La courbe à  $300\text{kg}/\text{m}^3$  se stabilise beaucoup plus entre 28 et 60 jours que les deux autres. Nous en concluons que ce mélange a atteint sa pleine résistance alors que les deux autres mélanges vont encore gagner une résistance non négligeable. Il serait dès lors intéressant de les comparer à très long terme (100 jours) pour obtenir le lien réel entre concentration en ciment et résistance à la compression simple. Il est néanmoins raisonnable de penser que dans cette gamme de concentration la relation sera quasi linéaire ce qui est en accord avec les résultats de [Szymkiewicz, 2011] qui trouvait en fonction des sables des droites ou des paraboles faiblement prononcées.

Une fois l'étude du comportement (assez prévisible) en fonction de la teneur en ciment, nous allons comparer l'effet de différents rapports E/C. Celui-ci est beaucoup moins clair, car l'eau n'a pas un seul effet clair et précis sur la résistance contrairement à la quantité de liant.

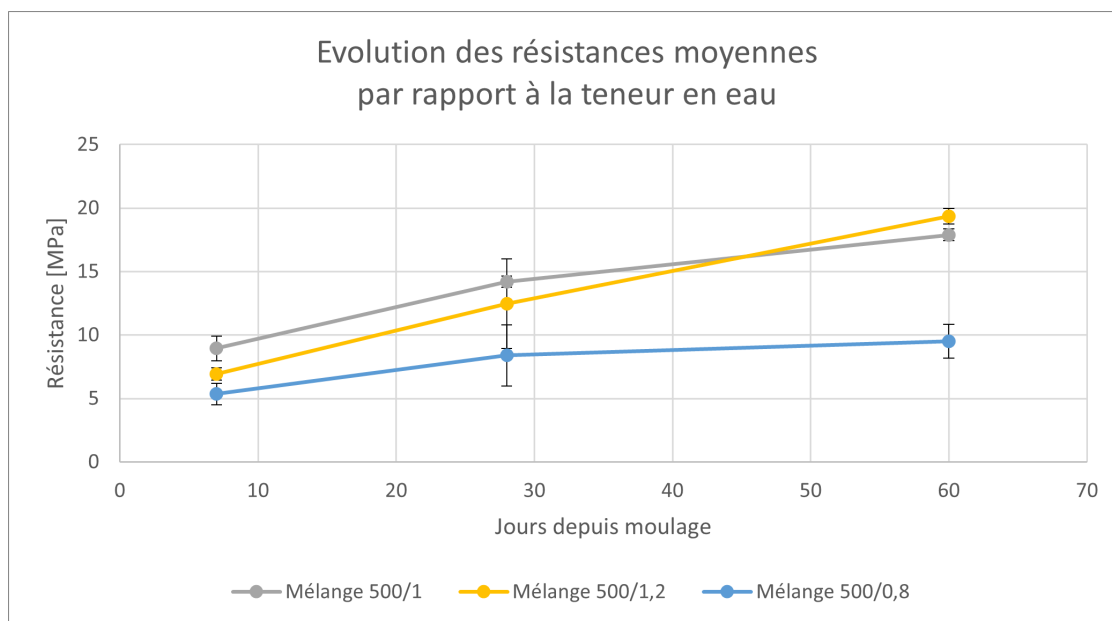


FIGURE 55 – Évolution des résistances moyennes à la compression simple en fonction du temps et du rapport E/C

Quand nous comparons les résistances à 7 jours, elles sont très proches d'autant plus si on prend en compte les écarts-types qui réduisent la différence entre les deux. La différence se marque entre le mélange à  $E/C=0.8$  et les deux autres à partir de 28 jours. Cela est dû au fait que ce mélange ne contient pas assez d'eau pour hydrater 100% du ciment présent ce qui peut paraître étrange comparé aux rapports E/C utilisés dans les mortiers ou les bétons, mais ici il y a énormément de sable qui adsorbe beaucoup d'eau. La courbe bleue atteint alors un plateau plus prononcé tandis que les deux autres continuent leur croissance.

Les deux courbes contenant le plus d'eau sont très proches l'une de l'autre et elles pourraient presque se confondre. Néanmoins, avec une confiance correcte au vu des barres d'erreur, le mélange contenant le plus d'eau va dépasser en résistance le mélange 500/1 à 60 jours. Cela veut dire que même avec un rapport  $E/C=1$  il n'y a pas assez d'eau pour hydrater 100% du ciment présent. Si la quantité d'eau était augmentée, nous verrions les compositions se confondre jusqu'à ce que la quantité d'eau devienne trop importante et crée trop de porosité ce qui ferait de nouveau chuter la résistance.

Après avoir étudié les valeurs de résistance entre les séries, nous allons nous intéresser aux incertitudes que peuvent créer les variations de paramètres à l'intérieur d'une même série. Pour cela, nous avons les boîtes à moustaches des différentes séries aux trois stades de maturation précités. En plus des boîtes à moustaches, nous allons aussi présenter un graphe de l'évolution des écarts-types, celui-ci nous permettra également d'avoir une idée des variabilités de la résistance en compression simple.

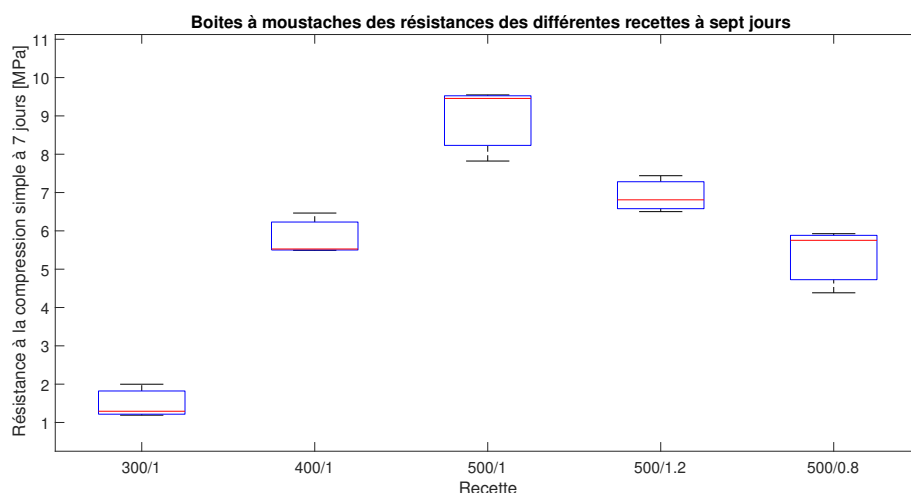


FIGURE 56 – Boîtes à moustaches des différents types de mélanges à 7 jours

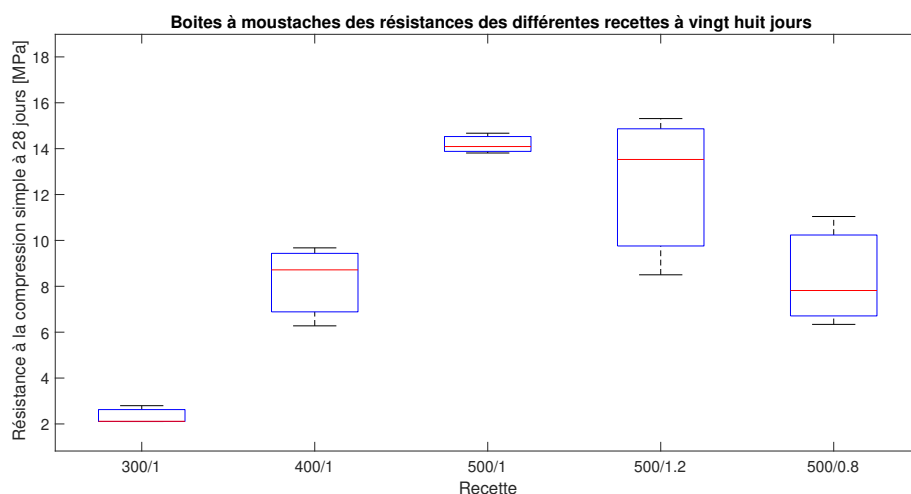


FIGURE 57 – Boîtes à moustaches des différents types de mélanges à 28 jours



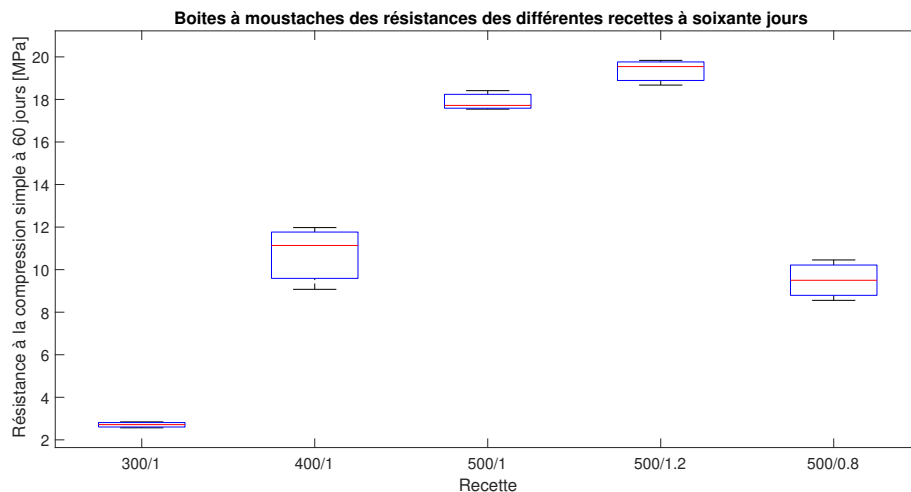


FIGURE 58 – Boîtes à moustaches des différents types de mélanges à 60 jours

Pour analyser des boîtes à moustaches, il y a trois éléments principaux à prendre en compte :

- L'ouverture des moustaches qui définit l'écart entre notre donnée maximale et notre donnée minimale à l'exception des données aberrantes. Elle va nous permettre de juger l'écartement des résultats.
- La médiane et plus particulièrement son centrage. Si celle-ci est plutôt centrée alors les données sont bien réparties entre les moustaches et à l'inverse, si elle est presque collée à la boîte bleue représentant l'espace interquartile, alors cela veut dire que deux données sont plutôt groupées et une des trois données est très différente des autres.
- Les moustaches qui elles aussi peuvent donner une idée du centrage des données.

Une analyse période par période sera alors menée pour comparer les différents mélanges du point de vue de la variabilité des résultats.

## 7 jours

Pour ce qui est de la variabilité à 7 jours il est constaté que l'ouverture des moustaches et des boîtes interquartile est sensiblement du même ordre de grandeur. Pour la distribution à l'intérieur des boîtes, il est observé que la médiane n'est jamais centrée et est, dans quatre cas sur cinq, collée à la boîte interquartile. Cela veut dire que le grand écart entre les résultats donnés par ces graphiques est dû principalement à un des trois échantillons qui était anormalement résistant ou anormalement faible.

Si les médianes étaient plutôt centrées, une distribution Gaussienne serait admise pour les résistances (ce qui traduit des variabilités dans le matériau). Ici, il sera plutôt estimé, au vu de l'analyse, qu'il s'agit d'imperfections de moulage plutôt que d'imperfections intrinsèques au matériau.

## 28 jours

A 28 jours, les différentes compositions se scindent. Nous constatons assez peu de variabilité pour les compositions 300/1 et 500/1, une variabilité contenue pour les compositions 400/1 et 500/0.8 ainsi qu'une grande variabilité pour la composition 500/1.2.

À part pour le premier mélange (ce qui a peu d'importance, car la variabilité est très faible dans cette série), les médianes ne sont pas collées à la boîte interquartile et les résultats sont plus proches d'une Gaussienne ce qui ne permet pas pour autant d'exclure la possibilité d'imperfections dues au moulage. Néanmoins, ici, puisque nous voyons une variabilité plus "naturelle" se dessiner, des hypothèses pourront être tirées :

- Les mélanges 500/1 et 300/1 sont les moins variables. Cela pourrait être dû au fait que les mélanges pauvres en ciment se rapprochent plus du matériau sable qui est lui très uniforme. Pour le mélange 500/1 aucune hypothèse claire ne semble ressortir, mais son rapport E/C et sa concentration en ciment doivent en faire un matériau bien équilibré.
- Le mélange 400/1 semble plus variable, sans raison particulière, si ce n'est un matériau déjà trop éloigné du sable et pas encore assez proche des mélanges optimaux.
- Le mélange 500/0.8 présente une grande variabilité. Celle-ci est sûrement due à sa consistance, la plus solide de la batterie de tests, ce qui peut conduire à beaucoup d'hétérogénéité et un moulage plus complexe.
- Aucune hypothèse ne saute aux yeux pour le matériau 500/1.2 surtout au vu de la faible variabilité qu'il présentera par la suite aux essais à 60 jours. Il peut s'agir soit de variabilité due au moulage soit d'une porosité plus grande due à la grande quantité d'eau et cette porosité peut ne pas être homogène dans les trois échantillons.

## 60 jours

Nous voyons ici des tendances similaires aux essais à 28 jours avec des variabilités néanmoins toutes plus faibles. Seul changement, la variabilité du mélange 500/1.2 est devenue plus faible. Cela renforce notre hypothèse que la variabilité constatée à 28 jours soit sûrement due à des imperfections de moulage ou à des phénomènes lors des réactions d'hydratation auxquels nous n'aurions pas pensé.

Après l'étude des boîtes à moustaches qui sont le procédé le plus courant dans l'étude de variabilité, il convient de préciser que les tendances dégagées ici sont peu fiables. En effet, le nombre d'échantillons (3) dans chaque série rend l'usage des boîtes à moustaches très délicat, car elles sont prévues pour un nombre d'échantillons plus importants. En conséquence le lecteur trouvera en annexe le graphe de toutes les résistances obtenues pour chaque série et chaque période de maturation afin de pouvoir se faire sa propre opinion.

### 3.2.2 Module de Young

Après l'étude des caractéristiques de résistance, place à l'étude de l'évolution du module de Young. Comme précédemment, les changements entre les différents mélanges seront étudiés, mais les variabilités seront mises de côté, car le calcul même de la valeur du module de Young est soumis à subjectivité de la part de l'expérimentateur et il serait donc vain de tirer des conclusions sur ces variabilités.

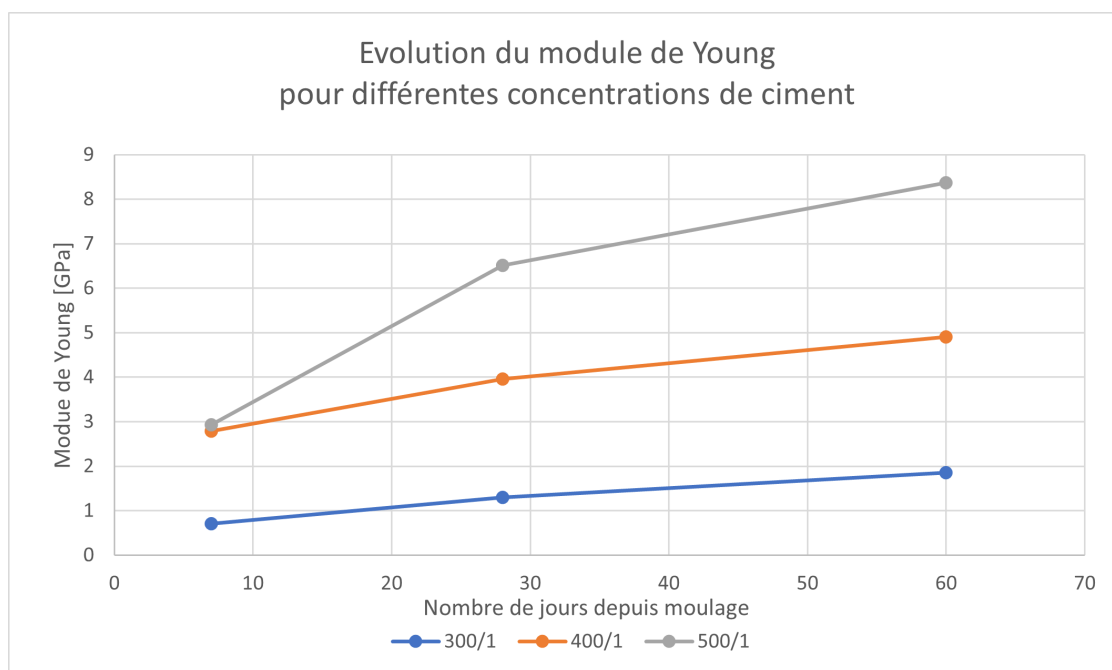


FIGURE 59 – Évolution du module de Young en fonction du temps et de la concentration en ciment

Pour ce qui est de la comparaison entre les différentes concentrations en ciment, il est observé que les courbes suivent la même tendance que pour la résistance, à l'exception du module pour le mélange 500/1 qui semble anormalement bas à 7 jours. Il faudrait investiguer pour savoir c'est dû à un phénomène normal dont il s'agira de déterminer la cause ou d'une erreur statistique liée aux méthodes de calcul et au faible taux d'échantillons.

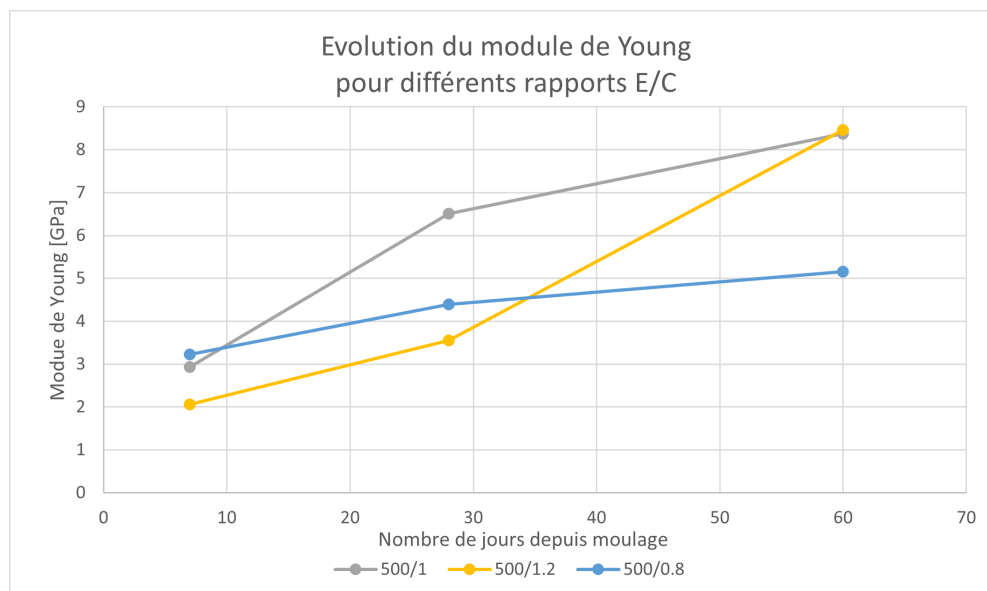


FIGURE 60 – Évolution du module de Young en fonction du temps et du rapport E/C

Pour le rapport E/C en revanche, il est constaté que les modules à 7 jours sont équivalents pour tous les mélanges. Le mélange le plus sec voit une croissance de moins en moins rapide due à la diminution de la réaction par absence d'eau, un des deux réactifs. Les compositions

500/1 et 500/1.2 sont équivalentes en tout temps sauf à 28 jours. L'hypothèse est qu'à 7 jours les réactions ne sont toujours pas assez avancées pour que la différence de quantité d'eau se fasse sentir. Ensuite à 28 jours, la réaction a progressé ce qui augmente le module de Young pour les deux mélanges, néanmoins le mélange 500/1.2 est moins rigide suite à la présence d'eau qui diminue la part de solide dans les échantillons. En revanche la réaction dans ce mélange se poursuit plus longtemps et consomme une part plus importante de la poudre de ciment ce qui fait qu'après 60 jours la raideur du mélange 500/1.2 dépasse celle du mélange 500/1.

### 3.2.3 Allongement à la rupture

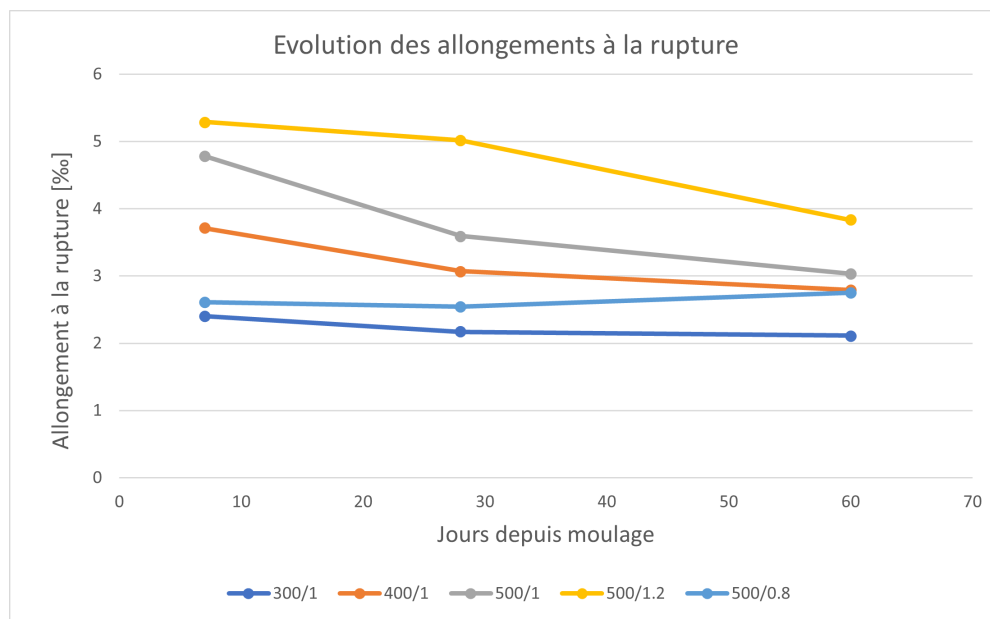


FIGURE 61 – Allongements à la rupture pour les 5 mélanges au cours du temps

Ici aucune distinction ne sera faite entre l'évolution pour différentes concentrations en ciment ou différents rapports E/C. En effet ici, peu de choses à retirer de cette analyse excepté que les mélanges, visuellement les plus solides (300/1 et 500/0.8), ont des allongements à la rupture déjà faibles et qui restent stables alors que plus le mélange devient visuellement liquide (400/1 => 500/1 => 500/1.2) plus l'allongement à la rupture est élevé, mais décroît également plus vite au cours du temps. Malgré ces décroissances les allongements restent assez proches au cours du temps pour un même type de mélange, c'est donc principalement au niveau de l'amélioration du module de Young que va se produire l'amélioration de résistance.

### 3.2.4 Conclusion

En conclusion nous pouvons voir que les résultats attendus sont bien là et ceux que nous n'attendions pas vraiment sont aisément explicables. Nous retrouvons un comportement sensiblement semblable à celui du mortier avec cependant un développement plus lent dû au grand rapport E/C. L'uniformité n'était pas aussi bonne que souhaitée et c'est la raison pour laquelle, comme déjà mentionné, nous nous tournons vers la méthode du tapping pour la mise en place des échantillons de cisaillement direct.

### 3.3 Essais de cisaillement direct

#### 3.3.1 Estimation de la résistance en cisaillement

Comme précisé dans la partie décrivant les essais à mener, il est important pour les essais de cisaillement d'avoir une idée des résultats avant de procéder aux tests. Cela permet d'assurer des résultats qui seront bien différenciables par rapport à la précision de l'outil, mais aussi de choisir à quel palier de compression nous allons utiliser notre échantillon de réserve. En effet, pour calculer une cohésion et un angle de frottement de manière efficace, trois points  $(\tau, \sigma)$  sont nécessaires. Pour parer aux diverses éventualités dans cette campagne, quatre échantillons sont moulés pour chaque période et chaque mélange différent. Si les résultats sont connus à l'avance, le quatrième échantillon peut être utilisé à bon escient pour doubler un essai sur un des trois paliers de compression si le premier essai à ce palier se révélait anormal.

Pour prédire les caractéristiques de cisaillement des échantillons, nous allons nous baser sur la méthode du cercle de Mohr. Nous allons tracer le cercle de Mohr d'une compression simple et nous savons que le point  $(\sigma, \tau)$  de rupture est un point du cercle et de la droite du critère de Mohr-Coulomb. Nous avons donc une information qui nous permet d'éliminer un paramètre entre  $\phi$  et  $c$ . Nous pouvons déterminer un des deux paramètres en supposant que l'effet du sol mix se fera uniquement sur la cohésion et que l'angle de frottement sera inchangé.

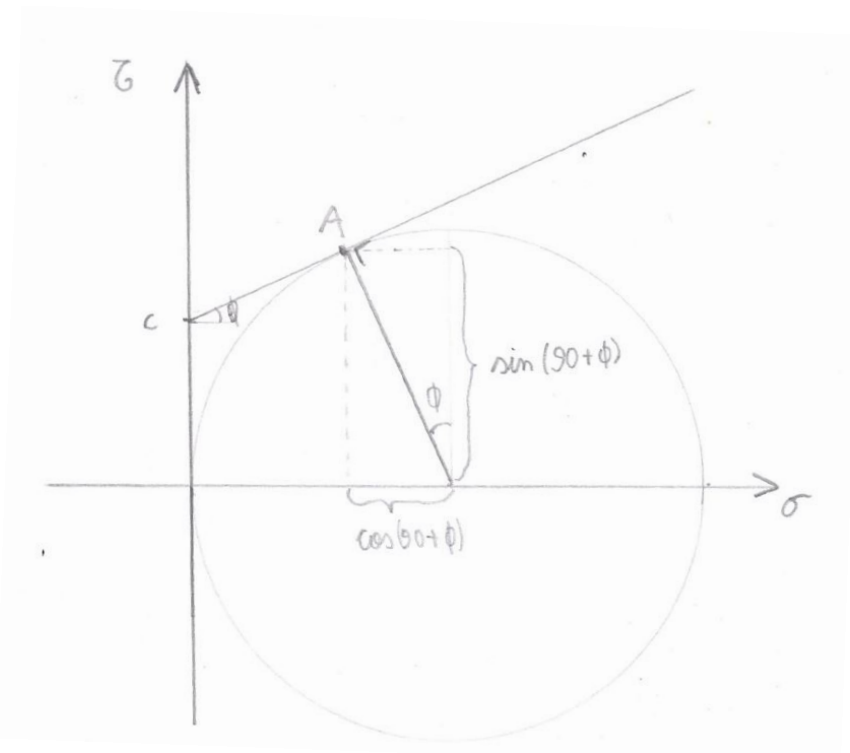


FIGURE 62 – Procédure de calcul de la cohésion en estimant l'angle de frottement

On possède donc un système de deux équations (droite et cercle) à deux inconnues ( $\tau$  et  $\sigma$ ) et il nous faut donc injecter l'une dans l'autre.

$$A = \left( \frac{\sigma_{rupt}}{2} + \frac{\sigma_{rupt}}{2} \times \cos(90 + \phi), \frac{\sigma_{rupt}}{2} \times \sin(90 + \phi) \right) = \left( \frac{\sigma_{rupt}}{2} - \frac{\sigma_{rupt}}{2} \times \sin(\phi), \frac{\sigma_{rupt}}{2} \times \cos(\phi) \right) \quad (9)$$

$$\tau = c + \tan(\phi) \times \sigma \quad (10)$$

En exprimant que le point A est sur la droite on a :

$$\frac{\sigma_{rupt}}{2} \times \cos(\phi) - \tan(\phi) \times \frac{\sigma_{rupt}}{2} \times (1 - \sin(\phi)) = c \quad (11)$$

Et donc c qui vaut  $\frac{\sigma_{rupt}}{2} \times (\cos(\phi) - \tan(\phi) \times (1 - \sin(\phi)))$   
 $= 0.288 \times \sigma_{rupt}$ . Moyennant l'hypothèse prise d'un angle de frottement légèrement augmenté ( $35^\circ$ )<sup>13</sup> voici les cohésions attendues en fonction de la composition et du temps depuis le moulage :

	7j	28j	60j
300/1	0.388	0.61	0.72
400/1	1.517	2.14	2.8
500/1	2.327	3.7	4.66
500/1.2	1.8	3.24	5.03
500/0.8	1.4	2.19	2.47

TABLE 7 – Cohésions prévues en MPa pour un angle de frottement constant de  $35^\circ$

Et donc en suivant ces cohésions nous pouvons prévoir un planning d'expérimentation respectant les trois règles précisées ci-dessus :

Jours	7	7	7	28	28	28	60	60	60	
Contraintes normales [Mpa]	0.25	0.5	1	0.25	0.5	1	0.4	0.8	1.6	
Force normale [kg]	200.12742	400.25484	800.509684	200.12742	400.25484	800.50968	320.20387	640.40775	1280.8155	Recette 1
Contrainte de cisaillement [MPa]	0.5638985	0.7389503	1.089053983	0.7837518	0.9588036	1.3089073	1.0051905	1.2852735	1.8454393	
Force de cisaillement [kg]	451.23374	591.3109	871.4652157	627.16123	767.23839	1047.3927	804.35734	1028.4808	1476.7277	
Contraintes normales [Mpa]	0.8	1.6	3.2	1.2	2.4	4.8	1.5	3	6	
Force normale [kg]	640.40775	1280.8155	2561.630989	960.61162	1921.2232	3842.4465	1200.7645	2401.5291	4803.0581	Recette 2
Contrainte de cisaillement [MPa]	2.0771122	2.637278	3.757609792	2.9804346	3.8206834	5.5011811	3.8429797	4.8932908	6.9939128	
Force de cisaillement [kg]	1662.1132	2110.3601	3006.853911	2384.9553	3057.3257	4402.0664	3075.1673	3915.6302	5596.5561	
Contraintes normales [Mpa]	1	2	4	1.5	3	6	2	4	8	
Force normale [kg]	800.50968	1601.0194	3202.038736	1200.7645	2401.5291	4803.0581	1601.0194	3202.0387	6404.0775	Recette 3
Contrainte de cisaillement [MPa]	3.0276282	3.7278356	5.128250261	4.7443364	5.7946475	7.8952695	6.0573222	7.4577369	10.258566	
Force de cisaillement [kg]	2422.7198	2983.0285	4103.645723	3796.4364	4636.8993	6317.8252	4847.0927	5967.71	8208.9445	
Contraintes normales [Mpa]	1	2	4	1.5	3	6	2	4	8	
Force normale [kg]	800.50968	1601.0194	3202.038736	1200.7645	2401.5291	4803.0581	1601.0194	3202.0387	6404.0775	Recette 4
Contrainte de cisaillement [MPa]	2.5006292	3.2008365	4.601251242	4.2900151	5.3403262	7.4409482	6.4370882	7.8375029	10.638332	
Force de cisaillement [kg]	2001.0132	2561.3218	3681.939067	3432.8867	4273.3497	5954.2756	5150.9829	6271.6001	8512.8347	
Contraintes normales [Mpa]	1	2	4	1	2	4	2	4	8	
Force normale [kg]	800.50968	1601.0194	3202.038736	800.50968	1601.0194	3202.0387	1601.0194	3202.0387	6404.0775	Recette 5
Contrainte de cisaillement [MPa]	2.0938732	2.7940805	4.194495205	2.8864835	3.5866908	4.9871055	3.8747022	5.2751169	8.0759463	
Force de cisaillement [kg]	1675.5254	2235.834	3356.451311	2309.7753	2870.0839	3990.7012	3100.5517	4221.169	6462.4035	

FIGURE 63 – Tableau de prévisions des essais de cisaillement direct

13. Cette hypothèse sera vérifiée plus tard par une moyenne des angles de frottement sur tous les échantillons.

NB : En raison d'un problème de réserve de sable, les échantillons à 7 et 28 jours pour les mélanges à 500kg/m<sup>3</sup> sont réalisés avec un nouvel arrivage. La non-concordance des résultats expérimentaux avec les prévisions dans le cadre de ces échantillons est donc potentiellement attendue et l'accent sera principalement mis sur l'analyse des autres résultats.

### 3.3.2 Cohésion et angles de frottement

Comme pour la résistance à la compression simple, la résistance au cisaillement sera étudiée d'abord par l'analyse des valeurs en elles-mêmes (cohésion et angle de frottement interne) puis par leur variabilité. Puisque l'obtention des valeurs de cohésion et d'angle de frottement nécessite au moins trois valeurs, il est coûteux en échantillon de produire assez de valeurs pour traiter les variations de la même manière avec les boîtes à moustaches et les écarts-types. Cela sera fait uniquement pour le mélange 500/1 dans la section suivante notamment afin de vérifier l'applicabilité des valeurs de design de l'Eurocode 7 au sol mix. Pour les autres types de mélange, nous nous baserons sur le coefficient  $R^2$  de régression linéaire afin de les comparer entre eux.

Tout d'abord, nous nous intéressons à la variation entre les types de mélange et au cours du temps, des valeurs de cohésion en fonction de la quantité de liant utilisée. Les mêmes mélanges que pour la compression simple sont utilisés et nous comparons ici des mélanges avec un rapport E/C de 1 et une concentration en ciment de 300, 400 et 500kg/m<sup>3</sup>. Les valeurs obtenues par régression linéaire simple sont comparées entre elles sans les munir de leur écart-type, car celui-ci n'a pas beaucoup de sens avec seulement quatre échantillons pour définir une droite.

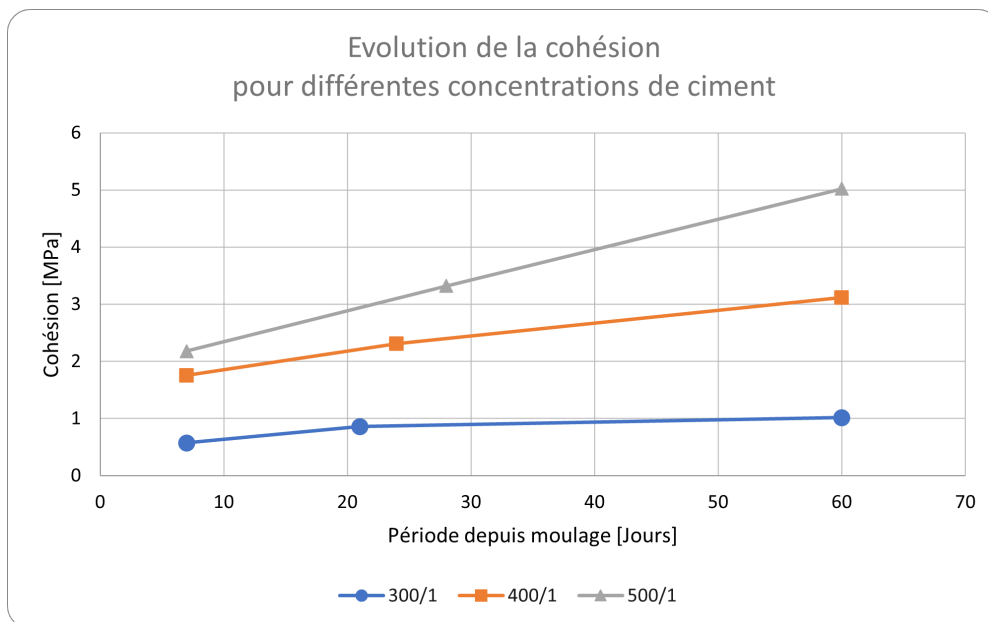


FIGURE 64 – Évolution de la cohésion en fonction du temps pour les différentes concentrations de ciment étudiées

On peut constater globalement, pour tous les mélanges, une évolution graduelle de la cohésion qui est assez comparable à l'évolution de la résistance en compression simple visible à la FIGURE 54, ce qui traduit une potentielle corrélation ce qui est logique au vu de leur liaison intrinsèque par le cercle de Mohr. Si les deux premiers résultats du mélange à  $500\text{kg/m}^3$ , qui auraient dû être légèrement plus résistants, sont exclus (voir note ci-dessus sur le changement de sable), nous retrouvons bien les mêmes conclusions que pour les compressions simples. Les écarts de résistances entre le 300kg et le 400kg sont très semblables à ceux pour une même période entre le 400 et le 500 ce qui traduit que la cohésion, pour des concentrations en ciment de cet ordre, évolue linéairement avec la concentration en ciment.

Une fois étudié l'effet de la concentration en ciment, nous nous intéressons au second paramètre de notre étude à savoir le rapport E/C. Puisque tous les essais à 7 et 28 jours ont été faits avec un autre sable qui semble plus faible, il faut garder à l'esprit que les 6 premiers points devraient être légèrement plus haut pour l'allure générale du graphe, mais que les comparaisons pour un même nombre de jours depuis le moulage sont parfaitement valides puisque le même sable est utilisé.

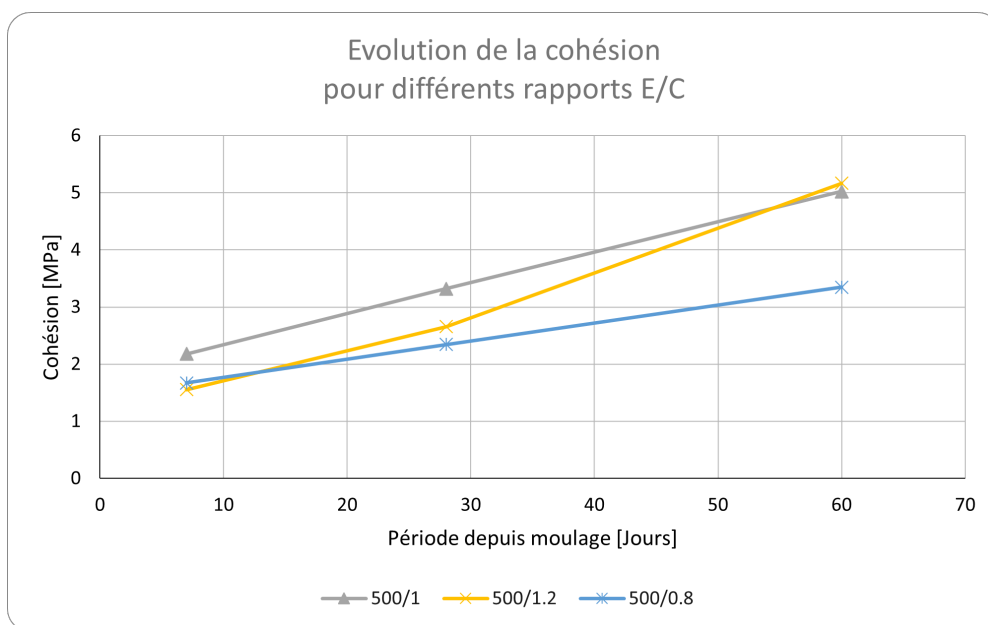


FIGURE 65 – Évolution de la cohésion en fonction du temps pour les différents rapports E/C étudiés.

On constate, de la même manière que pour les résultats en compression simple, que l'évolution est plus lente pour les mélanges plus liquides, mais continue à évoluer après 28 jours alors que les mélanges plus secs comme le 500/0.8 atteignent presque un palier à 28 jours<sup>14</sup>. Il en résulte dès lors que, puisque les résultats des mélanges 500/1 et 500/1.2 atteignent des cohésions similaires, le rapport E/C permettant de faire réagir l'entièreté du ciment se situe entre 1 et 1.2 et seule la vitesse de réaction va varier entre les deux mélanges.

14. Il est supposé que les résultats à 7 et 28 jours devraient être légèrement plus élevés si nous avions pu rester sur le même stock de sable.



De manière plus globale est présenté ici un tableau reprenant l'ensemble des cohésions :

	7j	28j	60j
300/1	0.573	0.8569	1.015
400/1	1.75	2.308	3.115
500/1	2.18	3.322	5.0205
500/1.2	1.5538	2.656	5.165
500/0.8	1.67	2.344	3.345

TABLE 8 – Tableau des cohésions obtenues par la campagne d'essais

Après avoir analysé l'évolution de la cohésion, c'est l'angle de frottement interne et le coefficient de corrélation de la régression qui vont être analysés. Puisque ces graphes sont moins porteurs de sens que ceux de la cohésion, ils seront analysés pour les cinq mélanges ensemble.

Tout d'abord l'angle de frottement interne. Celui-ci est attendu en légère augmentation au-dessus de l'angle de frottement du sable de base. Pour des raisons de cohérence d'analyse, seuls seront montrés ici les échantillons réalisés avec le sable de base pour lequel nous avons une certitude sur l'angle de frottement initial. Les données complètes sont bien sûr présentes en annexe.

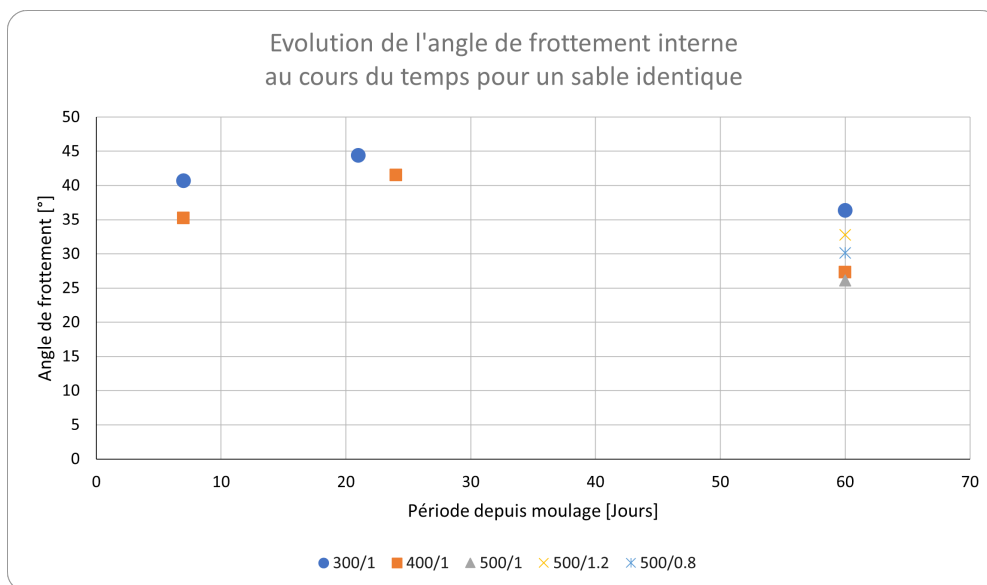


FIGURE 66 – Évolution de l'angle de frottement

Sur la figure ci-dessus, nous pouvons constater que l'angle de frottement, à brève échéance, a tendance à être légèrement supérieur à l'angle de frottement de base du matériau. Néanmoins, ceci n'est étayé que par deux mélanges et donc nous nous abstenons de tirer des conclusions sur ces périodes. Pour des périodes plus longues c'est à dire à 60 jours, les angles de frottement se répartissent entre 25° et 35° c'est à dire une fourchette assez mince autour de l'angle de frottement de base et ce apparemment sans influence de la quantité de ciment<sup>15</sup>. Il peut donc être assez naturel de considérer que l'angle de frottement du matériau

15. On constate que les mélanges les plus résistants ne sont pas forcément ceux ayant les résistances les plus élevées.

soil mix variera approximativement comme une gaussienne autour de l'angle de frottement de base du matériau. Ceci sera utilisé plus tard lorsque nous discuterons des méthodes de prédictions.

Comme dernière caractéristique de nos essais, le coefficient  $R^2$  de régression linéaire sera analysé. Il permet de visualiser la certitude autour de la régression linéaire et varie entre 0 et 1. 0 signifie que les données expérimentales ne peuvent en aucun cas être expliquées par une régression linéaire et 1 où les données correspondent parfaitement à une régression linéaire. Ci-après un graphique en bâtons de l'évolution du coefficient  $R^2$  pour tous les mélanges et toutes les périodes.

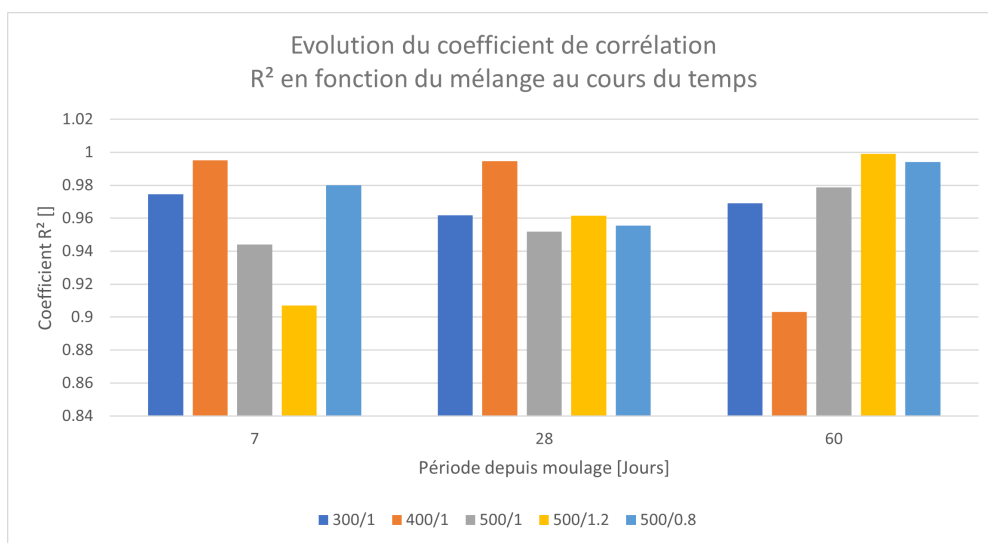


FIGURE 67 – Comparaison des coefficients de corrélation pour les régressions linéaires

Il peut être difficile d'analyser ces données et donc ici sont illustrés respectivement le  $R^2$  le plus faible (400/1 à 60 jours) et le plus élevé (500/1.2 à 60 jours) :

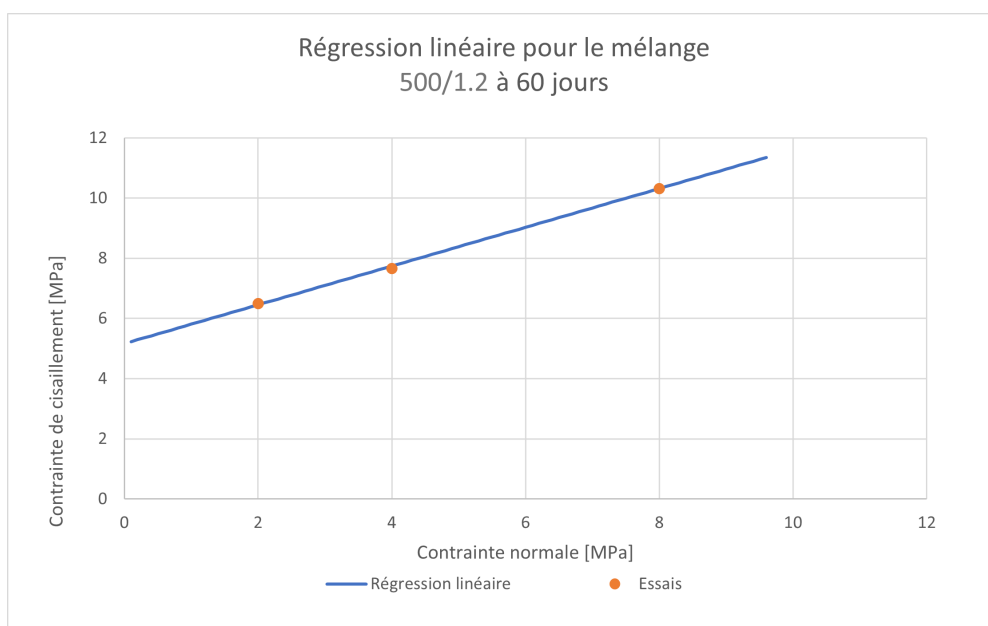


FIGURE 68 – Meilleur coefficient de régression linéaire

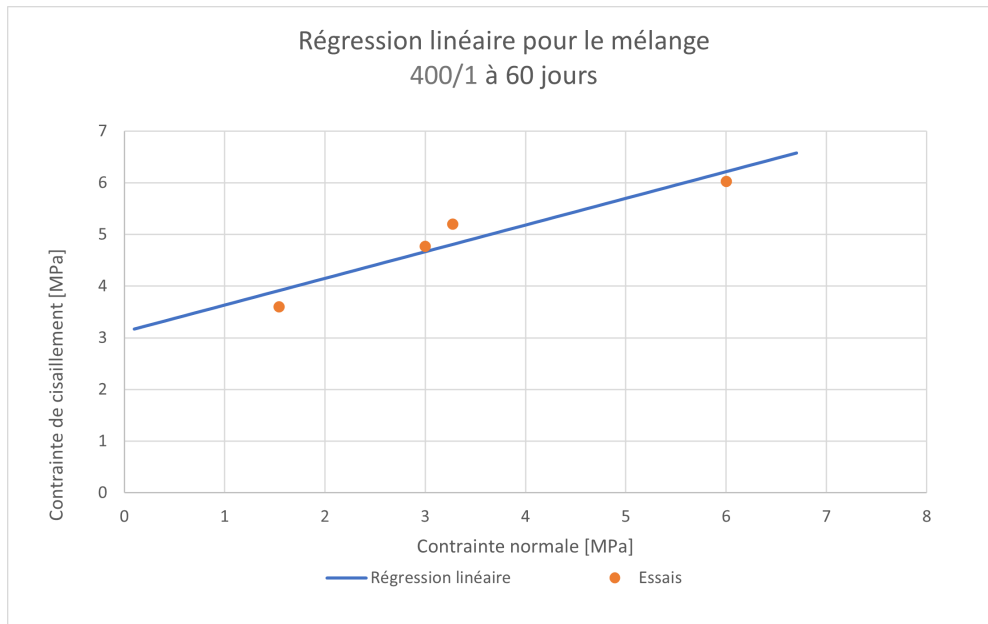


FIGURE 69 – Moins bon coefficient de régression linéaire

On peut voir sur les deux figures que malgré une variation de coefficient de régression entre 0.9 et 1, les régressions représentent de manière significative les tendances dans les résultats et nous considérons donc les résultats de cohésions et d'angles de frottements obtenus comme étant une caractéristique moyenne réelle des différents types de mélanges et entachés d'une erreur très minime.

### 3.3.3 Comparaison des valeurs expérimentales avec l'approche actuelle

#### Cohésion

Comme mentionné précédemment lors de la synthèse des connaissances actuelles sur le sol mix en cisaillement, la cohésion (seul paramètre pris en compte) est approximée comme la résistance en traction et évaluée comme une fonction de la résistance en compression simple :

$$c_m = \tau_{sm,tm} = 0.3 \times f_{sm,cm}^{2/3} \quad (12)$$

Cette hypothèse est très largement simplificatrice, car la résistance en traction sera toujours plus faible que la résistance en cisaillement, car c'est le cas le plus défavorable. Elle nous prédit des cohésions fonction de nos résistances moyennes en compression simple reprises dans le tableau suivant :

	7j	28j	60j
300/1	0.299	0.468	0.557
400/1	1.166	1.645	2.146
500/1	1.788	2.838	3.578
500/1.2	1.383	2.489	3.870
500/0.8	1.071	1.680	1.901

TABLE 9 – Tableau des cohésions prévues par l'ÉQUATION 12

Ce qui, comparé avec la TABLE 8 des cohésions obtenues expérimentalement, a tendance à sous-estimer grandement la cohésion. Puisque le sol mix est actuellement très peu utilisé en cisaillement et que cette sollicitation n'est généralement pas dimensionnante, la grande simplification de cette approche suffit pour avoir des résultats corrects et surtout sécuritaires. Néanmoins, il pourrait être intéressant d'affiner cette méthode afin d'avoir des résultats les plus proches possibles des valeurs réelles de cohésion afin de limiter l'utilisation de ciment ce qui est un enjeu écologique et financier important.

Une méthode plus proche de ce qui est observé par les essais est la méthode que nous avons utilisée et qui consiste à obtenir la cohésion sur base d'une analyse de cercle de Mohr et d'un postulat sur l'angle de frottement obtenu :

$$c = \frac{\sigma_{rupt}}{2} \times \cos(\phi) - \tan(\phi) \times \frac{\sigma_{rupt}}{2} \times (1 - \sin(\phi)) \quad (13)$$

Pour prévoir les cohésions nous avons choisi d'utiliser un angle de  $\phi=35^\circ$  pour utiliser un angle légèrement plus élevé que celui du matériau de base. Nous avons vu que cette hypothèse était acceptable dans l'analyse précédente des angles de frottement obtenus.

Les graphiques suivants nous montrent que la méthode reste en général éloignée des cohésions réellement obtenues, mais qu'elle se rapproche de manière significative par rapport à la formulation actuellement utilisée. Cette amélioration a été obtenue sans introduire de complexité nouvelle et permet de différencier le résultat en fonction du sol auquel le coulis de ciment sera mélangé via l'introduction de l'angle de frottement.

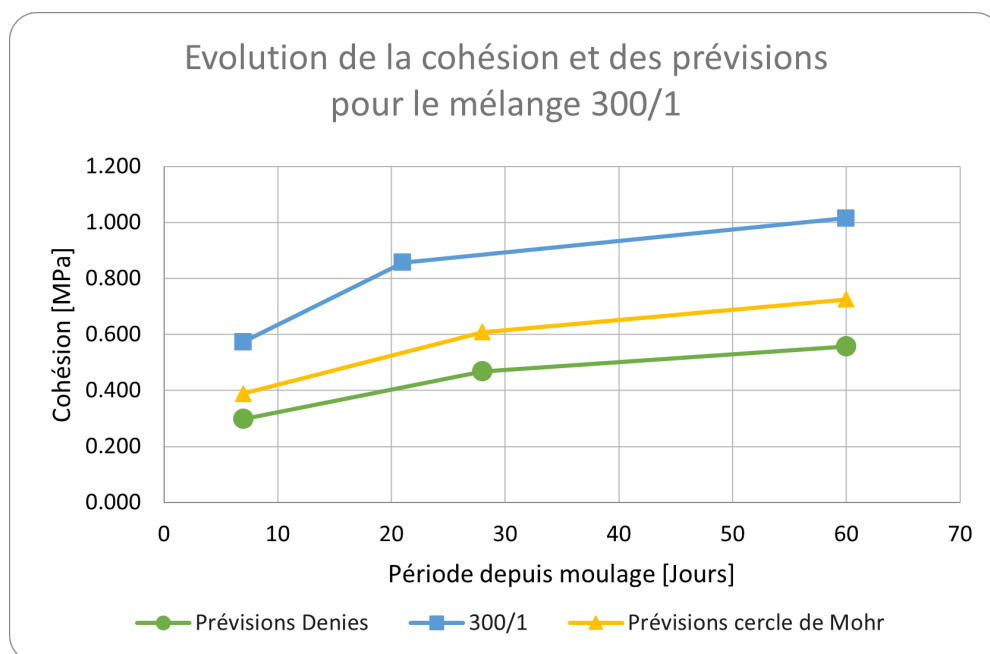


FIGURE 70 – Comparaison entre les prévisions et les essais pour le mélange 300/1

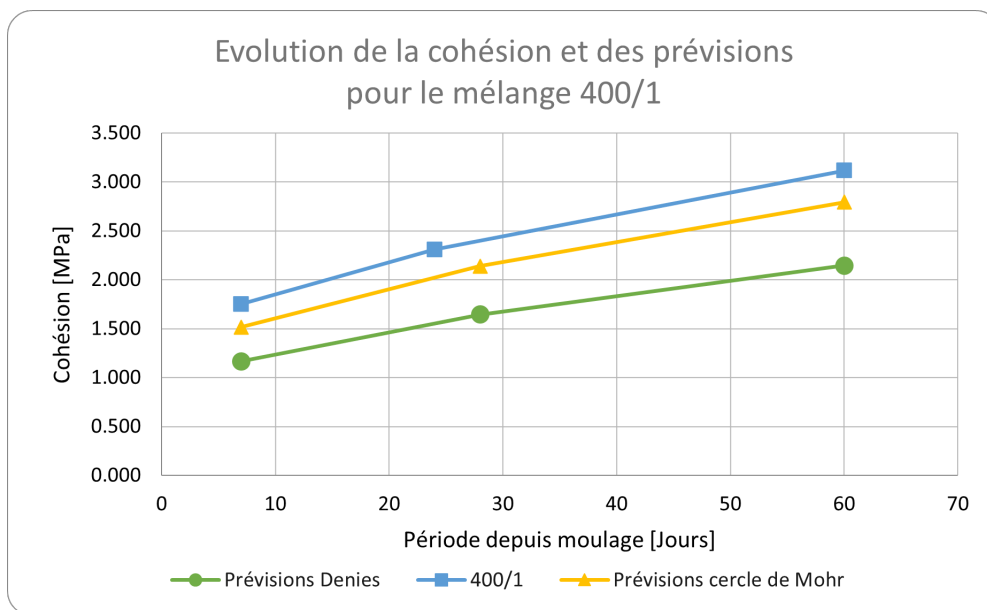


FIGURE 71 – Comparaison entre les prévisions et les essais pour le mélange 400/1

Seuls les graphes pour les mélanges 300/1 et 400/1 sont montrés ici, car ce sont les seuls pour lesquels le sable utilisé est du même stock que les essais de compression simple utilisés pour les prévisions. Les autres graphes sont présents en annexes et nous semblent seulement intéressants pour leurs résultats à 60 jours.

Malgré cette approche censée être théoriquement parfaite, une erreur est constatée. Nous l'attribuons principalement au changement de méthode de moulage (tapping pour les essais de cisaillement et rodding pour les essais de compression simple) qui a principalement un effet sur les mélanges plus secs (300/1, 500/0.8), difficiles à mettre en place avec la méthode du rodding et donc plus poreux ce qui conduit à sous-estimer la résistance en compression. Nous notons aussi l'effet de l'augmentation du diamètre des échantillons qui les rend plus faciles à mettre en place et donc moins poreux, ce qui induit une plus grande surface et donc plus d'efforts repris. Malgré cette sous-estimation persistante, l'erreur est systématiquement réduite par rapport à l'erreur introduite par l'ÉQUATION 12 :

	7j	28j	60j
Erreur relative méthode actuelle	40.668 %	37.093 %	34.635 %
Erreur relative méthode prenant en compte $\phi$	22.785 %	18.131 %	14.933 %

TABLE 10 – Tableau des erreurs relatives des deux méthodes en fonction de la période

Pour les périodes à 7 et 28 jours, seuls les mélanges 300/1 et 400/1 ont été utilisés, car les autres échantillons sont à base d'un sable différent. Pour les échantillons à 60 jours, tous les mélanges ont pu être pris en compte.

Comme montré ci-dessus, le gain est non négligeable par rapport aux valeurs actuellement utilisées puisqu'on peut réduire de 50% l'erreur de prévision sur la cohésion. Cela pourrait conduire à de grandes économies pour des ouvrages principalement sollicités en cisaillement comme de petits murs de soutènement qui par leur taille sont soumis à un faible moment, mais à un cisaillement significatif ou par exemple pour des fondations de maisons et murs de caves si cette technique devenait possible à des échelles plus mesurées.

Pour voir comment les paramètres ( $f_{sm,m}$  pour la formule de base,  $f_{sm,m}$  et  $\phi$  pour la formule basée sur le cercle de Mohr) influencent la proximité des deux formules nous traçons leur évolution respective. L'influence des deux paramètres est explicitée aux figures suivantes :

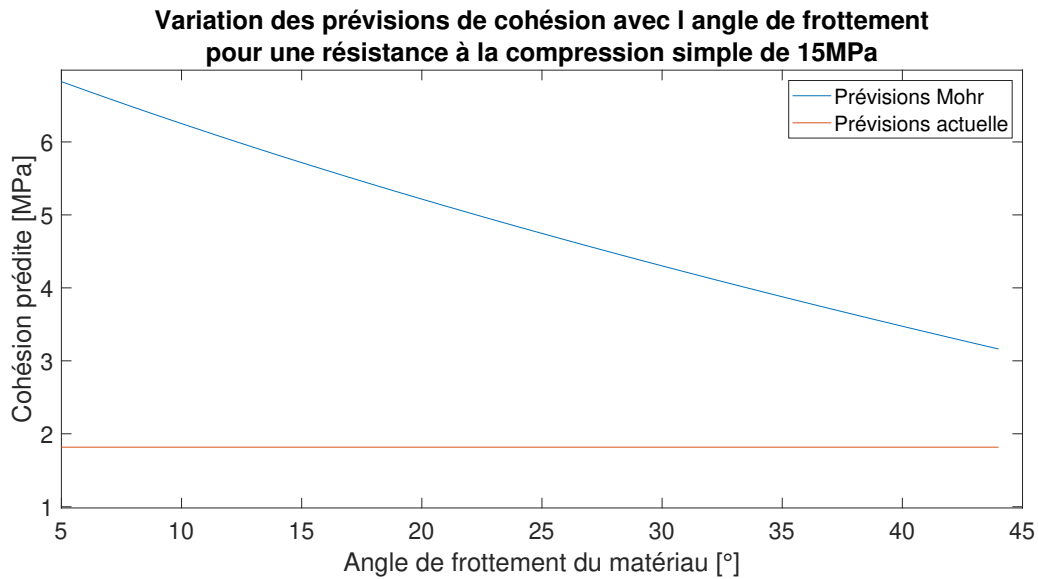


FIGURE 72 – Évolution des deux types de prévision avec l'angle de frottement

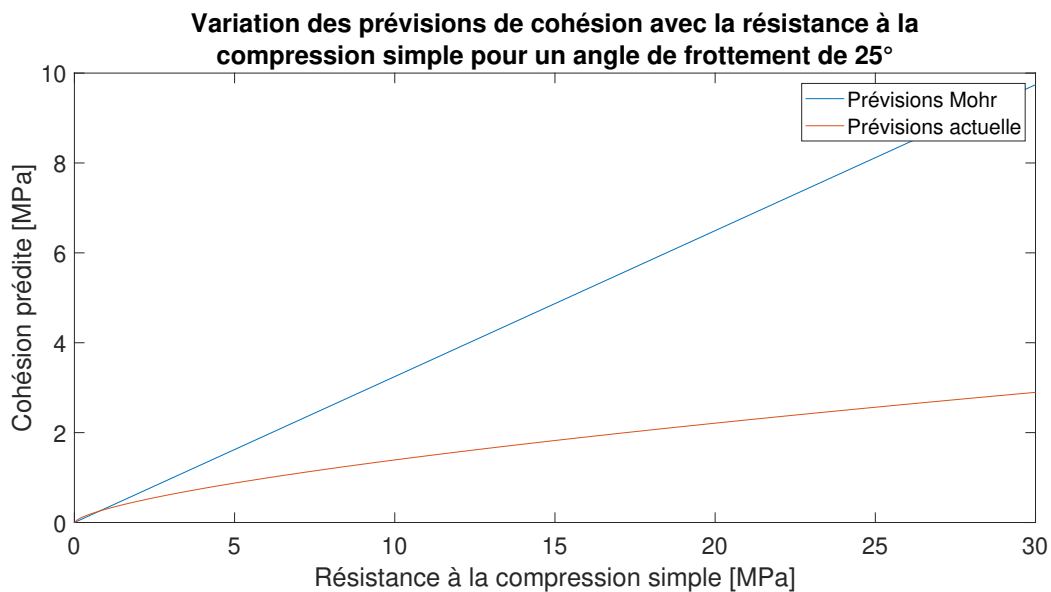


FIGURE 73 – Évolution des deux types de prévision avec la résistance en compression

Sur ces graphes nous faisons deux observations :

- L'augmentation de l'angle de frottement interne utilisé dans l'ÉQUATION 13<sup>16</sup> de prévision par le cercle de Mohr entraîne une diminution de la cohésion prévue.
- L'augmentation de cohésion prévue par la formule actuelle en fonction de la résistance à la compression est moins rapide que pour une prévision par le cercle de Mohr

De ces deux observations, nous tirons trois conclusions :

- En utilisant le cercle de Mohr, il est sécuritaire de prendre un angle de frottement du matériau soil mix légèrement plus élevé que celui attendu puisque l'augmentation de l'angle de frottement diminue la cohésion prévue et place donc l'utilisateur du côté de la sécurité.
- L'utilité de cette formulation est d'autant plus grande que l'angle de frottement est petit ce qui est bénéfique pour le soil mix où les sols généralement traités sont des sols faibles.
- L'utilité de cette nouvelle formule de prévision de la cohésion s'accroît au fur et à mesure que la résistance à la compression simple augmente. Malgré tout, puisque sa complexité n'est pas plus grande, cette formule reste meilleure même pour de petites résistances à la compression.

Pour terminer sur la comparaison entre les résultats d'essais et les procédures d'évaluations des propriétés, nous pouvons noter qu'actuellement l'angle de frottement n'est nullement pris en compte dans l'évaluation de la résistance au cisaillement. Bien sûr cela place l'utilisateur dans le sens de la sécurité, mais il faut vérifier que ce n'est pas au détriment de la précision.

### Angle de frottement interne

Comme les essais nous l'ont montré, l'angle de frottement reste globalement inchangé par l'adjonction de coulis de ciment. Si nous considérons un angle de frottement de 30° comme dans nos essais et une cohésion de l'ordre de 1MPa (300/1 à 60 jours), pour provoquer une augmentation de la résistance en cisaillement de 0.1MPa soit 10%, il faut soumettre le matériau à une force axiale de l'ordre de  $\frac{0.1}{\tan(30^\circ)} = 0.17MPa$ .

En considérant que les ouvrages sensibles au cisaillement ne sont soumis qu'à leur propre poids et que la masse volumique du soil mix est de 20kN/m<sup>3</sup><sup>17</sup>, alors il faut une structure profonde de 8.5m ce qui est déjà une profondeur respectable. Notons qu'ici le fait de choisir une cohésion de 1MPa rend l'augmentation de 10% plus aisée que pour une cohésion de 5 ou 6MPa et qu'une variation de 10% reste assez faible. De plus, nous avons utilisé ici un angle de frottement de 30° ce qui est assez élevé quand on sait que le soil mix est principalement utilisé dans les sols lâches dont l'angle de frottement est plus faible.

Pour ces raisons, négliger l'angle de frottement interne permet de se placer du côté de la sécurité, de simplifier la démarche de calcul et ne nuit pas à l'optimisation de la structure.

---

16. L'angle choisi pour la prévision peut différer de l'angle de frottement interne du matériau de base, mais est relativement proche.

17. Résultats des échantillons

### 3.3.4 Optimisation de la méthode de prédiction

Maintenant que nous avons vu qu'il était possible d'améliorer la méthode de prédiction, nous allons voir jusqu'à quel point.

Grâce aux données collectées et au solveur d'Excel, nous allons voir quel angle de frottement aurait dû être choisi pour minimiser les erreurs de prévision. Pour rappel un angle de  $35^\circ$  avait été choisi sur base d'une légère amélioration de l'angle de frottement par rapport au matériau sable de base. Cette optimisation est néanmoins soumise à des contraintes c'est-à-dire qu'on vise la meilleure prévision possible sans jamais qu'elle ne dépasse la valeur obtenue expérimentalement parlant pour toujours être du côté de la sécurité.

Après avoir fait tourner le solveur d'Excel pour minimiser le carré des erreurs relatives, l'angle de frottement qui aurait été optimal est un angle de  $33.81^\circ$  qui génère les erreurs suivantes, en comparaison à notre prédiction à  $35^\circ$  :

	7j	28j	60j
Erreur relative pour $35^\circ$	22.785 %	18.131 %	14.933 %
Erreur relative pour l'angle optimal	20.817 %	16.045 %	12.766 %

TABLE 11 – Tableau de comparaison des erreurs entre un angle de  $35^\circ$  et l'angle de prédiction optimal

On constate donc que l'amélioration est relativement mineure (2%) et qu'elle demande de connaître à l'avance les résultats des essais de cisaillement pour connaître l'angle optimal. Au vu des résultats exposés à la FIGURE 72 qui nous disent que la prédiction diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement, il n'est pas sécuritaire de prendre comme angle de prédiction l'angle de frottement interne du matériau, même si le dépassement sera faible. Au vu des résultats il serait plus judicieux de choisir une augmentation forfaitaire en pourcent (de la même manière qu'un coefficient  $\gamma$  mais qui augmenterait l'angle au lieu de le diminuer) qui devra être déterminée à l'aide d'essais sur différents types de matériaux notamment des matériaux cohésifs et une plus large gamme d'angles de frottement.

### 3.3.5 Comparaison des valeurs caractéristiques avec l'EC 7

Une valeur caractéristique d'une propriété est une valeur qui correspond à une probabilité de 95% que la propriété réelle lui soit inférieure. Elle permet de passer d'une valeur moyenne, qui permet d'avoir une idée des tendances, à un premier pas vers une valeur de design de la propriété.

C'est la raison pour laquelle puisqu'on peut assimiler du sol mix à une roche [Denies, N. Huybrechts, N.]<sup>18</sup> préconise de multiplier la valeur attendue moyenne de la cohésion/résistance au cisaillement par 0.7 afin d'obtenir la valeur caractéristique (voir EQUATION 4).

18. Denies, N. Huybrechts, N. (2013). GEOTECHNIQUE - AMELIORATION DES SOLS. Avancées récentes, recherches et aspects liés à l'exécution des techniques de DEEP MIXING ET JET GROUTING. Liège



Puisque nous menons des essais de cisaillement, il semble important de pouvoir mettre cette donnée en perspective et la comparer avec des essais pour s'assurer que cette valeur typiquement utilisée pour les sols est bien valable en sol mix. Pour ce faire, lors des essais de cisaillements menés sur le mélange 500/1, six échantillons seront coulés afin d'avoir une meilleure représentativité possible pour extraire des valeurs caractéristiques (intervalle de confiance à 95% au-dessus de la valeur caractéristique). Puisque trois paliers de contrainte normale sont utilisés pour les essais de cisaillement, les six échantillons seront répartis deux par paliers puis nous mettrons en place deux méthodes statistiques pour obtenir la valeur caractéristique.

La première consiste à calculer un intervalle de confiance obtenu par régression linéaire et une analyse statistique de Student. Cette analyse sera réalisée grâce à l'analyseur de données Excel et sera donc une "boîte noire". La deuxième méthode consiste à sélectionner plusieurs fois trois points parmi les six pour créer  $C_6^3 = 20$  groupes ce qui nous permettra d'obtenir vingt couples de valeur  $(c, \phi)$  et à partir de ces couples, de calculer une valeur d'écart-type et une moyenne pour  $c$  et  $\phi$ . Grâce à cet écart-type et à cette moyenne, nous nous servons des tables de loi normale centrée réduites pour obtenir notre intervalle de confiance.

Voici à la page suivante, un tableau reprenant les divers résultats obtenus. Notons qu'un des résultats (le premier essai à 1.5MPa) était aberrant et il a donc été exclu ce qui nous réduit pour la deuxième méthode à  $C_5^3 = 10$  groupes.

Point	Contrainte normale	Contrainte de cisaillement
1	3 MPa	4.634 MPa
2	6 MPa	6.981 MPa
3	6 MPa	7.184 MPa
4	3 MPa	4.97 MPa
5	1.5 MPa	4.434 MPa

TABLE 12 – Tableau de données brutes pour le mélange 500/1

Selon la méthode proposée par Excel, la moyenne de cohésion est de 3.122 MPa et une limite d'intervalle de confiance à 2.274 MPa. Pour la méthode plus rudimentaire basée sur des tirages, une moyenne de 3.071MPa et une limite d'intervalle de confiance de 2.167 MPa. On obtient alors des valeurs caractéristiques valant respectivement 0.728 et 0.705 fois la moyenne ce qui est en parfaite adéquation avec les Eurocodes et nous considérons donc que les règles proposées par [Denies, N. Huybrechts, N.] s'appliquent au sol mix en termes de valeurs caractéristiques.

Par la suite il faut encore appliquer un coefficient  $\gamma_{SM}$  pour obtenir une valeur de dimensionnement qui est estimé dans la même source à 1.5 quand la valeur recommandée pour les cohésions dans l'Eurocode est de 1.4. Ceci est logique, car nous ne sommes pas ici dans le cas d'un matériau naturel, qui a tendance à être plus homogène.

### 3.3.6 Conclusion sur les essais de cisaillement

Ces essais et leurs diverses interprétations donnent une meilleure vue sur les capacités du soil mix en cisaillement qui sont à l'heure actuelle sous-utilisées.

Tout d'abord, la corrélation entre la cohésion et la résistance à la compression simple a pu être confirmée par la forme des résultats identiques ce qui nous permet de confirmer la théorie du cercle de Mohr et donc de valider qu'une formule de prédiction des résultats de cohésions est possible.

Ensuite, la méthode de prédiction actuelle a été remise en question pour savoir si elle pouvait être améliorée par une approche différente utilisant l'analyse d'un cercle de Mohr. Il est apparu que cela apportait une amélioration non négligeable et qu'en choisissant l'angle de frottement présumé légèrement supérieur à celui du sol en place, il était possible de combiner cette prévision avec la sécurité. La possibilité d'optimiser en choisissant l'angle de prédiction parfait a également été étudiée, mais le choix de cet angle nécessite de procéder à des essais de cisaillement pour une amélioration trop faible et il est sécuritaire et simple de surestimer l'angle de prévision tout en étant d'une précision acceptable.

Enfin, le procédé de passage d'une valeur moyenne à une valeur caractéristique à 95% proposé par l'Eurocode pour les sols classiques et soutenu par [Denies, N.Huybrechts, N.], a été éprouvé afin de vérifier que les données obtenues expérimentalement concordaient avec cette approche. Cela était bien le cas et a été vérifié par deux méthodes différentes.

## 3.4 Frottement entre le sable et le matériau soil mix

Quand un matériau solide frotte avec un sol granulaire, un angle typique pour la relation entre la contrainte normale appliquée et le frottement maximal est  $\phi/2$  où  $\phi$  est l'angle de frottement interne du milieu granulaire. Puisqu'ici nous aurons un sable avec un angle de frottement de  $30^\circ$  nous aurions pu considérer sa moitié, mais nous avons néanmoins mené une courte expérience afin de déterminer l'angle de frottement réel entre un de nos échantillons soil mix et le sable utilisé :

Palier de compression [MPa]	0.15	0.3	0.6
Résistance au cisaillement [MPa]	0.063	0.121	0.256

TABLE 13 – Résistance au cisaillement de l'interface sable/soil mix pour différents paliers de compression

Ce qui nous amène à considérer un angle de frottement de  $23^\circ$  bien supérieur à celui attendu et dans le cadre de ce travail, la relation de frottement entre un sol et du soil mix sera considérée comme étant égale à :

$$\tau_{max} = \sigma_n \tan\left(\frac{2 \times \phi}{3}\right) \quad (14)$$

Ce qui nous semble être un ordre de grandeur correct au vu du résultat obtenu lors de

l'expérience ci-dessus. C'est cette valeur que nous utiliserons plus tard afin d'étudier la stabilisation d'une pente par frottement avec un panneau de soil mix.

### 3.5 Conclusion sur la campagne d'essais

Dans la section ci-dessus l'accent a été mis sur la campagne d'essai au laboratoire. Celle-ci a permis d'avoir plus de confiance sur le matériau soil mix à la fois du point de vue de la variabilité des propriétés pour un mélange donné et la variation des propriétés en fonction des caractéristiques du mélange. Cela a permis de faire avancer nos connaissances sur ce matériau particulièrement du point de vue de la résistance en cisaillement. En effet, à l'heure actuelle en cisaillement le soil mix est caractérisé par une résistance au cisaillement dépendant uniquement de la résistance à la compression simple.

Cette méthode a été comparée à une approche de la mécanique des roches permettant de trouver une valeur de cohésion approximative en se basant sur une estimation de l'angle de frottement. Nous avons constaté que cette approche est une évolution majeure et nous avons examiné comment cette approche se comporte avec les variations d'angles de frottement afin de juger comment l'utiliser à bon escient.

Nous avons donc proposé une nouvelle façon de prédire la cohésion du matériau soil mix et nous avons découvert qu'elle était considérablement meilleure que la version actuelle. Cette prédiction pourrait théoriquement nous permettre d'approcher de très près la cohésion. Pour s'en assurer, il faudrait faire des tests de compression simple et de cisaillement directement sur des échantillons de même taille et avec exactement le même mode opératoire de moulage afin d'avoir des effets parasites identiques et donc de pouvoir juger la prédiction de manière optimale.

## 4 Analyses de stabilisation de pentes par panneaux de soil mix

Maintenant que les données expérimentales ont été récoltées, ces nouvelles connaissances sur le comportement du soil-mix au cisaillement vont être appliquées à l'analyse d'un cas concret de stabilisation de pentes. Plusieurs méthodes vont être étudiées en allant de la plus simple à la plus complexe. Tout d'abord une étude sera réalisée en moyennant de façon pondérée les propriétés des sols avec le soil mix sur le profil en long. Ensuite une étude de l'effet voûte et de la résistance en cisaillement pur des parois de soil mix sera réalisée ainsi qu'une étude des lignes de rupture entre deux parois en tenant en compte le frottement avec le matériau. Ceci devrait donner lieu à des résultats "analytiques" qui pourront ensuite être comparés à des simulations numériques raffinées afin de poser les bases d'une méthode d'analyse de ce type d'ouvrages sans avoir recours aux complexes boîtes noires que peuvent être les logiciels d'analyse de sols 3D.

### 4.1 Projets de stabilisation existant et modèle d'étude

Comme mentionné précédemment, les ingénieurs commencent à utiliser le soil mix dans des situations plus exceptionnelles comme par exemple pour stabiliser des talus instables. C'est le cas d'un des projets pilotés par le CSTC qui visait à stabiliser une digue en Flandres en utilisant des panneaux soil mix parallèles à la direction de plus grande pente :

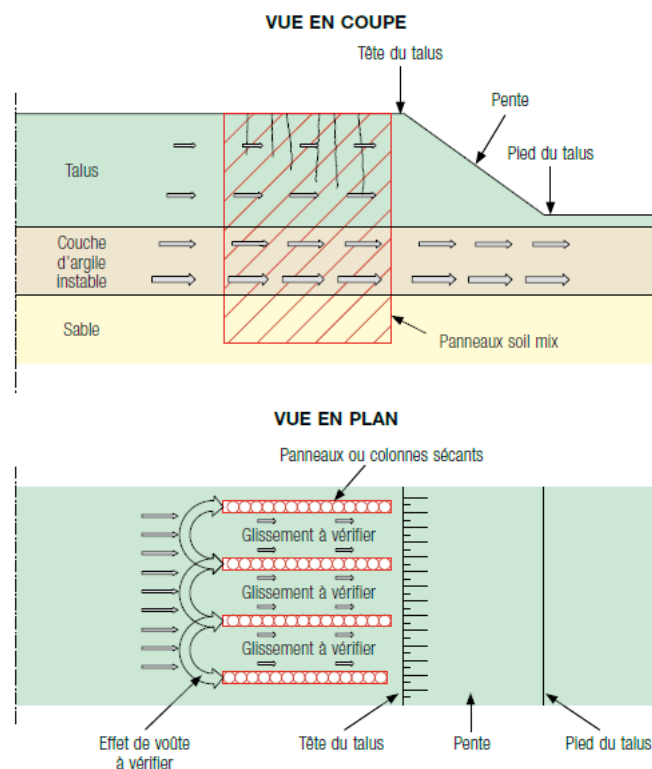


FIGURE 74 – Situation étudiée par le CSTC en Flandres

Le problème n'est pas posé par le talus en lui-même mais plutôt par la couche d'argile instable qui se situe en dessous ce qui rend impossible l'usage de techniques plus classiques comme la stabilisation par géotextiles qui aurait pu être utilisée ici. C'est donc un projet expérimental basé sur des simulations numériques par éléments fini qui a été mis sur pieds pour développer les utilisations du soil mix. Ces recherches numériques ont montré que le soil mix était sollicité par effet voûte mais aussi en frottement pour empêcher le talus de suivre sa figure de rupture libre. Pour notre étude, nous nous proposons de traiter un cas semblable par des méthodes simplifiées afin de voir si la simulation par élément finis est un incontournable ou non.

Pour ce cas d'étude, un modèle de pente relativement simple étant une idéalisation plus académique du problème mentionné ci-dessus sera choisi. Il s'agit d'une pente présentant un angle plus faible que l'angle de frottement interne du matériau la composant ( $20^\circ$ ). Un lit de rivière à gauche dont la surface libre se situe 0.9m sous le talus est positionné en bas du talus ainsi qu'une surcharge correspondant à la charge d'une route ( $5\text{kN/m}^2$  de circulation) en tête de talus. La surcharge est placée sur une longueur de 6m à partir d'une distance de 2m de la tête de talus. Nous implémentons aussi la présence d'une sous-couche plus faible (ici sera considéré un limon argileux avec un angle de frottement de  $10^\circ$  et une cohésion de  $10\text{kPa}$ ) avant d'atteindre une couche plus résistante quelconque que nous appellerons par la suite bedrock. L'épaisseur de la couche lâche est de 4m, celle de bon sable sous la rivière de 1m et la couche de bon sable en tête de talus mesure 5m. Les panneaux de soil mix sont placés sur une longueur de 5m à partir de la tête de talus et descendent jusqu'au bedrock<sup>19</sup> :

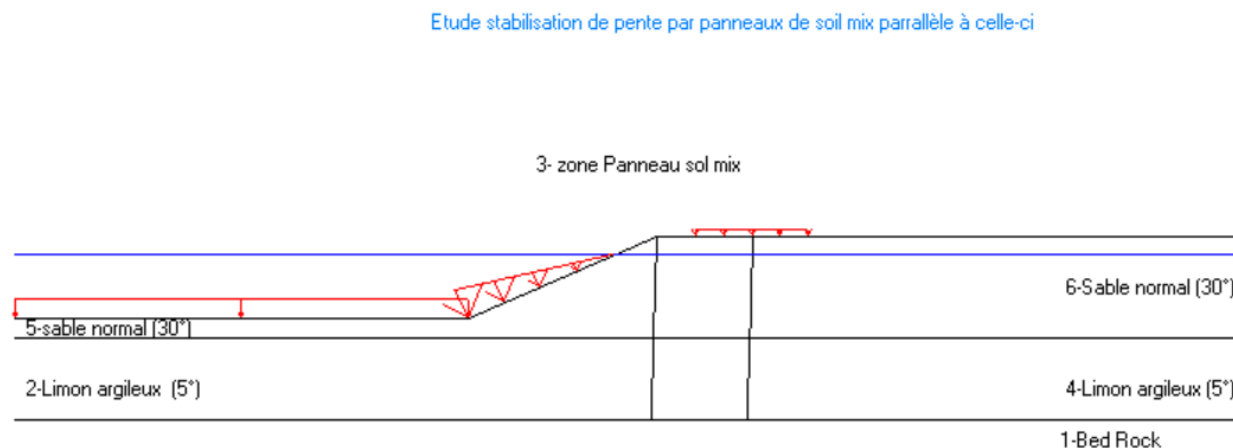


FIGURE 75 – Configuration de pente étudiée

## 4.2 Méthode approchée par la moyenne des propriétés

Dans un premier temps, un modèle très simple est utilisé pour évaluer les bénéfices de l'addition de panneaux de soil mix. Nous allons moyenner les propriétés du soil mix avec celles du sable en place dans la zone soil mix au prorata de leur présence. Si des panneaux de 1m d'épaisseur sont disposés tous les 6m alors les propriétés dans la zone seront une fois les propriétés du soil mix plus six fois les propriétés du sol en place divisé par sept que cela

19. Pour des raisons numériques de limitations du logiciel utilisé, les limites verticales du panneau de soil mix ne sont pas parfaitement verticales (0.3m de décalage entre la tête et le pied).

soit pour la cohésion, l'angle de frottement interne ou la masse volumique. Cette méthode est donc mise en place en utilisant des panneaux de soil mix de 5m de long à partir du point haut du talus et descendant jusqu'au bedrock<sup>20</sup> mesurant 1m d'épaisseur et disposés tous les 6m. Dans un premier temps les propriétés relatives à un mélange avec 500kg/m<sup>3</sup> de sable et un rapport E/C de 1 seront utilisées, car c'est notre mélange "référence".

Pour ce qui est des lignes de rupture, nous allons dans un premier temps établir quatre paraboles d'essai pour valider notre modèle qui sont présentées à la figure suivante :

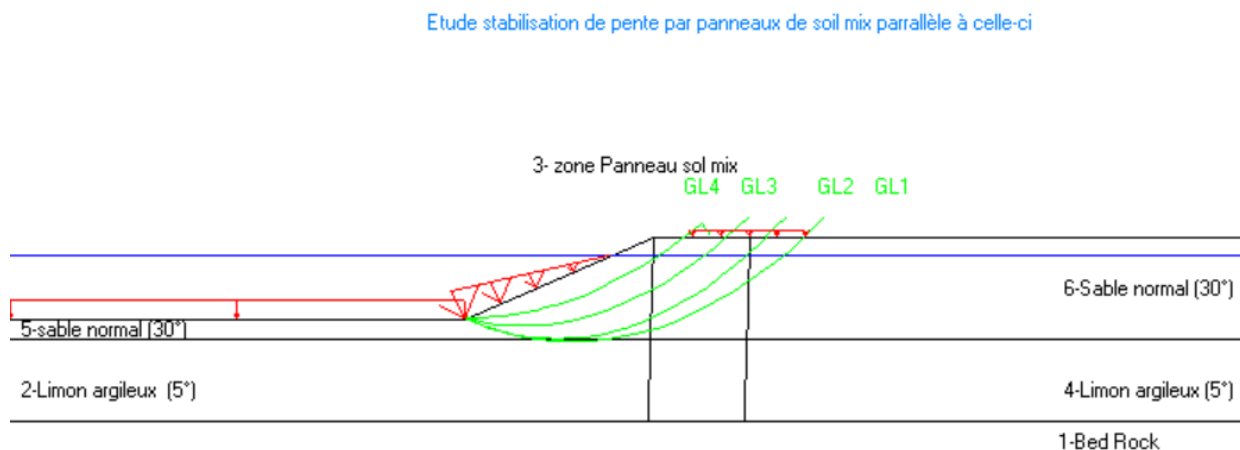


FIGURE 76 – Lignes de rupture d'essai

Avant même d'avoir passé le stade des lignes de rupture d'essai, un problème apparaît. Le soil mix possède en réalité des propriétés qui sont celles d'une roche et lorsqu'on établit la moyenne pondérée des propriétés, ce qu'il reste dans la zone des panneaux est une roche faible, mais toujours une roche. On s'attend donc à obtenir des coefficients de sécurité ridiculement grands.

Cela nous est confirmé par les résultats obtenus dans les lignes de rupture d'essai qui sont des coefficients de sécurité de l'ordre de 35.

#### 4.2.1 Conclusion sur le moyennage des propriétés

Ce qui ressort des études numériques menées ci-dessus est que, si nous voulons utiliser un modèle simplifié qui moyenne les propriétés sur la largeur de la pente, nous obtiendrons des résultats faussés. En effet, le peu de cohésion injecté en procédant de cette façon rend toutes les lignes de rupture de la configuration étudiée (talus proche de l'angle de frottement interne du matériau avec sous-couche plus faible) passant par la zone soil mix extrêmement stable. Il faut donc se résoudre à étudier ce problème avec des outils plus complexes qu'une simple moyenne sur la section de talus. Nous étudierons la stabilité des pentes entre deux panneaux en prenant en compte le frottement entre le sol en place et les panneaux. Nous analyserons aussi une résistance éventuelle à l'effet voûte si l'ensemble du talus devait résister de cette manière.

20. Voir FIGURE 75

### 4.3 Vérification de la stabilité entre deux panneaux par équilibre global

Dans cette section, un calcul de stabilité de pente pour la configuration sans soil mix sera réalisé afin de comprendre quels sont les mécanismes de rupture entre deux panneaux de soil mix. Ensuite, un calcul approchant de stabilité sera réalisé en considérant que la ligne de rupture obtenue précédemment est valable entre deux panneaux de soil mix et que l'apport bénéfique du panneau est une résistance en frottement sur la surface de cette ligne de rupture.

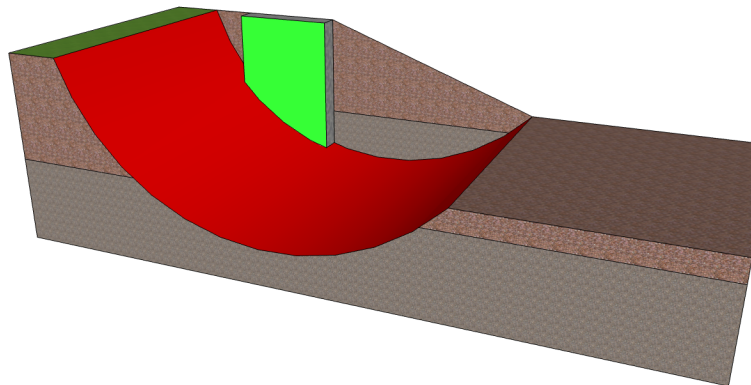


FIGURE 77 – Visualisation 3D de l'effet des panneaux de soil mix

Pour mieux comprendre le concept, nous pouvons voir sur ce modèle 3D en rouge une ligne de glissement et en vert la zone du panneau de soil mix qui va frotter contre le sol mis en mouvement lors de la rupture. Pour calculer l'effet bénéfique de ce frottement, nous réaliserons une intégrale sur toute la surface verte de la pression des terres au repos (effort normal de la relation de frottement) appliquée sur le panneau et le multiplierons par l'angle de frottement entre les deux matériaux.

Le modèle utilisé sera le même que précédemment, mais sans la zone de panneaux soil mix puisqu'ici nous voulons étudier la rupture libre du sol. Pour trouver les lignes de ruptures, la démarche suivante a été suivie :

- Pour tracer un cercle, il faut trois paramètres. Le premier de nos paramètres sera un point de passage commun à tous les cercles qui sera le pied de talus.  
Le second paramètre sera le point d'émergence du cercle en tête de talus. Nous aurons sept points différents répartis entre 1m et 7m depuis la crête du talus et séparés de 1m.  
Et enfin nous aurons six profondeurs maximales différentes séparées également de 1m. Nous testons alors quarante-deux cercles différents et en extrayons les deux plus critiques.
- Une fois les deux cercles trouvés, nous allons également étudier leurs lignes tronquées au niveau de l'interface entre les couches car on sait par expérience que ces lignes de ruptures peuvent être parmi les plus critiques.

Ces lignes ont été obtenues en sélectionnant les lignes les plus critiques parmi un panel de quarante-deux ruptures étudiées. Elles sont donc assez représentatives de la stabilité globale du talus sans pour autant être les lignes de rupture véritables<sup>21</sup>. La situation ainsi que les lignes de rupture étudiées sont montrés à la figure suivante :

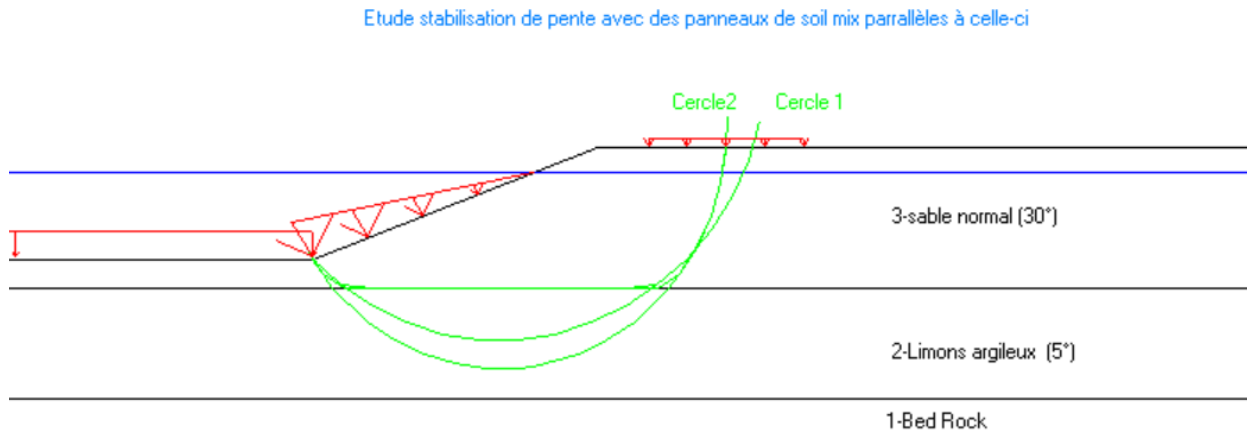


FIGURE 78 – Configurations de rupture libre étudiées

Pour calculer les coefficients de sécurité et sélectionner les cercles critiques, le logiciel de stabilité des pentes du laboratoire a été utilisé. Néanmoins, et pour des raisons d'analyse ultérieures, une feuille Excel d'analyse par la méthode des tranches de Fellenius est développée. Elle nous permettra d'extraire les couples résistants dans le cas des cercles tronqués alors que le logiciel du laboratoire effectue des rapports de contraintes de cisaillement ce qui donne des résultats différents dans le cas d'une rupture non circulaire.

Les caractéristiques des cercles dans un repère où l'origine est située en tête de talus sont :

Ligne de rupture	X_0	Y_0	Rayon
Cercle 1	-3.77 m	3.5 m	10.4 m
Cercle 2	-3.69 m	0.8435 m	8.746 m

Pour ce qui est des cercles tronqués, la profondeur de la partie horizontale est située 5cm sous l'interface entre le sable et l'argile.

21. Obtenir la ligne de rupture réelle aurait nécessité une routine plus complexe qui aurait été chronophage et éloignée du but de ce travail. Des lignes de ruptures au coefficient de sécurité proche de 1 et du coefficient estimé ont donc été choisies sans certitudes qu'elles soient les lignes de rupture véritablement les plus instables, le but étant ici de quantifier l'intérêt des panneaux.



Grâce à la feuille de calcul, les différents coefficients de sécurité obtenus ainsi que les couples s'y rapportant pour une situation de rupture libre sont exposés au tableau suivant :

Ligne de rupture	Coefficient de sécurité	Couple moteur	Couple résistant
Cercle 1	1.003	1781 kNm	1776 kNm
Cercle 2	0.972	1351 kNm	1389 kNm
Tronqué 1	0.966	1456,7 kNm	1507 kNm
Tronqué 2	0.763	911,5 kNm	1194,5 kNm

En supposant que le sol entre deux panneaux suit partout une ligne de rupture qui est celle du sol libre et que l'effet de frottement avec le panneau est transmis à tout le bloc de sol qui rentre alors en rotation, alors les différents couples s'écrivent :

$$C_m = C_{m,i} \times d \quad (15)$$

$$C_r = C_{r,i} \times d + C_p \quad (16)$$

Où on a :  $C_m$  le couple moteur avec panneaux,  $C_{m,i}$  le couple moteur en rupture libre,  $C_r$  le couple résistant avec panneaux,  $C_{r,i}$  le couple résistant en rupture libre,  $d$  la distance entre deux panneaux et  $C_p$  le couple de résistance généré par les panneaux qui est égal à :

$$C_p = \int_{\text{Début panneau}}^{\text{Fin panneau}} \int_{\text{Surface}}^{\text{Ligne de rupture}} \sigma_v(z) \times K_0 \times \tan(\phi_{frot}) \times \text{Bras de levier} \quad dx dz \quad (17)$$

Où on a :  $\sigma_v(d)$  la contrainte verticale en fonction de la profondeur,  $K_0$  le coefficient de pression des terres au repos,  $\phi_{frot}$  l'angle de frottement à l'interface sable/soil mix.

Le couple résistant généré par le panneau est donc l'intégrale sur l'intersection entre le panneau et le sol en rupture de la contrainte de frottement multipliée par la distance au centre du cercle<sup>22</sup>. Cette contrainte de frottement est calculée comme le produit de la contrainte normale au panneau ( $\sigma_v(d) \times K_0$ ) et de l'angle de frottement entre les deux matériaux ( $\phi_{frot}$ ). La valeur de cet angle de frottement est détaillée par une expérience dans la SECTION 3.4

En écrivant cela dans un système d'axes avec pour origine la tête de talus et dont le sens positif est vers la droite et le bas, on trouve :

$$C_p = \int_0^{l_p} \int_0^{0.9} 18 \times y \times K_0 \times \tan(\phi_{frot}) \times \sqrt{(x^2 + z^2)} \quad dx dz + \int_0^{l_p} \int_{0.9}^9 (16 \times 0.9 + 18 \times (z - 0.9)) \times K_0 \times t \quad (18)$$

22. Ici pour des raisons de simplicité et afin de garder une intégrale simple, nous prendrons comme bras de levier la distance au centre du cercle. Cela maximise le couple résistant et n'est donc pas sécuritaire, mais cela permet de garder une intégrale simple qui nous permettra de juger de l'influence des paramètres (longueur des panneaux et distance entre eux) ce qui est le but principal ici et non pas les valeurs numériques.

Cette intégrale sera résolue par une intégration numérique par Matlab. Pour ce faire, diverses matrices sont construites :

- Courbe : matrice remplie de 1 dans la surface en rupture et remplie de 0 hors de la surface en rupture. Cette matrice, en permettant de garder seulement les valeurs situées dans la surface de rupture, servira à matérialiser les limites de l'intégrale.
- Sigma : matrice des contraintes verticales prenant en compte les variations de poids propre selon la présence ou non d'eau.
- Distance au centre du cercle : matrice reprenant les différents bras de levier en fonction de la position dans la surface de rupture.
- Matrice  $K_0$  et  $\tan(\phi_{frot})$  reprenant les variations des deux paramètres en fonction de l'angle de frottement.

Une fois toutes ces matrices remplies, elles sont multipliées entre elles ainsi que par la surface d'une maille (qui équivaut à notre  $dxdy$ ) et toutes les contributions en chaque point de l'espace sont sommées pour obtenir le couple total<sup>23</sup>. Pour définir la taille de maillage pour laquelle il y a convergence correcte, nous nous basons sur le graphe suivant de valeur du couple résistant pour le Cercle 1 et un panneau d'une longueur couvrant la totalité de la rupture pour différentes valeurs de tailles de mailles :

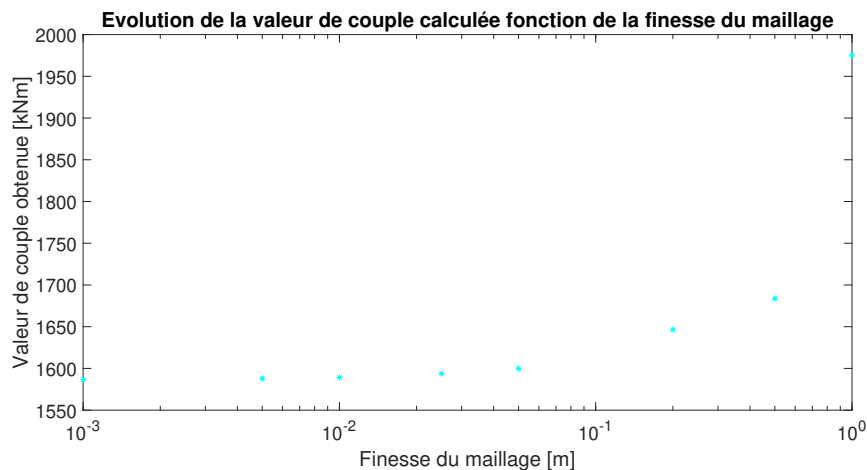


FIGURE 79 – Évolution du couple calculé numériquement

---

23. Pour chaque point, les propriétés sont calculées au centre de gravité de la maille.

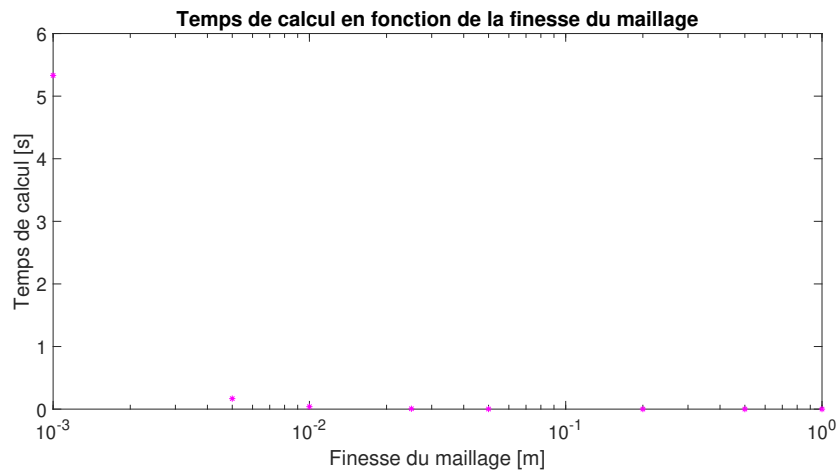


FIGURE 80 – Évolution du temps de calcul

Le tout étant synthétisé dans les tableaux ci-après :

Raffinement du maillage [m]	0.001	0.005	0.01	0.025	0.05
Temps de calcul [s]	5,33	0,17	0,04	0,006	0,0014
Couple obtenu [kNm]	1586,73	1587,83	1589,15	1593,67	1599,73

0.1	0.2	0.5	1
2,93 × 10 <sup>-4</sup>	8,8 × 10 <sup>-5</sup>	2,6 × 10 <sup>-5</sup>	1,6 × 10 <sup>-5</sup>
1613,55	1646,45	1683,61	1975,27

Au vu de ces données et de l'apport de précision de chacun des raffinements de maillage et des temps de calcul qui y sont rapportés, un maillage de 0.01x0.01m est choisi pour la suite de cette intégration, car il offre une excellente précision tout en étant le premier temps de calcul à devenir négligeable.

#### 4.3.1 Intégration numérique paramétrique :

Maintenant que les équations intégrales régissant l'amélioration sur le coefficient de sécurité apportée par les panneaux de soil mix sont connues et qu'un outil permettant de les résoudre a été développé, il faut définir les paramètres pour lesquels la variation du coefficient de sécurité va être étudiée. Tout d'abord, le paramètre principal sera la distance entre deux panneaux de soil mix. Ensuite l'influence de la longueur des panneaux sera étudiée :

Paramètre	Valeur min	Valeur max	Pas de variation
Distance inter panneaux	1	20	0.25
Longueur des panneaux	1	7	0.25

On met donc en place une boucle sur notre calcul du couple généré par les panneaux pour toutes les combinaisons possibles des paramètres afin d'obtenir une évolution générale du coefficient. Ici seront présentés des résultats pour les deux paramètres à la fois puis paramètre

par paramètre pour le Cercle 1 non tronqué, les 4 analyses pour les 4 lignes de rupture ayant toute la même forme.

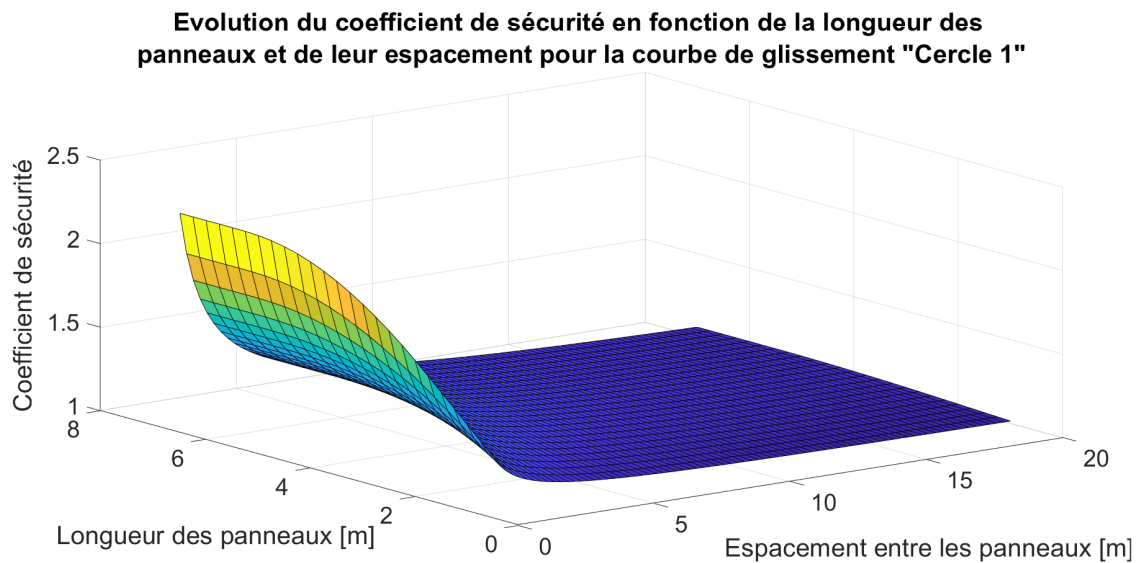


FIGURE 81 – Évolution du coefficient de sécurité pour les différentes valeurs des paramètres pour le "Cercle 1"

Comme on peut le constater sur le graphe ci-dessus, l'allure générale du graphe est une fonction  $1/x$  pour la distance entre les panneaux. Il y a également une amélioration plafonnée à une certaine limite en fonction de la longueur des panneaux.

#### 4.3.2 Variation selon la distance inter panneaux

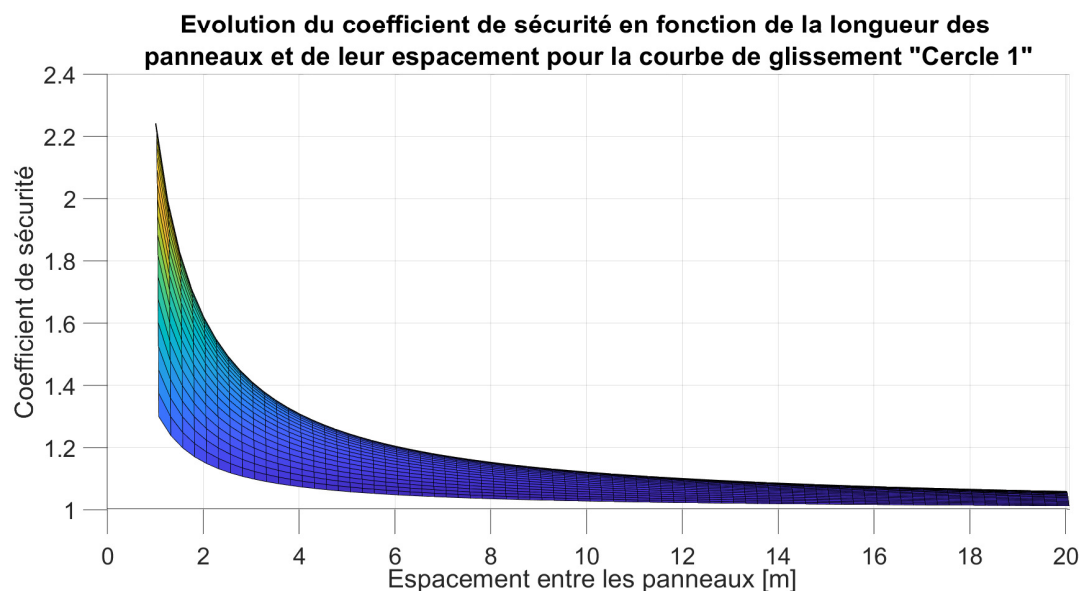


FIGURE 82 – Évolution du coefficient de sécurité pour un glissement selon la ligne de rupture "Cercle 1" entre deux panneaux selon l'espacement entre les panneaux

Comme il peut être observé sur le graphe ci-dessus, l'évolution du coefficient de sécurité selon l'espacement des panneaux suit une fonction de la forme  $\frac{1}{x}$  avec pour asymptote

horizontale le coefficient de sécurité de la situation sans panneaux. Cela est parfaitement logique puisque si nous analysons la formulation du coefficient de sécurité selon nous hypothèses nous trouvons :  $SF = \frac{\text{Couple panneau} + d_p \times \text{Couple résistant}}{d_p \times \text{Couple résistant}} = \frac{\text{Couple panneau}}{d_p \times \text{Couple résistant}} + \frac{d_p \times \text{Couple résistant}}{d_p \times \text{Couple résistant}}$

Où puisque  $d_p$  est ici la variable étudiée on a bien une fonction de type  $\frac{a}{x} + SF_{init}$  ce qui est concordant avec les résultats numériques. Nous observons également une plus grande gamme de valeurs proche de  $d_p = 0$  que vers  $d_p \Rightarrow \infty$  ce qui est la résultante du fait que pour des longueurs de panneaux plus élevées les couples obtenus sont plus élevés et donc des valeurs de  $a$  dans la formule ci-dessus plus élevées. Lorsque  $d_p$  tend vers l'infini, cette différence tend à s'estomper.

### 4.3.3 Variation selon la longueur des panneaux

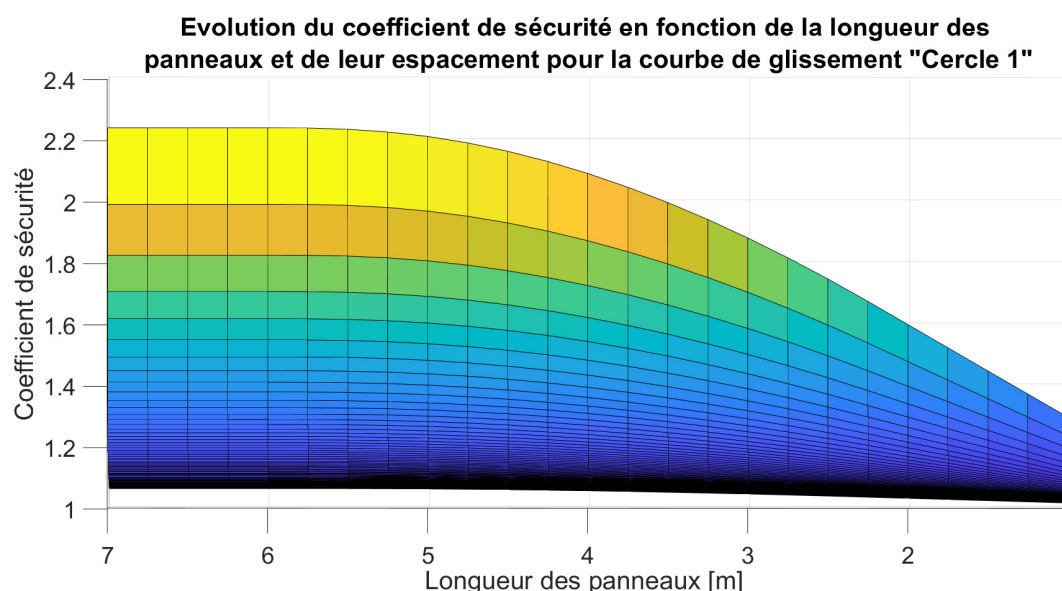


FIGURE 83 – Évolution du coefficient de sécurité pour un glissement selon le cercle 1 entre deux panneaux selon la longueur des panneaux

Pour ce qui est de l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la longueur des panneaux, nous constatons une évolution de moins en moins croissante jusqu'à obtenir une droite horizontale. Cela correspond au fait qu'au fur et à mesure que le panneau s'enfonce dans le talus, il couvre de plus en plus de surface dans la section en glissement et donc son couple résistant augmente.

Néanmoins, puisque les cercles de rupture sont de plus en plus horizontaux au fur et à mesure qu'ils ressortent du talus, pour chaque incrément de longueur, l'incrément de surface ajouté est de plus en plus faible. De plus, cet incrément de surface est ajouté de plus en plus haut et donc à des contraintes verticales faibles ce qui réduit encore le couple résistant mobilisable. Quelle que soit la distance inter panneaux (distance plus faible pour les coefficients de sécurité les plus hauts), la transformation de la croissance en une droite se produit pour une même longueur de panneau. Celle-ci correspond à la longueur de panneau pour laquelle le panneau recouvre entièrement la figure de glissement.

#### 4.3.4 Calcul de la configuration pour un coefficient de sécurité visé

Une fois tous les résultats obtenus pour les différentes figures de rupture étudiées et pour différentes valeurs des deux paramètres, nous sélectionnons pour chaque couple  $(l_p, d_p)$  la valeur minimale du coefficient de sécurité selon la ligne de rupture la plus instable parmi les quatre. Le coefficient de sécurité réel de la pente est alors obtenu en fonction de la configuration des panneaux et il est alors aisé de déterminer l'intersection de la surface des coefficients de sécurité avec le plan horizontal du coefficient de sécurité souhaité (ici 1.3) :

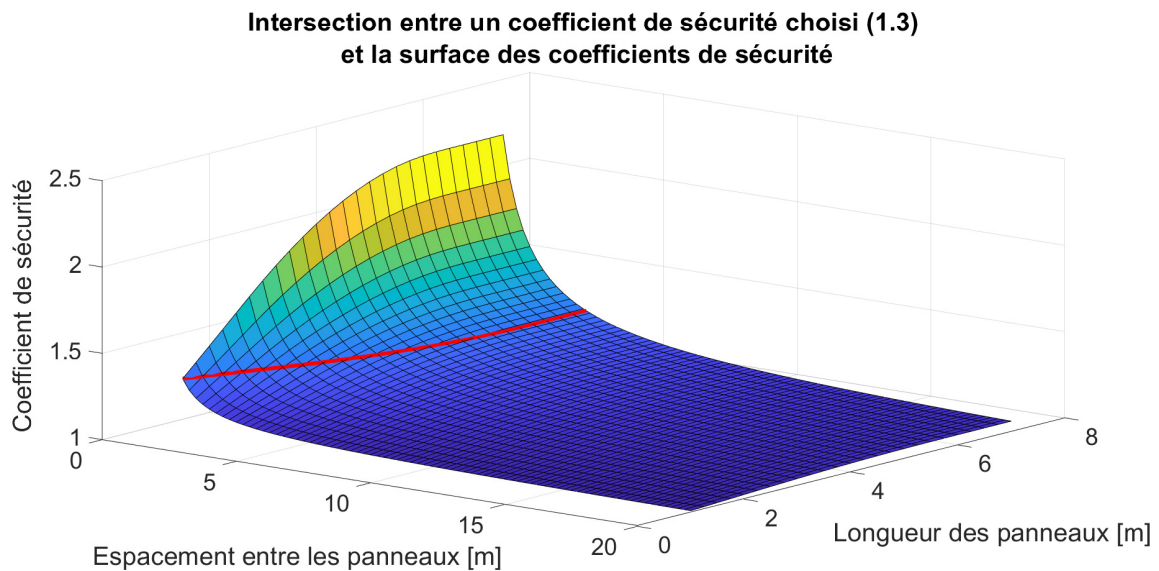


FIGURE 84 – Intersection de la surface avec le coefficient de sécurité recherché de 1.3

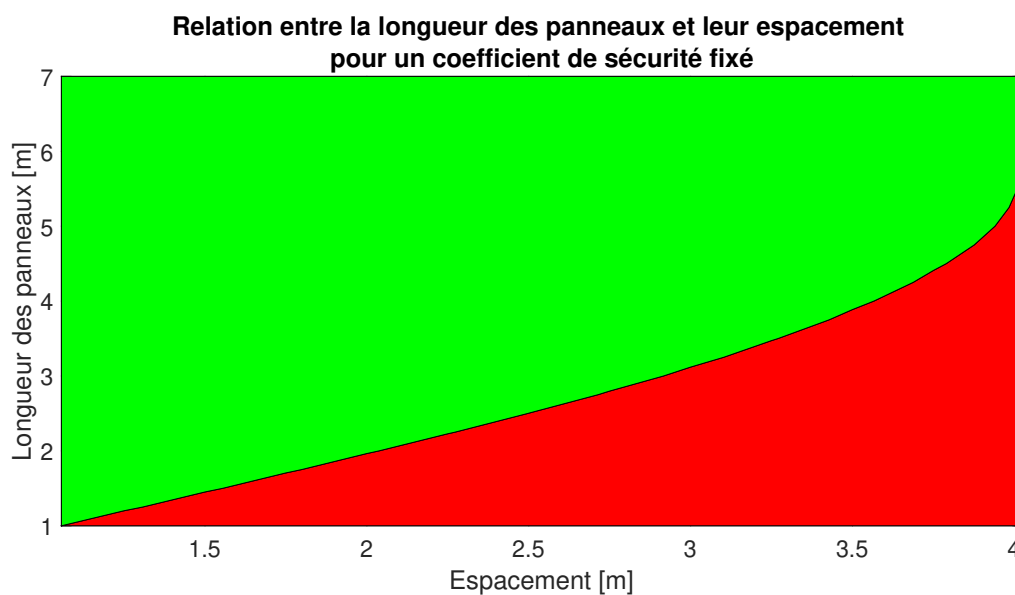


FIGURE 85 – Relation entre la longueur des panneaux et leur espacement pour un coefficient de sécurité fixé

Sur le graphe précédent, la relation entre les deux paramètres de géométrie pour un coefficient de sécurité fixé. Tout point situé au-dessus à gauche de cette courbe aura un coefficient de sécurité supérieur au coefficient recherché et sera donc sécuritaire.

Il ne reste dès lors plus qu'à définir parmi tous les couples possibles de configuration lequel est le plus économique et nous aurons réussi à stabiliser la pente au degré requis à l'aide des panneaux de soil mix et ce sans utiliser de simulations numériques coûteuses.

#### 4.3.5 Discussion des hypothèses

Une des hypothèses majeures posées dans ce cas est que le mouvement du sol va se faire d'un bloc c'est-à-dire que toute la figure de rupture va bouger de la même façon si les panneaux sont écartés de 2m ou de 150m. Cela est évidemment faux, car l'influence des panneaux n'a pas une portée infinie. Néanmoins, pour les coefficients de sécurité recherchés en temps normal, les distances interpanneaux sont contenues et donc cette hypothèse semble être valable. Il faut néanmoins garder en tête que les valeurs de coefficients de sécurité donnés sont alors des maxima et qu'il vaut mieux se placer du côté de la sécurité.

Une deuxième hypothèse a été de considérer que le bras de levier pour le couple était toujours la distance du point considéré au centre du cercle ce qui est potentiellement éloigné de la réalité dans le cas des cercles tronqués puisque toute la figure de rupture ne se déplace pas de la même façon autour du centre du cercle. Une approche plus réaliste nous semble être la suivante où l'arc de disque correspondant à la partie tronquée du cercle est considéré avec une contrainte de frottement parallèle au tronquage alors que le reste de la rupture continue à avoir un bras de levier de rupture circulaire :

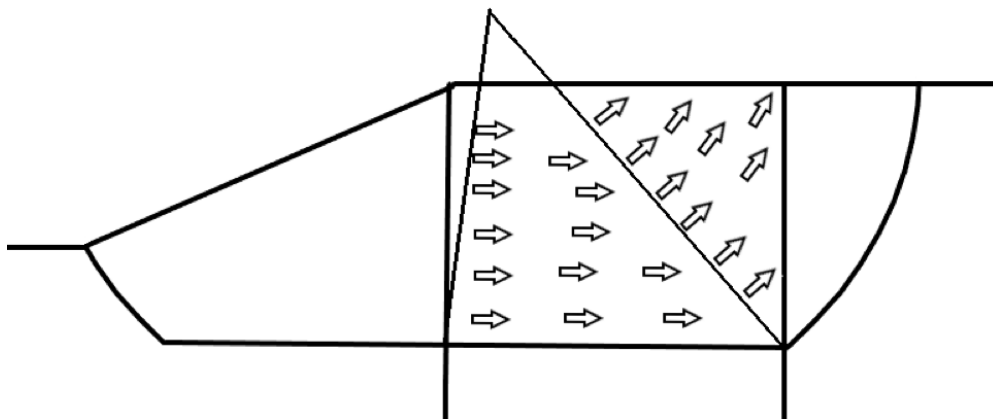


FIGURE 86 – Autre proposition d'évaluation des bras de levier

Une approche de cette méthode a été étudiée et nous pouvons voir à la figure suivante les faibles erreurs relatives que cela occasionne alors que les investissements en analyse de la géométrie ont été plus coûteux que pour des bras de levier "simples". Néanmoins cela nous place du côté de la sécurité contrairement au bras de levier simple.

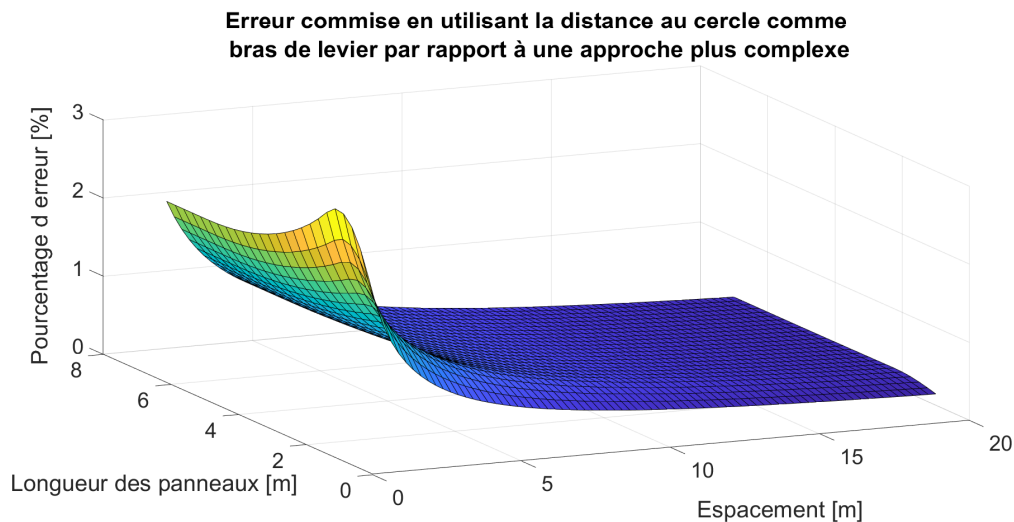


FIGURE 87 – Erreur relative commise par la surestimation des bras de levier

Comme la figure précédente le montre, des surestimations relatives maximales de 2% sont obtenues dans les cas les plus extrêmes (espacement nul entre les panneaux), mais pour des configurations plus normales telles que celle qui sera utilisée dans la section suivante, des erreurs de l'ordre de 1% sont obtenues ce qui semble négligeable au vu de l'hypothèse plus forte sur le principe même de la méthode qui est évoquée ci-dessus.

#### 4.4 Vérification de la résistance à l'effet voûte

L'effet de voûte est un effet qu'on voit se développer dans les sols à l'approche de paroi perpendiculaire à une pente. Le sol va résister de lui-même en formant un arc de compression pure entre les deux murs avec des réactions d'appui sur les murs comme cela peut être observé sur la figure suivante :

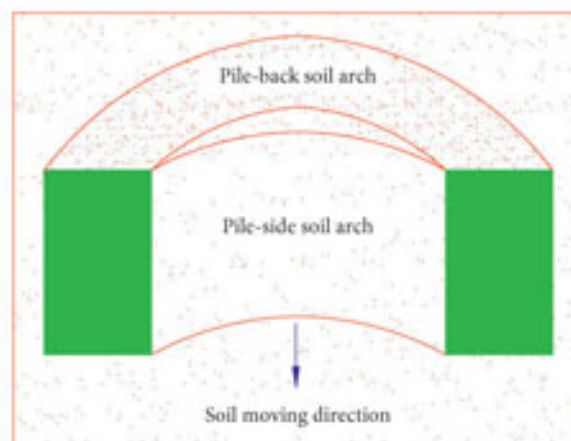


FIGURE 1: Soil arch plane graph.

FIGURE 88 – Schématisation de l'effet voûte entre deux de nos panneaux de soil mix [Guangfu, C. et al., 2020]



Cet effet est notamment celui qui permet à des roches de résister par elles-mêmes au creusement d'un tunnel en leur sein. Ici en situation classique cela n'est pas nécessaire si ce n'est pour stabiliser la couche instable qui, d'après les sources traitant de ce problème, a tendance à fuir vers le lit de la rivière. Ici, nous sommes plus intéressés par cet effet dans le cadre de la gestion des risques et des événements exceptionnels. En effet, selon les situations et même en situation classique malgré un coefficient de sécurité supérieur à 1, cette pente possède une probabilité non nulle de rupture.

Il aurait été possible d'obtenir les mêmes augmentations de coefficient de sécurité en utilisant des panneaux en palplanches par exemple, mais celles-ci auraient eu du mal à transmettre les efforts de frottement au bedrock en base et n'auraient été d'aucune utilité en cas de rupture. Si une rupture se produit, les panneaux de soil mix sont capables de stabiliser une partie de la pente par effet voûte et donc de limiter les dégâts. Puisque le sol va venir buter contre les panneaux, c'est ici que les propriétés en cisaillement vont nous être utiles.

Considérons donc des panneaux espacés de 3.5m et d'une longueur de 4m qui sont bien dans la zone stable préconisée par la FIGURE 85 et imaginons que la rupture se soit produite ce qui a conduit l'entière du sol entre les panneaux à disparaître. Pour conserver l'intégrité d'une partie du talus et de la majeure partie de la route le surplombant, il faut donc que les panneaux soient capables de supporter par effet voûte les pressions des terres. En admettant qu'un développement d'effet voûte soit possible<sup>24</sup>, on se retrouve avec un panneau devant résister à sa base à un effort de cisaillement de  $\int_0^p \sigma'_v \times K_a dz$

Où  $p$  est la profondeur du bedrock,  $\sigma'_v$  la contrainte verticale effective et  $K_a$  le coefficient de butée valant  $\tan^2(\pi/4 - \phi/2)$  soit 0.33 pour le sable et 0.84 pour le limon argileux. En considérant la surcharge de 5kN/m<sup>2</sup> et des masses volumiques de 16kN/m<sup>3</sup> pour le sol sec et 20kN/m<sup>3</sup> pour le sol saturé on trouve :

$$\begin{aligned} & \int_0^{0.9} (5 + 16 \times z) \times 0.333 dz + \int_{0.9}^5 (5 + (16 \times 0.9) + (10 \times z - 0.9)) \times 0.333 dz \\ & + \int_5^9 (5 + (16 \times 0.9) + (10 \times 4.1) + (10 \times z - 5)) \times 0.7 dz = 283.29 \text{kN/m}_{ct} \end{aligned} \quad (19)$$

C'est cette valeur qui sera l'effort de cisaillement à reprendre par mètres courants d'espacements entre les panneaux.

NB : Ici il faudra aussi prendre en compte les épaisseurs des panneaux contrairement à l'analyse de stabilité, car il y a aussi de la poussée directement sur les panneaux.

---

24. Le temps a malheureusement manqué pour parcourir la littérature à la recherche des conditions sur la cohésion et le type de sol nécessaires pour générer cet effet. Il sera donc considéré que celui-ci se développe dans les conditions de distance inter panneaux et de sol donnés.

En postulant une épaisseur de 50cm pour les panneaux nous obtenons alors, pour une reprise des efforts sur 1.75m à droite et à gauche et 50cm de panneau, un effort de cisaillement à reprendre de 1133.2kN en base des panneaux. Ce qui distribué sur une surface de 4x0.5m nous donne une contrainte moyenne de cisaillement de 0.57MPa. Nous savons que notre panneau de soil mix doit avoir une cohésion  $\tau_{sm,d} > 0.57MPa$  ce qui si nous nous basons sur les coefficients de sécurité proposés par l'EC7 et le passage à la valeur caractéristique proposé par [Denies, N.Huybrechts, N.] et vérifié par ce travail, nous demande une cohésion moyenne de 1.163 MPa. Nous voyons dans le TABLEAU 8 que ce sont là des valeurs parfaitement atteignables en soil mix que ça soit à 28 ou 60 jours selon les besoins. Nous pourrions mener une étude comparative pour savoir si il est plus économique d'utiliser des murs de 1m de large et donc de diviser approximativement la cohésion requise par 2 et utiliser un soil mix à 300kg/m<sup>3</sup> au lieu du 400kg/m<sup>3</sup> qui semble ici nécessaire, mais cela est laissé à l'éventuel utilisateur.

Après ce calcul il faudra aussi vérifier que le sol en place est bien capable de produire un effet voûte sur la distance séparant les panneaux sur base de sa cohésion propre.

## 4.5 Conclusion

Pour conclure ce chapitre consacré à l'étude de la stabilisation des pentes à l'aide de panneaux de soil mix, nous venons de montrer qu'il était possible de traiter de ce cas sans avoir recours à des programmes éléments finis coûteux en temps de calcul et de modélisation.

Notre première idée a été de moyenner de façon pondérée les propriétés du sol en place avec les propriétés des panneaux de soil mix. Cette méthode s'est avérée trop simple car le soil mix étant un matériau proche des roches, moyenner les propriétés rendait toutes les lignes de ruptures stables.

Notre seconde approche à donc été d'étudier la rupture libre du talus étudié et d'y ajouter une composante de frottement liée à la présence des panneaux. Cette méthode est dépendante de beaucoup d'hypothèses mais elle donne des résultats qui semblent réalistes avec un temps nécessaire bien plus faible qu'une simulation éléments finis. Cette approche doit désormais être validée par des tests justement sur des programmes d'éléments finis afin de juger de sa validité. Si c'est le cas, alors nous aurons un outil extrêmement rapide pour effectuer des pré-design de structures de ce type pour des remises de prix ou autres par exemple.

Enfin, pour rendre notre structure fiable et se rattacher à notre étude sur les propriétés en cisaillement, nous avons imaginé une situation de rupture afin de constater si nos panneaux pouvaient stabiliser une partie du talus par effet voûte en cas de glissement. Nous avons vu que nos panneaux étaient totalement capables de reprendre ces efforts et nous avons une structure robuste.

## 5 Conclusion et développements possibles

Tout d'abord, nous avons fait un point sur les différentes techniques possibles d'amélioration des sols, chacune adaptée à leur type de situations, et principalement du soil mix afin d'avoir une vue plus large des possibilités qu'offre ce matériau parmi les autres techniques d'amélioration. Une alternative économique et écologique à des fondations béton plus complexes notamment, mais aussi un matériau totalement apte à remplir des fonctions plus originales et novatrices telles que celles de stabilisation de pentes. Nous nous sommes aussi penchés en particulier sur ses propriétés en cisaillement dont nous avons déterminé que les méthodes de déterminations étaient probablement sous-estimées, puisqu'actuellement approximées comme étant la résistance en traction.

Afin de pouvoir étudier une possible amélioration des méthodes de prévision de la cohésion sur base de la résistance en compression simple, nous avons monté un plan expérimental à base de détermination de la méthode de moulage, compressions simples et résistance au cisaillement.

Grâce à des développement théorique aux essais de laboratoire, nous proposons une autre façon d'appréhender les valeurs de design pour la cohésion du matériau soil mix. En utilisant la théorie du cercle de Mohr ainsi que des hypothèses sur les angles de frottement, nous sommes parvenus à prédire la cohésion du matériau soil mix d'une façon plus précise mais néanmoins toujours aussi sécuritaire que la méthode actuelle. Cette méthode mériterait d'être étendue grâce à de nouvelles études à des sols divers et variés pour être éprouvée et améliorée. Néanmoins, dans l'état elle propose déjà des avancées conséquentes par rapport au techniques actuelles qui, bien que performantes dans l'état actuel de l'utilisation du soil mix, demandaient à être améliorée pour développe toutes les utilisations possibles du soil mix.

Après cela nous avons montré que stabiliser des pentes à l'aide de panneaux soil mix était réalisable et nous avons fourni des moyens de pré-calculer l'impact de cette stabilisation sans passer par de coûteux calculs éléments finis. Cela permet de obtenir un outil certes moins puissant mais bien plus rapide qui est donc un complément intéressant aux éléments finis. Cette approche doit désormais être confirmée par des simulations plus complexes et précises afin de juger de sa justesse et éventuellement être améliorée pour effacer petit à petit le plus d'hypothèses possibles qui nuisent à sa représentativité. En effet, l'hypothèse de mouvement uniforme de la masse de sol est très forte surtout pour un sable à priori non-cohésif et en plus elle ne nous place pas du côté de la sécurité. C'est par conséquent un champ de recherche intéressant pour développer notre méthode.

## Bibliographie :

Bauer. (2014). *Cutter soil mixing, process and equipment*. Récupéré sur <https://www.ecanet.com/uploads/files/Resources/CSM-905-656-2.pdf>

*Bodembouw - Cutter Soil Mixing*. (s. d.). Bodembouw. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <https://www.bodembouw.com/en/cutter-soil-mixing>

Brian, H. Jasperse, P. (s.d.). *In situ stabilization using shallow soil mixing and deep soil mixing*. Récupéré sur <http://geotill.com/pdf/in-situ-stabilization-using-shallow-soil-mixi>

Charlier, R. (2018). *Géotechnique et infrastructures*. Uliège

Guangfu, C. et al. (2020). *Pile-Spacing Calculation of Anti-Slide Pile Based on Soil Arching Effect. Advances in Civil Engineering, vol. 2020* Gale Academic OneFile. Consulté le 09 juin 2021 à l'adresse <https://go.gale.com/ps/anonymous?id=GALE%7CA634679529&sid=googleScholar&v=2.1&it=r&linkaccess=fulltext&iissn=16878086&p=AONE&sw=w>

Cherieux, J. L. A. (s. d.). *Traitements des sols - La consolidation atmosphérique*. Lycée Cherieux. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse [http://lycee-cherieux.fr/Mooc/materiau/traitements\\_sols/%7Egen/traitemement.publi/web/co/traitemement\\_31.html](http://lycee-cherieux.fr/Mooc/materiau/traitements_sols/%7Egen/traitemement.publi/web/co/traitemement_31.html)

Courard, L. (2018). *Technologie des bétons et matériaux nouveaux*. Uliège

Collin, F. (2014). *Amélioration des sols*. Uliège.

*Compensation/fracture grouting*. (2021, 25 février). Keller UK. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <https://www.keller.co.uk/expertise/techniques/compensationfracture-grouting>

CTSC, (2018) *Le soil mix pour stabiliser les rives de l'Escaut*. Limelette

*Cutter soil mixing head*. (s. d.). Research gate. Consulté le 24 mai 2021 à l'adresse [https://www.researchgate.net/figure/The-Cutter-Soil-Mixing-head-BCM-5-type-3-2-and-operating-fig2\\_337801273](https://www.researchgate.net/figure/The-Cutter-Soil-Mixing-head-BCM-5-type-3-2-and-operating-fig2_337801273)

*Deep Foundation*. (s. d.). Liebherr. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <https://www.liebherr.com/en/can/products/construction-machines/deep-foundation/methods/soil-improvement/ground-improvement.html>

Denies, N. Huybrechts, N. (2018). *Handbook Soil mix walls : Design and execution*. Boca Raton : CRC Press

Denies, N. Huybrechts, N. (2013). *GEOTECHNIQUE - AMELIORATION DES SOLS. Avancées récentes, recherches et aspects liés à l'exécution des techniques de DEEP MIXING ET JET GROUTING*. Liège

Denies, H. Van Lysebetten, G. (2012). *General Report SESSION 4 – SOIL MIXING 2 – DEEP MIXING*. Bruxelles

De Vos, L. et al. (2019). *Application of soil mixing (CSM) in stiff clay for dike stabilization*. Belgium

Di Paola, M. (2015). *Influence des paramètres environnementaux sur l'efficacité du soil mixing : gel-dégel*. Uliège

Grimes, L. (2021, 15 mars). *Cut-Off Walls*. Bachy Soletanche. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <https://www.bacsol.co.uk/solution/cut-off-walls/>

Grisolia, M. Leder, Y. Marzano, I.P (2013) *Standardization of the molding procedures for stabilized soil specimens as used for QC/QA in Deep Mixing application*. Sapienza Université de Rome

Indraratna, B., Chu, J., Rujikiatkamjorn, C. (2015). Chapter 6 - Ground Improvement Using Deep Vibro Techniques. Dans *Ground Improvement Case Histories* (p. 175-213). Elsevier Gezondheidszorg.

Indraratna, B., Chu, J., Rujikiatkamjorn, C. (2015b). Chapter 12 - Dynamic Compaction and Dynamic Consolidation of Soils. Dans *Ground Improvement Case Histories* (p. 362 - 398). Elsevier Gezondheidszorg.

Indraratna, B., Chu, J., Rujikiatkamjorn, C. (2015b). Chapter 18 - Ground Improvement with Geotextile Reinforcements. Dans *Ground Improvement Case Histories* (p. 537 - 558). Elsevier Gezondheidszorg.

Indraratna, B., Chu, J., Rujikiatkamjorn, C. (2015b). Chapter 19 - Use of Geosynthetics to Aid Construction over Soft Soils. Dans *Ground Improvement Case Histories* (p. 559 - 582). Elsevier Gezondheidszorg.

Jet Grouting. (s. d.). Total Foundation Solutions. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <http://totalfoundations.com/process-equipment/jet-grouting/>

Kamimura, K. Kami, T. Hara, T. Takahashi, T. and Fukada, H. (2009). *Application Example of Deep Mixing Method with Reduced Displacement due to Mixing (CDM-LODIC)*. Deep Mixing '09, Okinawa.

Keller Fondations Spéciales SAS. (2013). *Deep Soil Mixing*. Récupéré sur Keller : <http://www.keller-mts.ch/download/pdf/fr/32-01F.pdf>

Kitazume, M. Grisolia, M. Leder, E. Marzano, I.P. Alberto, A. Correia, S. Venda Oliveira, P.J. Åhnberg, H. Andersson, M. (2015). *Applicability of molding procedures in laboratory mix tests for quality control and assurance of the deep mixing method*. Tokyo

Leica Geosystems. (s. d.). *The Compaction Control app*. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <https://leica-geosystems.com/fr-be/products/total-stations/software/leica-captivate/expert-insight-compaction>

Lerat, P. (1996) *Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire*. École Nationale des Ponts et Chaussées

Ministère de l'urbanisme, du logement et des transport. (1985). *Amélioration des sols de fondation : choix des méthodes d'exécution*. Récupéré sur <http://media.lcpc.fr/ext/pdf/ifsttar/librarie/fonds>

*Mueller Resonant Compaction*. (s. d.). GeoForum. Consulté le 24 mars 2021, à l'adresse <http://www.geoforum.com/knowledge/texts/compaction/viewpage.asp?ID=29>

Petit, A. (2015). *Méthode du deep soil mixing*. ULiège.

*Rapid Impact Compaction*. (s. d.). Terratest. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <https://www.terratest.com/ingles/products-rapid-impact-compaction.html>

*Réalisation des pistes de chantier et mise en œuvre des remblais de préchargement - Portail internet DREAL Bourgogne-Franche-Comté.* (s. d.). Portail internet DREAL Bourgogne-Franche-Comté. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <http://www.bourgogne-franche-comte.developpement-durable.gouv.fr/realisation-des-pistes-de-chantier-et-mise-en-a2457.html>

Simon, B. (2012). *General report SESSION 5 – RIGID INCLUSIONS AND STONE COLUMNS*, Terrasol, Paris

Sybille, L. (2011) *TP - ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOÎTE DE CASA-GRANDE / ESSAI TRIAXIAL*. Université de Nantes

Szymkiewicz, F. (2011). *Évaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment*, Université Paris-Est. Récupéré sur <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00808139/document>

*TUBES D INJECTION A MANCHETTES DURVINIL SYSTEMES D INJECTION SI-REG POUR LA CONSOLIDATION DES SOLS - PDF Free Download.* (s. d.). Doc Player. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <https://docplayer.fr/136374124-Tubes-d-injection-a-manchettes-durvinil-systemes-d-injection-si-reg-pour-la-consolidation-des-sols-pdf-free-download.html>

Varaskin, S. Chu, J. Klotz, J. Mengé, P. (2009). *17<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics Geotechnical Engineering : State of the Art Report*. Alexandria

*Vibroflotation vs Stone column.* (s. d.). Sta-Molano.Com. Consulté le 24 avril 2021, à l'adresse <https://www.sta-milano.com/en/vibroflotation/vibroflotation-stone-column>



## A2. Résistance en compression simple de tous les échantillons étudiés :

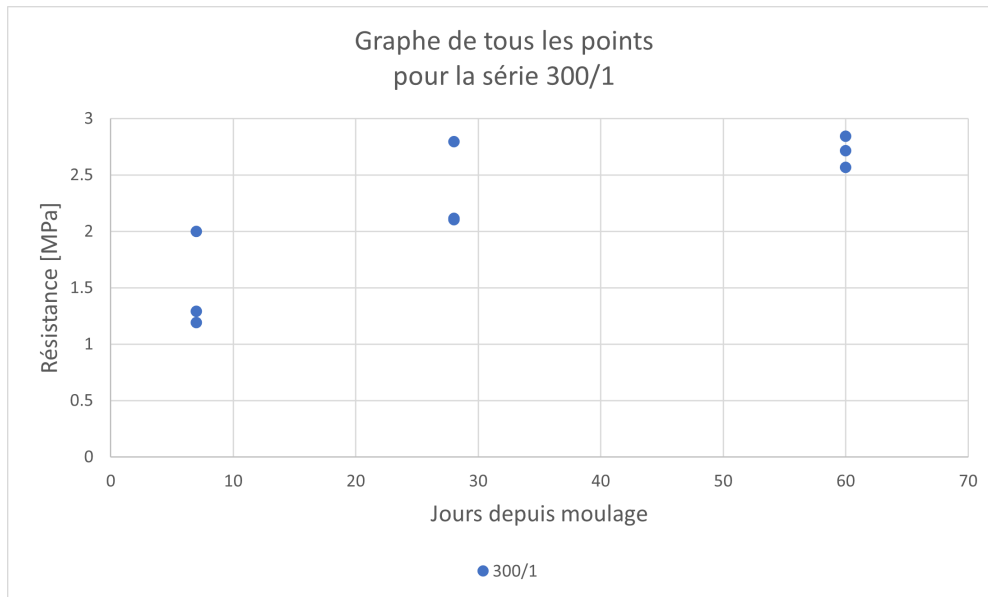


FIGURE 89 – Résistance en compression simple pour la série 300/1 en fonction du temps

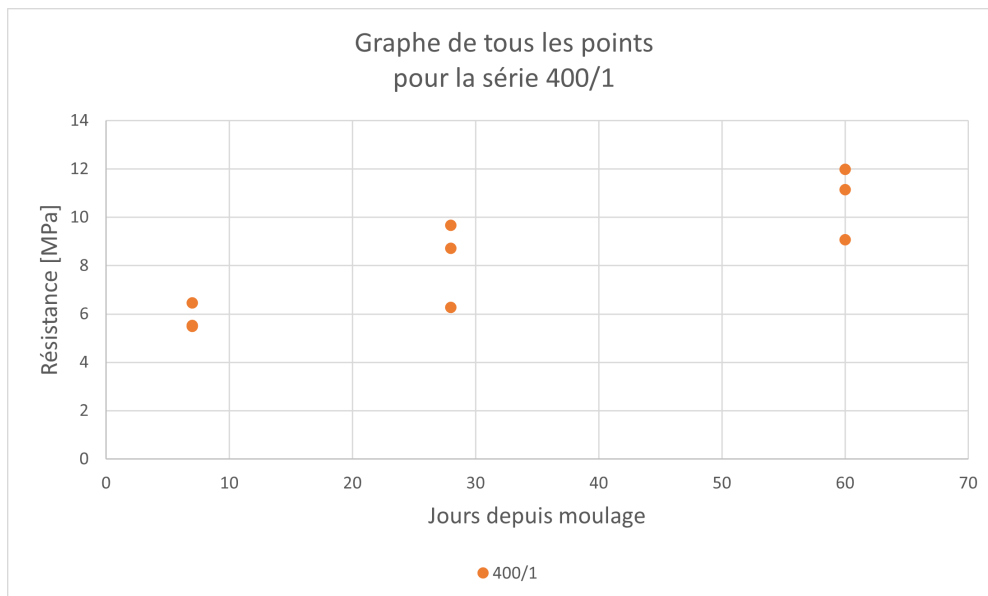


FIGURE 90 – Résistance en compression simple pour la série 400/1 en fonction du temps



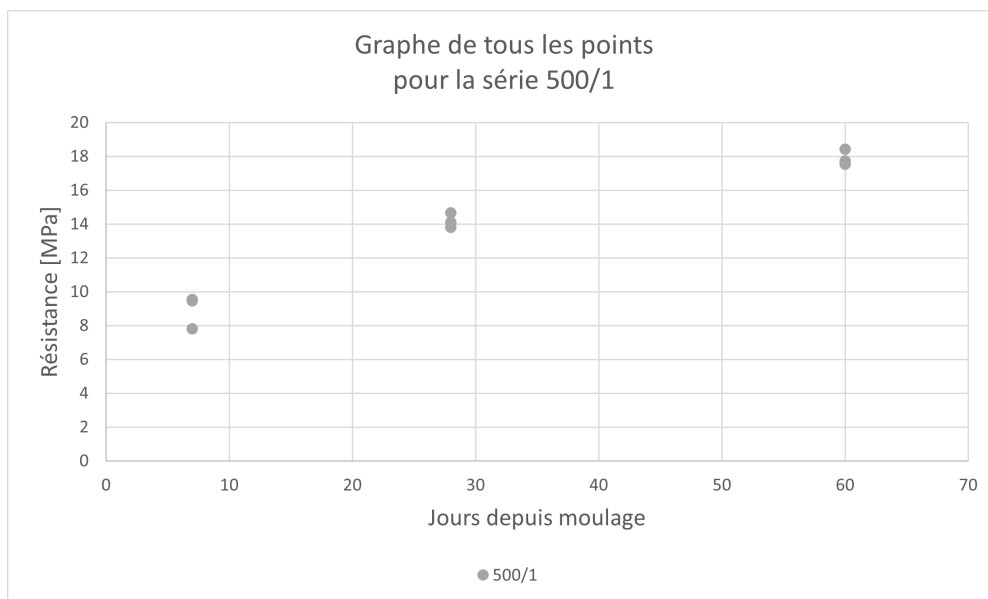


FIGURE 91 – Résistance en compression simple pour la série 500/1 en fonction du temps

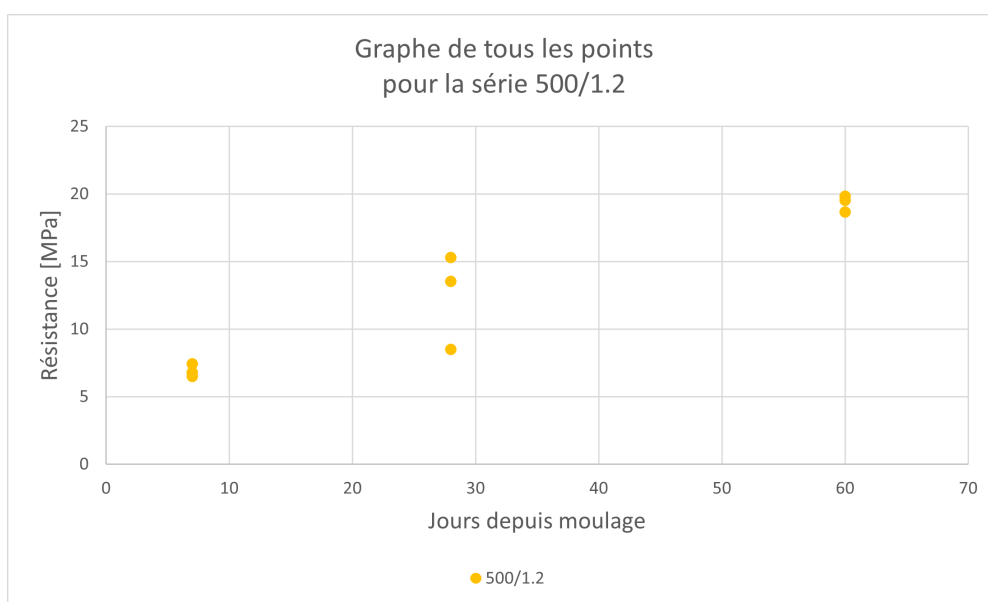


FIGURE 92 – Résistance en compression simple pour la série 500/1.2 en fonction du temps

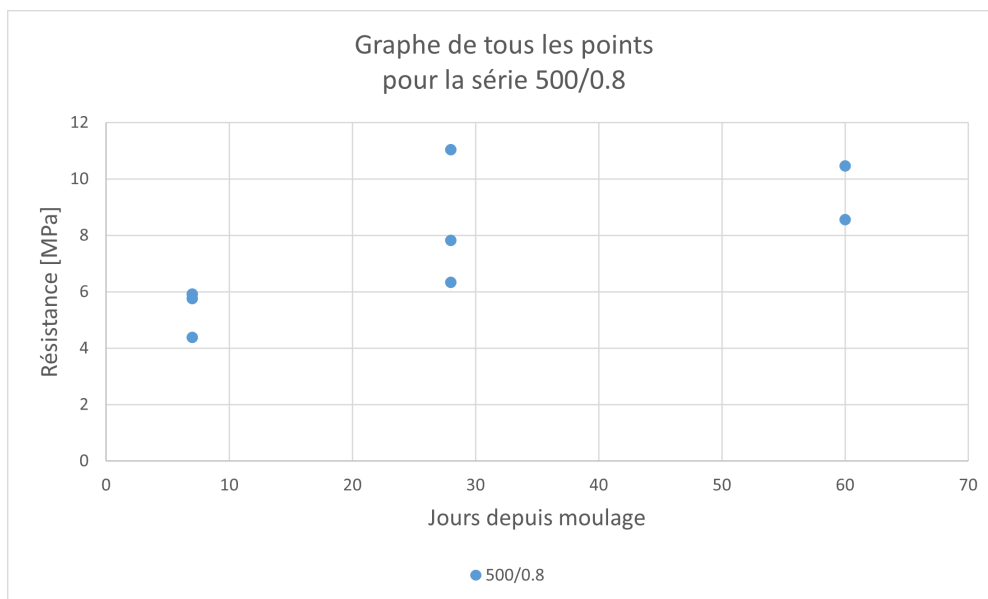


FIGURE 93 – Résistance en compression simple pour la série 500/0.8 en fonction du temps

## A2. Angles de frottement interne de tous les essais :

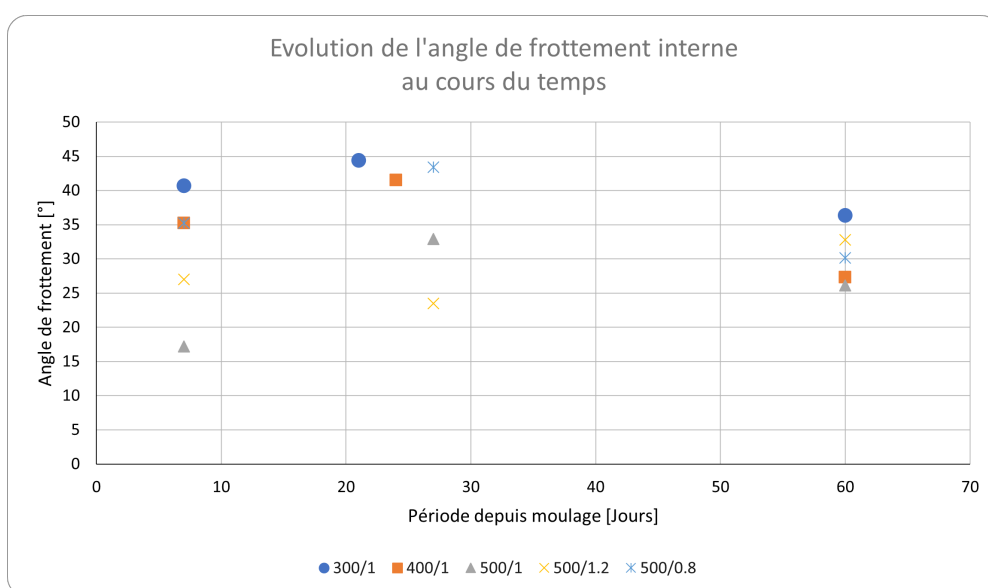


FIGURE 94 – Ensemble des angles de frottement internes pris avec les 2 stocks différents de sable

### A3. Comparaison entre les deux méthodes de prédictions et les essais :

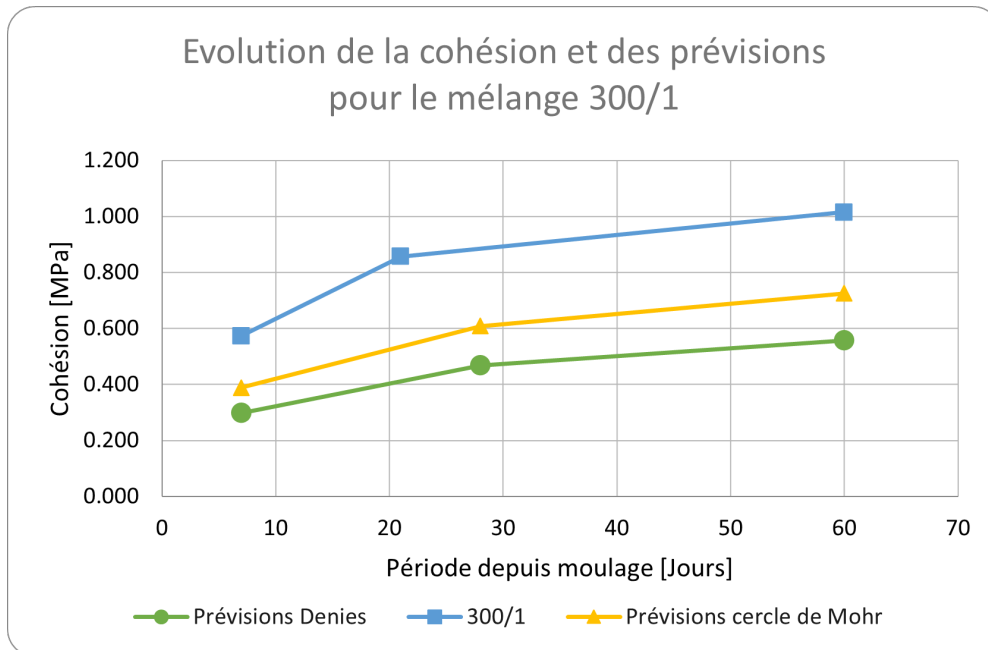


FIGURE 95 – Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 300/1

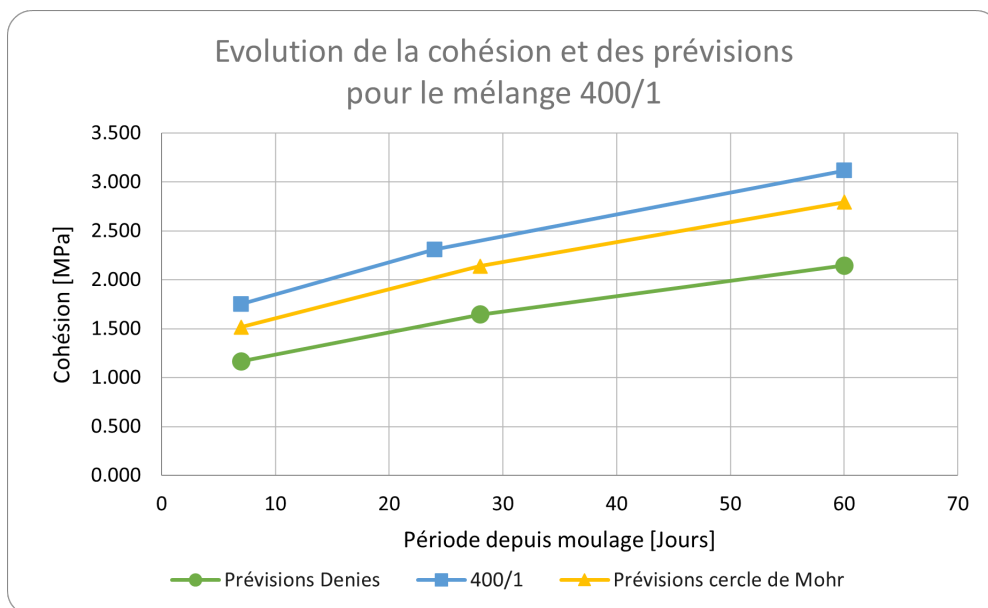


FIGURE 96 – Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 400/1

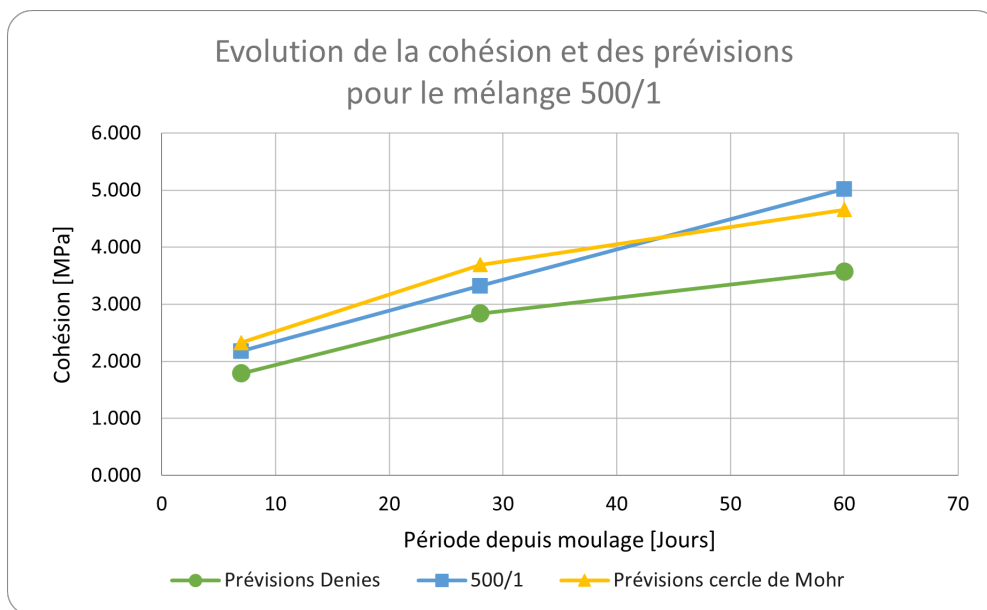


FIGURE 97 – Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 500/1

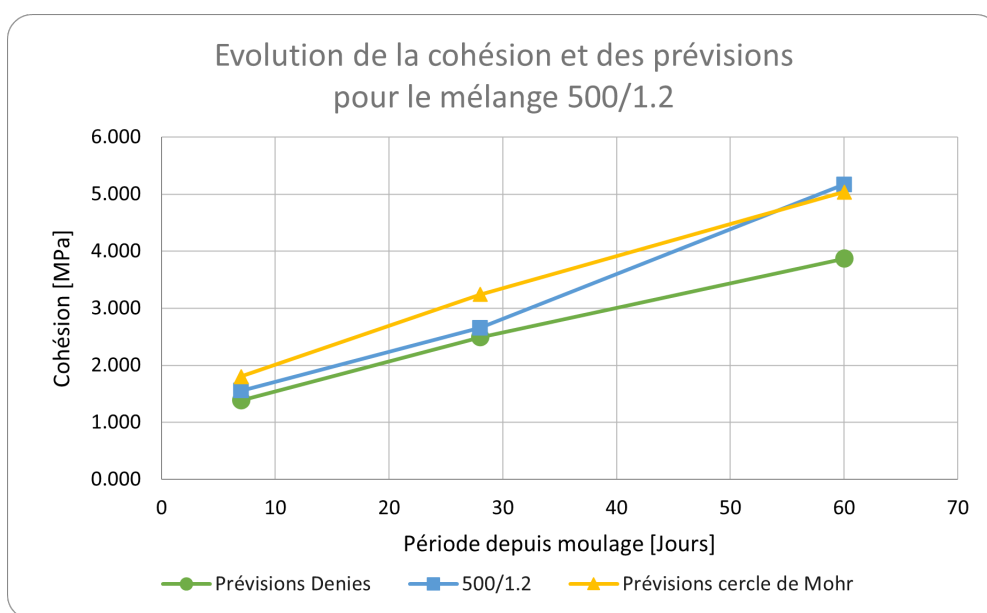


FIGURE 98 – Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 500/1.2

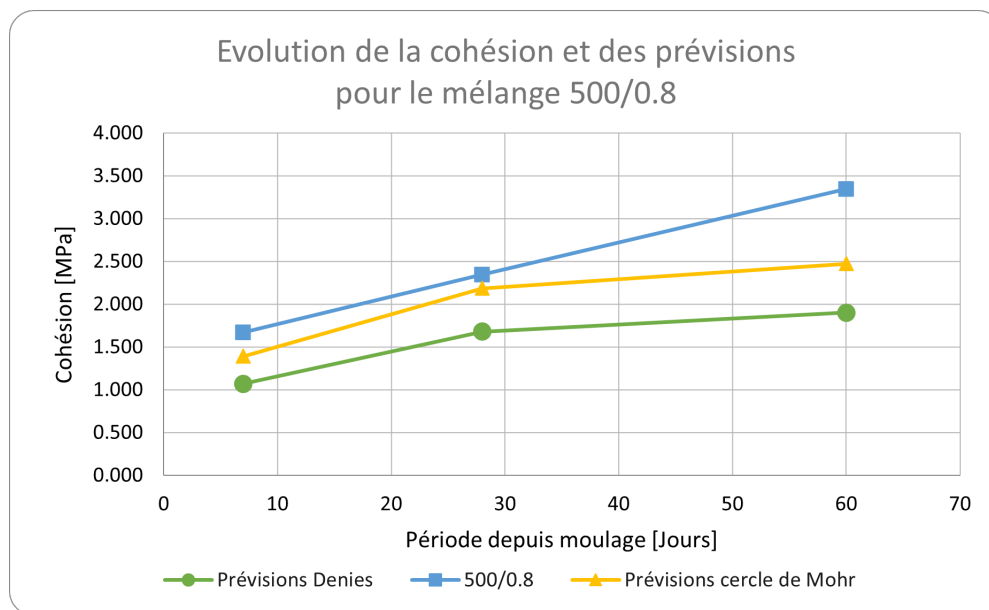


FIGURE 99 – Comparaison entre les prédictions et les essais pour le mélange 500/0.8